



**HAL**  
open science

# Comportement des pieux et des groupes de pieux sous chargement latéral cyclique

Julio Rakotonindriana

► **To cite this version:**

Julio Rakotonindriana. Comportement des pieux et des groupes de pieux sous chargement latéral cyclique. Mécanique des structures [physics.class-ph]. Ecole nationale des ponts et chaussées - ENPC PARIS / MARNE LA VALLEE, 2009. Français. NNT : 2009ENPC0916 . pastel-00575332

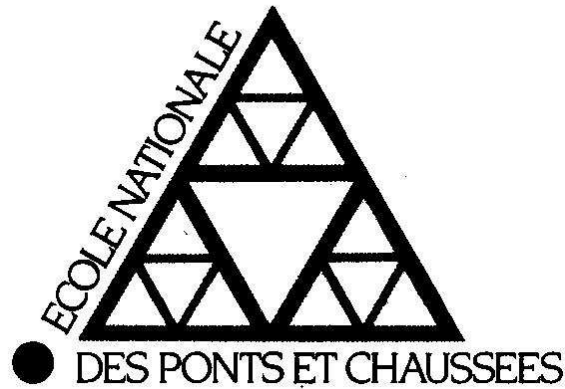
**HAL Id: pastel-00575332**

**<https://pastel.hal.science/pastel-00575332>**

Submitted on 10 Mar 2011

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

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



## **THESE DE DOCTORAT**

En vue de l'obtention du titre de

# **DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES**

Spécialité : Géotechnique

Présentée et soutenue publiquement par

**RAKOTONINDRIANA Mahefa Harris Julio**

Sujet de la thèse

## **Comportement des pieux et des groupes de pieux sous chargement latéral cyclique**

Le 25 septembre 2009 devant le jury composé de :

Pierre FORAY  
Richard JARDINE  
Daniel LEVACHER

Rapporteur  
Rapporteur  
Rapporteur

Alain LE KOUBY  
Alain PUECH  
Luc THOREL

Examineur  
Examineur  
Examineur

Philippe MESTAT

Directeur de thèse



## **REMERCIEMENTS**

Au moment où j'ai commencé cette thèse, en Octobre 2006, je n'avais encore aucune idée des difficultés que j'allais rencontrer, et des personnes avec qui je collaborerais. Ces personnes ont largement contribué à la réalisation de cette thèse et je leur adresse ici mes vifs remerciements.

Je tiens à remercier monsieur Philippe Mestat, Chef de la division Mécanique des Sols, des Roches et Géologie de l'Ingénieur (MSRGI) au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), de m'avoir accueilli au sein du laboratoire pour la préparation de cette thèse de doctorat. Je salue aussi sa souplesse et son ouverture d'esprit qui a su me laisser une large marge de liberté pour mener à bien ce travail de recherche.

Je remercie également Alain Le Kouby qui a assuré la supervision de ce travail de thèse. Son expérience et sa compétence m'ont été très précieuses pour faire face à différents problèmes. Je le remercie pour la confiance qu'il m'a accordée tout au long de cette thèse ainsi que pour toute la motivation qu'il a su me donner à certains moments difficiles.

Je souhaite aussi remercier Luc Thorel, Chef de la section Centrifugeuse du LCPC Nantes, dont les conseils lors de la rédaction m'ont été très précieux. Le recul qu'il a sur ce travail nous a permis de toujours nous remettre en question. Son encadrement et sa disponibilité sont exemplaires.

Mes vifs remerciements vont également à Emmanuel Bourgeois, Chef de la section calcul des ouvrages géotechniques, sans qui le volet calcul numérique de cette thèse n'aurait pas pu être réalisé. Ses conseils et la pertinence de ses remarques ont permis de rester dans le domaine du raisonnable par rapport à la durée de trois ans d'une thèse.

Je désire aussi remercier Alain Puech, Directeur technique chez FUGRO, pour ses remarques pertinentes et pratiques qui nous ont permis d'être toujours proche des problèmes réellement rencontrés sur le terrain.

Je voudrais aussi associer à ces remerciements Daniel Levacher, Professeur à l'université de Caen, qui m'a fait l'honneur d'accepter de présider le jury de cette thèse et Pierre Foray, Professeur à l'Institut National Polytechnique de Grenoble, qui, malgré son emploi du temps



chargé a bien voulu accepter le rôle de rapporteur de cette thèse. Je remercie de même Richard Jardine, Professeur à l'Imperial College de Londres, d'avoir accepté d'être rapporteur de cette thèse et de relire le manuscrit même s'il est rédigé en français.

Je remercie aussi toutes les personnes du laboratoire MSRGI du LCPC, qui ont contribué à leur manière à cette thèse. Je pense particulièrement à F. Rocher-Lacoste et Françoise Dudouyt, ainsi qu'à tous les doctorants du laboratoire avec qui j'ai passé des moments agréables. Je remercie aussi à O. Benzaria qui a travaillé avec moi sur l'analyse de certains résultats.

Ma profonde reconnaissance s'adresse aussi à toute l'équipe de la centrifugeuse de Nantes et notamment envers Claude Favraud, Alain Néel, Patrick Gaudicheau, Philippe Audrain et Céline Boura qui ont énormément contribué à la concrétisation de ce travail de thèse de doctorat. Merci pour tous les sacrifices que vous avez dû consentir par rapport à vos famille, les essais commencés à cinq heures du matin et ceux interminables jusqu'à 22 heures, celui de 24 heures sans arrêt et bien d'autres. C'est grâce à votre rigueur et votre sérieux que ce travail de thèse a pu voir le jour.

Une pensée particulière aussi au docteur 'Laurent Soyez', 'SOYEZ !!!!!', avec qui j'ai pu découvrir un peu plus la culture française, notamment gastronomique, et avoir des discussions 'très scientifiques', souvent animées et autour d'un bon repas. Merci pour l'initiation au vin, aux fromages et tout ce qu'on a pu goûter durant ces trois années et ce qu'on goûtera encore ensemble.

Je remercie également mes parents et mon frère qui m'ont toujours soutenu dans mes projets, tant moralement que financièrement. Merci pour votre patience à mon égard, je vous dédie cette thèse.

Ces remerciements ne peuvent s'achever sans une pensée pour ma chère et tendre épouse, dont le soutien quotidien a été sans faille. Son enthousiasme envers mon sujet de thèse lui a permis d'acquérir quelques notions de géotechnique, fortes utiles pour certaines de nos discussions !

## SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I - ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE .....	5
I.1 - COMPORTEMENT D'UN PIEU ISOLE SOUS CHARGEMENT LATERAL .....	5
I.1.1 - Comportement sous chargement monotone .....	5
I.1.1.1 - Classification des pieux.....	6
I.1.1.2 - Influence du mode de mise en place .....	6
I.1.1.3 - Comportement du système sol-pieu pendant le chargement.....	7
I.1.1.4 - Résultats des essais de chargement latéral des pieux.....	9
I.1.1.5 - Réponse du sol, du pieu, et courbes p-y.....	10
I.1.1.6 - Comportement à la rupture.....	12
I.1.2 - – Comportement sous chargement cyclique.....	13
I.1.2.1 - Chargement cyclique.....	13
I.1.2.2 - Comportement d'un pieu soumis à un chargement cyclique horizontal .....	14
I.1.2.3 - Courbes p-y cycliques .....	19
I.2 - GROUPE DE PIEUX SOUS CHARGEMENT LATERAL.....	20
I.2.1 - Chargement monotone .....	21
I.2.2 - Chargement cyclique.....	25
I.3 - METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX SOUS CHARGES LATERALES – LES COURBES P-Y .....	31
I.3.1 - Principes .....	31
I.3.2 - Détermination des courbes p-y :.....	32
I.3.3 - Dimensionnement d'un pieu isolé à partir des courbes p-y : .....	33
I.3.3.1 - Courbes p-y selon le Fascicule 62 :.....	33
I.3.3.2 - Courbes p-y selon l'API (API, 1993) et le DNV (DNV, 1992) :.....	34
I.3.4 - Prise en compte de l'effet des cycles .....	36
I.3.5 - Prise en compte de l'effet de groupe .....	38
I.4 - LA METHODE DU CONTINUUM .....	41
I.4.1 - Comportement du sol sous sollicitations cycliques.....	41
I.4.1.1 - Rappels sur les comportements sous chargement monotone .....	41
I.4.1.2 - Comportement sous chargement cyclique.....	44
I.5 - CONCLUSION:.....	51

CHAPITRE II - METHODOLOGIE EXPERIMENTALE .....	53
II.1 - LA MODELISATION PHYSIQUE EN CENTRIFUGEUSE AU LCPC .....	53
II.2 - EFFET D'ECHELLE ET EFFET DE TAILLE .....	55
II.2.1 - Pieu sous chargement latéral .....	55
II.2.2 - Pieu sous chargement axial .....	55
II.2.3 - Influence de la rugosité pour le pieu sous chargement axial.....	59
II.3 - MATERIAU UTILISE.....	60
II.3.1 - Caractéristiques .....	60
II.3.2 - Procédure expérimentale pour la préparation du massif de sol et vérification des propriétés du massif .....	61
II.4 - DISPOSITIF EXPERIMENTAL POUR LE CHARGEMENT LATERAL.....	64
II.4.1 - Pieux modèles instrumentés pour le chargement latéral .....	64
II.4.2 - Classification du pieu chargé latéralement.....	66
II.4.3 - Mise en place des pieux .....	67
II.4.3.1 - Influence du mode de mise en place .....	67
II.4.3.2 - Cas du pieu isolé .....	68
II.4.3.3 - Cas du groupe de pieux .....	69
II.4.4 - Chargement .....	69
II.4.4.1 - Cas du pieu isolé .....	69
II.4.4.2 - Cas des groupes.....	70
II.4.5 - Acquisition des données.....	72
II.5 - DEVELOPPEMENT D'UN PIEU INSTRUMENTE POUR LE CHARGEMENT AXIAL .....	74
II.5.1 - Essais de type « modeling of models » .....	74
II.5.1.1 - Mise en place des pieux et dispositif de chargement .....	74
II.5.1.2 - Programme de chargement réalisé .....	75
II.5.1.3 - Résultats des essais de type « modeling of models ».....	76
II.5.1.4 - Conclusions .....	79
II.5.2 - Détermination de la fiche du pieu .....	79
II.5.3 - Influence du mode de mise en place .....	82
II.5.4 - Instrumentation du pieu.....	83
II.6 - DISPOSITIF EXPERIMENTAL POUR LE CHARGEMENT AXIAL DES PIEUX .....	85
II.6.1 - Programme expérimental .....	87

II.6.2 - Résultats typiques obtenus .....	88
II.6.2.1 - Mise en place en vol du pieu .....	88
II.6.2.2 - Essais de chargement en force .....	88
II.6.3 - Difficultés rencontrées .....	90
II.7 - PROGRAMME EXPERIMENTAL .....	91
II.7.1 - Essais de chargement latéral d'un pieu isolé.....	91
II.7.2 - Essais de chargement latéral d'un groupe de pieux .....	93
II.7.3 - Essais de chargement axial sur un pieu isolé : .....	94
II.8 - CONCLUSION : .....	97
<b>CHAPITRE III - COMPORTEMENT D'UN PIEU ISOLÉ SOUS SOLLICITATION</b>	
<b>LATÉRALE .....</b>	<b>99</b>
III.1 - PROGRAMME EXPERIMENTAL .....	99
III.1.1 - Nomenclature des essais.....	100
III.1.2 - Programmes de chargement monotone .....	101
III.1.3 - Programmes de chargement cyclique.....	101
III.2 - PIEU ISOLE SOUS CHARGEMENT MONOTONE .....	103
III.2.1 - Courbes typiques obtenues.....	104
III.2.1.1 - Courbes représentant les efforts en fonction du déplacement.....	104
III.2.1.2 - Evolution des moments avec le chargement .....	104
III.2.2 - Répétabilité des essais .....	105
III.2.3 - Influence de la densité.....	107
III.2.4 - Détermination de l'effort à la rupture .....	109
III.2.4.1 - Calcul théorique .....	109
III.2.4.2 - Détermination pratique.....	110
III.2.5 - Etude des courbes p-y monotones .....	111
III.2.5.1 - Courbes p-y statiques : .....	111
III.2.5.2 - Validation des courbes p-y calculées .....	114
III.2.5.3 - Influence de l'indice de densité sur les courbes p-y statiques.....	116
III.2.5.4 - Comparaison des courbes p-y expérimentales avec celles de l'API .....	118
III.3 - PIEUX SOUS CHARGEMENTS CYCLIQUES .....	119
III.3.1 - Résultats typiques.....	120
III.3.1.1 - Courbe efforts-déplacements.....	120

III.3.1.2 - Courbe déplacement en fonction du nombre de cycles.....	121
III.3.2 - Etude de la répétabilité des essais .....	121
III.3.2.1 - Répétabilité de déplacements .....	122
III.3.2.2 - Répétabilité des moments.....	122
III.3.3 - Influence de la fréquence de chargement .....	123
III.3.4 - Déplacements en tête du pieu.....	124
III.3.4.1 - Influence du nombre de cycles.....	125
III.3.4.2 - Influence du niveau de chargement.....	128
III.3.4.3 - Influence de la densité.....	133
III.3.4.4 - Détermination des équations des déplacements en tête du pieu.....	135
III.3.5 - Moments dans le pieu.....	141
III.3.5.1 - Influence du nombre de cycles.....	141
III.3.5.2 - Influence du chargement .....	143
III.3.5.3 - Influence de la densité.....	144
III.3.6 - Courbes p-y cycliques .....	146
III.3.6.1 - Influence du nombre de cycles.....	147
III.3.6.2 - Enveloppes des courbes p-y cycliques .....	148
III.3.6.3 - Comparaison des courbes p-y pour les deux valeurs de $H_c/H_m$ : 0,5 et 1 ...	152
III.3.6.4 - Comparaison aux courbes p-y cycliques de l'API .....	153
III.4 - COMPORTEMENT DIFFERE .....	154
III.4.1 - Chargement initial .....	154
III.4.2 - Chargement après les cycles .....	155
III.5 - CONCLUSION: .....	156
<b>CHAPITRE IV - COMPORTEMENT DE GROUPES DE PIEUX SOUS SOLlicitATION</b>	
<b>LATERALE .....</b>	<b>159</b>
IV.1 - PROGRAMME EXPERIMENTAL .....	160
IV.1.1 - Chargement monotone .....	160
IV.1.2 - Chargement cyclique.....	161
IV.2 - GROUPE DE PIEUX SOUS CHARGEMENT STATIQUE.....	162
IV.2.1 - Chargement monotone .....	162
IV.2.1.1 - Détermination des efforts pour chaque rangée.....	163
IV.2.1.2 - Résultats typiques.....	164

IV.2.1.3 - Répétabilité des essais .....	168
IV.2.1.4 - Influence de la densité.....	169
IV.2.1.5 - Influence de l'entraxe.....	171
IV.2.1.6 - Calcul du coefficient d'efficacité du groupe pour de faibles déplacements ... .....	173
IV.2.1.7 - Courbes p-y statiques pour les groupes.....	175
IV.2.2 - Chargement à la rupture .....	178
IV.2.2.1 - Influence de la vitesse de chargement :.....	178
IV.2.2.2 - Influence de l'entraxe des pieux.....	179
IV.2.2.3 - Détermination des coefficients d'efficacité du groupe .....	181
IV.2.2.4 - Détermination de l'effort à la rupture : .....	182
IV.3 - GROUPE DE PIEUX SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE .....	183
IV.3.1 - Résultats typiques.....	184
IV.3.1.1 - Courbe force-déplacement en tête du groupe.....	184
IV.3.1.2 - Courbes des moments.....	186
IV.3.2 - Répartition des efforts entre les rangées .....	187
IV.3.3 - Déplacements en tête.....	188
IV.3.3.1 - Influence du nombre de cycles.....	188
IV.3.3.2 - Influence du niveau de chargement.....	189
IV.3.3.3 - Influence de la densité.....	190
IV.3.3.4 - Influence de l'entraxe.....	191
IV.3.3.5 - Détermination des équations des déplacements en tête du groupe de pieux... .....	192
IV.3.4 - Moments dans le groupe .....	196
IV.3.4.1 - Influence du niveau de chargement.....	197
IV.3.4.2 - Influence de l'entraxe et de la densité.....	198
IV.3.4.3 - Comportement post cyclique.....	200
IV.3.5 - Courbes p-y cycliques pour le groupe.....	201
IV.3.5.1 - Coefficient d'abattement $r_{cav}$ pour le pieu avant : .....	203
IV.3.5.2 - Coefficient d'abattement $r_{car}$ pour le pieu arrière : .....	205
IV.4 - CONCLUSION .....	207

CHAPITRE V - MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU PIEU ISOLÉ CHARGÉ HORIZONTALEMENT .....	209
V.1 - CHOIX DU MODELE DE COMPORTEMENT DU SOL .....	210
V.1.1 - Modèles de comportement du sol étudiés .....	210
V.1.1.1 - Modèle de Prevost (Prevost, 1977 ; Prevost, 1978 ; Prevost, 1985) .....	210
V.1.1.2 - Modèle de Wichtmann (2005).....	211
V.1.2 - Choix du modèle de comportement pour les simulations .....	212
V.1.2.1 - Choix du modèle utilisé pour les simulations .....	212
V.1.2.2 - Modèle de Chaboche (1977, (Armstrong et Frederick, 1966)) .....	213
V.1.3 - Détermination des paramètres .....	217
V.2 - CHOIX DU MAILLAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL.....	218
V.2.1 - Taille du maillage.....	218
V.2.2 - Hypothèses de calcul.....	220
V.2.2.1 - Caractéristiques mécaniques du sol.....	220
V.2.2.2 - Caractéristiques mécaniques du pieu : .....	220
V.3 - ETUDES PARAMETRIQUES .....	221
V.3.1 - Chargement monotone .....	221
V.3.1.1 - Influence de E.....	221
V.3.1.2 - Influence de $\phi$ .....	223
V.3.1.3 - Influence de C et $D_{\text{ecr}}$ .....	224
V.3.1.4 - Comparaison avec les résultats expérimentaux.....	224
V.3.2 - Chargement cyclique.....	226
V.3.2.1 - Influence de N .....	226
V.3.2.2 - Zone influencée du massif.....	227
V.3.2.3 - Comparaison avec les résultats expérimentaux.....	228
V.4 - CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES D'AMELIORATIONS.....	230
CONCLUSION GENERALE.....	233
ANNEXES 1 A 8 .....	237
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

**Minuscules latines:**

$a_1$ :	coefficient calculée pour la première équation représentant l'accumulation des déplacements cycliques maximaux en tête du pieu ( $N < 500$ )
$a_2$ :	coefficient calculée pour la deuxième équation représentant l'accumulation des déplacements cycliques maximaux en tête du pieu ( $N > 500$ )
$a_{G1}$ :	coefficient calculée pour la première équation représentant l'accumulation des déplacements cycliques maximaux en tête du groupe de pieux ( $N < 500$ )
$a_{G2}$ :	coefficient calculée pour la première équation représentant l'accumulation des déplacements cycliques maximaux en tête du groupe de pieux ( $N > 500$ )
$b_1$ :	constante de la première équation pour le pieu isolé
$b_2$ :	constante de la deuxième équation pour le pieu isolé
$b_{G1}$ :	constante de la première équation pour le groupe de pieux
$b_{G2}$ :	constante de la deuxième équation pour le groupe de pieux
$c$ :	Cohésion du matériau
$d_{pc}$ :	Déplacement au point de chargement du pieu
$d_{pc-0}$ :	$d_{pc_{max}}(N) - d_{pc_{max}}(N=1)$
$d_{pc_{max}}$ :	Déplacement au point de chargement du pieu correspondant au chargement maximal cyclique
$d_{pc_{min}}$ :	Déplacement au point de chargement du pieu correspondant au chargement minimal cyclique
$d_{pc_{max1}}$ :	Déplacement maximal cyclique au point de chargement du pieu déterminé à partir de la première droite d'ajustement
$d_{pc_{max2}}$ :	Déplacement maximal cyclique au point de chargement du pieu déterminé à partir de la deuxième droite d'ajustement
$d_{pc_{min1}}$ :	Déplacement minimal cyclique au point de chargement du pieu déterminé à partir de la première droite d'ajustement
$d_{pc_{min2}}$ :	Déplacement minimal cyclique au point de chargement du pieu déterminé à partir de la deuxième droite d'ajustement
$d_{50}$ :	Le diamètre de tamis sur la courbe granulométrique du sable qui laisse passer 50% (en masse) de l'échantillon étudié.
$e$ :	Indice des vides
$e_{min}$ :	Indice des vides minimal
$e_{max}$ :	Indice des vides maximal
$f$ :	Fréquence de chargement cyclique
$k_h$ :	module initial de réaction du sol selon l'API [ $kN/m^3$ ]
$l_0$ :	Longueur de transfert (Ménard <i>et al.</i> , 1969)



$p(z)$ :	Pression latérale du sol à une profondeur $z$
$p'$ :	Contrainte isotrope effective
$p_{\text{cycle}}$ :	pour un $z$ donné, la réaction calculée à partir de l'enveloppe des courbes $p$ - $y$ cycliques pour un déplacement $y$ donné
$p_{\text{statique}}$ :	pour un $z$ donné, la réaction calculée à partir des courbes $p$ - $y$ statiques pour un déplacement $y$ donné
$q$ :	Le déviateur des contraintes ( $=\sigma_1 - \sigma_3$ )
$q_c$ :	Résistance de pointe pénétrométrique
$q_{\text{cyc}}$ :	$\frac{1}{2}$ amplitude de chargement cyclique
$q_m$ :	Charge moyenne appliquée à l'échantillon
$q_{\text{max}}$ :	résistance maximale de l'échantillon au cisaillement
$r_c$ :	coefficient d'abattement des courbes $p$ - $y$ statiques pour obtenir les courbes $p$ - $y$ cycliques
$r_{\text{car}}$ :	coefficient d'abattement des courbes $p$ - $y$ statiques pour obtenir les courbes $p$ - $y$ cycliques de la rangée arrière du groupe
$r_{\text{cav}}$ :	coefficient d'abattement des courbes $p$ - $y$ statiques pour obtenir les courbes $p$ - $y$ cycliques de la rangée avant du groupe
$s$ :	entraxe des pieux du groupe
$t$ :	temps exprimé en [s]
$y(z)$ :	Déplacement latéral du pieu à une profondeur $z$
$y_{\text{max1}}(N)$ :	Déplacement maximal cyclique au point de chargement cyclique déterminé à partir de la première droite d'ajustement pour un $N$ donné
$y_{\text{max2}}(N)$ :	Déplacement maximal cyclique au point de chargement cyclique déterminé à partir de la deuxième droite d'ajustement pour un $N$ donné
$z$ :	Profondeur ou niveau désigné

**Majuscules latines:**

API:	American Petroleum Institute
$A_1$ :	Pente de la première droite d'ajustement selon l'équation proposée par Verdure (2003)
$B$ :	Diamètre extérieur du pieu
$C_e$ :	Coefficient d'efficacité du groupe de pieux
$C_{\text{ecr}}$ :	Paramètre d'écroissage de la loi de comportement utilisé pour les simulations
$C_U$ :	Coefficient d'uniformité
Comp:	Compression
Conf:	Confinement
CPT:	Cone Penetration testing
D25:	Référence d'un capteur de déplacement utilisé pour le chargement latéral (dans le cas des groupes uniquement)

D37:	Référence d'un capteur de déplacement utilisé pour le chargement latéral (isolé et groupe)
D54:	Référence d'un capteur de déplacement utilisé pour le chargement latéral (dans le cas des groupes uniquement)
D62:	Référence du 1 <sup>er</sup> capteur de déplacement utilisé pour le chargement axial
D76:	Référence d'un capteur de déplacement utilisé pour le chargement latéral (isolé et groupe)
D82:	Référence du 2 <sup>ème</sup> capteur de déplacement utilisé pour le chargement axial
D:	Fiche du pieu
$D_{\text{ecr}}$ :	Paramètre d'écroûissage de la loi de comportement utilisé pour les simulations
$D_r$ :	Densité relative du sable [%]
E:	Module d'Young
$E_p$ :	Module d'Young du pieu
$E_s$ :	Module d'Young du sol
Ext:	Extension
F13:	Capteur de force utilisé lors du chargement axial
F6:	Capteur de force utilisé pour le chargement latéral monotone à la rupture
F56:	Capteur de force utilisé pour le chargement latéral monotone et cyclique avec les pieux instrumentés
$F_{\text{ch}}$ :	Fréquence de chargement cyclique
$G_{\text{max}}$ :	Module de cisaillement maximal
H:	Chargement horizontal appliqué
$H_{\text{max}}$ :	Chargement maximal
$H_{\text{maxcyc}}$ :	Chargement maximal cyclique
$H_m$ :	Chargement Horizontal Moyen
$H_c$ :	$\frac{1}{2}$ amplitude du chargement horizontal cyclique
$H_u$ :	Chargement horizontal limite ultime supporté par le pieu
I:	Moment d'Inertie
$I_D$ :	Indice de densité
$I_P$ :	Inertie à la flexion du pieu
$K_R$ :	Facteur de flexibilité selon Poulos
$K_S$ :	Raideur Sécante
$M(z)$ :	Moment fléchissant à une profondeur z
N:	Nombre de cycles
$N_{\text{int}}$ :	Nombre de cycles à partir duquel il y a bifurcation (/changement de pente) de la droite d'ajustement des déplacements cycliques maximaux. Cette valeur est déterminée lors de la détermination des équations des droites d'ajustement

$P_m$ :	Coefficient d'abattement des courbes p-y statiques d'un pieu isolé pour obtenir les courbes p-y d'un pieu d'une rangée du groupe
$P(z)$ :	Réaction latérale du sol à une profondeur z
PID:	Abréviation de Proportionnel-Intégral-Dérivé et qui désigne la régulation qu'on peut avoir des signaux corrects avec le servovérin
$P_m$ :	Coefficient multiplicateur pour tenir compte de l'effet de groupe
R :	Rayon du pieu
$R^2$ :	Coefficient de détermination de la courbe d'ajustement des données
$T(z)$ :	Effort tranchant à une profondeur z
TSFC:	Essai triaxial cyclique sur du sable de Fontainebleau
TSM:	Essai triaxial monotone sur du sable de Fontainebleau
$V_m$ :	Chargement Vertical Moyen
$V_c$ :	½ amplitude du chargement vertical cyclique
VP:	Valeur Prototype
VM:	Valeur Modèle

**Lettres grecques:**

$\alpha$ :	Coefficient rhéologique du sol
$\Delta u$ :	Surpression interstitielle
$\varepsilon_1$ :	Déformation axiale verticale
$\varepsilon_3$ :	Déformation latérale
$\varepsilon_v$ :	Déformation volumique
$\varphi$ ou $\Phi$ :	Angle de frottement interne du sol
$\nu$ :	Coefficient de poisson
$\rho_d$ :	Poids volumique du sol en place [kN/m <sup>3</sup> ]
$\rho_s$ :	Masse volumique spécifique du matériau
$\rho_{dmin}$ :	Masse volumique minimal de l'échantillon
$\rho_{dmax}$ :	Masse volumique maximal de l'échantillon
$\sigma_1$ :	Contrainte verticale pour les essais triaxiaux
$\sigma_3$ :	Contrainte horizontale pour les essais triaxiaux
$\sigma'_c$ :	Contrainte de confinement





## **INTRODUCTION GENERALE**

Les pieux sont des ouvrages couramment utilisés en génie civil. Ils sont dimensionnés pour reprendre à la fois des efforts axiaux, des efforts latéraux et des moments. Leur comportement mécanique a déjà fait l'objet de plusieurs travaux de recherches qui ont abouti à des méthodes de dimensionnement largement adoptées par la profession. L'évolution des structures (éoliennes, quais sur pieux, tours de plusieurs centaines de mètres de hauteurs, ...) a contribué à modifier le type de chargement appliqué sur ces pieux avec une composante de charge transitoire, charge répétée qui prend de l'importance. En effet, le chargement latéral induit par les surcharges de la structure (vent, houle, freinage sur un pont, ...) sur les pieux conduit à une fluctuation de la charge appliquée qui est généralement assimilable à un chargement cyclique. De plus, comme la fondation est constituée de plusieurs pieux plus ou moins espacés, des interactions sol-pieu ont donc lieu, d'autant plus importantes que l'espacement entre les pieux est faible.

Le chargement cyclique appliqué sur la fondation peut être caractérisé par cinq paramètres : la direction du chargement (latéral ou axial), le nombre de cycles  $N$ , le chargement cyclique maximal appliqué, l'amplitude du chargement cyclique, et le type de chargement (alterné ou non). Ce travail de recherche a porté principalement sur l'étude du comportement des pieux et groupes de pieux sous chargement latéral monotone et cyclique. Le cas du chargement axial a aussi été abordé.

Les méthodes actuelles de dimensionnement des pieux sous chargement latéral sont principalement divisées en deux catégories : la méthode aux coefficients de réaction et la méthode modélisant le sol comme un milieu continu. Des coefficients de dégradation de la résistance pour tenir compte du chargement cyclique ont été proposés pour les méthodes aux coefficients de réaction. Ces coefficients, basés sur quelques centaines de cycles, voire moins, ont été déterminés de manière empirique pour le cas du pieu isolé. Dans le cas des groupes, aucune proposition n'a encore été faite à notre connaissance.

Pour améliorer le dimensionnement des pieux et notamment prendre en compte le grand nombre de cycles, il est nécessaire de comprendre les mécanismes de base responsables du comportement du pieu isolé et du groupe de pieux sous chargement latéral cyclique. La réalisation de ce genre d'essais sur sites présente plusieurs difficultés liées à l'hétérogénéité du sol naturel, aux caractéristiques initiales du système avant l'essai, et aux coûts de sa mise en œuvre. La modélisation physique en centrifugeuse se révèle alors une alternative avantageuse puisqu'elle peut fournir des données fiables, répétitives et à un moindre coût. Cette technique est dorénavant bien reconnue et a été utilisée pour le dimensionnement de divers ouvrages complexes : le pont de Rion-Antirion, les ancrages de plates-formes offshore, ...

Les objectifs de ce travail étaient donc :

- d'évaluer l'influence d'un chargement latéral avec un très grand nombre de cycles sur les principaux éléments représentant le comportement d'un pieu isolé : le déplacement en tête, le moment fléchissant et les courbes  $p$ - $y$  ;

- déterminer l'influence du chargement latéral cyclique sur le comportement d'un groupe de pieux, sur la répartition des charges entre les rangées, en plus des éléments cités précédemment.

Ce mémoire est organisé en cinq chapitres.

Le premier chapitre récapitule brièvement l'état de l'art sur le comportement du système sol-pieu soumis à un chargement latéral cyclique. On a insisté sur la description du comportement d'un pieu isolé et d'un groupe de pieux sous chargement latéral cyclique. Un résumé succinct des méthodes de dimensionnement actuelles est aussi proposé : les méthodes aux coefficients de réactions et les méthodes représentant le sol comme un milieu continu.

Le second chapitre présente les différents dispositifs expérimentaux et les procédures mises en place pour l'étude du comportement du pieu isolé et du groupe de pieux sous chargement latéral. On décrit également le travail réalisé pour le développement d'un pieu instrumenté pour les essais de chargement axial ainsi que les premiers résultats.

L'analyse des essais de chargement latéral d'un pieu isolé est effectuée dans le troisième chapitre. Les résultats des essais de chargement monotone sont d'abord analysés pour valider le système sol-pieu, puis on les a comparés aux résultats des essais de chargement cyclique. L'influence du nombre de cycles (jusqu'à 75 000 cycles), de la densité et du niveau de chargement sur le comportement d'un pieu isolé a également été étudiée.

Dans le quatrième chapitre, on étudie le comportement du groupe de pieux sous chargement latéral monotone et cyclique, afin de mieux appréhender l'effet de groupe et notamment l'interaction entre les différents pieux des groupes (rangées). On a mis ainsi l'accent sur l'étude de l'influence du nombre de cycles, de l'indice de densité  $I_D$ , et du niveau de chargement sur le comportement des deux rangées du groupe de pieux.

Les simulations numériques par la méthode des éléments finis pour modéliser le comportement du pieu isolé sous chargement latéral cyclique font l'objet du cinquième chapitre. Le modèle de comportement introduit dans le logiciel CESAR-LCPC est d'abord présenté, puis les résultats des simulations sont commentés pour montrer l'efficacité du modèle introduit.







# Chapitre 1

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Le comportement des fondations profondes, principalement des pieux, sous chargement cyclique, est fonction de plusieurs facteurs, dont l'influence est plus ou moins importante.

Dans la majorité des cas, les pieux d'un système de fondation sont mis en place dans le sol verticalement. Les différentes méthodes utilisées ont une influence sur la résistance mobilisable du pieu. Toutefois, le comportement et par conséquent le dimensionnement dépendent essentiellement du type de chargement appliqué. On définit un chargement appliqué par :

- la direction d'application ;
- le sens d'application : alterné ou non ;
- la nature du chargement : monotone ou cyclique ;
- la vitesse de chargement.

Notre étude portera principalement sur le comportement des pieux, isolés et en groupe, soumis à un chargement latéral.

Avant d'étudier le groupe, nous examinerons d'abord le comportement du pieu isolé sous chargement latéral, qui servira de référence. Dans chaque cas, nous nous pencherons sur le comportement général lors d'un chargement monotone, puis lors d'un chargement cyclique. L'étude de ces comportements sera réalisée grâce à l'analyse de différents essais en vraie grandeur (ou essais *in situ*), d'autres essais sur modèles réduits, notamment des essais effectués en centrifugeuse géotechnique, et les analyses théoriques associées.

### **I.1 - Comportement d'un pieu isolé sous chargement latéral**

Pour apprécier le comportement d'un pieu isolé sous chargement cyclique, il est nécessaire de comprendre d'abord son comportement sous chargement monotone. On appréhendera mieux les notions essentielles du comportement d'un pieu chargé latéralement.

#### **I.1.1 - Comportement sous chargement monotone**

Lorsqu'un pieu est sollicité horizontalement par un effort, combiné éventuellement à un moment en tête, l'équilibre du système est assuré par la mobilisation des réactions du sol sur le fût du pieu et la mobilisation de la résistance à la flexion du pieu, qui vont compenser les

charges appliquées. La nature du chargement, les propriétés du sol enserrant le pieu, le mode d'installation ainsi que la nature du pieu lui-même sont les principaux paramètres influençant le comportement du pieu isolé.

#### 1.1.1.1 - Classification des pieux

La réponse d'un pieu sous chargement latéral dépend de sa rigidité et de celle du sol. En fonction de ces valeurs de rigidité, on dit que le pieu est souple, semi-rigide, ou rigide. En 1960, Matlock et Reese ont proposé des solutions typiques pour le dimensionnement des pieux en fonction de la rigidité du pieu (souple ou rigide). En France, la classification des pieux est similaire à celles décrites ci-dessus. Pour un pieu, on définit dans un sol donné, une longueur de transfert  $l_0$  (Ménard *et al.*, 1969 ; Frank, 1999)

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_p \cdot I_p}{E_s}} \quad (1-1)$$

avec  $E_p$ : module d'élasticité du pieu [kN/m<sup>2</sup>]  
 $I_p$ : moment d'inertie de la section transversale du pieu [m<sup>4</sup>]  
 $E_s$ : module d'élasticité du sol [kN/m<sup>2</sup>]

On compare alors la fiche du pieu à cette longueur de transfert (1-1). Si la fiche du pieu est supérieure à  $3.l_0$ , on dit que le pieu est souple, si elle est inférieure à  $l_0$ , on dit qu'il est rigide, et il est semi-rigide entre  $l_0$  et  $3.l_0$ . Le sens pratique de  $l_0$  est cependant limité car il suppose que le sol est élastique et que la raideur est constante avec la profondeur, hypothèse permettant de résoudre analytiquement l'équation différentielle d'ordre 4 régissant les déplacements latéraux. Dans le cas d'une raideur variable croissant linéairement avec la profondeur (Matlock et Reese, 1960), des solutions numériques sont utilisées pour définir une longueur caractéristique de même sens physique que  $l_0$ .



Figure 1-1 - Classification des pieux selon le Fascicule 62-titre V (Frank, 1999)

La classification d'un pieu soumis à un chargement latéral ne dépend donc pas uniquement des caractéristiques mécaniques du pieu, mais aussi des caractéristiques mécaniques du sol. Ces données permettent de classer le pieu comme rigide (pieux courts), semi-rigide ou souple (pieux longs). Le pieu souple fléchit tandis que le pieu rigide tourne sous l'effet d'une charge latérale (Broms, 1964 ; Turner *et al.*, 1987).

#### 1.1.1.2 - Influence du mode de mise en place

Lors de la mise en place du pieu dans le sol, des contraintes résiduelles sont générées autour du pieu. L'influence du mode de mise en place sur les pieux soumis à un chargement axial a été largement étudiée (Robinsky et Morrison, 1964 ; Stuckrath, 1992 ; Shakhirev *et al.*, 1996 ; Francis, 1997 ; De Gennaro, 1999), et il a été démontré qu'un pieu mis en place avec refoulement a une résistance au chargement beaucoup plus importante. Pour les pieux soumis à un chargement latéral, l'effet du mode d'installation n'est pas encore bien appréhendé à

cause du manque d'essais *in situ*. Cependant, en centrifugeuse, Zhang et Hu (1991) ont remarqué que l'influence des contraintes résiduelles sur le comportement du pieu est plus importante dans le sable que dans l'argile (Zhang et Hu, 1991). Toutefois, dans le sable, il faut considérer la direction du chargement. Dans le cas d'un chargement latéral, des essais réalisés en centrifugeuse ont montré que l'influence de l'installation est minime (Craig, 1984). De plus, le mode d'installation n'a pas d'influence sur la cinématique du comportement (Remaud, 1999).

### 1.1.1.3 - Comportement du système sol-pieu pendant le chargement

Le développement des réactions le long du pieu est progressif et évolue avec l'augmentation du chargement appliqué. Lorsque le pieu est chargé horizontalement, il impose une déformation au sol qui l'entoure. En effet, le pieu résiste au chargement qui lui est appliqué en subissant un déplacement d'ensemble, ou en fléchissant, ce qui provoque dans le sol des réactions qui vont équilibrer le système de charges appliquées.

Lorsque le pieu est court et rigide, sa déformée est négligeable comparée à ses déplacements, c'est pourquoi, c'est son déplacement d'ensemble qui entraîne la réaction du sol au chargement. Dans le cas contraire, et c'est ce qu'on rencontre le plus dans la pratique, le pieu est dit souple et la flexion du pieu est déterminante dans le dimensionnement comparée à son déplacement d'ensemble. Le phénomène est alors localisé essentiellement dans la partie supérieure du pieu (Baguelin *et al.*, 1972). Dans les deux cas, en surface, le chargement induit des déplacements ( $y$ ) dans le sens du chargement (Figure 1-2).

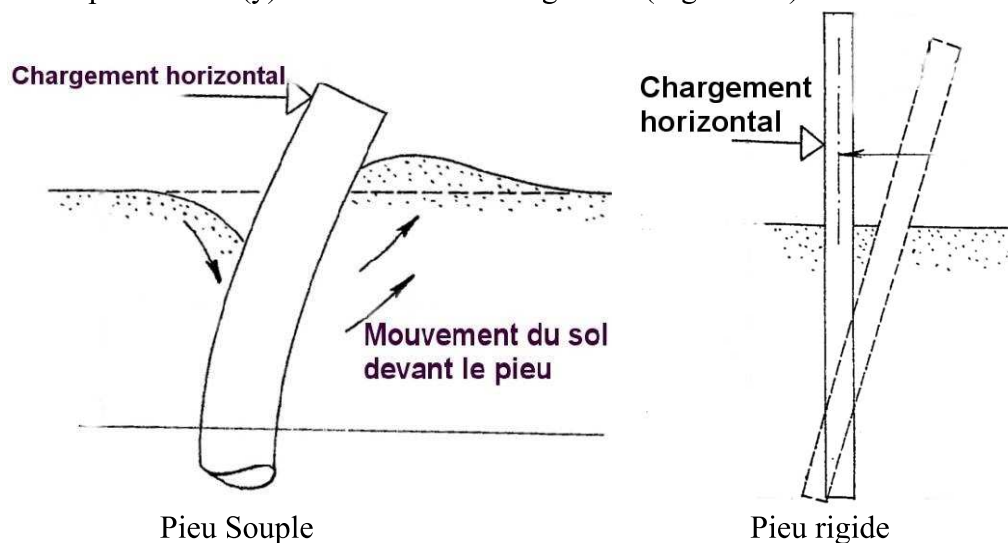


Figure 1-2 - Comportement d'un pieu lors d'un chargement monotone horizontal en fonction de son élasticité (Broms, 1964)

Avec l'augmentation du niveau de chargement, le déplacement ou la déformation du pieu augmente ainsi que la réaction du sol, ce qui permet au système d'être en équilibre (Figure 1-3 – cas d'un pieu souple). Cette relation entre le déplacement du pieu et la résistance du sol est généralement non linéaire.

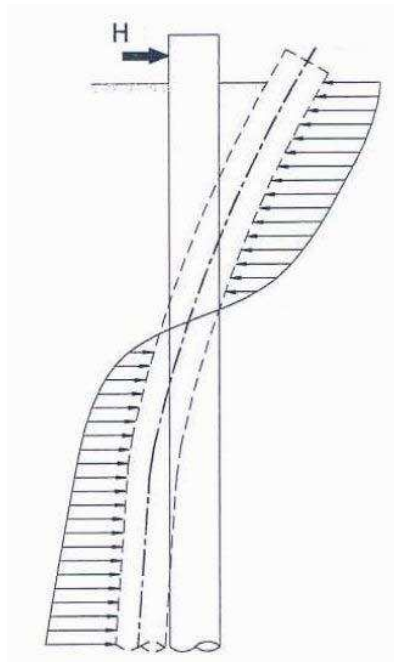


Figure 1-3 - Comportement d'un système sol-pieu soumis à un chargement horizontal (Frank, 1999)

De la surface jusqu'à la profondeur de réaction nulle, le pieu mobilise une réaction du sol en butée à l'avant. Au-delà de cette profondeur, le pieu mobilise une réaction du sol en contre-butée à l'arrière. A l'équilibre, la somme des efforts de butée, de contre-butée, et de l'effort latéral appliqué est nulle. Une étude expérimentale a été réalisée avec un pieu rigide, installé dans du silt lâche saturé (Baguelin *et al.*, 1972). Des capteurs de pression ont été mis en place dans le voisinage immédiat du pieu foncé pour observer l'évolution des pressions latérales avec le chargement. L'allure de la courbe des réactions en fonction de la profondeur est similaire à celle décrite sur la Figure 1-3.

Lorsque la charge continue d'augmenter, les déformations deviennent de plus en plus importantes. La déformation du pieu crée un mouvement de sol devant lui. Des études réalisées en centrifugeuse montrent l'apparition d'un "vide" derrière le pieu (Adachi *et al.*, 1994) car le pieu se détache du sol, tandis que devant le pieu, le sol a tendance à se soulever (Figure 1-4).

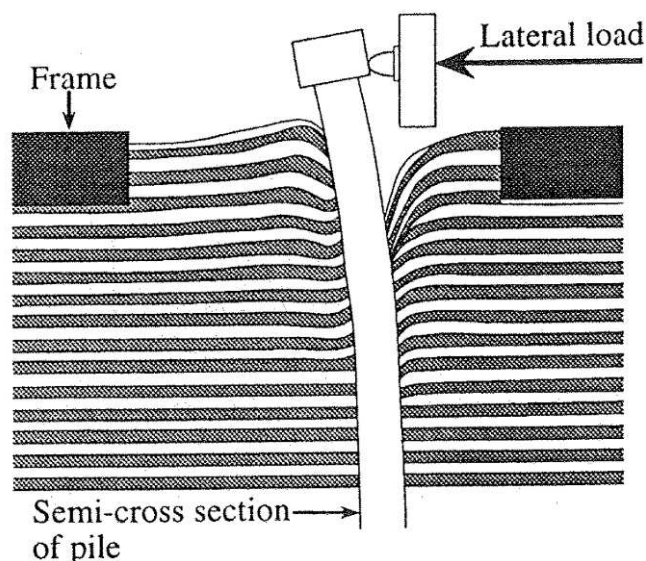


Figure 1-4 - Déformation du sol sableux autour du pieu aux grands déplacements (Adachi *et al.*, 1994)

On observe dans certains cas (notamment pour les pieux souples) que les déformations les plus importantes pour le sol se produisent près de la surface (Adachi *et al.*, 1994). En profondeur, les déformations du sol sont nettement plus faibles (Figure 1-4). Dans la partie supérieure du pieu, la réaction du sol est plus faible que celle existant à des profondeurs plus importantes. A ces profondeurs, la pression verticale des terres n'autorise que des déformations planes au sol (Hadjadji, 1993).

L'augmentation du chargement appliqué peut aboutir à la rupture du système sol-pieu et à la ruine de l'ouvrage.

#### 1.1.1.4 - Résultats des essais de chargement latéral des pieux

Pour mieux étudier le comportement du système sol-pieu, il est nécessaire de quantifier certaines valeurs caractéristiques traduisant le comportement du système. A part la mesure de l'effort appliqué en tête du pieu, les expériences réalisées *in situ*, ou en centrifugeuse privilégient deux types de mesure pour étudier le comportement d'un pieu sous chargement latéral :

- le déplacement en tête (Figure 1-5) permet d'évaluer directement l'effet du chargement sur le système sol-pieu (Little et Briaud, 1988 ; Hadjadji, 1993);
- les moments dans le pieu (Figure 1-6) : cette mesure n'est possible que si le pieu est instrumenté. Le pieu est alors muni d'une instrumentation adéquate qui permet de mesurer l'évolution de la courbure du pieu et par conséquent celle des moments (Ting *et al.*, 1987 ; Kikuchi, 2008).

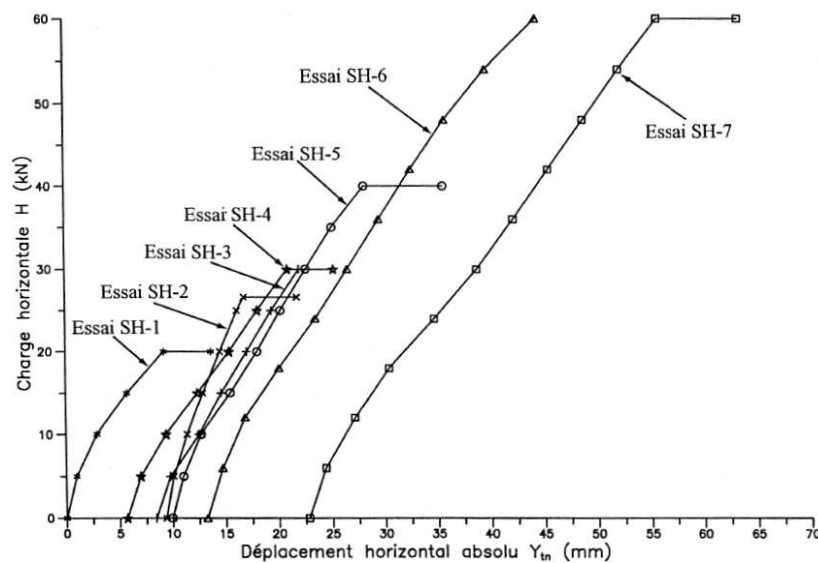


Figure 1-5 - Déplacements en tête du pieu en fonction du chargement – Chargement monotone d'un pieu isolé dans de l'argile surmontant une couche de sable (Hadjadji, 1993)

On remarque sur la Figure 1-5 que, lorsque le chargement appliqué augmente, le déplacement en tête augmente aussi. Cette courbe présente deux parties : une partie linéaire au début du chargement, et une autre partie non linéaire lorsque le chargement devient plus important, et qui est forcément liée au comportement non linéaire du sol. Les déplacements mesurés en tête du pieu sont donc étroitement liés aux déformations du sol qui entoure le pieu et ils permettent ainsi d'apprécier le comportement du système sol-pieu sous l'effet d'un type de chargement.

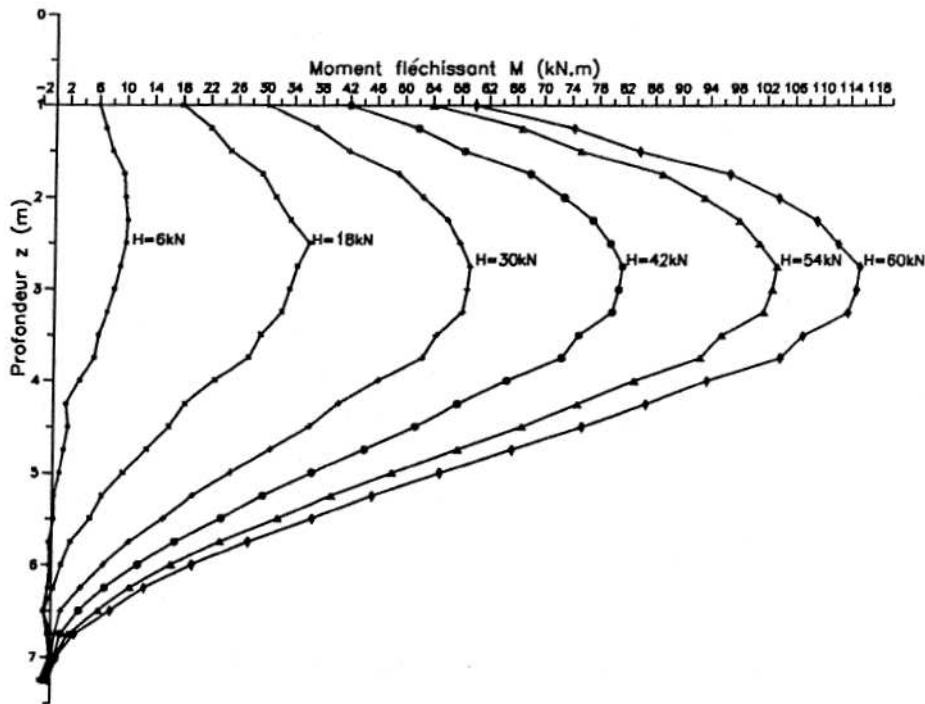


Figure 1-6 - Profils des moments dans un pieu en fonction du chargement appliqué (Hadjadji, 1993)

Lors d'un chargement monotone de pieu, les moments fléchissants dans le pieu augmentent et la profondeur du moment maximum semble s'abaisser (Figure 1-6). L'effort  $H$  est une force horizontale appliquée en tête du pieu. Ces essais réalisés par Hadjadji (1993) dans de l'argile montrent en effet qu'entre les chargements égaux à 6 et 30 kN, la profondeur où se situe le moment maximum descend de 0,5 m. Compte tenu des équations d'équilibre du pieu en statique, cette observation pourrait traduire une diminution de la résistance du sol en surface, ce qui diminuerait la butée mobilisable devant le pieu. Cependant, cet abaissement de la profondeur du moment maximum s'arrête une fois que le niveau de chargement de 30 kN est atteint.

L'analyse de la déformation du pieu et du déplacement en tête permet aussi d'étudier le comportement du sol. En effet, le déplacement  $y$  à une profondeur donnée est aussi celui du sol. Il génère une réaction du sol  $p$  à la même profondeur. De plus, le pieu est souvent assimilé à une poutre en flexion, pour laquelle on sait calculer à partir d'un profil de déplacement transverse, la rotation, le moment et la réaction du sol. La relation entre la réaction  $p$  du sol et le déplacement  $y$  (sol et pieu) est représentée graphiquement à différentes profondeurs par les courbes  $p$ - $y$ .

#### 1.1.1.5 - Réponse du sol, du pieu, et courbes $p$ - $y$

Pour un système sol-pieu soumis à un chargement horizontal, considérons ce qui se passe au niveau d'une section (ou une tranche de pieu) située à une profondeur  $z$ . Au repos, après l'installation, la section est soumise à la pression latérale des terres dont la résultante est nulle (Figure 1-7b)(Reese et Cox, 1968 ; Baguelin *et al.*, 1972).

Lorsque le pieu subit un chargement  $H_1$ , la section considérée se déplace horizontalement de  $y_1$  et l'état de contraintes est modifié de telle manière que la résultante horizontale sur la section considérée ait une direction opposée au déplacement  $y_1$  (Figure 1-7c). Sur toute la hauteur du pieu, pour une profondeur donnée, un comportement similaire avec des intensités variables peut être observé. Ceci permet d'étudier l'ensemble du pieu pour n'importe quel chargement et pour n'importe quel type de sol (Figure 1-8).

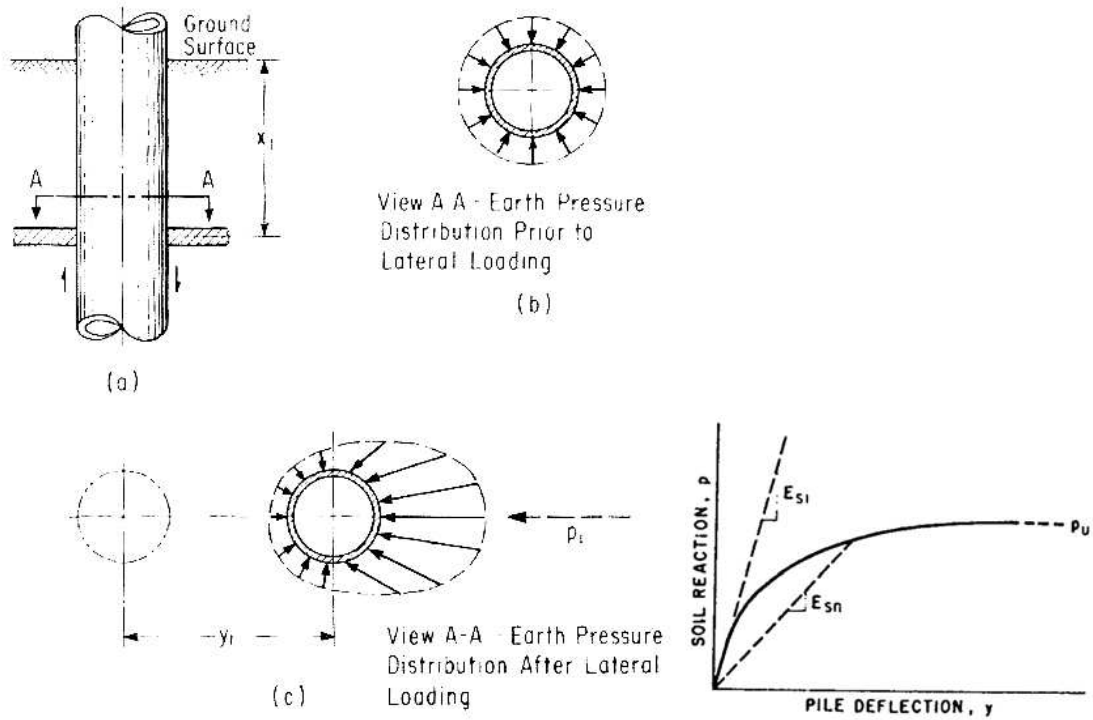


Figure 1-7 - Définition graphique des courbes p-y (Reese et Cox, 1968)

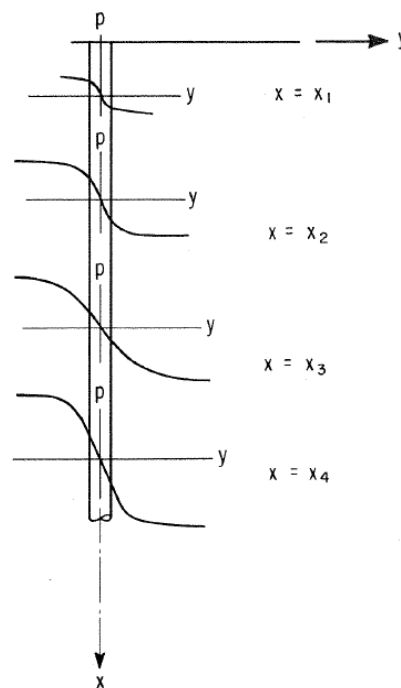


Figure 1-8 - Une série de courbes p-y pour un pieu (Reese et Cox, 1968)

Puisqu'une courbe p-y représente bien le comportement d'un pieu à une section donnée, et donc pour différentes tranches pour l'ensemble du pieu, en supposant que les sections sont indépendantes, plusieurs chercheurs ont proposé des méthodes pour les déterminer afin de dimensionner les pieux.



Pour la forme de la section du pieu, des essais réalisés par Roscoe (Roscoe, 1957) montrent que la forme a une influence très faible sur la distribution de la pression latérale et sur la résistance ultime des pieux. Ce qui importe, c'est la largeur de la section perpendiculaire à la direction de chargement, et qui est au contact du sol.

#### 1.1.1.6 - Comportement à la rupture

Le comportement à la rupture du pieu est étroitement lié au comportement à la rupture du sol. Or, il est difficile de déterminer la réaction latérale ultime du sol à cause des effets de dilatance (dans le cas des sables et des sols argileux surconsolidés). Quand le pieu est chargé horizontalement, le sol situé devant le pieu a tendance à se dilater et il en résulte que la contrainte normale et la contrainte de cisaillement évoluent indéfiniment. De même, la réaction latérale du sol augmente avec l'augmentation de volume du sol.

Néanmoins, on peut dire qu'en fonction du type de pieu (souple ou rigide), le mécanisme de rupture d'un pieu soumis à un chargement latéral se produit en fonction des liaisons en tête du pieu (Broms, 1964) :

- pour les pieux libres en tête (Figure 1-9) (Mohan *et al.*, 2001):
  - le moment maximum dans le pieu atteint le moment de flexion de rupture de la section ; c'est le type de rupture que l'on rencontre quand le pieu est souple (fiche du pieu relativement grande) ;
  - la pression latérale des terres atteint la résistance limite du sol le long de la fiche du pieu, le pieu subit alors une rotation autour d'un point localisé à une certaine profondeur du sol ; c'est le type de rupture que l'on rencontre quand le pieu est rigide (lorsque la fiche du pieu est courte).

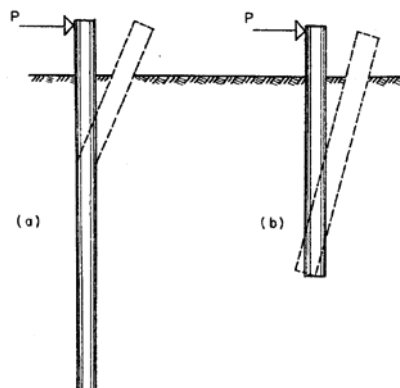


Figure 1-9 - Modes de rupture d'un pieu libre en tête: (a) Pieu souple - (b) Pieu rigide (Broms, 1964)

- Pour les pieux encastrés en tête (chevêtre, ...) (Figure 1-10) :
  - le moment maximum en tête, qui est un moment négatif par rapport au moment créé par le chargement, est toujours plus élevé que le moment positif dans le pieu. On a donc la formation d'une première rotule à l'encastrement ; c'est le cas notamment des pieux souples;
  - quand les fiches des pieux sont courtes, la résistance limite du sol est atteinte avant la formation de la première rotule dans le pieu, et la rupture se produit sous forme d'un déplacement d'ensemble du système sol-pieu.

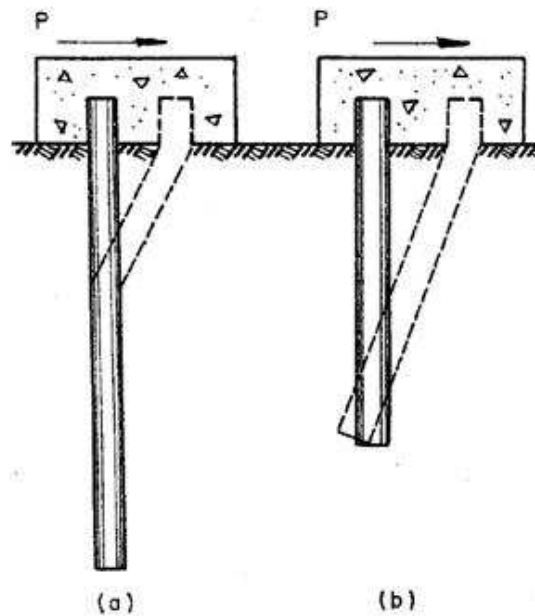


Figure 1-10 - Modes de ruptures d'un pieu encastré en tête: (a) Pieu souple - (b) Pieu semi-rigide (Pieu court) (Broms, 1964)

En pratique, on utilise des pieux pour reprendre d'abord des charges verticales, puis si des charges horizontales sont à reprendre, le dimensionnement est tel que quel que soit le chargement appliqué, le pieu fléchit mais les contraintes dans le pieu demeurent dans le domaine élastique. Le pieu peut donc revenir à sa position initiale, mais c'est le sol qui, sous l'effet du chargement appliqué, subit des déformations irréversibles. De ce fait, la rupture observée se situe souvent dans le sol entourant le pieu et c'est le comportement du sol qui gouverne le comportement du système sol-pieu. Donc, la plupart des études sur le comportement des pieux sous chargement latéral sont focalisées sur le comportement du sol, à travers l'étude du comportement du pieu.

### 1.1.2 - – Comportement sous chargement cyclique

Lorsqu'un pieu est soumis à une succession de chargements et de déchargements (ou un chargement répété), on dit qu'il est soumis à un chargement cyclique. On peut distinguer différents types de chargements cycliques :

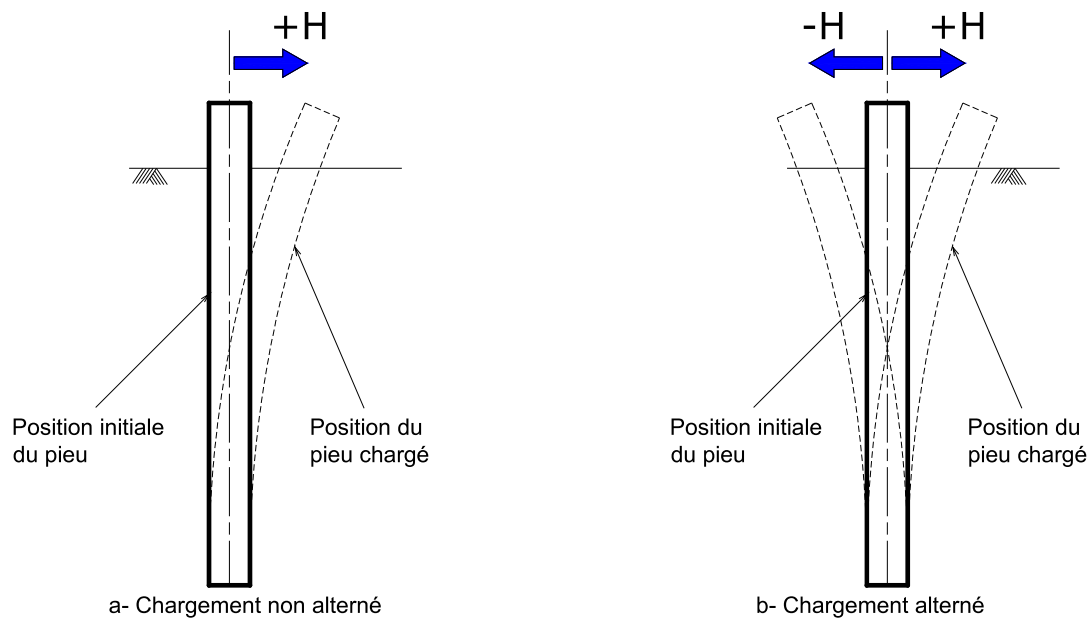
- chargement alterné ( $H_m = 0, H_c \neq 0$ ) ;
- chargement répété ( $H_m \neq 0, H_m - H_c = 0$ ) ;
- chargement ondulé ( $H_m \neq 0, H_m - H_c > 0$ ).

avec  $H_m$ : la charge moyenne appliquée en tête du pieu ;  
 $H_c$ : la demi-amplitude du chargement cyclique.

#### 1.1.2.1 - Chargement cyclique

Pour les pieux soumis à un chargement cyclique horizontal, on distingue deux types de chargements cycliques :

- un chargement cyclique non alterné. Par rapport à la position initiale du pieu, le chargement est toujours appliqué dans un même sens (Figure 1-11a).
- un chargement cyclique alterné. Le chargement est appliqué dans deux sens opposés par rapport à la position initiale du pieu (Figure 1-11b).



**Figure 1-11 - Différents types de chargements cycliques horizontaux pour le pieu**

Pour le sable, le chargement cyclique alterné du pieu induit une densification beaucoup plus importante que dans le cas non alterné. Une densification du massif de sable enserrant le pieu conduit à une augmentation de la résistance du sol. Le chargement cyclique non alterné représente donc le cas le plus défavorable (Brown *et al.*, 1988).

#### 1.1.2.2 - Comportement d'un pieu soumis à un chargement cyclique horizontal

Lorsqu'un pieu est soumis à un chargement cyclique horizontal, il en résulte une évolution significative des champs de contrainte et de déformation dans le sol. Cette évolution des contraintes et des déformations dans le sol est reflétée par le comportement du pieu. Ainsi, on peut observer l'évolution du système sol-pieu en mesurant les déplacements, et en calculant les moments dans le pieu.

Les essais de chargement cyclique sur un pieu isolé montrent une accumulation des déplacements en tête avec le nombre de cycles. Des essais réalisés en centrifugeuse (Rosquoët, 2004) montrent que (Figure 1-12) :

- le déplacement en tête du pieu est important lors du premier cycle ;
- la vitesse de l'accumulation des déplacements avec le nombre de cycles diminue sans qu'elle ne s'annule, du moins pour les quelques dizaines de cycles étudiés ;
- la raideur cyclique du pieu augmente avec le nombre de cycles (Little et Briaud, 1988).

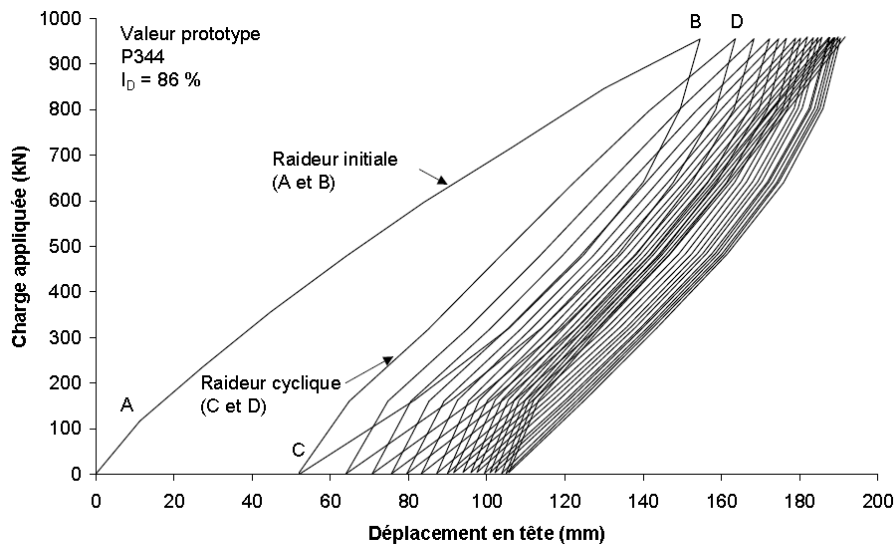


Figure 1-12 - Accumulation de déplacements en tête du pieu et variation de la raideur cyclique (Rosquoët, 2004)

Le niveau de chargement cyclique appliqué a aussi une influence importante sur l'accumulation des déplacements en tête du pieu. Plus le niveau de chargement appliqué est important, plus l'accumulation de déplacement l'est. Bea *et al.* (1980) montrent par exemple qu'à 80% de la charge ultime, à 100 cycles, le déplacement en tête du pieu serait supérieur à 5 fois le déplacement en tête lors du premier cycle (Figure 1-13).

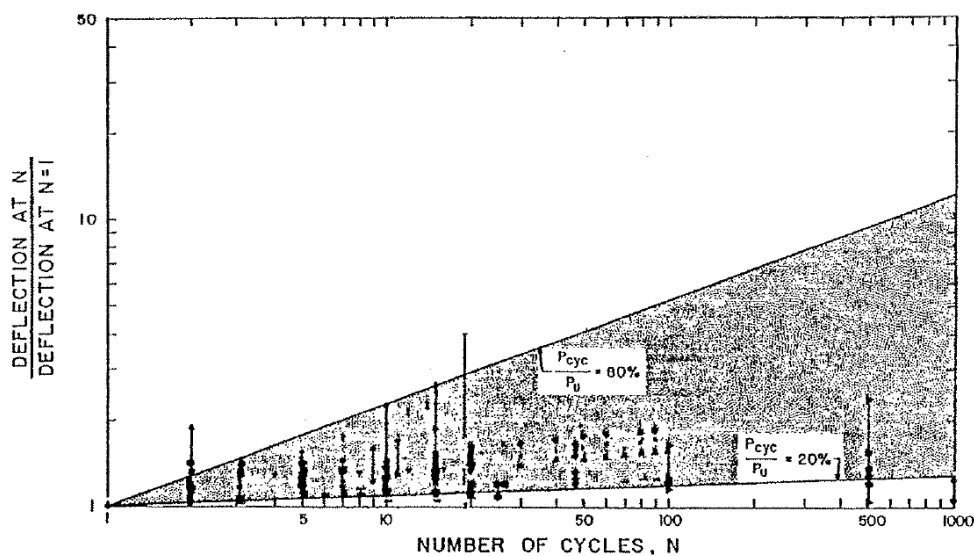


Figure 1-13 - Accumulation de déplacements en tête pour un pieu soumis à un chargement cyclique dans l'argile (Bea *et al.*, 1980)

$P_u$  étant la charge statique ultime et  $P_{cyc}$ , l'amplitude du chargement cyclique

Dans le cas des chargements alternés, on observe aussi une accumulation des déplacements en tête du pieu dans les deux sens du chargement (Figure 1-14). En analysant les courbes charge-déplacement du pieu, on remarque des boucles d'hystérésis qui traduisent une dissipation d'énergie lors du chargement. Les essais de Chai et Hutchinson (2002) permettent aussi d'illustrer l'influence de la densité sur le comportement cyclique du pieu.

Les résultats montrent une accumulation de déplacements beaucoup plus faible lorsque le massif de sable est dense comparée aux déplacements dans un massif de sable lâche. Ces observations ont été aussi retrouvées par Rosquoët (2004) dans le cadre d'essais en centrifugeuse pilotés en force.

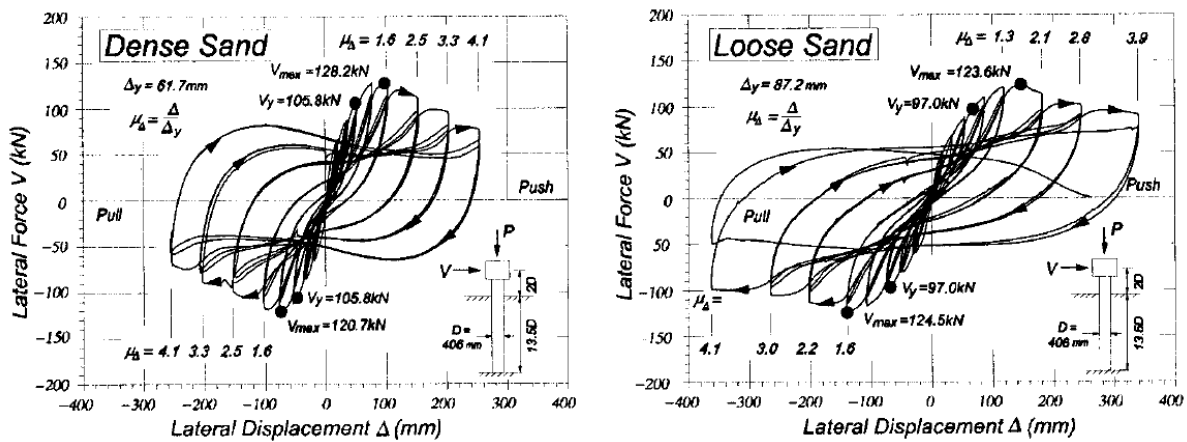


Figure 1-14 - Courbes force-déplacement en tête des pieux en réponse au chargement cyclique alterné dans du sable (Chai et Hutchinson, 2002)

Cette accumulation de déplacements en tête du pieu ne doit pas être négligée lors de l'étude du comportement des pieux sous chargement cyclique. En effet, certaines structures sont très sensibles aux déplacements de la fondation et ce critère peut devenir un critère décisif dans le choix du type de fondations.

Malgré cela, l'intégrité des pieux doit aussi être assurée durant le chargement. En effet, le critère en déplacements discuté précédemment ne peut être considéré comme décisif que si les pieux sont suffisamment résistants pour ne subir aucune plastification (formation de rotules plastiques) durant le chargement. Comme le pieu réagit au chargement en fléchissant ou/et en se déplaçant, il est important d'étudier l'évolution des moments dans le pieu avec l'évolution du chargement cyclique. Des essais réalisés *in situ* (Cox et al., 1974 ; Meimon et al., 1986 ; Little et Briaud, 1988 ; Hadjadji, 1993) et en centrifugeuse (Rosquoët, 2004 ; Kikuchi, 2008) montrent que le chargement cyclique a pour conséquence une augmentation des valeurs des moments maximaux dans le pieu par rapport au moment maximum observé lors du chargement monotone (Figure 1-15). L'évolution du moment maximum avec le chargement cyclique est une fonction du nombre de cycles ainsi que du niveau de chargement appliqué (Meimon *et al.*, 1986 ; Hadjadji, 1993 ; Rosquoët, 2004).

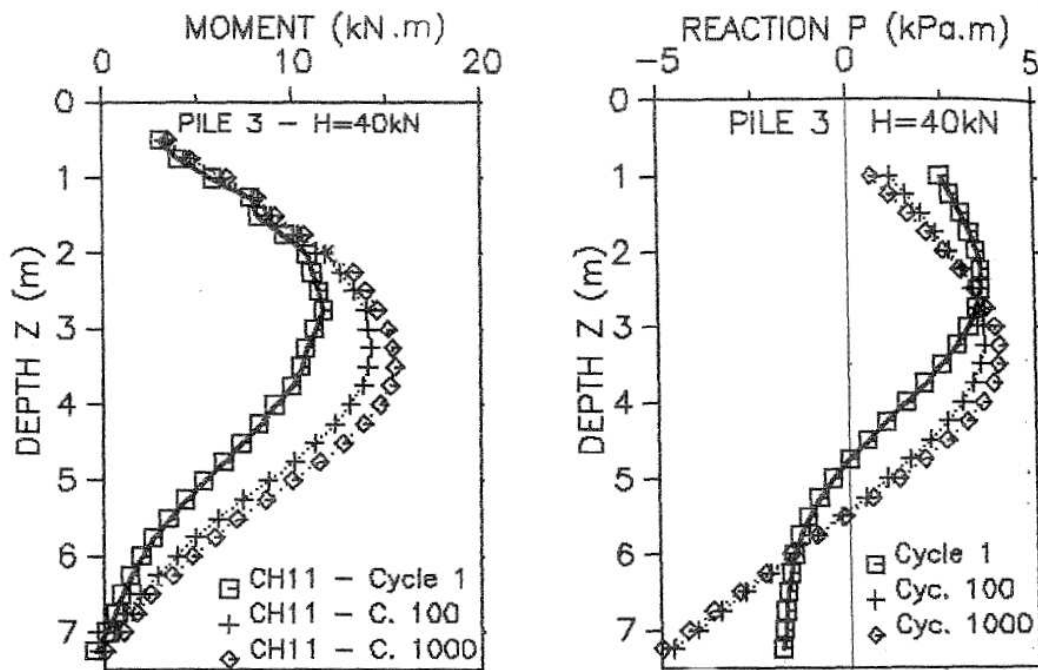


Figure 1-15 - Exemples de moments dans le pieu et de réactions du sol lors d'un chargement cyclique (Meimon *et al.*, 1986)

En étudiant l'évolution des moments le long du pieu (Figure 1-15), on remarque que sur la partie supérieure du pieu (au-dessus de la profondeur du moment maximum), il n'y a presque pas d'augmentation de la valeur du moment. À partir de la profondeur correspondant au moment maximum vers la pointe du pieu, on observe une augmentation des moments dans le pieu. Cette augmentation semble être très importante lors du 1<sup>er</sup> cycle et devient plus faible entre le 100<sup>ème</sup> et le 1000<sup>ème</sup> cycle.

Cette évolution des moments dans le sol pourrait traduire une mobilisation progressive de la réaction du sol en profondeur. D'ailleurs, sur la Figure 1-15, on remarque que les réactions du sol mobilisées en surface diminuent avec l'augmentation du nombre de cycles, alors que celles en profondeur augmentent. Ces augmentations de déplacements, de pressions et de moments n'ont pas encore été explicitement quantifiées ; des propositions ont été faites (Rosquoët, 2004) à partir d'essais limités à quelques dizaines de cycles (40) mais ne permettent pas d'extrapoler pour un nombre de cycles plus important.

Pour le sol, le chargement cyclique du pieu provoque une mobilisation progressive du massif de sol en profondeur. Pour le sable, une densification de la zone devant le pieu est observée à cause des mouvements du pieu. Alors que le sable derrière le pieu « tombe » le long du fût du pieu. Contrairement à ce qu'on observe dans l'argile, il n'y a pas de formation de vide derrière le pieu. Des essais réalisés en centrifugeuse dans du sable (Kishida *et al.*, 1985) montrent aussi qu'on observe un soulèvement du sol devant le pieu lors du chargement (Figure 1-16).

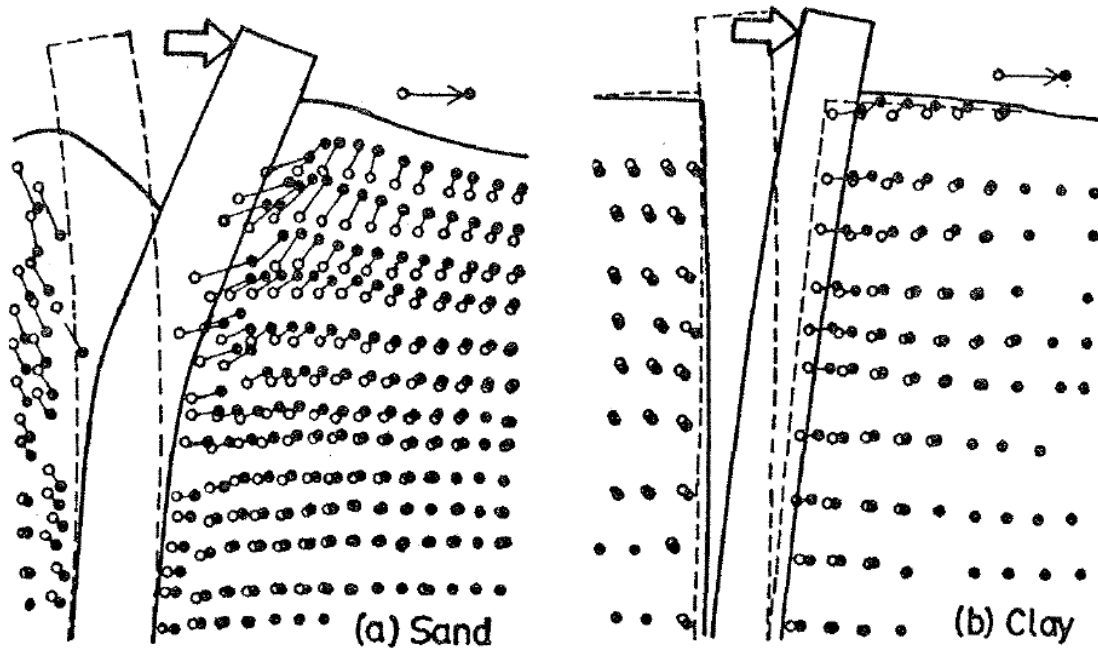
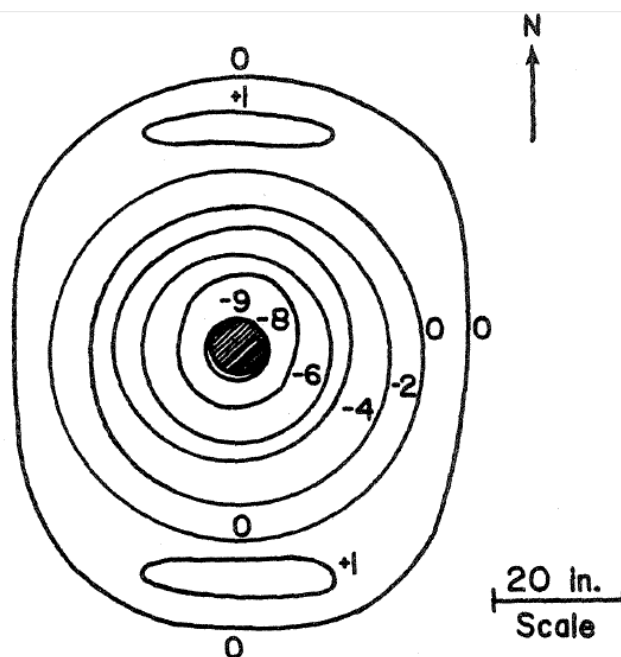


Figure 1-16 - Mouvements du sable autour du pieu lors d'un chargement cyclique d'un pieu en centrifugeuse (Kishida *et al.*, 1985)

Des essais, réalisés *in situ* dans du sable moyennement dense à l'université de Houston (Brown *et al.*, 1988), montrent qu'à la fin du chargement cyclique, il y a formation d'une sorte de cratère immédiatement autour du pieu dont la profondeur maximale se situe près du pieu et est égale à environ 23 cm. C'est seulement à une certaine distance, environ 1 m, que le soulèvement du sol est apparent (Figure 1-17).



Elevations shown are relative to original sand surface in inches.

Figure 1-17 - Topographie du tassement du sable observé autour du pieu après un chargement cyclique (Brown *et al.*, 1988) – 1 in. = 2,54 cm

Le pieu étudié était un pieu ayant un diamètre de 0,273m et une fiche de 4,88m. Le pieu est mis en place par moulage, i.e., il est battu, puis le sol en place est excavé et remplacé par du sable jusqu'à une profondeur de dix fois le diamètre du pieu.

Ces observations montrent donc que le comportement du sol autour du pieu lors d'un chargement cyclique est très influencé par le type de chargement appliqué. Ce sont les études des courbes p-y cycliques obtenues à partir des essais réalisés *in situ* ou en centrifugeuse qui nous permettront de mieux comprendre le comportement du système sol-pieu lors d'un chargement cyclique.

### 1.1.2.3 - Courbes p-y cycliques

Des pieux instrumentés permettent aussi de déterminer les réactions du sol en fonction des déplacements y du système pieu/sol sous sollicitation cyclique.

Dans le cas d'une argile raide, des essais réalisés par Reese (Reese *et al.*, 1975) montrent une dégradation nette de la résistance mobilisée qui, proche de la surface, est quasiment nulle.

Dans du sable, l'évolution des courbes p-y cycliques dépend de la profondeur. Près de la surface, on observe une diminution de la résistance mobilisée p avec le nombre de cycles, alors que lorsqu'on va vers la pointe du pieu, la réaction mobilisée a tendance à augmenter avec l'augmentation du nombre de cycles (Figure 1-18). Le phénomène en surface pourrait traduire une dégradation du sol (Rosquoët, 2004) malgré la densification du sol devant le pieu (Figure 1-16, (Kishida *et al.*, 1985). Par contre, l'augmentation des réactions en profondeur peut être expliquée par le fait que l'on n'a pas encore atteint la réaction ultime à cette profondeur. De ce fait, l'accumulation de déplacements du pieu mobilise progressivement le sol. Le chargement cyclique du pieu entraîne donc une augmentation de la résistance mobilisée. Toutefois, comme la réponse des pieux au chargement latéral est surtout gouvernée par la réponse du système sol-pieu sur les 10 premiers diamètres du pieu (Brown *et al.*, 1988), on peut considérer que l'étude des courbes p-y sur cette profondeur (10B) suffit pour déterminer les comportements du pieu sous n'importe quel chargement cyclique (Figure 1-18).

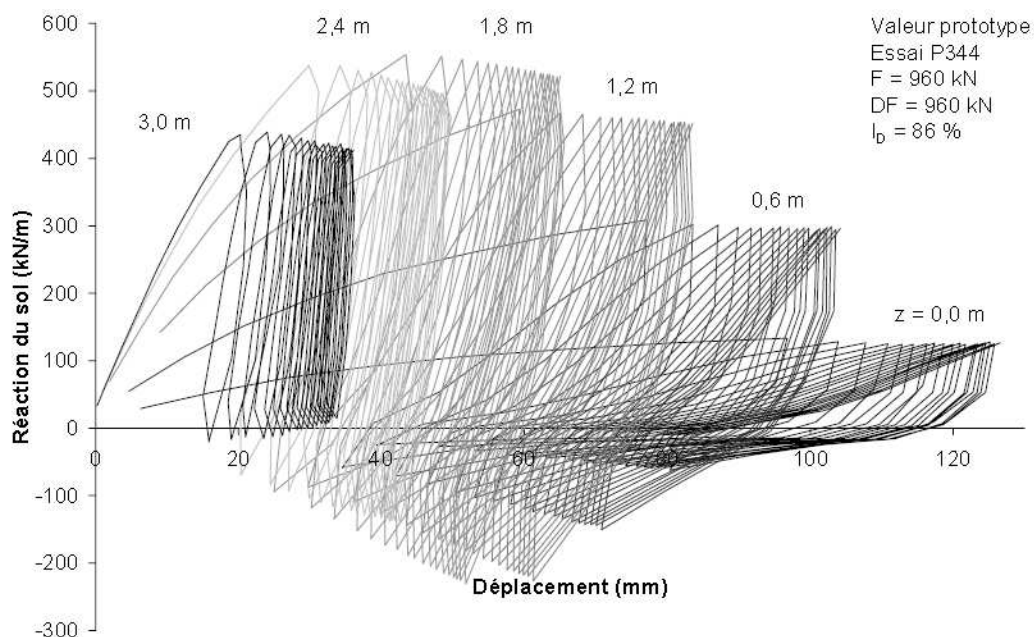


Figure 1-18 - Courbes p-y cycliques déterminées à partir d'essais cycliques dans du sable dense (Rosquoët, 2004) – Dans ce cas,  $DF = 2 H_c$  et  $F = H_{maxcyc}$



La Figure 1-18 représente les courbes p-y obtenues à partir d'essais de chargement cycliques d'un pieu en centrifugeuse. Nous remarquons alors une accumulation des déplacements dans le pieu, pour chaque profondeur représentée. Ces essais (Rosquoët et al., 2007) sont limités à quelques dizaines de cycles. Il est difficile d'extrapoler le comportement du pieu, ainsi que l'évolution des courbes p-y à partir de quelques dizaines de cycles. D'où la nécessité de réaliser des études plus importantes en nombre de cycles pour mieux apprécier l'évolution du comportement du système sol-pieu, ou des courbes p-y.

### **Conclusion partielle:**

Le comportement du pieu isolé sous chargement latéral dépend essentiellement du comportement du sol qui enserre le pieu. Pour étudier ce comportement, nous pouvons nous appuyer sur les mesures des déplacements en tête et des moments dans le pieu. Ces mesures permettent d'analyser le comportement du système sol et pieu en fonction du chargement appliqué. Lorsqu'un pieu est soumis à un chargement monotone, les déplacements en tête du pieu augmentent de manière linéaire pour des charges peu élevées et de manière non linéaire pour des charges plus importantes, conséquence du comportement du sol. Le pieu résiste au chargement en fléchissant : lorsque le chargement augmente, le moment aussi augmente. Ce comportement du système sol-pieu peut être représenté à l'aide d'une fonction reliant la pression de réaction du sol au déplacement y du pieu. Cette relation entre le sol et le pieu est représentée par la courbe p-y.

Lorsque le chargement appliqué varie et devient répété, on observe une accumulation des déplacements du pieu. Cette accumulation de déplacements peut être observée à chaque niveau du pieu et traduit une dégradation de la résistance mobilisable dans le sol enserrant le pieu. Cette dégradation se manifeste aussi par une augmentation des moments maxima dans le pieu. Pour le sol, en surface, il y a formation d'un cratère autour du pieu, à cause des déformations du sol. Ces accumulations de déplacements ainsi que la diminution de la résistance mobilisable influent sur les courbes p-y. Les études récentes montrent que la pression p mobilisable diminue pour atteindre un palier en surface et elle augmente en profondeur.

Le comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement latéral peut être considéré comme un problème d'interaction sol-pieu. On considère souvent comme hypothèse lors de la résolution de ce problème que le pieu est installé dans un massif homogène infini. Or dès qu'un autre pieu est mis en place au voisinage de ce pieu, on obtient un groupe de pieux, et le milieu n'est plus homogène ; par conséquent, on a un problème d'interaction pieu-sol-pieu qu'on appelle « effet de groupe ». Le comportement d'un groupe de pieux sous chargement latéral dépend du sol qui enserre le groupe, mais aussi de la configuration géométrique des pieux lors de l'installation. Nous étudierons par la suite, le comportement d'un groupe de pieux sous chargements latéraux monotone et cyclique.

## **I.2 - Groupe de pieux sous chargement latéral**

Dans le cas des groupes de pieux, il faut considérer non seulement l'interaction sol-pieu mais aussi l'interaction entre les pieux du groupe. D'autres paramètres peuvent avoir une influence sur le comportement du groupe (conditions de liaisons en tête, rigidité des pieux du groupe,...), mais nous nous concentrerons essentiellement sur l'influence de l'interaction pieu-sol-pieu, mis à part les différents types de chargement et le type de sol dans lequel ils sont mis en place.

### 1.2.1 - Chargement monotone

La transmission des charges dans chaque pieu est principalement fonction de la position de rangée à rangée du pieu et de la position du pieu dans une direction normale à la direction de chargement. Ce phénomène a pour effet de réduire la capacité portante du groupe et cet effet de groupe est appelé "effet d'ombre" (Figure 1-19).

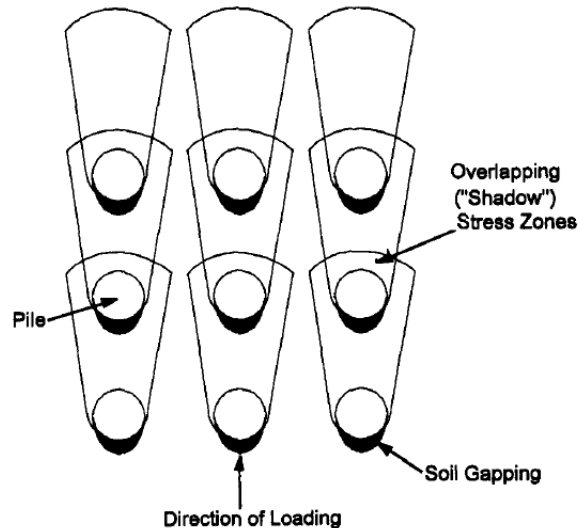


Figure 1-19 - Illustration de la réduction de la capacité portante du groupe à cause de "l'effet d'ombre"(Rollins *et al.*, 1998)

Le comportement d'un pieu du groupe, excepté l'effet d'ombre qui réduit la capacité portante du pieu par rapport au pieu isolé, est similaire à celui d'un pieu isolé. C'est-à-dire que lorsque le pieu est soumis à un chargement (chargement qui est transmis par le chevêtre), il résiste au chargement par une déformation en flexion ou par un déplacement (l'un n'excluant pas l'autre). Ceci entraîne aussi une mobilisation de la réaction du sol qui enserre le pieu, comme dans le cas du pieu isolé. La différence dans le cas du groupe, c'est la superposition des contraintes dans le sol et des déformations du sol (Figure 1-20). En fonction de l'espacement des pieux, la zone de superposition des contraintes et des déformations est plus grande quand les pieux sont très peu espacés, et elle est plus petite, voire inexistante, quand l'espacement entre les pieux est suffisamment important.

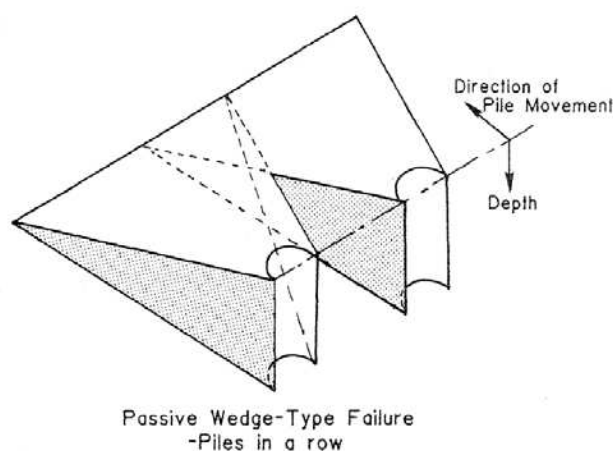


Figure 1-20 - Superposition des zones cisailées devant la rangée de pieux avant (Brown *et al.*, 1988)

L'interaction pieu-sol-pieu semble donc être une fonction de l'espacement des pieux. Un des effets de cette interaction est une déflexion plus grande pour le groupe de pieux que pour un

pieu isolé avec une même charge par pieu. De plus, les pieux situés dans les rangées derrière reprennent moins de résistance latérale que ceux de la rangée frontale (Baguelin *et al.*, 1985 ; Brown *et al.*, 1988).

C'est pourquoi la plupart des études concernant les groupes de pieux sous charge transversale étudient la répartition des charges dans chaque rangée de pieux.

En regardant l'effort tranchant dans les pieux, Baguelin *et al.* (1985) soulignent que cet effort est pratiquement le même pour les pieux d'une même file. C'est-à-dire que, dans une rangée perpendiculaire à la direction du chargement, l'effet d'ombre est le même pour tous les pieux. En revanche, la file frontale reprend une part de l'effort appliqué  $H$  d'autant plus importante que le niveau de chargement est élevé (Figure 1-21). La répartition des efforts entre les différentes rangées du groupe a fait l'objet de plusieurs études; des valeurs empiriques ont été proposées et seront présentées dans la partie relative aux méthodes de dimensionnement à partir des modules de réaction (§ I.3 -).

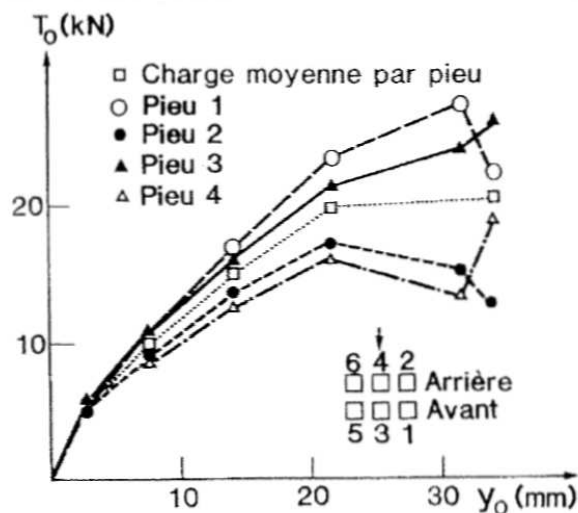


Figure 1-21 - Répartition de l'effort total  $H$  appliqué au groupe (Baguelin *et al.*, 1985)

Dans le cas de la Figure 1-21, les pieux de section carrée ont une fiche de 6,5 m dans un sol constitué d'une couche de 4 m d'argile surmontant une couche de 4 m de sable. Les pieux ont été mis en place par battage et le chargement correspondait à un effort horizontal appliqué en tête. L'espacement entraxe entre la file de pieu avant et arrière est égal à trois fois la largeur du pieu.

De grandes campagnes d'essai *in situ* ont aussi été menées par Rollins et ses collaborateurs pour étudier le comportement des groupes de pieux sous charges horizontales (Rollins *et al.*, 1998 ; Rollins *et al.*, 2005a ; Rollins *et al.*, 2005b). Un groupe de 3 x 3 pieux a été installé dans du silt et de l'argile reposant sur une couche de sable, avec un espacement égal à 3B. Les essais n'ont été effectués que 8 mois après l'installation pour que la surpression interstitielle pût se dissiper. Un autre pieu a été installé non loin du groupe, tout en évitant les effets d'interaction, pour pouvoir comparer les résultats obtenus avec le groupe et le pieu isolé.

Pour de petits déplacements, la charge moyenne portée par les pieux du groupe est similaire à celle du pieu isolé, mais quand la déflexion augmente, la charge moyenne portée par chaque pieu du groupe devient inférieure à celle du pieu isolé. Et pour une charge moyenne égale en tête de pieu, le déplacement du groupe est 2 à 2,5 fois plus élevé. Pour les moments dans les pieux, Rollins *et al.* (2005a) ont constaté que la profondeur du moment maximum augmente avec le chargement. Des résultats comparables ont été observés sur les essais de Baguelin *et al.* (1985).

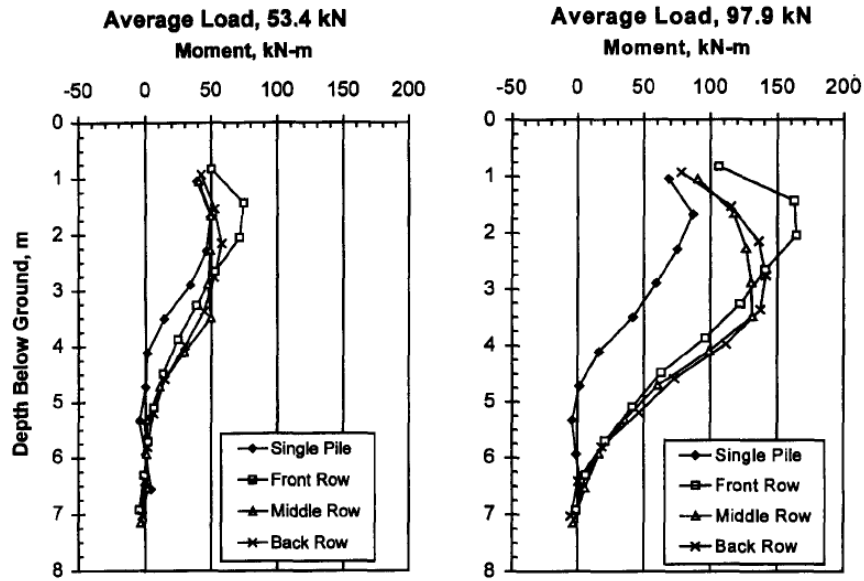


Figure 1-22 - Comparaison des moments mesurés en fonction de la profondeur pour le pieu isolé et le groupe (Rollins *et al.*, 1998)

Dans une rangée de pieux, ce sont les pieux du milieu qui supportent le moins de charge pour un déplacement donné, tandis que les pieux situés aux extrémités reprennent 20 à 40% de charges en plus (Ruesta et Townsend, 1997 ; Mc Vay *et al.*, 1998 ; Rollins *et al.*, 2005a) . Toutefois, ces résultats sont à relativiser car lors de précédents essais, aucune tendance nette n'a été établie sur la redistribution des charges dans les rangées (Brown *et al.*, 1988 ; Rollins *et al.*, 1998).

D'autres essais effectués par Rollins *et al.* (2005b) sur du sable liquéfié (contraintes effectives quasiment nulles) ont montré que l'effet d'interaction des groupes de pieux est relativement négligeable puisque les courbes charge-déplacement obtenues pour chaque rangée de pieux sont presque identiques (Figure 1-23).

Lorsque l'espacement augmente, la déflexion nécessaire pour développer complètement l'effet d'interaction du groupe augmente elle aussi.

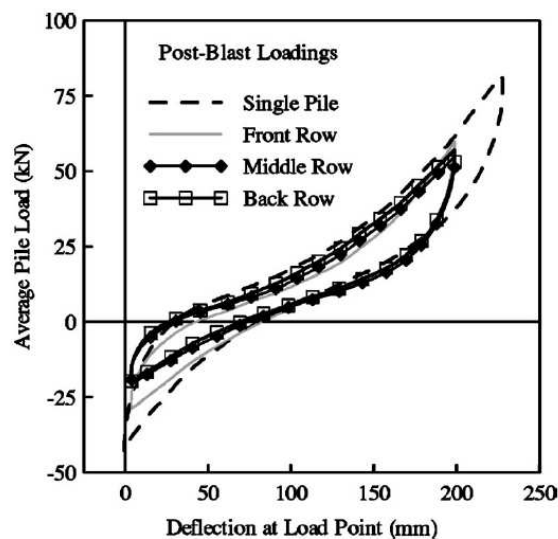


Figure 1-23- Courbes des charges moyennes-déplacements pour chaque rangée du groupe de 3 x 3 pieux (Rollins *et al.*, 2005b)

Le mode d'installation aussi a une influence non négligeable sur le comportement des groupes de pieux sous charges latérales. A Taïwan, des essais en grandeur réelle sur deux groupes de pieux ont été effectués afin d'étudier l'influence du mode de mise en place. L'un a été mis en place par battage et l'autre par forage (Huang *et al.*, 2001). En étudiant les courbes de réaction du sol en fonction du déplacement, ou courbes "p-y", avant et après la mise en place des pieux, il en conclut que l'installation d'un pieu par une méthode non refoulante ramollit le sol autour du pieu diminuant ainsi la résistance latérale des pieux du groupe.

Les études effectuées en centrifugeuse (Mc Vay *et al.*, 1994 ; Mc Vay *et al.*, 1995 ; Mc Vay *et al.*, 1998 ; Remaud, 1999) ont abouti à la proposition de méthodes basées sur des coefficients réducteurs  $P_m$  pour tenir compte de l'"effet d'ombre". Ces coefficients expriment la diminution de la résistance mobilisable pour un pieu d'une rangée et sont généralement inférieurs à 1. En intégrant ce coefficient  $P_m$  dans les expressions des courbes p-y d'un pieu isolé, on réduit la résistance maximale mobilisable  $P_u$  du pieu isolé qui devient égal à  $P_u \cdot P_m$  ( $P_m \leq 1$ ). Les résultats des essais montrent que la rangée frontale des groupes de pieux supporte plus de charge que la seconde rangée. Et que la seconde rangée en supporte beaucoup plus que la troisième et ainsi de suite. Ces essais en centrifugeuse confirment d'ailleurs ce qui a été observé *in situ*. Dans les essais réalisés par McVay *et al.* (1994, 1995 et 1998), les pieux n'étaient pas instrumentés, mais des capteurs de force ont été mis en place entre les rangées de pieux, et c'est à partir des charges transmises à chaque rangée qu'ils ont établi des coefficients  $P_m$ .

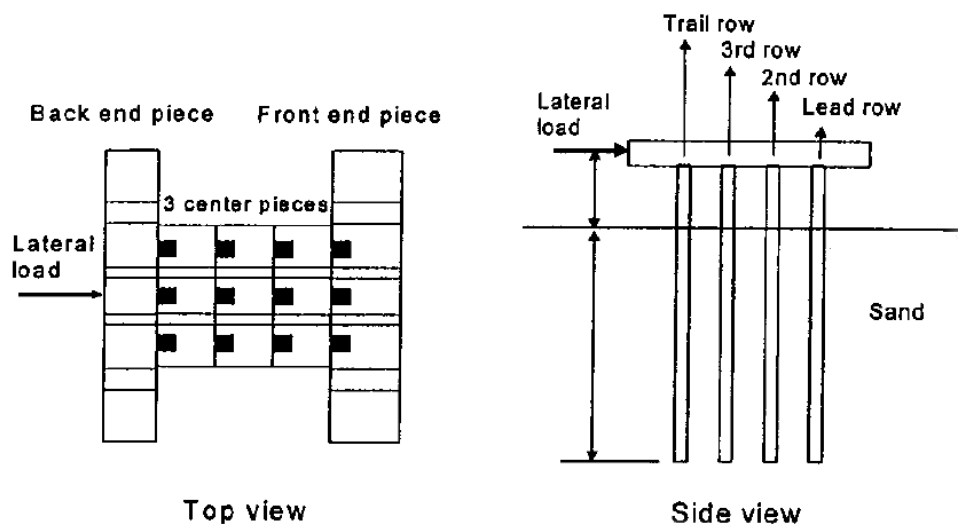
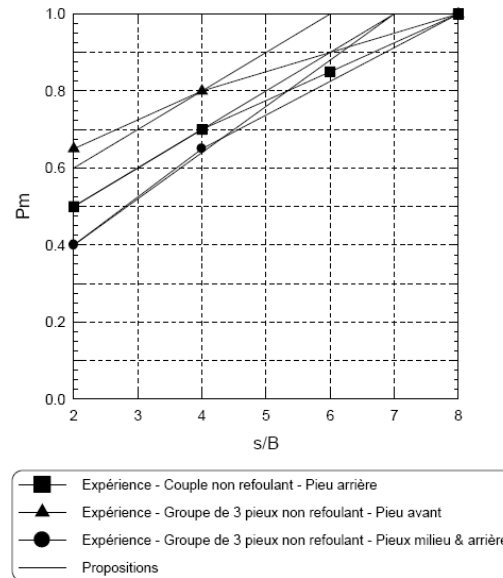


Figure 1-24 - Exemple de chargement latéral d'un groupe de pieux (Mc Vay *et al.*, 1998)

En menant des études en centrifugeuse sur des pieux battus en vol, Mc Vay *et al.* (1995 et 1998) ont proposé des coefficients  $P_m$  jusqu'à un groupe de 7 rangées. Mc Vay *et al.* (1998) ont étudié le même groupe de pieux pour deux densités différentes de sol. Les résultats montrent que les coefficients  $P_m$  proposés ne dépendent pas de la densité relative initiale du sol mais uniquement de l'espacement. De son côté, Remaud a effectué des études sur les pieux en ligne et a proposé aussi des coefficients  $P_m$  (1999) en fonction de l'espacement  $s/B$  (Figure 1-25).



**Figure 1-25 - Proposition des coefficients  $P_m$  pour les groupes de pieux non refoulants et refoulants chargés en ligne (Remaud, 1999)**

Ce coefficient permet de tenir compte de l'effet d'ombre provoqué par le faible espacement des pieux du groupe. Il réduit ainsi les réactions ultimes supportées par les pieux à l'arrière et diminue aussi l'efficacité du groupe comparé au pieu isolé. D'autres essais effectués aux Etats-Unis à l'université de l'Utah (Caliendo *et al.*, 1998a ; Caliendo *et al.*, 1998b) confirment aussi le fait que la première rangée ("leading row") reprend le plus de charges.

La plupart des essais réalisés, *in situ* ou en centrifugeuse, montrent qu'au-delà de  $8B$ , quelles que soient la géométrie du groupe et la position des pieux dans le groupe par rapport à la direction de chargement, il n'y a plus d'effet de groupe (Mezazigh, 1995).

### 1.2.2 - Chargement cyclique

Peu de travaux de recherches ont été effectués à ce sujet. Le peu de données que nous avons permet de dire que l'effet d'un chargement cyclique est plus significatif pour un groupe de pieux que pour un pieu isolé (Brown *et al.*, 1987). La Figure 1-26 exprime le ratio des déplacements et des moments en tête du pieu à 100 cycles par rapport au premier cycle en fonction du chargement par pieu. Les déplacements et les moments cycliques à un cycle  $N$  sont toujours supérieurs aux valeurs mesurées lors du premier cycle pour un même pieu du groupe. L'effet du chargement cyclique semble augmenter avec l'augmentation du chargement en tête.

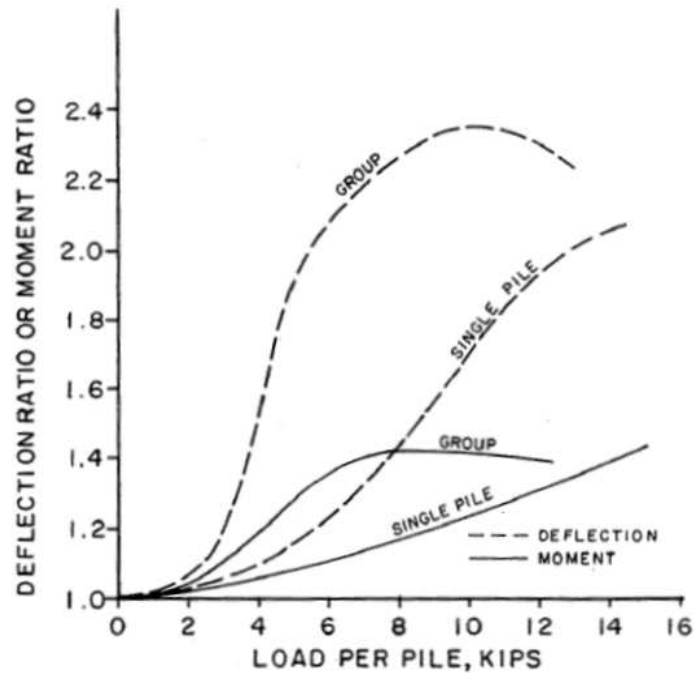


Figure 1-26 - Réponse cyclique d'un pieu isolé et d'un groupe de pieux (Brown *et al.*, 1987), 1 kip = 454 kg

On remarque aussi que, comme dans les cas du pieu isolé, lorsque le chargement cyclique augmente, la dégradation de la résistance du système sol-pieu devient plus marquée. Il est important de distinguer la distribution des efforts entre les différentes rangées de pieux car c'est un élément important pour la compréhension du comportement du groupe de pieux, et pour l'étude de l'évolution du système.

Une étude expérimentale menée par l'ARGEMA (Association de Recherche en Géotechnique Marine) et le LCPC a permis d'étudier l'effet des cycles sur un groupe de 6 pieux disposés en deux rangées de 3 pieux (Baguelin *et al.*, 1985). Aucune stabilisation complète n'a été obtenue par les auteurs, que ce soit sous charge statique ou sous charge cyclique. Toujours est-il qu'au bout de quelques milliers de cycles, la vitesse de l'accumulation de déplacement horizontal ( $\dot{y}_0$ ) devient très faible (Figure 1-27).

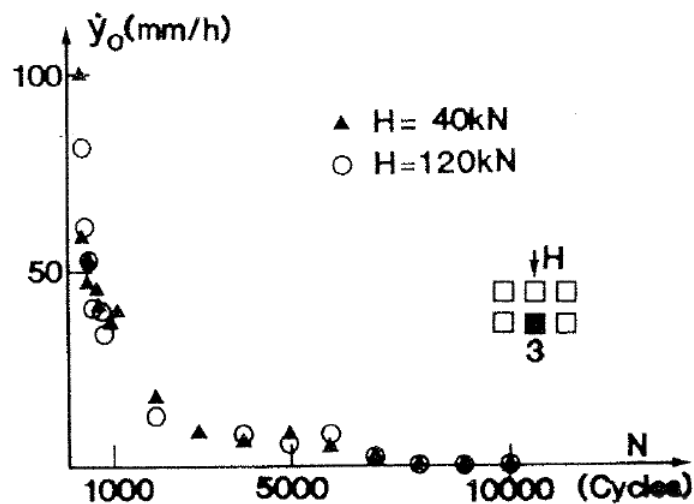


Figure 1-27 - Vitesse de déplacement en fonction de N pour le groupe (Baguelin *et al.*, 1985)

Les études effectuées à l'université de Houston (Brown *et al.*, 1987 ; Brown *et al.*, 1988) sur des pieux en vraie grandeur montrent que la rangée frontale supporte plus de charges que les rangées situées en arrière, comme ce que l'on remarque en chargement monotone (Baguelin *et al.*, 1985). Les essais de Brown *et al.* (1987, 1988) ont été effectués sur trois rangées de pieux, dans de l'argile (Brown *et al.*, 1987), puis dans du sable (Brown *et al.*, 1988) après avoir excavé l'argile sur au moins 10 diamètres.

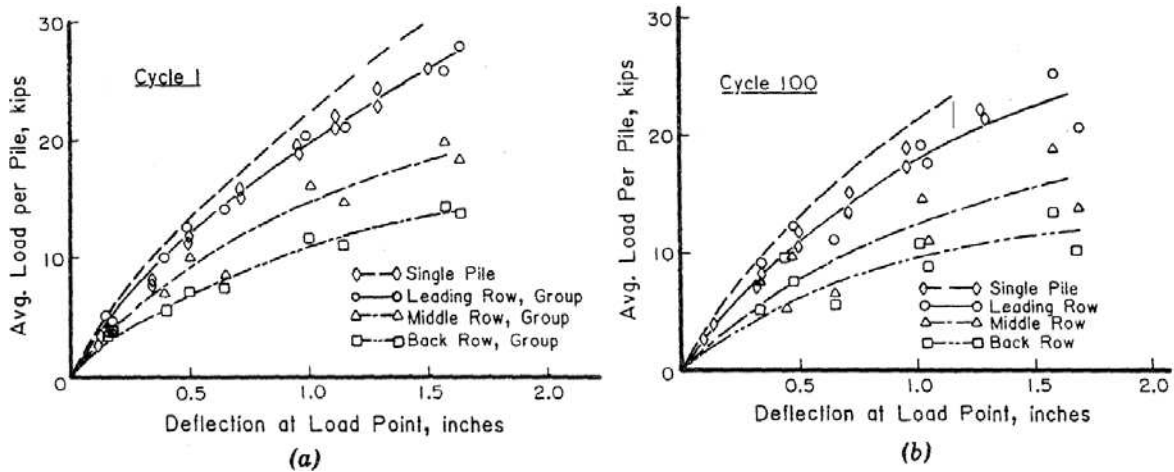


Figure 1-28 - Distribution des charges par rangée de pieux avant (a) et après les sollicitations cycliques (b) sur un groupe de pieux mis en place dans du sable (Brown *et al.*, 1988)

La déformation des groupes de pieux sous chargements cycliques est plus élevée que pour le pieu isolé pour une charge équivalente par pieu (Figure 1-28). Après les cycles, on remarque aussi une nette diminution de la réaction ultime du sol pour un même déplacement ( $y$ ). La résistance du groupe est très diminuée après les 100 cycles qui lui ont été appliqués, de même que pour le pieu isolé (Figure 1-29).

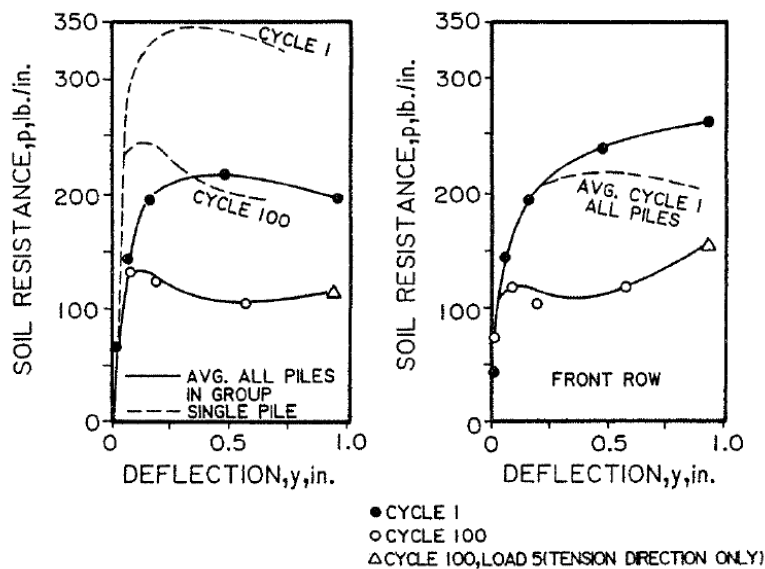


Figure 1-29 - Courbes  $p-y$  mesurées au début du chargement et au bout de 100 cycles (Brown *et al.*, 1987)

Pour les moments, on constate une augmentation de la valeur maximale et un abaissement de son point d'application entre le 1<sup>er</sup> et le 1000<sup>ème</sup> cycle, pouvant traduire un ramollissement du sol en surface sous l'effet des cycles (Baguelin *et al.*, 1985) (Figure 1-30). Le même phénomène a été observé dans le cas du pieu isolé sous chargement cyclique.



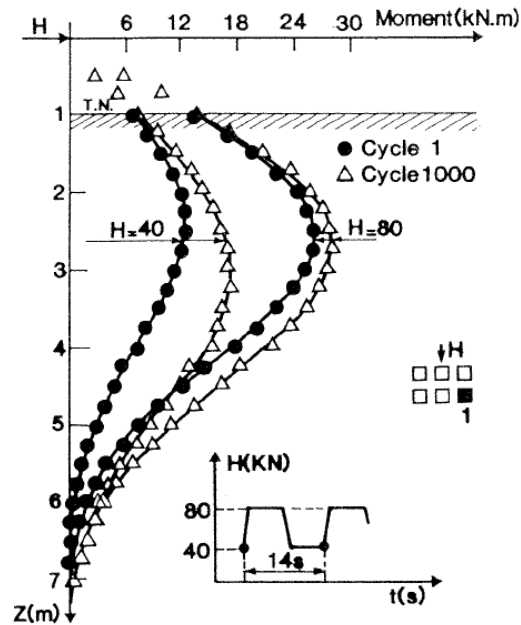


Figure 1-30 - Effet des cycles sur la distribution des moments (Baguelin *et al.*, 1985)

De plus, le chargement cyclique tend à faire augmenter le moment fléchissant maximum dans le pieu pour une charge donnée. Le maximum d'augmentation se produit au niveau des rangées à l'arrière alors qu'au niveau de la rangée frontale et du pieu isolé de référence, cette augmentation est plus faible (Brown *et al.*, 1988).

Des essais en cuve (Figure 1-31) ont aussi été faits par Caliendo et son équipe (Caliendo *et al.*, 1998a ; Caliendo *et al.*, 1998b) dans l'Utah. Ces essais concernaient un groupe de 5 pieux en ligne instrumentés placés dans une cuve de 3,05 m de long, 0,91 m de large et 1,22 m de profondeur (Figure 1-31). L'argile a été mise en place dans la cuve puis consolidée à l'aide de vérins et d'une plaque comprimant le sol jusqu'à ce que sa résistance atteigne celle qu'aurait une argile saturée *in situ*. Les 5 pieux d'un diamètre de 26,645 mm et une longueur de 1,524 m sont reliés en ligne, puis chargés alternativement pendant une cinquantaine de cycles.

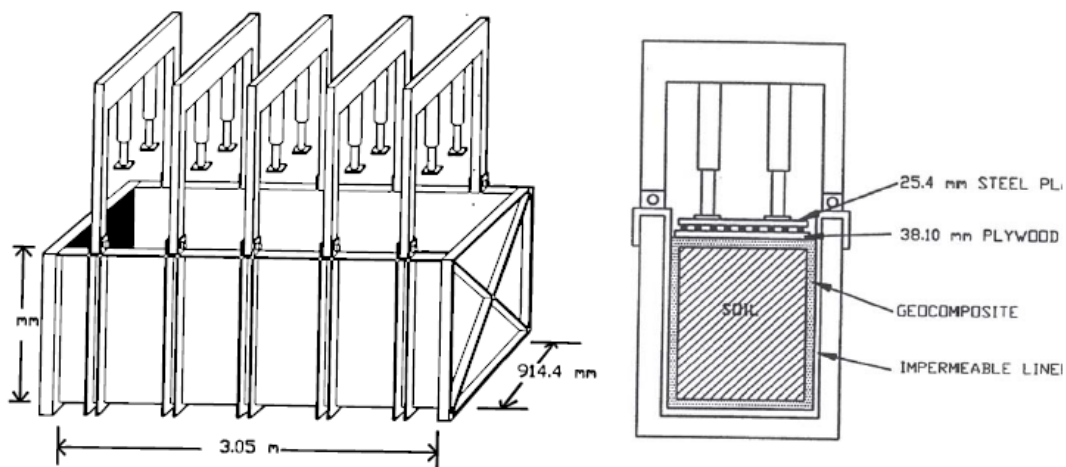


Figure 1-31 - Montage utilisé pour les essais à l'université de l'Utah (Caliendo *et al.*, 1998a)

Ces essais corroborent le fait que le pieu frontal supporte le plus de charge en général pour l'ensemble des cycles et pour chaque incrément de contraintes. Au bout de 25 cycles, il y a un instant où la répartition des charges entre les pieux est égale. Au 50<sup>ème</sup> cycle, tant que la charge est inférieure ou égale à 1557 N, le pieu frontal est celui qui supporte moins de charges que les pieux arrière. C'est quand la charge atteint de nouveau 1780 N que le pieu frontal est de nouveau celui qui supporte le plus de charges. Ce phénomène peut être observé dans les deux sens du chargement (Figure 1-32).

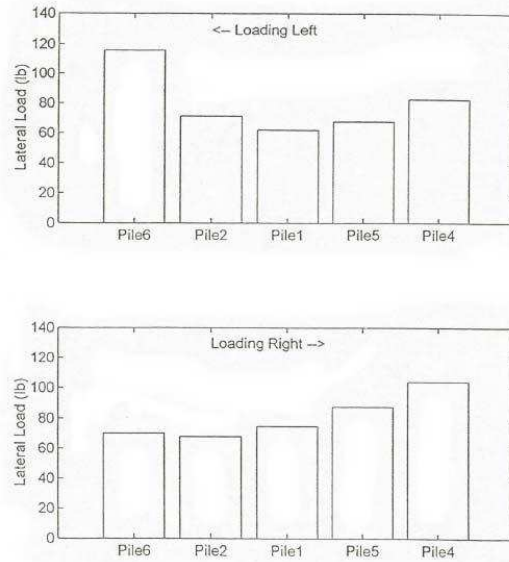


Figure 1-32 - Distribution des charges au 5ème cycle à 1780 N (Caliendo *et al.*, 1998a)

Pour les moments, on remarque à peu près les mêmes tendances, à savoir que le moment dans le pieu frontal se démarque des autres pieux puisqu'il reprend le plus de charges (Figure 1-33). Dans les premiers cycles, le pieu se comporte comme un long pieu et on observe un point d'inflexion qui descend en profondeur lorsque la charge augmente au cours d'un cycle. Bien que ce point d'inflexion descende au cours d'un cycle, la profondeur où l'on observe le moment maximal demeure plus ou moins constante. C'est d'un cycle à un autre que la profondeur où se situe le moment maximal devient de plus en plus importante (Baguelin *et al.*, 1985). Au 25<sup>ème</sup> cycle, les points d'inflexion ne sont plus visibles à partir d'une certaine valeur de chargement et les pieux se comportent donc comme des pieux "courts" ou pieux rigides.

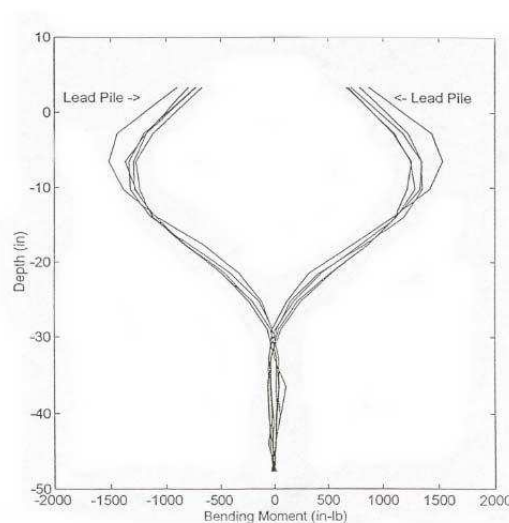
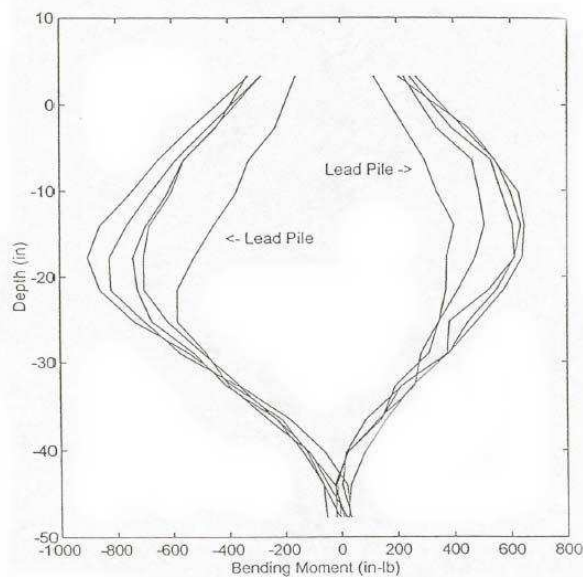


Figure 1-33 - Distribution des moments dans le groupe pour le 1er cycle et pour  $F = 2000$  N

Au 50<sup>ème</sup> cycle, les moments enregistrés dans les pieux frontaux sont inférieurs aux moments enregistrés dans les pieux à l'arrière sur la moitié des cycles (Figure 1-34).



**Figure 1-34 - Distribution des moments dans le groupe de pieux au 50ème cycle pour  $F = 667,2 \text{ N}$**

Nous avons vu précédemment que le comportement du système sol-pieu dépend de la flexibilité du pieu. Or, le chargement cyclique, comme on le voit ici, entraîne une évolution des caractéristiques mécaniques du sol, et par conséquent de la rigidité de ce dernier. Il en résulte une évolution de la longueur élastique du pieu. Comme, on observe généralement une dégradation des propriétés mécaniques du sol, on s'attend à ce que cette longueur élastique devienne plus importante avec l'évolution du chargement cyclique. C'est d'ailleurs probablement à cause de cela que Caliendo *et al.* (1998a et 1998b) ont remarqué qu'au 25<sup>ème</sup> cycle, le comportement du pieu est similaire au comportement d'un pieu court.

La configuration géométrique des pieux lors de l'installation a donc une grande influence sur le comportement du groupe de pieux. Plus l'espacement entre les pieux est faible, plus la résistance mobilisable par le groupe de pieux diminue. Lorsque le groupe de pieu est soumis à un chargement latéral, la rangée avant du groupe de pieux reprend plus de chargement que celles qui sont derrière. Si un groupe de pieux est chargé de manière cyclique, on constate aussi une accumulation des déplacements en tête ainsi qu'une augmentation des moments maxima dans les pieux.

Pour tenir compte d'un chargement latéral lors du dimensionnement d'un pieu, différentes méthodes ont été proposées. Ces méthodes peuvent être divisées en deux grandes catégories, celles qui proposent une modélisation discrète du sol, et celles qui proposent une modélisation continue du sol. Nous étudierons successivement, la méthode de dimensionnement à partir des courbes p-y (modélisation discrète du sol), puis la méthode de dimensionnement par la méthode des éléments finis (modélisation du sol comme un milieu continu).

### **I.3 - Méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales – Les courbes p-y**

Les méthodes dites des coefficients de réaction sont utilisées à cause de leur simplicité, mais aussi de leur efficacité. Elles sont fondées sur la modélisation du sol par une série de ressorts rapprochés, sans couplage entre eux, reliant le déplacement horizontal  $y$  du pieu à la réaction  $p$  du sol. On a vu qu'à un déplacement horizontal  $y$ , le sol réagit et exerce une pression appelée  $p$ , de direction opposée au sens du déplacement  $y$ .

Ce modèle relayé par plusieurs chercheurs (Terzaghi, 1955 ; Poulos, 1971a) a été défini par Winkler (Winkler, 1867). Il relie directement le comportement du sol (la réaction  $p$ ) au comportement du pieu (déplacement  $y$ ) lors d'un chargement latéral.

#### **I.3.1 - Principes**

Les principales hypothèses du modèle sont :

- le pieu est modélisé comme une poutre reposant sur des appuis élastiques ;
- le sol est représenté par des ressorts linéaires qui ne sont pas couplés.

Un *coefficient de réaction du sol*, noté  $k_h$ , permet de relier la réaction  $p$  et le déplacement  $y$  pour une profondeur  $z$  donnée. Cette relation est linéaire et est donnée par l'expression (1-2):

$$p = k_h(z) \cdot y \quad (1-2)$$

dans lequel :  $k_h(z)$  est exprimé en  $N.m^{-3}$

$p$  représente la pression de réaction et est exprimée en  $N.m^{-2}$   
 $y$  représente le déplacement horizontal du pieu et est exprimé en  $m$

Cette relation peut s'écrire également sous la forme :

$$P = E_s \cdot y \quad (1-3)$$

Pour lequel :  $P$  est la réaction du sol qui est une force répartie sur le pieu et est exprimée en  $N.m^{-1}$

$E_s$  est le *module de réaction du sol*, tel que  $E_s = k_h \cdot B$ ,  $B$  étant le diamètre du pieu.

Ce modèle suppose donc une relation linéaire entre  $p$  et  $y$ . Ce qui veut dire que le coefficient de réaction du sol  $k_h$  (ou module de réaction  $E_s$ ) a une influence non négligeable sur le profil de la réaction du sol. La détermination de son expression lors du dimensionnement doit donc être réalisée avec attention. Plusieurs auteurs ont proposé des relations permettant de déterminer le coefficient ou le module de réaction adéquat.

#### 1- Module de réaction selon Terzaghi (Terzaghi, 1955)

Il propose la relation suivante pour les sables :

$$E_s = \frac{1}{1,35} \cdot A \cdot \gamma \cdot z \quad (1-4)$$

Avec :        z        la profondeur considérée  
               $\gamma$        le poids volumique du sol  
              A        un paramètre adimensionnel qui dépend de la densité du sable.

Il propose donc un module de réaction qui augmente avec la profondeur. Ce qui semble logique compte tenu des propriétés mécaniques du sable. Cette expression du module de réaction semble bien adaptée dans le cas d'un sol « homogène »; néanmoins, des modifications sont nécessaires dans le cas d'un sol multicouches.

## 2- Modules de réaction selon Ménard (Ménard *et al.*, 1969)

Dans le but de compléter les méthodes de dimensionnement des rideaux de palplanches, ils (Ménard *et al.*, 1969) ont proposé une expression du coefficient de réaction qui est valable aussi pour les pieux sollicités horizontalement:

$$\frac{1}{k_h} = \frac{1}{3 \cdot E_M} \left[ 1,3 \cdot R_0 \cdot \left( 2,65 \cdot \frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \alpha \cdot R \right] \quad (1-5)$$

$E_M$ : est la moyenne arithmétique des modules pressiométriques mesurés sur une hauteur du pieu fonction du problème étudié ;

$R_0$ : est une dimension de référence égale à 0,3 m lorsque les essais pressiométriques sont effectués avec des sondes standard ;

$R$ : est le rayon du pieu ou la dimension transversale perpendiculaire aux mouvements étudiés.

$\alpha$  : est le coefficient rhéologique du sol

Pour des pieux ayant un rayon inférieur à 0,3 m, la formule décrite précédemment ne fait plus intervenir  $R_0$ .

D'autres auteurs comme Poulos (Poulos, 1971a) ont proposé d'autres expressions du coefficient de réaction. Pourtant, considérer un coefficient de réaction constant avec la profondeur constitue une hypothèse très forte qui n'est pas vraiment proche de la réalité. Matlock et Reese (1960) ont tenu compte de la variation du module avec la profondeur, mais le modèle obtenu ne représente pas encore assez bien le comportement du sol puisque ce dernier est considéré comme ayant un comportement élastique linéaire. Or, même pour de petites déformations, les essais réalisés montrent un comportement non linéaire du sol. C'est pourquoi, les coefficients de réaction linéaires (élastiques) ont été remplacés par des courbes p-y non linéaires. Ce sont ces courbes p-y qui ont servi de base pour le dimensionnement des pieux sous charges latérales. Les résultats du dimensionnement dépendent donc du choix des courbes p-y.

### **1.3.2 - Détermination des courbes p-y :**

La détermination des courbes p-y pour le dimensionnement peut se faire de deux manières :

- à partir des essais de chargement latéral *in situ* avec un pieu instrumenté, celle que l'on va utiliser avec nos essais en centrifugeuse ;
- à partir des caractéristiques mécaniques du sol et du pieu, celle que l'on utilise pour le dimensionnement avec les réglementations.

Dans le cas où des essais *in situ* peuvent être réalisés, la détermination des courbes p-y se fait à partir des moments de flexion mesurés lors du chargement du pieu. Cette détermination est réalisée par l'application des équations fondamentales des poutres continues. On détermine la déflexion (y) par double intégration de la courbe des moments (Reese *et al.*, 1974) :

$$y(z) = \int \left( \int \frac{1}{E_p I_p} M(z) \cdot dz \right) dz \quad (1-6)$$

tandis que la pression  $p$  est déterminée par double dérivation du moment :

$$p(z) = \frac{d^2 M(z)}{dz^2} \quad (1-7)$$

Le calcul de la déflexion ( $y$ ) par double intégration est relativement facile et le calcul génère peu d'erreur. En revanche, la dérivation tend à amplifier les erreurs et les dispersions de données, ce qui nécessite la prise en compte de certaines précautions. Cette approche est très similaire à une « analyse inverse » (Nip et Ng, 2005).

Dans le second cas, les courbes  $p$ - $y$  sont déduites des caractéristiques mécaniques des sols, et dépendent des règlements de calcul de chaque pays. En France, par exemple, la détermination des courbes  $p$ - $y$  est effectuée à partir des résultats des essais de reconnaissance de sols basés sur le pressiomètre (Cassan, 1978). D'autres méthodes seront détaillées dans la suite.

### **1.3.3 - Dimensionnement d'un pieu isolé à partir des courbes $p$ - $y$ :**

La méthode de dimensionnement des pieux isolés à partir des courbes  $p$ - $y$  est pratiquement la même quels que soient le sol et le pieu. Des raffinements au niveau des outils de calcul peuvent être réalisés sans changer complètement la méthode de calcul. Les principales différences entre les méthodes de dimensionnement concernent le choix des courbes  $p$ - $y$  que l'on introduit dans les outils de calcul. Nous présentons ci-dessous les différentes courbes  $p$ - $y$  proposées par les principales recommandations.

#### **1.3.3.1 - Courbes $p$ - $y$ selon le Fascicule 62 :**

Les courbes  $p$ - $y$  proposées par le Fascicule 62 (Fascicule 62, 1993) sont principalement déterminées à partir des essais pressiométriques. En effet, plusieurs auteurs (Ménard et al., 1969 ; Little et Briaud, 1988) ont pu établir des courbes  $p$ - $y$  à partir de ces essais. Pour le cas du Fascicule 62, la formulation des courbes  $p$ - $y$  est essentiellement fondée sur les travaux de Ménard (Ménard *et al.*, 1964 ; Ménard et Bourdon, 1965 ; Ménard *et al.*, 1969). Une courbe  $p$ - $y$  est définie par deux droites :

- un segment de droite passant par l'origine et de pente  $K_f$  ;
- un palier  $P_f = p_f \cdot B$  qui correspond à la pression latérale de fluage.

Pour le fascicule 62, la courbe  $p$ - $y$  de base est donc une courbe bilinéaire. L'expression de la pente  $K_f$  est donnée par :

$$K_f = \begin{cases} \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left(2,65 \cdot \frac{B}{B_0}\right)^\alpha + \alpha} & \text{pour } B \geq B_0 \\ \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4}{3} \cdot (2,65)^\alpha + \alpha} & \text{pour } B \leq B_0 \end{cases} \quad (1-8)$$

Avec  $B_0 = 0,6 \text{ m}$  ;

$\alpha$  est un coefficient rhéologique caractérisant le sol.

Pour les pieux sous charges latérales cycliques, le fascicule 62 ne propose pas de méthode pour déterminer les courbes p-y.

### 1.3.3.2 - Courbes p-y selon l'API (API, 1993) et le DNV (DNV, 1992) :

Les règlements API (American Petroleum Institute) et DNV (Det Norske Veritas) proposent des courbes p-y qui sont très similaires. Les courbes p-y pour le sable proposées résultent essentiellement des travaux de Reese et Cox (Cox *et al.*, 1974 ; Reese *et al.*, 1974). Les courbes proposées ont été déduites des essais *in situ* réalisés à l'université du Texas. Pour le sable, la réaction est définie par une fonction non linéaire ayant comme asymptote la réaction ultime du sol. Cette réaction est exprimée par :

$$P = A \cdot P_u \cdot \tanh\left(\frac{k_h \cdot z}{A \cdot P_u} \cdot y\right) \quad (1-9)$$

où : A est un facteur qui permet de prendre en compte un chargement monotone ou cyclique :  $A = 0,9$  pour un chargement cyclique

$$A = \left(3 - 0,8 \cdot \frac{z}{B}\right) \geq 0,9 \text{ Pour un chargement statique}$$

$P_u$  est la réaction ultime du sol à la profondeur z exprimée en [kN/m] et est égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$P_u = \min \begin{cases} (C_1 \cdot z + C_2 \cdot B) \cdot \gamma \cdot z \\ C_3 \cdot B \cdot \gamma \cdot z \end{cases}$$

$C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  sont des coefficients déterminés à partir de l'abaque donné ci-dessous (Figure 1-35) :

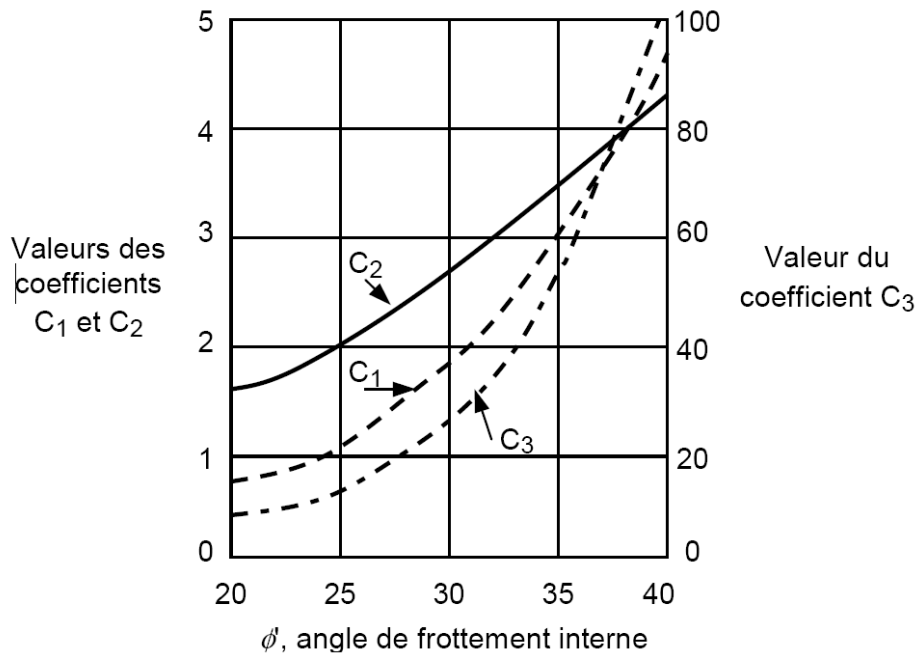


Figure 1-35 - Coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  en fonction de l'angle de frottement interne du sable (API, 1993)

$k_h$  est le coefficient initial de réaction du sol exprimé en  $[kN/m^3]$ , déterminé à l'aide de l'abaque ci-dessous (Figure 1-36):

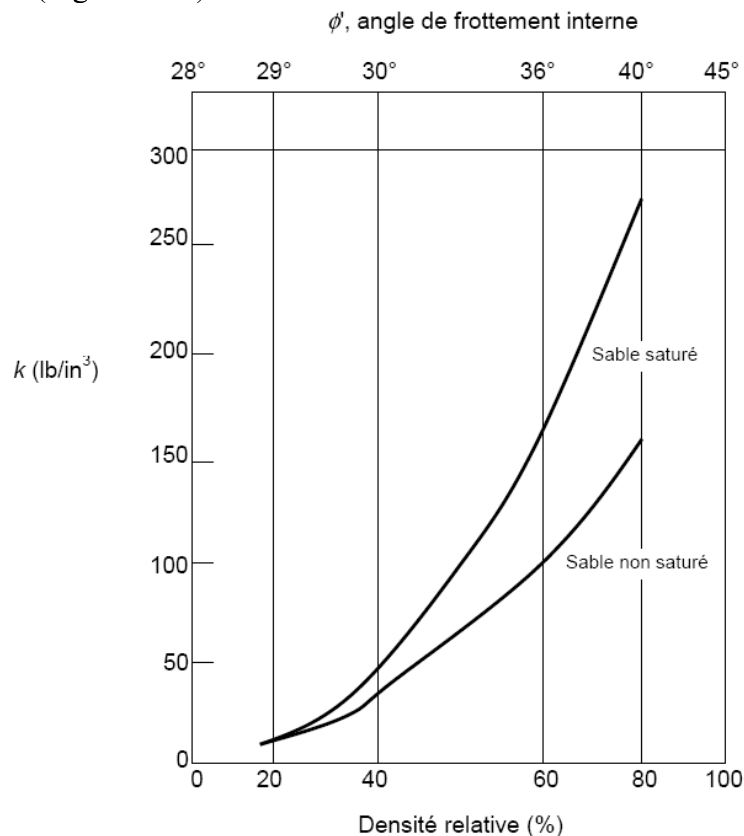


Figure 1-36 - Valeurs de  $k_h$  ( $= k$ ) en fonction de la densité relative du sable (API, 1993)

D'autres propositions de courbes p-y ont été faites pour le pieu isolé sous chargement monotone dans du sable (Terashi *et al.*, 1989 ; Georgiadis *et al.*, 1992), mais les deux formulations précédentes (ou leurs variantes) restent les plus utilisées.



### 1.3.4 - Prise en compte de l'effet des cycles

Le Fascicule 62 (1993) ne tient pas compte de l'influence du chargement cyclique. Or nous avons vu que le chargement cyclique a une influence non négligeable sur les courbes p-y. Le règlement API/DNV, quant à lui en tient compte, en introduisant le coefficient A qui diminue un peu la réaction P mobilisable.

La considération de l'effet des cycles dans la formulation des courbes p-y peut se faire de trois manières :

- un rabatement de la résistance mobilisable (donc diminution de p) par rapport à la courbe p-y monotone ;
- une augmentation des déplacements y cycliques par rapport au déplacement des courbes p-y monotones ;
- une combinaison des deux procédés cités précédemment.

La méthode de réduction de la réaction mobilisable est celle utilisée dans les API, et proposée par Long et Vanneste (1994).

Pour ces derniers, la réduction du coefficient de réaction du sol est fonction du niveau de chargement cyclique, du nombre de cycles, du mode d'installation du pieu, et de la densité du sol. En tenant compte des moments et de l'effort horizontal en tête, ils ont proposé de déterminer directement la déflexion en tête du pieu à l'aide de la formulation, qu'ils nomment LISM :

$$\delta_N = \frac{A \cdot H}{EI^{0,4} \cdot n_{hm}^{0,6}} + \frac{B \cdot M}{EI^{0,6} \cdot n_{hm}^{0,4}} \quad (1-10)$$

A et B étant des constantes déterminées à partir de la longueur du pieu et de la raideur relative. H et M sont les efforts appliqués.

$$n_{hm} = n_{h1} \cdot N^{-t} \quad (1-11)$$

$n_{h1}$ : coefficient de réaction du sol pour le premier cycle de chargement ;

t : le coefficient de dégradation et  $t = 0,17 \cdot F_L \cdot F_I \cdot F_D$  ;

$F_L$ ,  $F_I$  et  $F_D$  étant respectivement des facteurs tenant compte du niveau de chargement cyclique, du mode d'installation du pieu et enfin de la densité du sol. Leurs valeurs sont données par des tableaux (Long et Vanneste, 1994).

D'autres formulations estiment tout de suite la déformation ou le déplacement accumulé en tête. Ainsi, Lin et Liao (1999) ont étudié vingt essais *in situ* déjà étudiés par Long et Vanneste (1994) et ont proposé l'expression suivante:

$$R_S = \frac{\varepsilon_N}{\varepsilon_1} = 1 + t \cdot \ln(N) \quad (1-12)$$

dans laquelle:

$R_S$  représente l'effet des cycles sur les déformations ;

N le nombre de cycles ;

$\varepsilon_1$  la déformation maximale en statique ;

$\varepsilon_N$  déformation maximale pour le cycle N.

$\varepsilon = \frac{y}{2,5 \cdot B}$ , ce qui permet d'écrire directement la relation précédente à l'aide des déplacements en tête.

t: coefficient de dégradation

Ce coefficient de dégradation est fonction de trois paramètres tel que:

$$t = 0,032 \cdot \frac{L}{T} \cdot \beta \cdot \xi \cdot \varphi \quad (1-13)$$

L: la longueur du pieu ;

$\beta$ : coefficient fonction de la densité du sol ;

$\xi$ : coefficient fonction du mode d'installation du pieu ;

$\varphi$ : coefficient fonction du niveau de chargement cyclique ;

les valeurs de ces trois paramètres sont données en fonction de trois tableaux (Lin et Liao, 1999).

$T = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p}{k_h}}$  est la raideur relative du système sol pieu définie par:

$E_p I_p$ : la rigidité à la flexion du pieu et  $k_h$ : le coefficient de réaction du sol

Dans les comparaisons faites avec les résultats expérimentaux, Lin et Liao (1999) utilisent bien tous les coefficients et le modèle arrive bien à se caler par rapport aux résultats jusqu'au 30<sup>ème</sup> cycle environ. Au-delà, le modèle surestime les déplacements en tête. De plus, si Lin et Liao utilisent bien les trois coefficients mentionnés ci-dessus (1-13), il n'y a pas d'indications sur le choix du coefficient de réaction du sol  $k_h$  : à partir de quel essai et comment a-t-il été déterminé?

Ce modèle (1-13) est intéressant car à partir de seulement quelques données, il permet de déterminer le déplacement en tête attendu au bout d'un certain nombre de cycles. Toutefois, les validations faites par les auteurs (Lin et Liao, 1999) montrent ses limites à N=30.

D'autres auteurs proposent d'agir à la fois sur les déplacements latéraux (y) et les pressions (p). Par exemple, Long et Vanneste (1994) proposent d'utiliser le même paramètre de dégradation t que dans le programme LISM et de l'appliquer à la fois sur la réaction (p) et le déplacement (y). Après avoir effectué des calculs à rebours sur 34 essais *in situ*, ils proposent les équations suivantes dans le modèle DSPY:

$$\begin{cases} p_N = p_1 \cdot N^{-0,4t} \\ y_N = y_1 \cdot N^{0,6t} \end{cases} \quad (1-14)$$

Malheureusement, ce modèle n'est fondé que sur des essais pour lesquels N est compris entre 50 et 100. Donc, des précautions doivent être prises au delà de 100 cycles, de plus la rigidité à la flexion doit être constante.

Pour les déplacements en tête, Verdure (2003), repris par Rosquoët (2004) propose, à partir des essais en centrifugeuse :

$$y_n = y_1 \left[ 1 + \left( 0,08 \left( \frac{2 \cdot H_c}{H_{\max cyc}} \right)^{0,35} \right) \ln(N) \right] \quad (\text{Verdure et al., 2003}) \quad (1-15)$$

### 1.3.5 - Prise en compte de l'effet de groupe

Pour tenir compte de l'effet de groupe, le fascicule 62 titre V (1993) propose quelques recommandations, mais ces dernières ne sont applicables que dans certains cas. Ainsi, il considère, dans le cas d'un pieu cylindrique, que l'effet d'ombre est négligeable quand l'entraxe des pieux est supérieur ou égal à trois fois le diamètre du pieu. Quand cet entraxe est inférieur à trois fois le diamètre (3B), pour les pieux qui sont situés dans la direction du chargement, il est proposé de réduire la pression maximale à la profondeur z par un coefficient qui dépend de l'espacement.

Pour tenir compte de l'effet de groupe, au-delà de 3B, on utilise les coefficients multiplicateurs  $P_m$  (p-multiplier) pour les pressions et  $Y_m$  pour les déplacements. Ces coefficients sont issus de méthodes empiriques en centrifugeuse ou *in situ*. Ces coefficients réduisent la résistance du sol pour un même déplacement, ou augmentent les déplacements du pieu pour un même effort (Figure 1-37). L'utilisation du coefficient  $P_m$  (toujours inférieur ou égal à 1) correspond à un rabatement de la pente initiale ( $K_f$  pour le fascicule 62) des courbes p-y. L'utilisation d'un coefficient  $Y_m$  (toujours supérieur ou égal à 1) est comparable à une accumulation de déplacements à une charge donnée. L'utilisation du coefficient  $P_m$  permet aussi une réduction du palier plastique  $p_u$ . Le coefficient  $P_m$  varie donc en fonction de la rangée considérée puisque l'on a vu que l'effet d'ombre varie d'une rangée à une autre. Le coefficient  $P_m$  permet ainsi de tenir compte de la mécanique du groupe de pieux sous effort transversal.

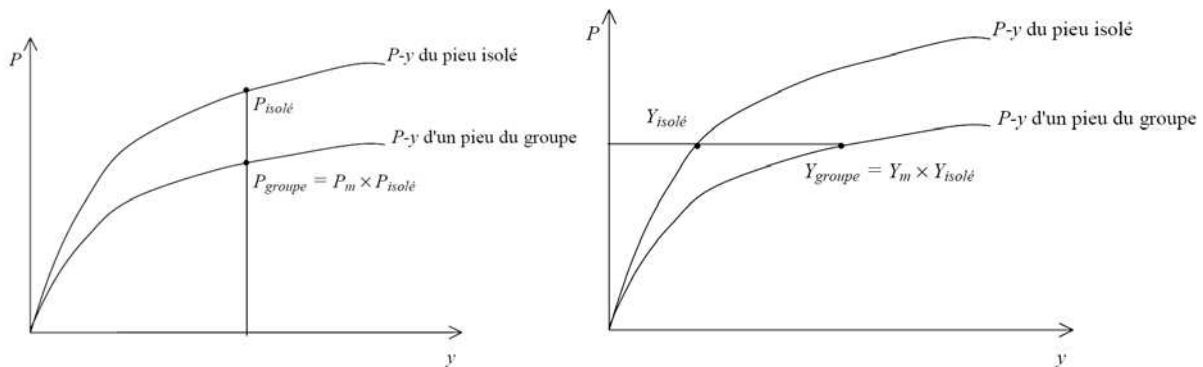


Figure 1-37 - Prise en compte de l'effet de groupe à l'aide des coefficients multiplicateurs (Remaud, 1999)

Ces coefficients jouent donc le même rôle que les coefficients utilisés en cyclique. Ces coefficients ne semblent pas sensibles aux conditions en tête des groupes de pieux (Rollins *et al.*, 1998). Des auteurs ont essayé de tenir compte du mode d'installation dans la définition des courbes p-y ainsi que du coefficient  $P_m$  pour les groupes mais, en général, la plupart des coefficients  $P_m$  proposés dans la littérature n'en tiennent pas compte. Les résultats des essais en vraie grandeur et en centrifugeuse sont assez cohérents dans la définition des coefficients  $P_m$  (Tableau 1-1).

**Tableau 1-1 - Valeurs des coefficients  $P_m$  pour des essais en vraie grandeur de groupes de pieux (Rollins *et al.*, 2005a)**

Propriétés du sol (Références)	Propriétés du pieu - Détails du battage (Arrangement)	Espacement [B]	Déplacement en tête [mm]	1ère rangée (front row)	2ème rangée	3ème rangée	4ème rangée
Sable à Sable silteux avec $I_D = 50\%$ , $\Phi=38^\circ$ (Rollins <i>et al.</i> , 2005a)	B = 324mm - Pieu en métal battu ouvert en tête de longueur 11,3m (3 x 3)	3,3	15-40	0,8	0,4	0,4	–
Sable fin lâche avec $I_D=30\%$ et $\Phi=32^\circ$ (Ruesta et Townsend, 1997)	Pieu carré de 760mm de côté en béton précontraint battu de 15,25m de long (4 x 4)	3	25-75	0,8	0,7	0,3	0,3
Sable propre moyen avec $I_D=50\%$ et $\Phi=38^\circ$ (Brown <i>et al.</i> , 1988)	B = 272mm - Pieu en métal battu rempli par du sable du même endroit et compacté (3 x 3)	3	25-40	0,8	0,4	0,3	–
Sable silteux à Silt avec $I_D=40-60\%$ et $\Phi$ inconnu (Huang <i>et al.</i> , 2001)	B = 800mm - Pieu en béton préfabriqué battu fermé en tête de longueur 33m (3 x 4)	3	20-130	0,89	0,61	0,61	0,66

Huang *et al.* (2001) ont proposé des coefficients qui tiennent compte du mode de mise en place ainsi que du comportement mécanique du groupe. Pour les pieux battus, ces coefficients sont 75% plus élevés que ceux proposés par les autres auteurs et pour les pieux mis en place sans refoulement du sol, les coefficients proposés sont inférieurs de 6%. Cependant, en utilisant les coefficients  $P_m$  qui ne tiennent pas compte du mode de mise en place, on arrive quand même à des résultats proches de ce qui est mesuré (Remaud, 1999 ; Rollins *et al.*, 2005a). En plus, les valeurs de l'indice de densité ne semblent pas occasionner de grandes variations des valeurs du coefficient  $P_m$ .

Des essais en centrifugeuse ont aussi permis de compléter les données obtenues à partir des essais *in situ* dans le cas monotone. Ces essais ont permis de réaliser plusieurs études paramétriques afin de compléter les essais réalisés *in situ* (Tableau 1-2).

**Tableau 1-2 - Valeurs des coefficients  $P_m$  calculés à partir d'essais en centrifugeuse**

Références	Densité du sol [%]	Configuration	Espacement [B]	Coefficient $P_m$ en fonction de chaque rangée						
				1	2	3	4	5	6	7
(Mc Vay <i>et al.</i> , 1995)	$I_D=55\%$	3 x 3	3	0,8	0,4	0,3	-	-	-	-
	$I_D=33\%$	3 x 3	3	0,65	0,45	0,35	-	-	-	-
	$I_D=33\%$ et $55\%$	3 x 3	5	1,0	0,85	0,70	-	-	-	-
(Remaud, 1999)	Dense	1 x 2	2	1,0	0,52	-	-	-	-	-
(Mc Vay <i>et al.</i> , 1998)	$I_D=33\%$ et $I_D=55\%$	1 x 2	4	1,0	0,82	-	-	-	-	-
		1 x 2	6	1,0	0,93	-	-	-	-	-
		3 x 3	3	0,8	0,4	0,3	-	-	-	-
		3 x 4	3	0,8	0,4	0,3	0,3	-	-	-
		3 x 5	3	0,8	0,4	0,3	0,2	0,3	-	-
		3 x 6	3	0,8	0,4	0,3	0,2	0,2	0,3	-
		3 x 7	3	0,8	0,4	0,3	0,2	0,2	0,2	0,3

La prise en compte de l'effet de groupe, pour le dimensionnement à l'aide des courbes p-y, se réduit à l'application des coefficients multiplicateurs sur les courbes "p-y monotones isolés". Pour tenir compte de l'effet de groupe, une combinaison des coefficients  $P_m$  avec les coefficients de rabattement dus au chargement cyclique peut être étudiée. Des études complémentaires devraient être réalisées pour confirmer ou infirmer cette possibilité.

La méthode de dimensionnement fondée sur les coefficients de réaction propose donc des solutions relativement complètes pour le dimensionnement des pieux isolés sous charges latérales. Pour les groupes de pieux sous charges latérales, certains auteurs ont proposé différents coefficients multiplicateurs pour tenir compte de l'effet de groupe. Ces coefficients multiplicateurs, qui sont fonction du chargement (chargement monotone ou cyclique) ou de la géométrie du groupe de pieux (espacement) peuvent être utilisés afin d'obtenir les courbes p-y adaptées à la configuration étudiée. Certes, à part les propositions de l'API (API, 1993) pour le chargement cyclique d'un pieu isolé, les coefficients proposés ci-dessus sont issus de différents essais *in situ* ou en laboratoire.

Si la méthode de dimensionnement à partir des courbes p-y procure de nombreux avantages comme la simplicité et la rapidité des calculs, elle a aussi des limites. Premièrement, il est difficile de choisir la courbe p-y la plus appropriée pour un système sol-pieu donné. Le choix des courbes p-y est souvent dicté par le type de sol, sans tenir compte des caractéristiques du pieu. Deuxièmement, le remplacement du sol, qui est un milieu continu, par des éléments discrets (modélisation par appuis linéaires ou non) néglige l'influence du sol autour du pieu (déformations, ...) sur le comportement du système étudié (Randolph, 1981 ; Chaudhry, 1994). Les hypothèses sont fortes lorsqu'on utilise les méthodes fondées sur les courbes p-y pour les pieux. L'intérêt se porte alors parfois sur des méthodes plus lourdes comme la méthode aux éléments finis qui considère le sol enserrant le pieu comme un milieu continu.

## **I.4 - La méthode du continuum**

La méthode du continuum, comme son nom l'indique, modélise le sol comme un milieu continu (Poulos, 1971a ; Poulos, 1971b). Quand au pieu, il est modélisé de manière à avoir la même largeur et la même rigidité que le pieu prototype (Banerjee et Davies, 1978).

Pour cette méthode, on distingue principalement deux grandes familles d'approche (Perlo-Mevelllec, 2003) :

- une première approche fondée sur les équations de Mindlin cité par Poulos (1971a; 1971b)
- une deuxième approche qui s'appuie sur la méthode des éléments finis.

L'approche utilisant les équations de Mindlin peut être utilisée pour un massif semi-infini, homogène, élastique et isotrope (Poulos, 1971a ; Poulos, 1971b). Cette méthode a été surtout utilisée pour l'étude des groupes de pieux (Banerjee et Davies, 1977). Par définition, cette méthode ne peut tenir compte des hétérogénéités du sol, ni de la non-linéarité du sol. C'est pourquoi, lorsque la puissance des ordinateurs a permis de réaliser des calculs aux éléments finis, cette méthode a été délaissée au profit de la méthode des éléments finis.

La méthode des éléments finis, grâce à une discrétisation spatiale du milieu réel, permet de tenir compte de n'importe quelle configuration : pieu isolé ou groupe de pieux. La méthode des éléments finis permet de trouver une solution approchée du système d'équations différentielles qui définit l'équilibre du système (Kooijman, 1989 ; Brown et Shie, 1990a).

Nous ne détaillerons pas la méthode, de nombreux documents abordant le sujet avec de plus amples explications.

Toutefois, les résultats des modélisations par éléments finis sont très dépendants des modèles de comportement de sol. Pour avoir de bons résultats dans une modélisation par éléments finis, il convient de bien définir la loi de comportement du sol que l'on utilise.

Pour cela, nous étudierons d'abord le comportement du sable sous sollicitation monotone, puis sous sollicitation cyclique, avant d'aborder les différents modèles de comportement rencontrés dans la littérature. Nous choisirons celui qui modélise le mieux le comportement du sol étudié, mais aussi le plus simple à utiliser comportant le moins de paramètres possible.

### **I.4.1 - Comportement du sol sous sollicitations cycliques**

Dans cette partie, nous présentons une synthèse bibliographique du comportement des sables sous sollicitation cyclique. Ensuite, on étudiera les modèles numériques qui ont été élaborés afin de représenter ce comportement.

#### **I.4.1.1 - Rappels sur les comportements sous chargement monotone**

Lorsqu'un sable est soumis à un chargement monotone, on observe principalement deux types de comportement :

- un comportement contractant ;
- un comportement dilatant.

La contractance correspond à une diminution de volume du sol, et un mécanisme de densification du sol. Inversement, la dilatance correspond à une augmentation de volume du sol sous l'effet du cisaillement.

Un sable peut présenter ces deux phases lors d'un même essai de chargement. En général, il se contracte avant de se dilater. En se basant sur l'inversion de la déformation volumique, passage de la contractance à la dilatance, Luong (1980) a formulé le concept d'état caractéristique pour traduire le seuil correspondant à la fin de l'enchevêtrement et le début du

désenchevêtrement. On associe à ce seuil un angle de frottement caractéristique  $\varphi_c$  correspondant à une vitesse ou un taux de déformation volumique nulle, soit  $d\varepsilon_v = 0$ . Cet angle caractéristique est considéré comme un paramètre intrinsèque du matériau, indépendant de la densité, de la granulométrie et du chemin de contraintes suivi.

Comme en condition non drainée, on ne peut pas observer de variation de volume, le mécanisme de contractance et de dilatance, mentionné ci-dessus se traduit par un taux de génération de pression interstitielle positif ou négatif. Par analogie, le seuil caractéristique doit, dans ce cas là, correspondre au niveau de contrainte où se produit l'inversion du sens de génération de la pression interstitielle.

Ce concept est très important pour interpréter le comportement des sables sous chargement cyclique.

(a) Comportements observés en condition drainée

Le comportement drainé parfait correspond à la réponse du matériau observable lorsque l'eau interstitielle peut s'écouler librement entre les grains lors du chargement, sans développer de surpression interstitielle ( $\Delta u = 0$ ). Dans ce cas, comme la pression interstitielle du fluide est constante, on peut supposer que la contrainte effective est égale à la contrainte totale à une constante près (souvent la pression atmosphérique). Par contre, les variations de volume du matériau sont généralement différentes de zéro, c'est-à-dire que  $\Delta V \neq 0$  (Benahmed, 2001). De nombreux essais triaxiaux drainés ont été réalisés sur du sable sous chargement monotones. Lors d'un chargement monotone drainé, on observe sur toutes les courbes une partie initiale où la contrainte augmente à un taux décroissant avec la déformation jusqu'à atteindre une valeur maximale, puis elle diminue à mesure que la déformation se poursuit.

(b) Comportements observés en condition non drainée

Le comportement non drainé correspond au cas où l'eau interstitielle reste "bloquée" au sein du matériau lors de l'application de la sollicitation. Dans un sol saturé, l'eau ne peut s'écouler hors du matériau, et il n'y a pas possibilité d'écoulement relatif par rapport aux grains. Ce blocage engendre en général un développement de la surpression interstitielle et une évolution des contraintes effectives qui peut être totalement différente de l'évolution des contraintes totales (Benahmed, 2001). Le matériau va évoluer à volume constant ( $\Delta V = 0$ ) mais avec un développement de la surpression interstitielle ( $\Delta u \neq 0$ ).

Sous chargement non drainé, le comportement du sable a été largement étudié surtout par rapport au phénomène de liquéfaction statique dans le cas de glissements par écoulement tels la rupture de barrages, l'affaissement ou le basculement brusque de structures, ... (Canou *et al.*, 1991 ; Chillarige *et al.*, 1997).

(c) Lois de comportement du sol sous chargement monotone – modèles élastoplastiques

Une loi de comportement exprime la relation entre les tenseurs de contrainte effective ( $\sigma_{ij}$ ) et de déformation ( $\varepsilon_{ij}$ ). Elle est élaborée afin de simuler la réponse du matériau lorsqu'il est soumis à un chemin de contraintes donné. Les équations d'une loi peuvent se présenter sous des formes très variées ; mais la forme la plus "simple" et qui décrit relativement bien les principaux aspects du comportement mécanique des sols, surtout des sols saturés, sous sollicitations monotones est le schéma "élastoplastique" basé sur la partition des déformations élastiques et plastiques.

Les déformations élastiques peuvent être linéaires ou non. Quant aux déformations plastiques, on distingue trois catégories :

- les modèles sans écrouissage ;
- les modèles à un mécanisme plastique combinés à une élasticité isotrope ou une élasticité orthotrope ;
- les modèles à plusieurs mécanismes plastiques.

### **Notions fondamentales**

Le modèle élastoplastique à un mécanisme est caractérisé par les concepts fondamentaux suivants :

- la partition des déformations ;
- la surface de charge, qui définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement d'un matériau est irréversible ;
- le domaine d'élasticité, qui correspond à l'intérieur de la surface de charge ;
- la règle d'écoulement plastique, qui décrit la manière dont évoluent les déformations plastiques ;
- l'écrouissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes en fonction de l'intensité des sollicitations ;
- le critère de plasticité ou de rupture, qui caractérise la rupture du matériau. Lorsque le seuil de contraintes n'évolue pas, le critère de plasticité est confondu avec la surface de charge.

### **Surface de charge et domaine d'élasticité**

Le domaine d'élasticité est défini par une fonction scalaire  $F$  du tenseur de contraintes  $(\sigma_{ij})$ , appelée fonction de charge du matériau. On appelle critère d'élasticité la condition  $F(\sigma_{ij}) < 0$  et critère de plasticité la condition  $F(\sigma_{ij}) = 0$ .

Le domaine d'élasticité d'un matériau écrouissable dépend de l'état d'écrouissage, que l'on représente par une variable  $k$  introduite dans l'expression de la surface de charge. Cette surface de charge est alors notée :  $F(\sigma_{ij}; k)$ . Les deux principaux types d'écrouissage sont :

- l'écrouissage isotrope de Taylor et Quincey, qui fait dépendre l'écrouissage d'un paramètre unique ( $k$ ). Le domaine d'élasticité se transforme par homothétie de centre  $O$  (origine de l'espace);
- l'écrouissage cinématique de Prager, pour lequel les frontières d'élasticité successives se déduisent de la frontière initiale par translation dans l'espace des contraintes. L'écrouissage dépend alors d'un paramètre tensoriel ( $k$  devient  $(k_{ij})$ ).

### **Règle d'écoulement plastique**

Elle exprime l'accroissement de déformation plastique  $d\varepsilon_{ij}$  en fonction des états de contraintes  $(\sigma_{ij})$  et  $(d\sigma_{ij})$ , et d'écrouissage ( $k$ ) par l'intermédiaire d'un potentiel plastique  $G$ , qui peut être différent de la fonction de charge  $F$ , tel que :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1-16)$$

$d\lambda$  est un scalaire strictement positif, appelé multiplicateur de plasticité. Lorsque les fonctions  $F$  et  $G$  diffèrent, la règle d'écoulement est dite non associée.



On introduit également, lorsqu'il y a écoulement, la variable  $H(\sigma_{ij};k)$ , appelée module d'écrouissage et définie par la relation :

$$H d\lambda = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (1-17)$$

#### 1.4.1.2 - Comportement sous chargement cyclique

Lorsque les matériaux sont soumis à une sollicitation unidimensionnelle, les réponses peuvent être de différentes sortes selon le type de sollicitation cyclique : déformation ou contrainte qui oscillent entre deux valeurs fixées. Pour un milieu tridimensionnel, les phénomènes sont plus complexes.

Dans le cas d'une sollicitation en contrainte (alternée ou non), on distingue (Figure 1-38) :

- l'adaptation : après un certain nombre de cycles, la courbe contrainte-déformation devient biunivoque et est indépendante de la direction de sollicitation ;
- l'accommodation : la relation contrainte-déformation se stabilise en une boucle fermée. Il n'y a plus accumulation de déplacements, néanmoins, il y a encore une dissipation d'énergie.
- le rochet : la déformation augmente indéfiniment.

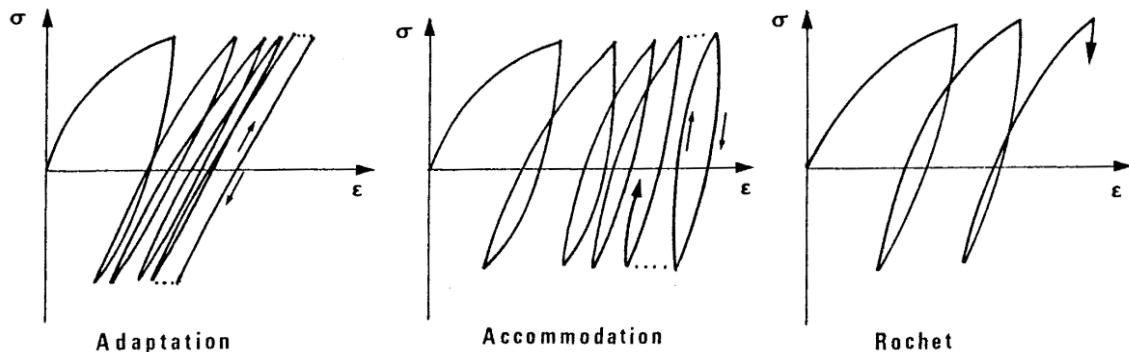


Figure 1-38 - Comportements observés pour des essais à contraintes contrôlées (Le Kouby, 2003)

Dans le cas d'une sollicitation en déformation, on définit également :

- le durcissement (ou l'adoucissement) cyclique : l'intervalle de variation de la contrainte croît et se stabilise (ou décroît et se stabilise).

Dans le cas des sables, le comportement le plus étudié lorsqu'on parle de sollicitation cyclique est le phénomène de liquéfaction. Celui-ci est un phénomène caractéristique des sables silteux. On distingue la liquéfaction "vraie" de la liquéfaction "statique" (Benahmed, 2001). La liquéfaction vraie se produit en condition non drainée et sous l'effet d'une sollicitation cyclique. La liquéfaction statique se produit en condition non drainée, mais sous sollicitation statique. Dans les deux cas, la liquéfaction est le résultat d'une augmentation de la surpression interstitielle.

Un autre comportement caractéristique des sables soumis à un chargement cyclique est le phénomène de mobilité cyclique. Ce phénomène se traduit par une accumulation de

déformations permanentes alors que les boucles de chargement cycliques restent les mêmes. C'est ce genre de comportement qui est le plus proche de l'accumulation de déplacements. Ce comportement est similaire à un phénomène de type Rochet et c'est le comportement le plus souvent observé lorsqu'un matériau est soumis à un très grand nombre de cycles (Figure 1-39) (Paute *et al.*, 1988 ; Hornyh *et al.*, 1993 ; Paute *et al.*, 1994).

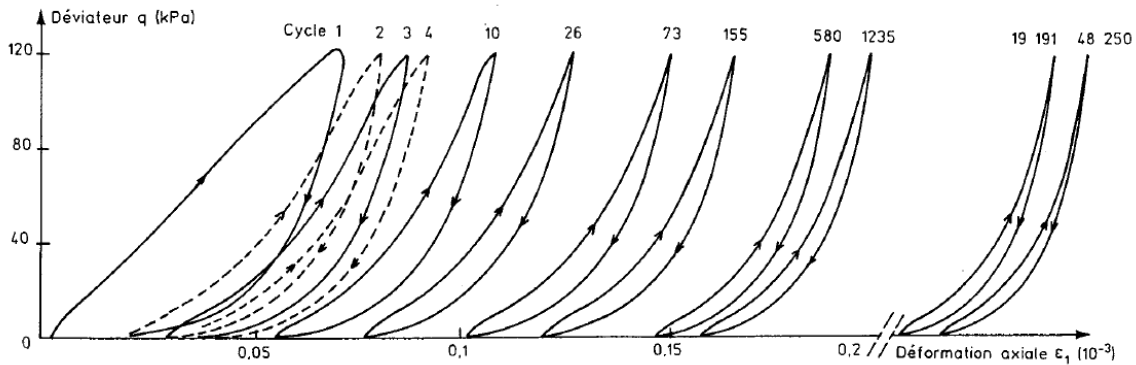


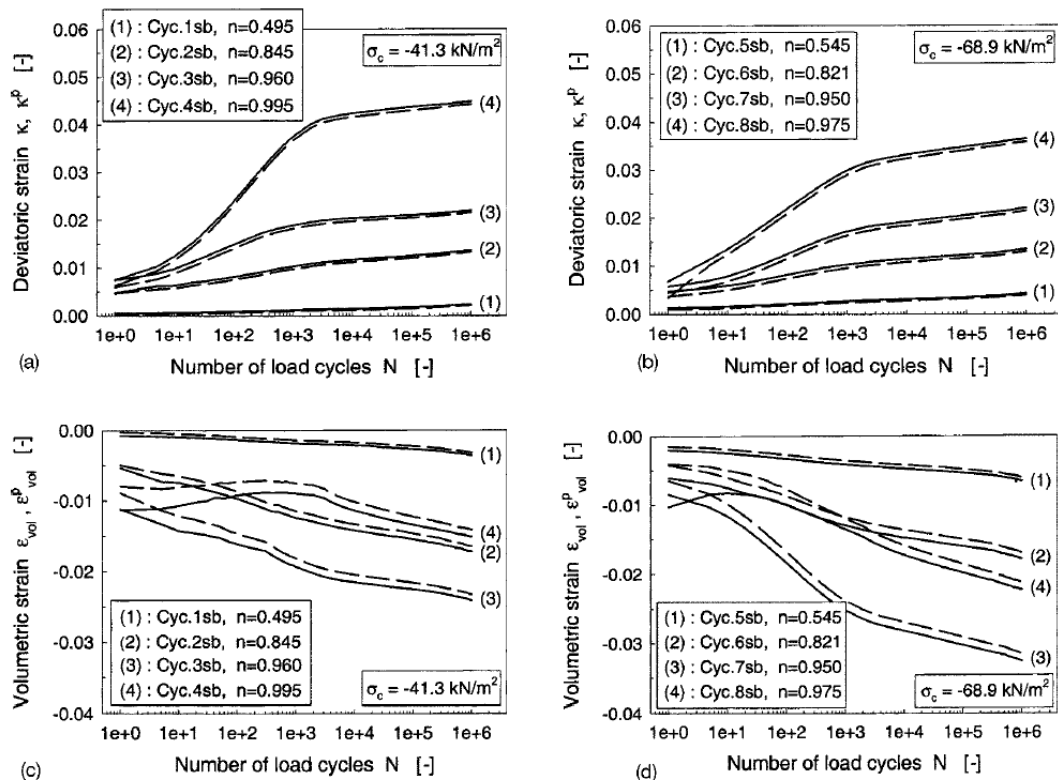
Figure 1-39 - Courbes efforts-déformations sur un matériau granulaire sous chargements répétés (Paute *et al.*, 1988)

Dans le domaine de la mécanique des sols, la plupart des études de comportement cyclique du sable ont été réalisées afin d'analyser le phénomène de liquéfaction. Toutefois, de nombreuses études sur le comportement cyclique des milieux granulaires ont été effectuées dans le domaine routier et une littérature abondante existe. Ces essais ont été réalisés pour la plupart sur des matériaux autre que du sable, mais les comportements observés peuvent montrer certaines similitudes avec ceux du sable.

Avant de parler des lois de comportement sous sollicitations cycliques, il est important de comprendre les principaux comportements du sable observés sous ce type de sollicitations.

#### (a) Comportement cyclique du sable en sollicitation drainée

En général, les sables vont se densifier sous l'application des cycles successifs (Benahmed, 2001). Les paramètres qui influencent le plus cette densification sont l'état initial du matériau ainsi que les caractéristiques de la sollicitation appliquée. L'application d'un chargement cyclique sur des sols frottants, même à de petites amplitudes mais avec un grand nombre de cycles engendre des déformations plastiques importantes (Wichtmann, 2005). Ces déformations permanentes semblent ne pas se stabiliser même au bout d'un million de cycles, du moins pour le sable. Ainsi, des essais triaxiaux effectués par Suiker (Suiker *et al.*, 2005) sur du sous-ballast, avec une granularité proche du sable ( $D_{50} < 1$  mm), à une contrainte latérale constante ont montré qu'après 1 million de cycles, les déformations déviatoriques et cycliques ne se stabilisaient pas encore (l'indice de densité n'est pas donné par l'auteur, il ne considère pas ce paramètre comme déterminant).



**Figure 1-40 - Réponse cyclique d'un sable lors d'un essai triaxial pour différentes pressions de confinement et différents niveaux de chargements et pour N croissant jusqu'à  $10^6$  (Suiker *et al.*, 2005)**

Ces essais montrent que, lorsque le rapport de contrainte cyclique appliqué augmente (désigné dans la figure par n), l'accumulation de déformations déviatoriques augmente aussi (Figure 1-40a et b). Ils montrent aussi que lorsque la pression de confinement est importante, la compaction du matériau est aussi plus importante, d'où l'importance de la sollicitation appliquée.

Toutefois, on remarque que, lorsque le niveau de contrainte cyclique appliqué est compris entre 0,96 et 1, l'effet de l'augmentation du niveau de sollicitation est contraire à ce qui est observé sur les trois niveaux de contraintes plus faibles pour la déformation volumique (Figure 1-40c et d). Des essais monotones effectués après ces essais cycliques ont montré que les résistances au pic des échantillons, représentées par la courbe (4) de la Figure 1-40, deviennent plus importantes et augmentent considérablement par rapport au chargement monotone initial effectué (+34%). Ceci voudrait dire que l'effet du niveau de contraintes élevé et celui des cycles de chargement s'opposent. Le nombre de cycles de chargement a tendance à dégrader le matériau alors que l'augmentation du niveau de contraintes cycliques appliquées aurait tendance à augmenter sa résistance au pic. De plus, on remarque une augmentation de la rigidité du matériau à cause du chargement cyclique.

Dans le cas d'un chargement cyclique, l'état caractéristique joue un rôle important car il détermine l'évolution des variations volumiques du sol, en fonction des sollicitations appliquées. Les variations de volume dépendent de la position du chemin de contraintes. Si l'état de contraintes est à l'intérieur du domaine contractant (domaine subcaractéristique), il se produira un compactage progressif du matériau. Par contre, si cet état traverse la frontière du domaine contractant, il y aura une succession de contractance et de dilatance pour chaque cycle. Luong (1980) a décrit particulièrement l'évolution des déformations volumiques au cours du chargement. Selon l'état de contraintes, le comportement du sable sous sollicitation

cyclique est dilatant ou contractant. Si l'état de contraintes se trouve dans le domaine défini par les droites caractéristiques, le sable manifeste un comportement contractant ; dans le domaine surcaractéristique, limité supérieurement par la rupture statique (LR), l'effet des cycles est dilatant (Figure 1-41).

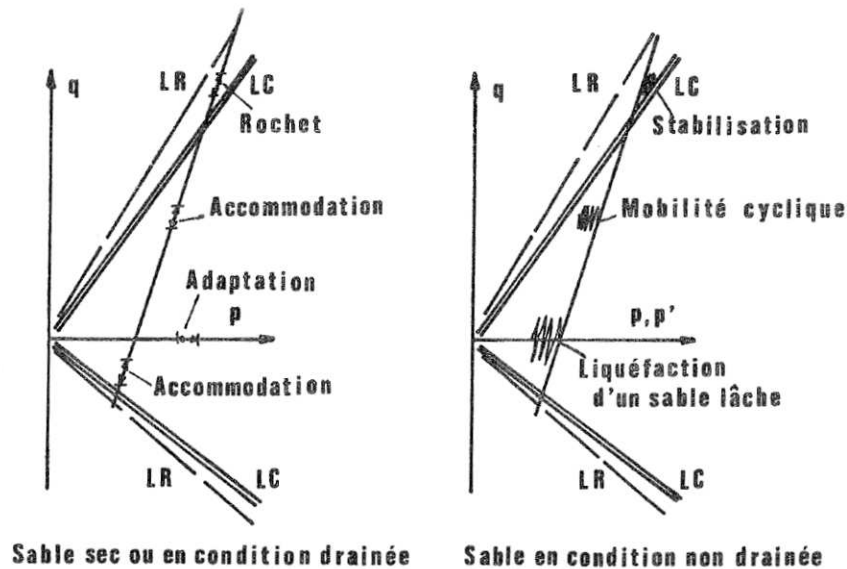


Figure 1-41- Phénomènes observés lors d'un essai triaxial cyclique - matériau: Sable (Luong, 1980)

La densité a une influence non négligeable sur le comportement cyclique du sable. C'est la densité initiale du sable qui détermine le comportement cyclique ainsi que l'évolution des déformations volumiques. Des essais effectués par Correia (Correia, 1985) sur du sable de Fontainebleau ont montré que, lorsque l'indice de densité du sable est égal à 10%, les déformations volumiques observées sous un chargement cyclique étaient très importantes et correspondaient majoritairement à de la contractance. Quand cet indice de densité est égal à environ 40%, cette déformation volumique était moindre. A une densité relative de 78%, on observe un peu de dilatance suivie d'une stabilisation presque immédiate ; le matériau devient donc quasi-élastique (Figure 1-42). Lorsque la densité relative est faible, l'accumulation de déformation permanente est plus élevée que pour le sable ayant une densité plus forte.

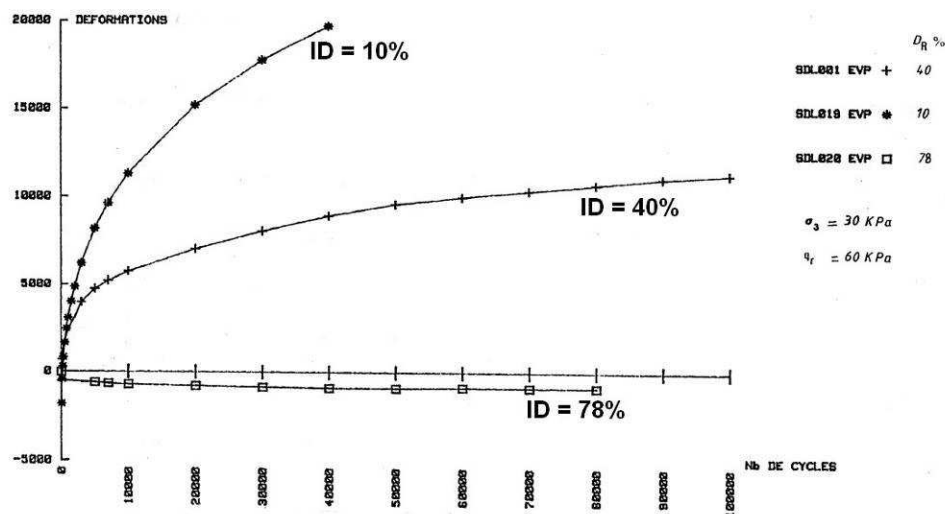


Figure 1-42 - Comportement cyclique du sable de Fontainebleau en fonction de la densité (Correia, 1985)

Des essais effectués sur du sable fin des Flandres montrent des résultats similaires. Lorsque l'indice de densité est faible, l'accumulation de déformations permanentes est plus importante (Karg et Haegeman, 2007).

(b) Modélisation du comportement cyclique du sol

La description théorique du comportement des sols sous sollicitation cyclique comprend deux tendances distinctes (Goulois, 1982):

- les lois implicites : qui sont des lois générales de comportement et qui permettent de représenter le déplacement ou les déformations du sol pour chaque état de contraintes. Le traitement de la dégradation ou du durcissement cyclique est contenu dans les équations de comportement. Parmi ces lois, on peut citer les modèles de Prevost (1977, 1978, 1985), modèles de Hujieux (1985),....
- les lois explicites : ce sont en général des modèles de comportement qui ont besoin d'une information spécifique caractérisant la dégradation sur une période de temps (ou des cycles) donnée en plus du comportement monotone lui-même. En général, l'information extérieure est transcrite sous forme d'une fonction analytique dépendant du nombre de cycles et du niveau de contrainte appliqué. Ces lois ont tendance à introduire un certain biais dans le comportement et ne permettent pas de décrire l'état des contraintes et des déformations pour chaque état de sollicitation du cycle. Toutefois, elles sont plus faciles à manipuler pour un très grand nombre de cycles.

On notera que relativement peu d'essais ont été réalisés pour étudier le comportement cyclique drainé des sables. Toutefois, plusieurs essais sur des graves ont été réalisés dans le domaine routier et ont permis de déterminer des lois caractérisant la dégradation en fonction du nombre de cycles. La plupart de ces lois de comportement sont des modèles empiriques développés pour les chaussées et ne permettent pas de définir complètement le comportement du sable sous différentes sollicitations cycliques (chemins, intensités, ...).

(c) Modélisation implicite du comportement cyclique du sol

Les résultats expérimentaux font ressortir l'effet de l'histoire du chargement et l'effet des variations de volume. En condition drainée, l'effet de la variation de volume se manifeste par une augmentation de la densité tandis qu'en condition non drainée, il y a diminution de la contrainte moyenne effective. La prise en compte du premier aspect, i.e. l'effet de l'histoire de chargement, peut être traduite dans la théorie de la plasticité par un écrouissage de type cinématique. Le second aspect peut être pris en compte par un écrouissage de type scalaire lié à la variation de densité, donc de type isotrope.

De plus, compte tenu des résultats de plusieurs essais décrits précédemment, le rapport des contraintes appliquées, la rotation des contraintes, l'intensité des contraintes appliquées, ainsi que l'historiotropie (Wichtmann, 2005) jouent aussi un rôle important dans la détermination du comportement du sol.

La plupart des modèles élastoplastiques sont fondés sur un seul critère de plasticité avec ou sans écrouissage, ou encore deux critères correspondant à un mécanisme isotrope et déviatoire. Ces modèles sont bien adaptés pour modéliser des comportements monotones mais s'avèrent inefficaces en cas de sollicitation cyclique. Dans ces modèles, lors d'une décharge, on revient dans le domaine élastique (sauf si l'on atteint l'autre extrémité de la surface de charge) ; ce qui fait qu'il n'y a pas de génération de déformation plastique sur le chemin de décharge. Et même un rechargement n'activera pas automatiquement la surface de charge. Or les résultats des expérimentations montrent que des déformations plastiques peuvent apparaître au cours des cycles successifs.

Supposons que le modèle de comportement choisi ait un écrouissage uniquement isotrope (plasticité avec un seul mécanisme), la surface de charge subit alors une expansion ou une contraction au cours du processus de déformation. Lors de la décharge, en élastoplasticité, il n'y a pas de déformation plastique. Donc, si les contraintes appliquées restent dans un domaine intérieur à la surface de charge, il n'y a plus aucune augmentation de la déformation plastique même si on effectue des millions de cycles. Or, ce n'est pas le comportement qu'on observe. L'écrouissage cinématique quant à lui translate la surface de charge, donc même en déchargement, lorsque l'amplitude est suffisamment importante, on génère des déformations plastiques. Ainsi, pour modéliser correctement le comportement cyclique d'un sol en plasticité, il faut tenir compte d'au moins deux types d'écrouissages : l'écrouissage cinématique et isotrope (Wood, 1991). Pour l'écrouissage cinématique, on distingue les règles d'évolution linéaire et non linéaire.

Une autre alternative pour la modélisation serait de considérer un modèle avec plusieurs mécanismes de plasticité (Hujeux (1985)...), le caractère "multimécanismes" fait que, même si on est dans une phase de décharge pour un mécanisme, on peut être en chargement pour un autre mécanisme.

D'autres auteurs ont proposé des modèles visqueux, des modèles d'endommagement, des modèles avec une inversion des contraintes généralisée qui permettent tous de représenter une dissipation d'énergie dans les cycles.

Pour disposer d'un modèle simple, qui n'a pas besoin de beaucoup de paramètres, et qui permet de générer des déformations plastiques même lors d'un déchargement, il est nécessaire de considérer des modèles avec un écrouissage cinématique, similaire à celui de Prevost (1977, 1978, 1985). Sauf qu'au lieu d'avoir plusieurs mécanismes, on ne fera l'hypothèse que d'un seul mécanisme avec un écrouissage cinématique. Le modèle étudié est fondé sur celui de Drücker Prager, qui a été modifié pour tenir compte du comportement cyclique du sol.

#### (d) Modélisation explicite du comportement cyclique du sol

En général, la plupart des modèles explicites du comportement cyclique du sol traitent de l'accumulation de déformations permanentes ou d'une dégradation de la résistance à cause du chargement cyclique. Un modèle explicite traitant de l'accumulation de déformations résiduelles sous chargement cyclique est similaire à un problème de fluage sous charge constante. La plupart des modèles traitent soit d'une accumulation de déplacements (fondations superficielles ou profondes, ...), soit d'une accumulation de déformations (modèles issues d'une série d'essais, ...). Plusieurs modèles exprimant l'accumulation de déformations (ou de déplacements) en fonction du nombre de cycles peuvent être rencontrés dans la littérature. Ils sont en général exprimés par:

- une fonction logarithmique ;
- une fonction obtenue par la combinaison d'une fonction linéaire et d'une fonction logarithmique ;
- une fonction puissance.

En général, les fonctions de type logarithmique et linéaire estiment assez bien l'accumulation de déformations jusqu'à  $10^5$  cycles. Au-delà, la fonction puissance estime mieux l'accumulation de déformations (Hornych *et al.*, 1993 ; Wichtmann, 2005).

Des exemples de relations bien connues sont rapportées par Chazallon (Chazallon *et al.*, 2006) et reprises ci-dessous:

- Barksdale (1972):  $\varepsilon_1^p = a + b \log(N)$
- Sweere (1990):  $\varepsilon_1^p = a N^b$

- Hornyx *et al.* (1993): 
$$\varepsilon_1^p(N) = A \times \left[ 1 - \left( \frac{N}{100} \right)^{-B} \right]$$

Dans ces relations,  $\varepsilon_1^p$  désigne la déformation axiale permanente qui est fonction du nombre de cycles.

Ces relations permettent de déterminer la variation des déformations permanentes avec le nombre de cycles mais ne tiennent pas compte des variations de contraintes appliquées. C'est pourquoi, on ne peut les utiliser dans des modèles de sol sans certaines modifications.

Gidel *et al.* (2001), par exemple, ont cherché des relations qui permettent de coupler l'effet des contraintes appliquées et du nombre de cycle de chargement. La formulation devient alors (Gidel *et al.*, 2001):

$$\varepsilon_1^p = f(N) f(p, q) \quad (1-18)$$

Ces modèles sont issus de plusieurs essais en laboratoire ou de quelques essais *in situ*. Les modèles issus d'essais en laboratoire permettent de considérer plusieurs chemins de contraintes différents et donc d'avoir les lois d'accumulations selon les directions des contraintes. Ces modèles ont une application plus générale, mais peuvent aussi être inadaptés pour certains cas particuliers. Pour les modèles issus d'essais *in situ*, ils ont l'avantage de bien représenter un problème particulier, c'est-à-dire que, pour l'étude d'un cas similaire à l'essai réalisé pour l'élaboration du modèle (hypothèses, sols,...), les résultats de la simulation sont proches de la réalité. Ils ont ainsi une application limitée puisqu'ils ne répondent qu'à un cas particulier. De plus, il semble difficile d'intégrer une telle loi dans un modèle d'éléments finis car, en général, ce sont des mesures de déplacements (tassements, ...) unidirectionnels qui intègrent déjà le comportement tridimensionnel du sol sans distinction des autres directions d'accumulation. Or dans une simulation numérique par éléments finis en trois dimensions, le comportement du sol est tridimensionnel, ce qui implique une déformation tridimensionnelle et non uniquement unidimensionnelle.

Les principales limitations de ces modèles concernent :

- leur écriture non incrémentale qui ne permet pas de les introduire facilement dans un modèle de calcul aux éléments finis ;
- la relation directe établie entre les déformations et le nombre de cycles appliqués et les contraintes appliquées. Ceci veut dire que l'on ne peut pas obtenir l'état de déformation ou de contraintes pour tous les points d'un cycle de chargement. Autrement dit, selon la contrainte considérée dans la formulation, on peut obtenir l'accumulation obtenue pour un nombre de cycles N donné et pour la contrainte considérée, mais pas pour d'autres valeurs du cycle de chargement. La variabilité du chargement n'est donc pas prise en compte ;
- en général, ces modèles fournissent les déformations dans une direction (en général, dans la direction axiale) et ne permettent pas d'effectuer une modélisation réaliste du sol pour des accumulations multidirectionnelles.

Malgré ces inconvénients, la modélisation explicite permet de déterminer directement l'accumulation de déformations ou de déplacements d'un pieu soumis à un chargement cyclique. Ce qui serait intéressant, c'est de coupler cette approche explicite avec une modélisation implicite du sol en ne gardant que les avantages des deux approches. Des chercheurs comme Wichtmann (2005) ont déjà adopté cette démarche et ont proposé une solution pour le dimensionnement d'un pieu sous chargement cyclique axial.

## **I.5 - Conclusion:**

Le comportement d'un pieu isolé sous chargement latéral est relativement complexe puisque le comportement du sol et la déformation du pieu interviennent dans la résistance au chargement. En général, les contraintes engendrées dans le pieu demeurent dans le domaine élastique et le comportement du pieu dépend essentiellement du comportement du sol qui l'enserme. Les mesures des déplacements en têtes et des moments dans le pieu nous permettent d'étudier l'influence des différents types de chargements sur le comportement du système sol-pieu et de déterminer les courbes p-y qui relient la réaction du sol au déplacement y de la section à chaque profondeur z.

L'influence du chargement cyclique sur le comportement d'un pieu isolé est relativement bien connue: accumulation de déplacements en tête et augmentation des moments dans le pieu. Cependant, la conséquence d'un grand nombre de cycles, ce qui est le cas de la plupart des ouvrages rencontrés en génie civil, constitue encore une problématique importante et demeure un enjeu important dans une conception durable et économique des projets de fondations. En effet, la plupart des études réalisées jusqu'à présent sont limitées à quelques centaines de cycles, voir seulement quelques dizaines de cycles. Pour dimensionner ces pieux, la méthode fréquemment utilisée est la méthode basée sur les courbes de réactions p-y. Pour tenir compte du chargement cyclique, le règlement API (1993) et quelques auteurs proposent de diminuer la réaction mobilisable p par un coefficient d'abattement constant ou dépendant du nombre de cycles.

Dans le cas des groupes, à l'effet d'ombre s'ajoute l'effet du chargement cyclique qui, à notre connaissance, n'a pas encore été quantifié jusqu'à présent alors que c'est un cas que l'on rencontre assez souvent (quais sur pieux, ...). Les moments dans les pieux du groupe devraient aussi augmenter comme dans le cas du pieu isolé, mais comment en tenir compte pour le dimensionnement? Il est donc important de comprendre et quantifier l'influence d'un chargement cyclique sur la répartition des efforts dans les pieux du groupe et de déterminer quelle valeur du coefficient d'abattement sur les courbes p-y permet d'en tenir compte.

Le dimensionnement à partir des courbes p-y constitue une approche de type discontinu et une approche de type milieu continu nécessite l'utilisation de méthodes plus complexes comme la méthode des éléments finis. L'utilisation de la méthode des éléments finis nécessite l'intégration de modèles de comportements pour le sol et le pieu qui prennent en compte les caractéristiques principales de leurs comportements. La détermination de cette loi de comportement conditionne la qualité des résultats de la modélisation numérique.





## Chapitre 2

# METHODOLOGIE EXPERIMENTALE

La méthode utilisée ici est fondée sur l'étude de modèles réduits en centrifugeuse, qui exige que l'on respecte les règles de similitude entre le prototype (ouvrage en vraie grandeur) et le modèle réduit. L'utilisation de cet équipement permet une bonne représentation des champs de contraintes et par conséquent une extrapolation des résultats des essais avec des modèles aux prototypes (Fioravante, 1994).

La modélisation physique joue un rôle important dans le dimensionnement des fondations profondes (Randolph et House, 2001), car elle permet de prendre en compte le caractère tridimensionnel des problèmes de fondations, de tenir compte du comportement non linéaire du sol sans avoir les problèmes inhérents aux modèles numériques, et aussi d'étudier l'effet du chargement cyclique sur les fondations.

Néanmoins, comme pour toute modélisation, le modèle réduit ne peut pas reproduire exactement toutes les caractéristiques d'un prototype. Il est donc nécessaire de bien analyser les principales caractéristiques du comportement que l'on veut examiner, afin de bien les reproduire à l'échelle du modèle (Colombi, 2005).

### **II.1 - La modélisation physique en centrifugeuse au LCPC**

L'idée de réaliser des essais avec des modèles réduits en centrifugeuse semble avoir été présentée pour la première fois en 1869 en France par E. Phillips à l'académie des sciences (Corté, 1989b). A partir des équations différentielles d'équilibre des solides élastiques, il a établi les relations de similitude qui devraient être satisfaites afin que l'ouvrage prototype et son modèle à l'échelle réduite présentent le même comportement. Toutefois, c'est seulement au début des années 30 que cette approche est mise en œuvre aux Etats-Unis et en Russie. Au Japon, les premiers essais ne datent que des années 1964 et en Grande-Bretagne, à partir de la fin des années 1960. En France, la technique est utilisée depuis les années 1970. C'est en 1985 que le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées s'équipe d'une centrifugeuse

géotechnique. Une description de cette centrifugeuse peut être consultée dans Garnier et Cottineau (1988) et Corté (1989b); ses caractéristiques techniques sont détaillées en annexe 1. Les recherches expérimentales sur le comportement des pieux sous chargement horizontal ont été entreprises en centrifugeuse au LCPC depuis les années 80. Le comportement des pieux isolés sous chargement monotone a d’abord été étudié (Bouafia, 1990). L’influence de la proximité d’un talus sur le comportement a aussi été étudiée (Mezazigh, 1995). Ensuite, des recherches sur l’effet de groupe ont été réalisées pour essayer de quantifier ce comportement (Mezazigh, 1995 ; Remaud, 1999). Récemment, des études sur l’effet d’un chargement cyclique sur le comportement d’un pieu isolé ont été réalisées (Rosquoët, 2004). Une grande expérience sur le comportement des pieux sous chargement latéral a été ainsi acquise. Ces études ont aussi permis de développer et d’améliorer les outils nécessaires ainsi que les procédures pour la réalisation des essais.

Pour que les essais réalisés en centrifugeuse soient valables, les conditions de similitude qui garantissent une bonne représentativité du prototype par le modèle ont dû être respectées.

### Similitudes

Un catalogue recense les similitudes en géotechnique et leurs domaines d’application (Garnier *et al.*, 2007). Les principales relations utiles à cette étude sont rappelées dans le tableau 2.1 et détaillées en annexe 1.

A partir des conditions de similitude énumérées en annexe 1, on peut dresser la liste des facteurs d’échelle qui permettront de convertir les résultats des essais en modèles réduits centrifugés en grandeurs prototypes (Tableau 2-1).

**Tableau 2-1 – Récapitulatif des facteurs d’échelle (Corté, 1989a)**

Grandeurs physiques	Facteurs d’échelle
Masse volumique	1
Longueur	$1/N_g^*$
Déplacement	$1/N_g$
Déformation	1
Contrainte	1
Force	$1/N_g^2$
Rigidité à la flexion	$1/N_g^4$
Vitesse	1
Accélération	$N_g$
Temps	$1/N_g$ – problème de dynamique $1/N_g^2$ – problème de diffusion

\* :  $N_g$  désigne la valeur de l’accélération, donc de l’échelle de réduction, à laquelle est soumise le modèle.

L’effet de la taille des grains par rapport à la taille de l’ouvrage étudié, ou « effet d’échelle », peut engendrer un non respect des similitudes aux interfaces et dans les bandes de cisaillement, surtout lors des phénomènes de localisation des déformations.

La réduction d’échelle retenue est de  $1/40^{\text{ème}}$ , à l’instar des recherches précédentes menées au LCPC (voir Rosquoët *et al.*, 2007).

## II.2 - Effet d'échelle et effet de taille

### II.2.1 - Pieu sous chargement latéral

Les essais sur modèle réduit doivent, pour être représentatifs d'un prototype, s'affranchir des « effets d'échelle » ou des « effet de taille » (Garnier, 1995).

On parle d'"effet de taille" lorsque pour une échelle réduite donnée, un paramètre mesuré dépend des caractéristiques géométriques, notamment les dimensions de la structure. On parle d'"effet d'échelle" pour des essais sur modèles réduits, notamment en centrifugeuse, pour lesquels les variables sans dimension sont différentes des valeurs observées sur la structure en vraie grandeur. Ces deux phénomènes peuvent être observés dans un même essai et la distinction entre les deux est souvent difficile. Dans le cas des fondations superficielles, Ovesen (1979) a montré que, si le diamètre d'une fondation est supérieur à 30 fois le diamètre moyen des grains ( $> 30 d_{50}$ ), il n'y a pas d'effet d'échelle (Ovesen, 1979). La quantification de l'effet d'échelle, pour le pieu soumis à un chargement latéral, est donc évaluée à travers le rapport entre la taille moyenne des grains ( $d_{50}$ ) et le diamètre du pieu (B).

En première approximation, on pourrait considérer que lorsque le diamètre du pieu est supérieur à  $30 d_{50}$  (critère d'Ovesen, 1979), on n'aurait pas de problème d'effet d'échelles. Pour étudier l'effet d'échelle, on réalise des études de « modeling of models » (modélisation à différentes échelles) qui consistent à modéliser le même prototype avec différents modèles. On compare alors les valeurs prototypes obtenues pour chaque essai ; si des différences notables sont observées, on dit qu'il y a « effet d'échelle ». Des études de type « modeling of models » pour des pieux soumis à un chargement latéral ont été réalisés à Cambridge (Nunez *et al.*, 1988). Il a été observé que si le rapport  $B/d_{50}$  est supérieur à 44, aucun effet d'échelle n'est observé. Des études analogues ont été réalisées par Terashi *et al.* (1989) avec un pieu mis en place par moulage dans du sable de Toyoura ( $I_D \approx 87\%$ ). A partir des résultats obtenus, on peut dire que lorsque  $B/d_{50}$  est supérieur à 60, il n'y a plus d'effet d'échelle car les moments et les déplacements sont les mêmes quel que soit l'essai considéré (Terashi *et al.*, 1989). Dans ces essais, différents modèles jusqu'à des rapports  $B/d_{50}=190$  ont été étudiés.

Dans notre cas, le rapport  $B/d_{50} = 82$ , ce qui est largement supérieur aux valeurs à partir desquelles Nunez *et al.* (1988) et Terashi *et al.* (1989) n'observent plus d'effet d'échelle (respectivement 44 et 60). On peut donc supposer que l'on n'aura pas d'effet d'échelle sur les résultats des essais de pieux sous chargement latéral.

### II.2.2 - Pieu sous chargement axial

Comme dans le cas du pieu sous chargement latéral, l'effet d'échelle a une influence sur le comportement du système sol-pieu. Cette influence est d'autant plus importante que le type de chargement appliqué engendre des ruptures localisées à l'interface sol-pieu. Or cette localisation des contraintes accentue les problèmes d'effet d'échelle.

Lors des essais en centrifugeuse, on utilise souvent un sol naturel. La taille des grains reste constante et celle du pieu diminue fortement, donc il résulte une diminution importante du rapport entre la taille des grains (par exemple le  $d_{50}$ ) et la taille de la fondation, pouvant provoquer un "effet d'échelle". Bien qu'il ait été reconnu que l'effet d'échelle en centrifugeuse existe (Garnier, 1995 ; Foray *et al.*, 1998), il n'existe pas jusqu'à présent de consensus sur le

rapport minimal entre le diamètre minimum du pieu et la taille moyenne des grains (Garnier *et al.*, 2007).

Pour les fondations profondes, puisque la portance résulte de deux termes, on doit s'affranchir de deux types d'effet d'échelle:

- sur le frottement latéral ;
- sur la résistance en pointe.

Pour étudier l'effet d'échelle sur le frottement latéral, on fait souvent appel à la technique du "modeling of models" (Dano, 1996 ; Sartoris *et al.*, 1998). Pour la pointe, l'effet d'échelle est étudié à l'aide des résultats des essais CPT. Pour le frottement latéral, les essais d'arrachement ou de torsion sont les plus utilisés.

Pour obtenir le rapport minimal entre le diamètre du modèle et le diamètre moyen  $d_{50}$  des grains (Balachowski, 1995 ; Garnier, 1997) au-delà duquel il n'y a plus d'effet d'échelle, plusieurs essais d'arrachement de pieux enfoncés dans du sable ont été réalisés en centrifugeuse avec des pieux de différents diamètres, mais modélisant le même prototype.

Il est généralement admis que le frottement latéral moyen ultime qui peut être mobilisé sur un pieu modèle diminue avec l'augmentation du diamètre du pieu. Des essais effectués par Balachowski (1995) et Garnier (1997) montrent bien cette tendance. Lorsque le diamètre du modèle diminue, la résistance mobilisée augmente jusqu'à être 3 fois plus importante (Figure 2-1).

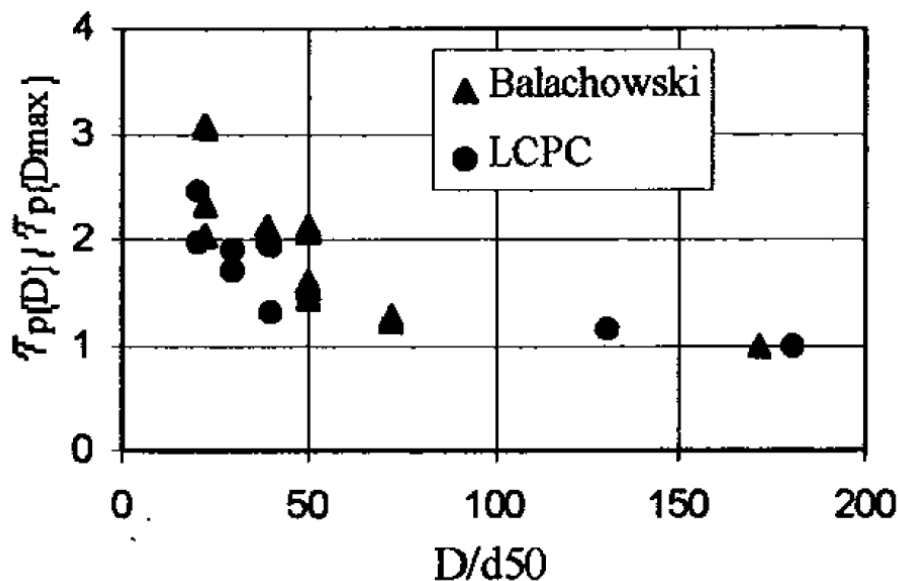


Figure 2-1 - Influence du diamètre du pieu sur le frottement moyen mobilisé lors d'essais d'arrachements de pieux dans différents sables (Garnier et König, 1998)

Dans la Figure 2-1 :

- $D/d_{50}$  représente le rapport entre le diamètre du pieu et le diamètre moyen des grains ;
- $\tau_p(D)$  représente le frottement moyen mobilisé le long du pieu pour un diamètre  $D$  ;
- $\tau_p(D_{max})$  représente le frottement moyen mobilisé le long du pieu pour le diamètre maximal du pieu étudié pendant les essais de « modeling of models ».

Des résultats de Robinsky et Morrison (1964) et Lehane *et al.* (2005) montrent des tendances similaires et suggèrent une dépendance du cisaillement mobilisé par rapport au diamètre beaucoup plus faible lorsque le sable est lâche et le fut lisse (Lehane *et al.*, 2005).

Boulon et Foray (1986), ont suggéré que la dilatance du sable à l'interface est le mécanisme principal responsable d'une résistance au cisaillement plus importante pour les pieux modèles de petits diamètres. Ils (Boulon et Foray, 1986) ont proposé alors que l'augmentation de contrainte latérale  $\Delta\sigma'_h$  due à une expansion radiale  $y$  (conséquence de la dilatance) soit donnée par l'équation (2-1) :

$$\Delta\sigma'_h = \frac{4 \cdot G \cdot y}{B} = k_n \cdot y \quad (2-1)$$

qui est une équation obtenue à partir de la théorie de l'expansion d'une cavité.

Ainsi, si  $B$ , le diamètre, augmente, l'accroissement de contrainte due à l'expansion latérale devient aussi plus important. De plus, comme  $y$  ne dépend pas de  $B$ , mais de la taille moyenne des grains ( $d_{50}$ ), de la rugosité, de la densité relative et du niveau de contraintes, il apparaît que, pour des massifs similaires (mêmes caractéristiques), le diamètre du pieu est le paramètre principal qui gouverne l'accroissement de la contrainte latérale et, par conséquent, le cisaillement maximal mobilisable. La zone de dilatance  $y$  varie entre 2 et 10 fois le diamètre moyen  $d_{50}$ .

D'autres résultats rapportés par Foray *et al.* (1998) montrent que le cisaillement maximal mobilisé devient plus faible lorsque le diamètre  $B$  du pieu modèle augmente. Or pour un même pieu, ayant le même diamètre, mais dans du sable grossier, des valeurs plus fortes de cisaillement sont mobilisées. Ils attribuent ce résultat à une épaisseur de la bande de cisaillement plus importante dans le sable grossier et, par conséquent, ils suggèrent que, pour le cisaillement maximal mobilisé, l'effet d'échelle n'est fonction que du rapport  $B/d_{50}$ . Ils proposent alors un rapport minimal de  $B/d_{50}=100$  pour ne plus avoir d'effet d'échelle. Balachowski (1995) propose lui un rapport minimal de 250. Sans le calcul du cisaillement maximal mobilisé, Fioravante (2002) a tenu compte du sol piégé dans la bande de cisaillement, ce qui le conduit à une valeur limite de  $B/d_{50}$  comprise entre 40 et 50. D'après lui, dès que le rapport  $B/d_{50}$  est supérieur à 50, les effets d'échelle produits par des modèles réduits peuvent être négligés (Figure 2-2).

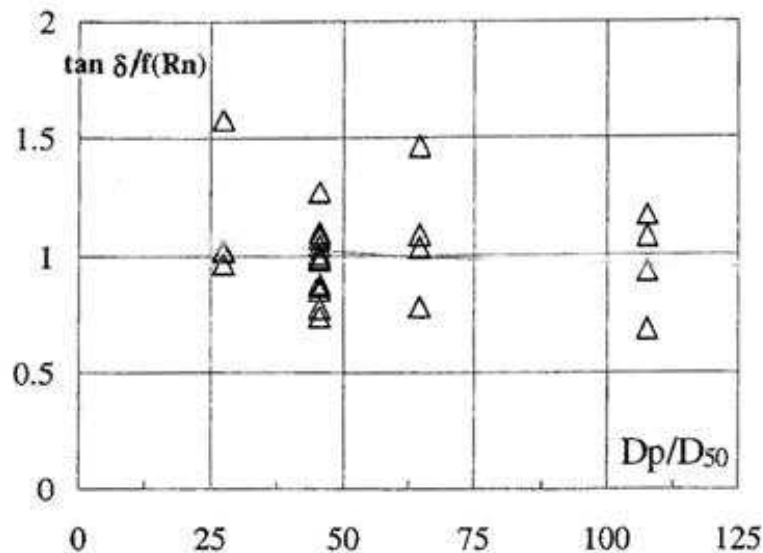


Figure 2-2 - Effets d'échelle en fonction du diamètre du pieu et de la taille moyenne des grains (Fioravante, 2002) –  $\delta$  est l'angle de frottement à l'interface et  $R_n$  la rugosité normalisée

Dans cette figure,  $D_p$  : est le diamètre du pieu et  $D_{50}$ , le diamètre moyen des grains ;  $R_n$  est la rugosité normalisée définie de la manière suivante :  $R_n = R_{\max} / d_{50}$  (Uesugi et Kishida, 1986b),  $R_{\max}$  étant la hauteur relative entre le pic le plus haut et le creux le plus bas de la surface en contact avec le sol sur une longueur  $d_{50}$

Il apparaît aussi lors de ces essais que le déplacement nécessaire pour mobiliser le cisaillement maximal diminue légèrement lorsque le diamètre du pieu diminue.

Lors des essais en centrifugeuse, des essais pénétrométriques sont souvent réalisés afin de vérifier l'homogénéité des massifs. Ces essais permettent en plus d'étudier les éventuels effets de bords, mais aussi les effets d'échelle qui pourraient se manifester en pointe. Nous rapportons ici les résultats de plusieurs études d'effet d'échelle concernant la pointe, réalisés à partir d'essais CPT en centrifugeuse ou d'essais en chambre d'étalonnage.

L'effet du rapport entre le diamètre de la sonde et le diamètre moyen des grains  $d_{50}$  a été étudié par Gui et Bolton (Gui et Bolton, 1998) et Bolton *et al.* (1999) avec du sable siliceux Leighton Buzzard. Les résultats des essais de type « modeling of models » montrent que la taille des particules n'affecte pas les résultats des efforts mesurés en pointe tant que  $B/d_{50}$  est supérieur 20. Lorsque ce rapport est inférieur à 20, la résistance en pointe mesurée semble augmenter (Figure 2-3).

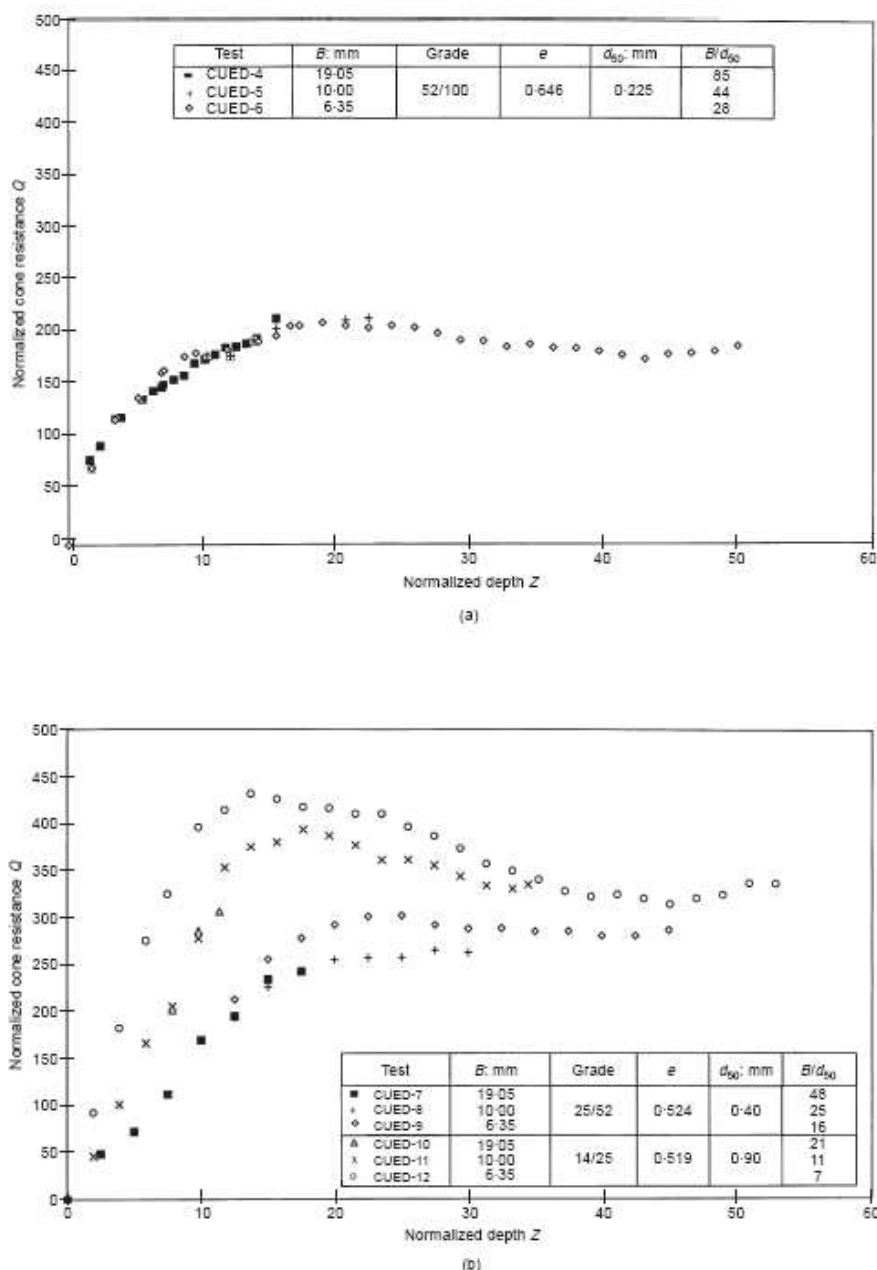


Figure 2-3 - Effet de la taille moyenne des grains sur la résistance en pointe: (a) sable fin - (b) sable moyen et grossier (Bolton *et al.*, 1999) –  $B$  est le diamètre de la sonde,

On peut donc supposer qu'à partir du moment où le diamètre de la pointe du pieu est supérieur à  $20d_{50}$ , l'effet d'échelle est négligeable pour la pointe.

### II.2.3 - Influence de la rugosité pour le pieu sous chargement axial

Des essais d'arrachement de pieux en centrifugeuse montrent que la rugosité des pieux a aussi une influence sur le cisaillement maximal mobilisé par frottement (Garnier, 1997 ; Garnier et König, 1998). Toutefois, lorsque la rugosité normalisée  $R_n$ , définie par Uesugi et Kishida (Uesugi et Kishida, 1986a ; Uesugi et Kishida, 1986b), est supérieure ou égale à 1, le cisaillement maximal mobilisé est quasiment constant (Figure 2-4). On dit que, lorsque cette rugosité est supérieure ou égale à 1, la surface est rugueuse; entre 0 et 1, on a une rugosité intermédiaire, et lorsque  $R_n = 0$ , la surface est dite lisse.



La rugosité normalisée est définie de la manière suivante :  $R_n = R_{max} / d_{50}$  (Uesugi et Kishida, 1986b),  $R_{max}$  étant la hauteur relative entre le pic le plus haut et le creux le plus bas de la surface en contact avec le sol sur une longueur  $d_{50}$ .

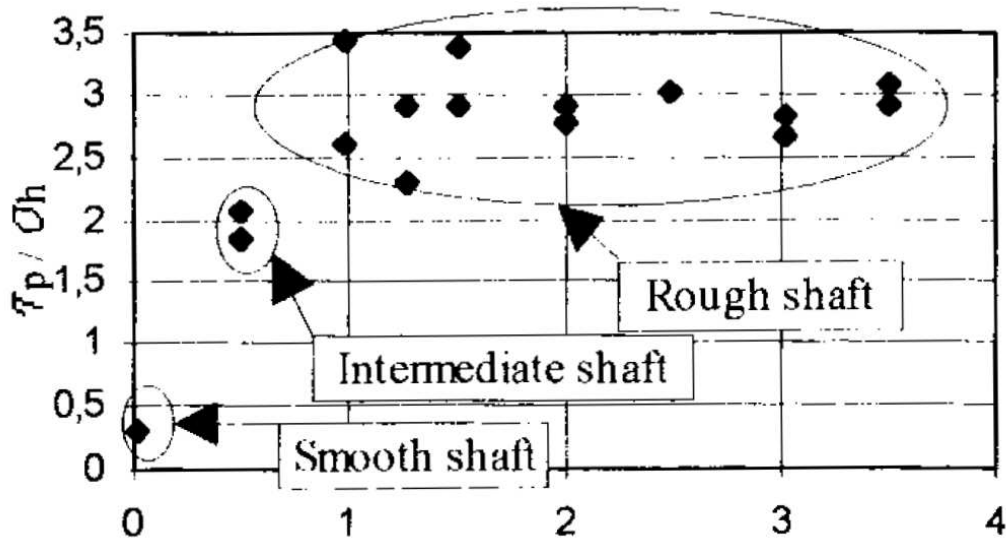


Figure 2-4 - Influence de la rugosité  $R_n$  (abscisse) sur le cisaillement maximal mobilisé lors des essais d'arrachements de pieux en centrifugeuse (Garnier et König, 1998)

$\tau_p / \sigma_h$  représente le rapport entre la contrainte de cisaillement maximale sur la contrainte normale lors des essais d'interface sable-métal.

Lorsque cette rugosité normalisée  $R_n$  est inférieure à 1, le cisaillement maximal mobilisé est beaucoup plus faible. Des résultats similaires ont été retrouvés par Fioravante (2002). Lorsque la rugosité du pieu est située dans la zone intermédiaire, il est très difficile de déterminer la résistance au cisaillement maximale (Lings et Dietz, 2005). Il convient donc d'utiliser des pieux complètement rugueux pour les essais afin d'obtenir le cisaillement maximal et pas des pieux ayant une rugosité intermédiaire qui pourraient rendre encore plus difficile l'interprétation des résultats. Un autre aspect important est l'évolution de la rugosité avec le nombre d'essais. La rugosité normalisée peut diminuer avec l'usure du matériau constitutif du pieu jusqu'à atteindre des valeurs inférieures à 1 d'après les essais de Le Kouby (2003).

## II.3 - Matériau utilisé

Le matériau qui a été choisi pour la réalisation des essais est le sable de Fontainebleau NE34 (fourni par Sifrac) qui est un sable siliceux propre. Ce sable est un sable de référence en France et a été largement utilisé pour différentes études en centrifugeuse (Mezazigh, 1995 ; Remaud, 1999 ; Gaudin, 2002 ; Rosquoët, 2004).

### II.3.1 - Caractéristiques

Un échantillon issu du même lot que le sable de Fontainebleau que nous avons utilisé dans nos essais a été envoyé à un laboratoire externe afin de vérifier les caractéristiques physiques de ce sable (SOBESOL, 2007). Le diamètre moyen des grains obtenu lors de ces essais est égal à 0,22 mm.

D'autres essais afin de déterminer la masse volumique spécifique ainsi que les densités minimales et maximales de ce sable ont été réalisés. Les résultats sont résumés dans le Tableau 2-2 suivant :

**Tableau 2-2 - Caractéristiques du sable de Fontainebleau utilisé (SOBESOL, 2007)**

Poids volumique [kN/m <sup>3</sup> ]			Indice des vides		Porosité	
$\rho_s$	$\rho_{d\max}$	$\rho_{d\min}$	$e_{\min}$	$e_{\max}$	$n_{\min}$	$n_{\max}$
26,5	17,36	14,17	0,527	0,871	0,345	0,465

Ces caractéristiques sont nécessaires à la détermination de l'indice de densité du massif de sol dans lequel sera mis en place le pieu. Pour déterminer cet indice, il faut connaître la masse volumique du massif de sol à étudier et appliquer la formule (2-2).

$$I_D = \frac{\rho_{d\max} \cdot (\rho_d - \rho_{d\min})}{\rho_d \cdot (\rho_{d\max} - \rho_{d\min})} \quad (2-2)$$

- où
- $I_D$  : l'indice de densité du sol en place
  - $\rho_{d\max}$  : le poids volumique maximum du sol [kN/m<sup>3</sup>]
  - $\rho_{d\min}$  : le poids volumique minimum du sol [kN/m<sup>3</sup>]
  - $\rho_d$  : le poids volumique du sol en place [kN/m<sup>3</sup>]

Pour nos essais, nous avons décidé d'étudier le comportement du pieu pour des massifs de sable :

- moyennement dense :  $\rho_d = 15,5 \text{ kN} / \text{m}^3$  et  $I_D = 48\%$  et
- dense :  $\rho_d = 16,5 \text{ kN} / \text{m}^3$  et  $I_D = 78\%$

Pour obtenir ces caractéristiques, il est nécessaire de bien maîtriser la préparation du massif. La préparation du massif est une étape très importante puisque le comportement du système va dépendre des caractéristiques du massif préparé.

### **II.3.2 - Procédure expérimentale pour la préparation du massif de sol et vérification des propriétés du massif**

Le massif de sable est préparé par pluviation dans l'air dans un conteneur rectangulaire de 1200 mm de long, 800 mm de large et une profondeur de 360 mm (Figure 2-5a et Figure 2-5b)

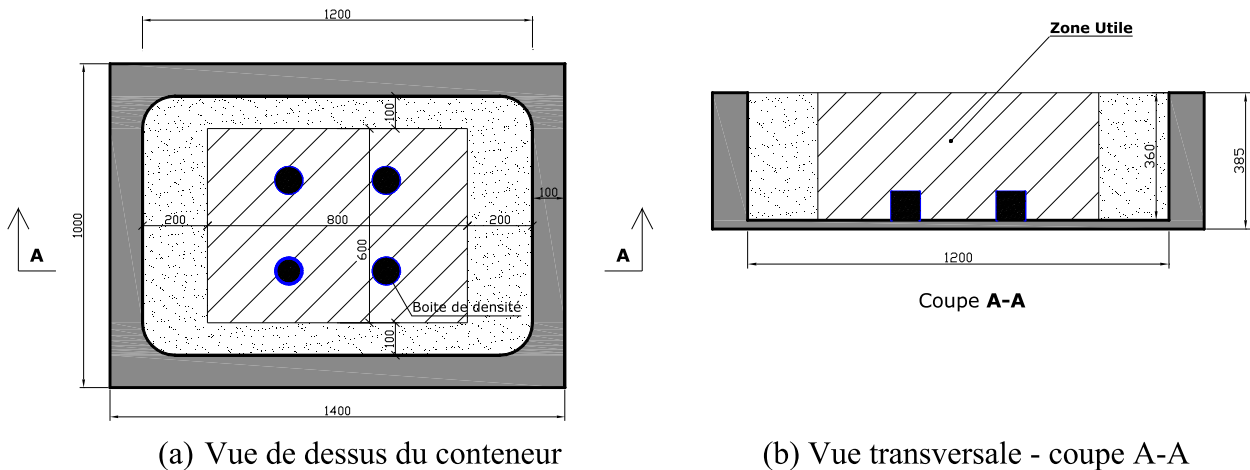


Figure 2-5 - Caractéristiques des conteneurs utilisés pour les essais

Trois paramètres permettent de contrôler la densité du massif du sol lors de la pluviation :

- la hauteur de chute du sable, maintenue constante pendant la pluviation. Cette hauteur de chute est mesurée entre la surface du massif de sable et la fente de la trémie ;
- la vitesse horizontale de la trémie ;
- le débit de sable qui sort de la trémie pendant la pluviation, dépendant de la largeur de la fente.

La pluviation est réalisée de manière automatique une fois que les paramètres décrits précédemment sont réglés.

La zone hachurée décrite sur la Figure 2-5 est ce qu'on appelle une « zone utile ». Elle a été définie par Ternet (Ternet, 1999) dans la partie centrale du conteneur. La zone située en dehors de la « zone utile » a une densité perturbée à cause des effets de bord lors de la pluviation. Tous les essais décrits dans cette thèse ont été réalisés à l'intérieur de cette « zone utile » afin de garantir la qualité des essais.

Lorsque la pluviation du massif de sable est achevée, on met en place le conteneur dans la centrifugeuse, puis on effectue un « cycle de stabilisation » du massif (Figure 2-6). Lorsque le massif de sable est soumis à l'accélération centrifuge, les grains de sable du massif se réarrangent avec l'augmentation du niveau d'accélération.

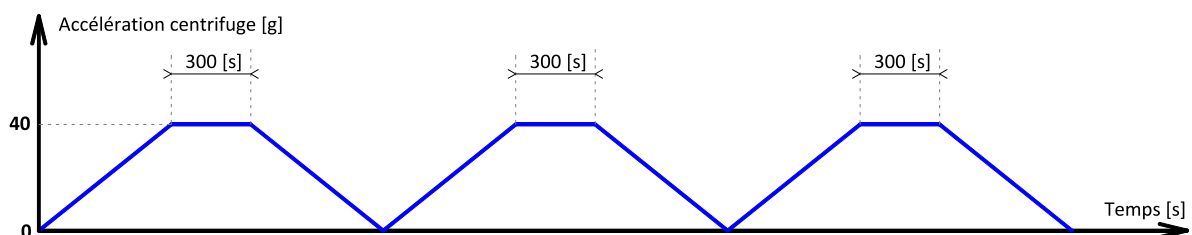


Figure 2-6 - Procédure de stabilisation du massif de sable ou « cycle de stabilisation »

Le « cycle de stabilisation » consiste à faire subir au massif l'accélération voulue (qui correspond à l'accélération calculée pour l'essai) trois fois pendant une période de cinq minutes. A la fin de chaque séquence de cinq minutes, on diminue l'accélération subie par le massif jusqu'à ce qu'elle s'annule avant de l'augmenter de nouveau. Cette procédure a été appliquée à tous les massifs de sables.

Une procédure similaire a été utilisée en centrifugeuse par Colombi (2005) et qu'il appelle « phase de consolidation ». Il trouve que le tassement du massif dépend de son indice de densité. Les mesures réalisées à la surface du massif montrent aussi qu'à la fin de la « phase de consolidation », lorsque le niveau d'accélération est constant, aucune augmentation significative du tassement du massif n'est observée (Figure 2-7).

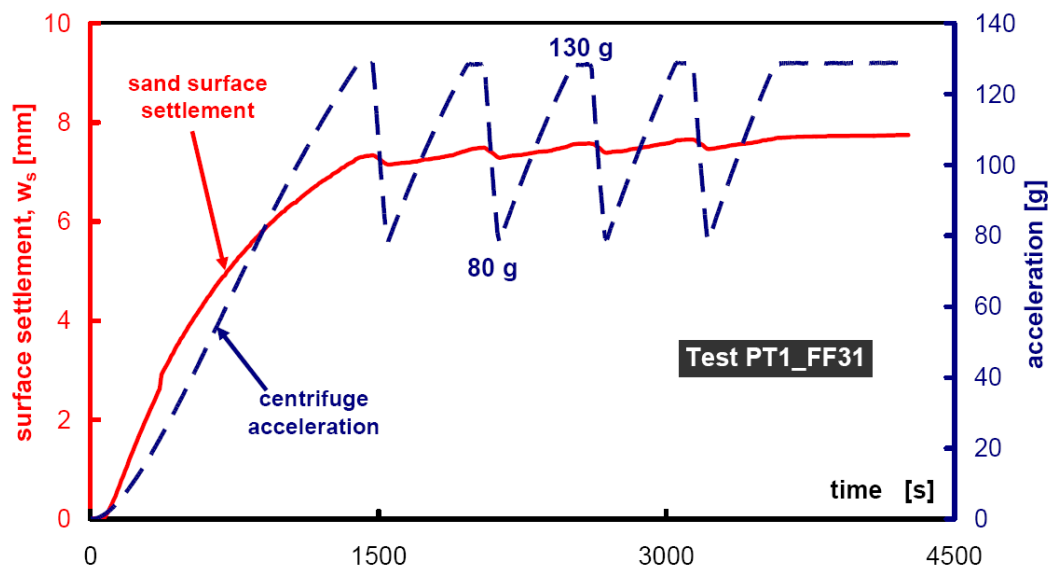


Figure 2-7 - Mesures effectuées à la surface du massif lors de la "Phase de consolidation" (Colombi, 2005)

La préparation du massif de sable constitue une étape très importante de la préparation des essais en centrifugeuse. Si toutes les conditions sont bien respectées, on a la garantie d'une densité contrôlée correspondant à la densité souhaitée. Dans notre cas, nous nous sommes intéressés à des massifs de sable moyennement denses ( $I_D \approx 48\%$ ) et denses ( $I_D \approx 78\%$ ) et dont les valeurs sont contrôlées *a posteriori*.

Par ailleurs, lorsque le conteneur est dans la centrifugeuse, il est difficile de vérifier la densité du conteneur.

On peut également réaliser des essais de pénétration statique (essais CPT) en vol, c'est-à-dire à l'accélération voulue, afin de vérifier l'homogénéité du massif. Pour cela, on choisit trois (ou plus) points dans le massif où l'essai CPT sera réalisé, la comparaison des résistances mesurées permet de vérifier l'homogénéité du massif avec la profondeur, mais aussi dans le plan. Les essais CPT réalisés sur le conteneur C1 ont donné des résultats satisfaisants (Figure 2-8).

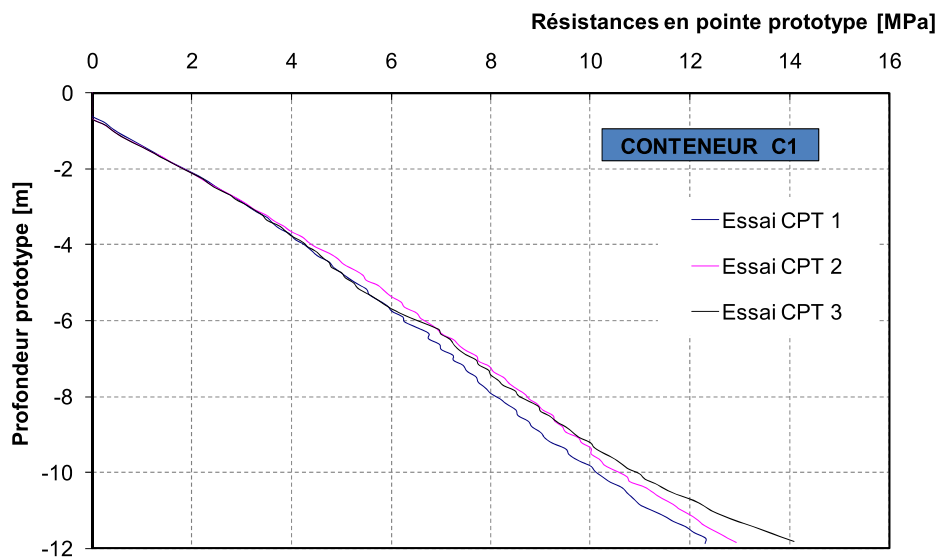


Figure 2-8 - Résultats de trois essais CPT à trois endroits différents dans le conteneur C1

A la fin de chaque essai, le conteneur est vidé et les quatre boîtes de densité placées au fond du conteneur (Figure 2-5), dans la zone utile, sont pesées. On en déduit la masse volumique du massif de sol et ainsi à la fin de tous les essais réalisés dans un conteneur, on peut estimer l'homogénéité du massif d'un essai à l'autre. La bonne homogénéité des différents massifs préparés permet de garantir la validité des études paramétriques. Toutes les valeurs de densité de massifs décrites dans ce mémoire ont été déterminées à partir de ce procédé.

## II.4 - Dispositif expérimental pour le chargement latéral

Pour étudier le comportement du pieu soumis à un chargement latéral, il est nécessaire de pouvoir mesurer au moins les trois grandeurs suivantes :

- le torseur des efforts en tête du pieu (force, moment) ;
- le déplacement en tête du pieu ;
- l'évolution des moments dans le pieu.

Le pieu se comporte comme une poutre en flexion pure. Les profils de moment dans le pieu permettent de déterminer la réaction du sol en fonction du chargement et du déplacement latéral. Les caractéristiques des pieux utilisés pour le chargement latéral sont décrites ci-dessous.

### II.4.1 - Pieux modèles instrumentés pour le chargement latéral

Les caractéristiques géométriques des pieux utilisés ont été choisies dans les années 90 à la centrifugeuse du LCPC (Bouafia, 1990). Les paramètres significatifs qui gouvernent le comportement du pieu sous charge latérale sont (Terashi *et al.*, 1989) (chapitre 1):

- l'inertie en flexion du pieu ( $E_p I_p$ ) ;
- le diamètre du pieu (B).

En tenant compte de l'échelle de réduction du prototype au 1/40<sup>ème</sup>, les caractéristiques géométriques et mécaniques du pieu modèle ont pu être définies. Elles sont récapitulées dans le Tableau 2-3, et présentées en détail en annexe 1.



### II.4.2 - Classification du pieu chargé latéralement

Le comportement d'un pieu pendant le chargement dépend de sa flexibilité. Sa longueur caractéristique  $l_0$  (Frank, 1999) est définie par :

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4E_p I_p}{E_S}} \quad (2-3)$$

Les valeurs de  $E_p$  et de  $I_p$  sont données dans le Tableau 2-3. Le module de réaction  $E_S$  peut être déterminé à partir de la relation (2-4) proposée par Ménard :

$$\frac{E_S}{E_M} = \frac{3}{\frac{2}{3} \left( \frac{0,6}{B} \right) \left( 2,65 \frac{B}{0,6} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{2}} \quad (2-4)$$

En considérant que  $\alpha = 0,5$  (Fascicule 62, 1993), nous pouvons en déduire que :

$$E_S = 3,05 \cdot E_M \quad (2-5)$$

Pour l'expression de  $E_M$ , Cassan (1978) propose la relation suivante :

$$E_M = q_c \quad (2-6)$$

Les essais de pénétration statique réalisés dans deux massifs de sable, et décrits dans le paragraphe II.3.2, permettent de déterminer l'expression de  $q_c$  en fonction de l'indice de densité considérée. En supposant que le massif est homogène et que le module de réaction  $E_S$  est égal à la moyenne des modules de réaction sur la fiche du pieu, on constate (Tableau 2-4) que, quelle que soit la densité considérée, la fiche du pieu est supérieure à  $3l_0$  ; le pieu modèle est un pieu souple.

**Tableau 2-4 - Détermination de la longueur élastique du pieu en fonction de la densité**

Paramètres calculés	$I_D \approx 48\%$	$I_D \approx 78\%$
$E_S$	$q_c = \frac{z}{0,9073} [MPa]$ $E_S = 3,05 \cdot q_c = 3,36 \cdot z [MPa]$	$q_c = \frac{z}{0,3219} [MPa]$ $E_S = 3,05 \cdot q_c = 9,48 \cdot z [MPa]$
$l_0$	$l_0 = 3,11 [m]$	$l_0 = 2,41 [m]$
$D(l_0)$	$D(l_0) = 3,86 \cdot l_0$	$D(l_0) = 4,98 \cdot l_0$

De cette classification, on déduit que le déplacement latéral en pointe est nul (cf. Chapitre 1). En outre, pour vérifier l'hypothèse d'un déplacement nul en pointe du pieu, Remaud (1999) a réalisé des essais sur un pieu moulé ayant les mêmes caractéristiques que notre pieu modèle. Le pieu a été mis en place pendant la pluviométrie et un capteur de déplacement horizontal, parallèle à la direction de chargement, mesurait les déplacements de la pointe (Figure 2-10a).

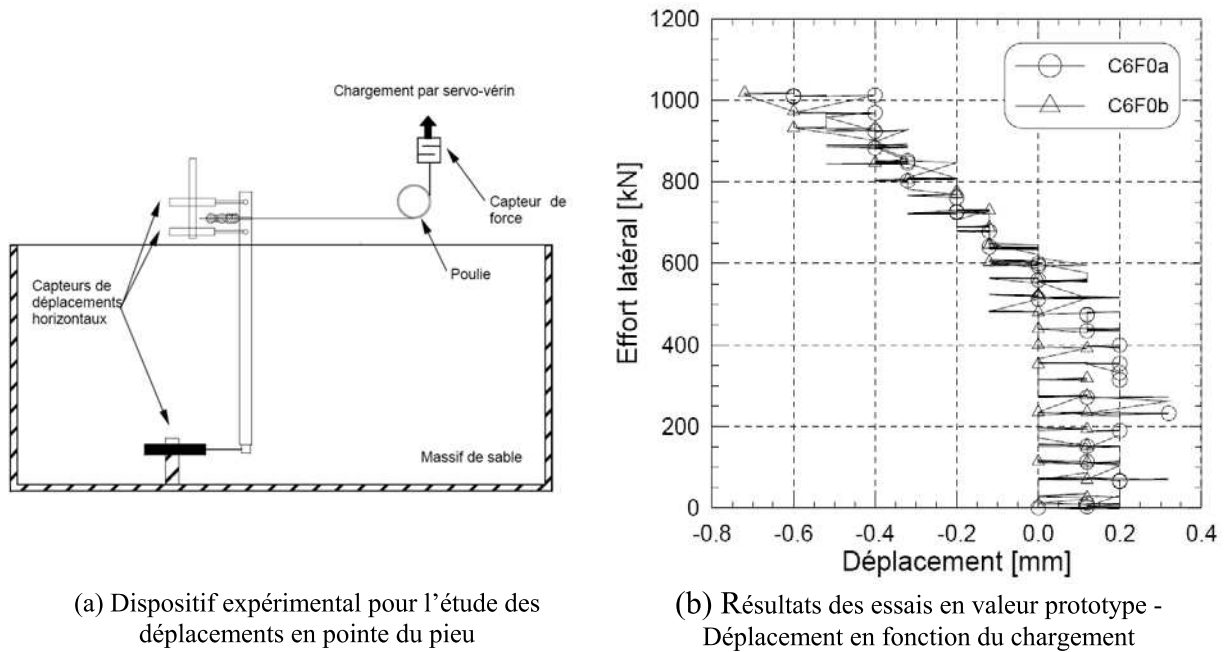


Figure 2-10 - Déplacements en pointe du pieu en fonction du chargement –  $I_D = 95\%$  (Remaud, 1999)

Au cours du chargement, la pointe du pieu se déplace au maximum de 0,08% du diamètre du pieu pour une charge égale à 1000 kN (valeurs prototypes). Cette valeur est négligeable et on peut considérer qu'il n'y a aucun déplacement en pointe du pieu lors du chargement cela confirme l'hypothèse du pieu souple.

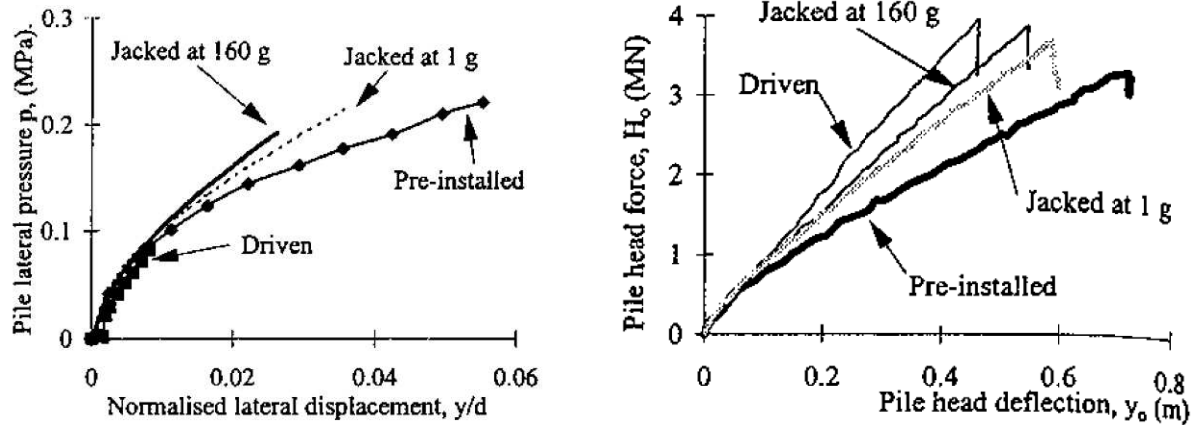
#### II.4.3 - Mise en place des pieux

Selon le type d'essai à réaliser, isolé ou groupe, le dispositif de mise en place n'est pas le même. Le dispositif est plus complexe dans le cas du groupe que dans le cas du pieu isolé. Dans tous les cas, la mise en place des pieux est réalisée après la « phase de consolidation » du massif, et à la gravité terrestre (*i.e.* à 1g). Cette mise en place est effectuée par battage à l'aide d'un système que nous décrirons ci-après. Cette procédure permet de réaliser jusqu'à six essais de chargement d'un pieu isolé sur un même conteneur.

##### II.4.3.1 - Influence du mode de mise en place

Dans le cas du chargement latéral d'un pieu, les études menées par Remaud (1999) montrent que l'influence du mode d'installation, entre la mise en place en vol et la mise en place par battage à 1g, est faible. Néanmoins, les études de Dyson et Randolph (1998) ont montré une influence certaine du mode d'installation à proximité de la surface et qui diminue avec la profondeur. Notamment, pour les déplacements en tête du pieu, la différence entre la mise en place à 1g et la mise en place en vol est faible (Figure 2-11) et n'est perceptible qu'à des déplacements en tête supérieurs à 20 cm (pour un pieu de 2,1 m).





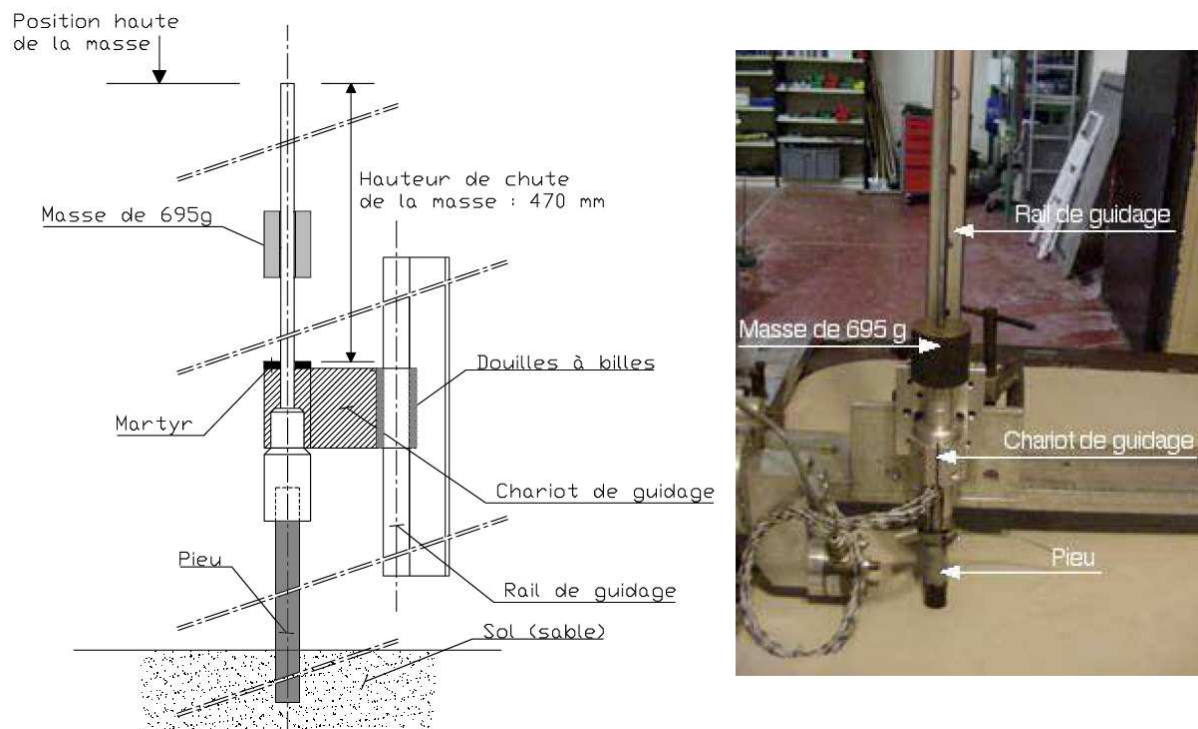
(a) Comparaison des courbes p-y en fonction du mode d'installation pour  $z=5B$  (b) Comparaison des déplacements en tête du pieu en fonction du mode d'installation

**Figure 2-11 - Effets du mode d'installation sur le comportement du pieu (Dyson et Randolph, 1998)**

L'influence du mode de mise en place n'est donc pas un paramètre déterminant dans l'étude du comportement des pieux sous charges latérales. L'installation par battage à 1g donne des valeurs d'efforts légèrement moins importantes (Figure 2-11), mais n'influe pas sur la cinématique du comportement. C'est cette technique de mise en place qui sera retenue.

#### II.4.3.2 - Cas du pieu isolé

La mise en place d'un pieu isolé dans le massif de sable se fait avec un appareil de battage manuel développé au LCPC. Cet appareil, décrit sur la Figure 2-12, permet le guidage et l'installation du pieu.



**Figure 2-12 - Dispositif de mise en place par battage à 1g du pieu isolé (Rosquoët, 2004)**

Le nombre de coups pour battre un pieu isolé, dans un massif ayant un indice de densité  $I_D \approx 48\%$  est d'environ une cinquantaine, contre une centaine pour un massif ayant un indice de densité  $I_D \approx 78\%$ . Ces observations permettent, pendant la préparation des essais, de vérifier l'homogénéité du massif, mais aussi la répétabilité de la préparation des massifs, et par extrapolation, des essais.

#### II.4.3.3 - Cas du groupe de pieux

Dans le cas des groupes de pieux, le dispositif de battage est adapté à partir de celui utilisé pour le battage du pieu isolé, afin d'étudier des espacements de 3B, 5B et 8B (Figure 2-12).

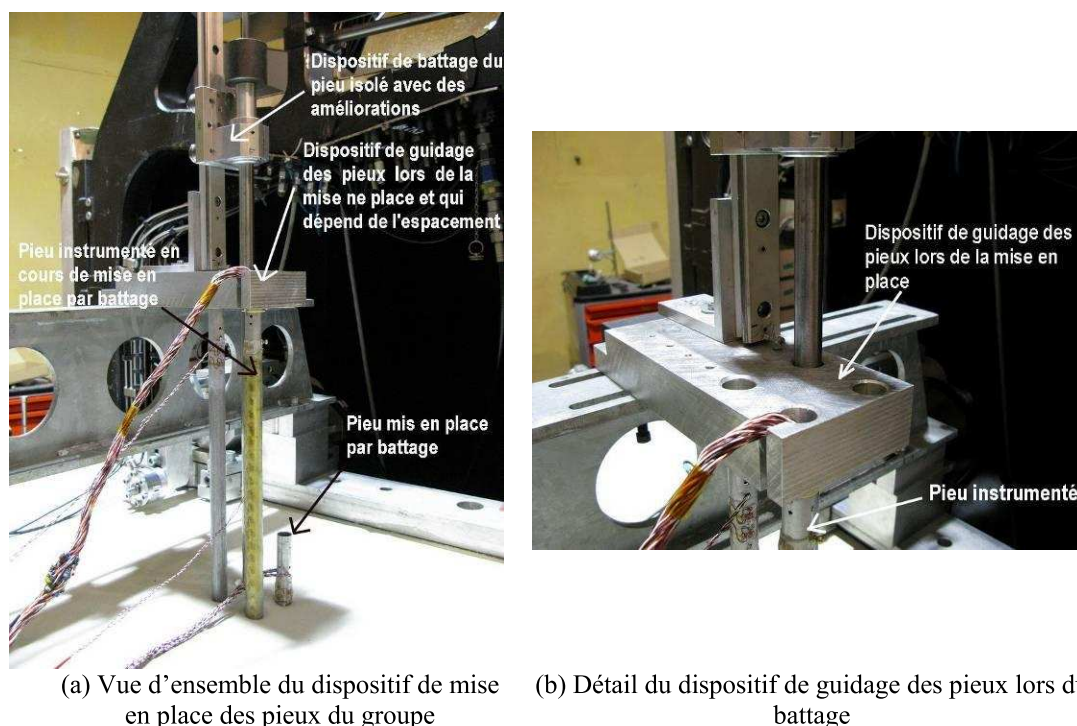


Figure 2-13 - Dispositif de mise en place d'un groupe de pieux

Les principales améliorations apportées concernent un dispositif de guidage des pieux lors du battage (Figure 2-13), et une rallonge du corps du batteur pour pouvoir installer le pieu à la longueur voulue.

Des gaines ayant un diamètre adéquat permettent d'éviter le frottement acier-acier lors du battage et au dispositif de glisser plus facilement. A chaque espacement entre les pieux du groupe (3B, 5B et 8B) correspond un dispositif de guidage dédié (Figure 2-13b). La différence entre chaque dispositif concerne uniquement l'espacement entre les pieux.

#### II.4.4 - Chargement

Le servo-vérin SV1, d'une capacité de 3200 daN (Thorel *et al.*, 2008), utilisé pour appliquer le chargement dans les essais est le même quel que ce soit le type d'essai considéré, isolé ou groupe. Le dispositif de chargement est conçu de manière à appliquer un effort uniquement horizontal en tête du pieu sans générer de moment.

##### II.4.4.1 - Cas du pieu isolé

Dans le cas du pieu isolé, pour ne pas avoir de moment fléchissant en tête du pieu, l'effort est appliqué au pieu à l'aide d'un câble relié directement au servovérin par le capteur de force

(Figure 2-14). Le servovérin est solidaire du conteneur. Il est asservi au capteur de force. Deux capteurs de force ayant des capacités différentes ont été utilisés :

- un capteur de force ayant une capacité de 250 daN pour les essais avec les pieux instrumentés. Les chargements sont inférieurs à ceux engendrant la plastification du pieu;
- un capteur de force ayant une capacité de 2000 daN pour les essais à la rupture avec des pieux non instrumentés.

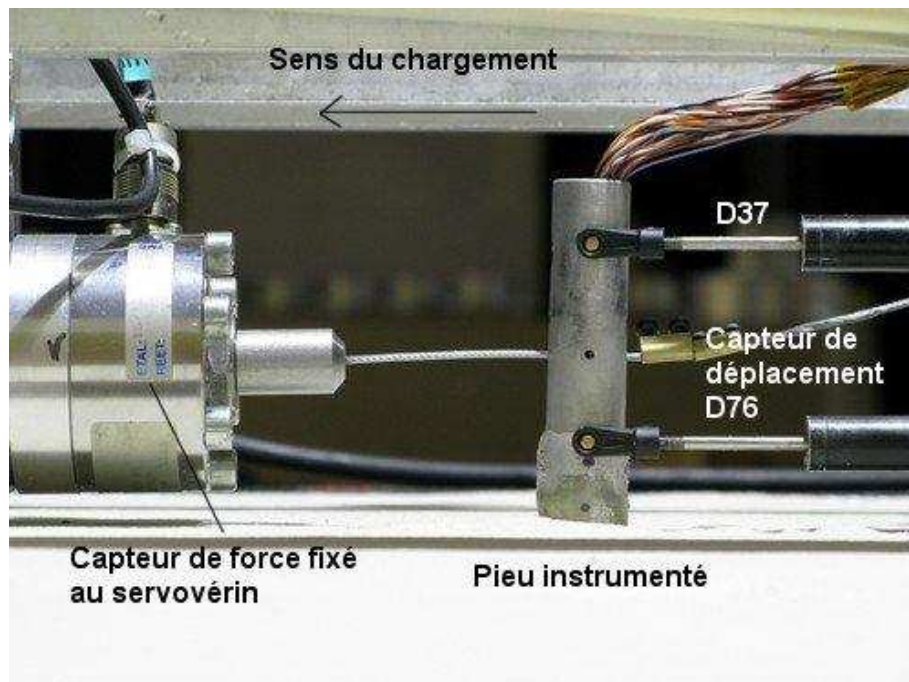


Figure 2-14 - Système de chargement horizontal non alterné d'un pieu instrumenté

Deux capteurs ont été employés pour mesurer les déplacements en tête du pieu (Figure 2-14). L'un (D76) situé en dessous du point de chargement et à 20 mm de la surface du massif de sable, et l'autre (D37) est situé au-dessus du point de chargement, à 65 mm de la surface du massif. En supposant que la partie hors sol du pieu est rigide, on peut déterminer le déplacement au point de chargement (dpc), situé à 40 mm de la surface du massif par une interpolation linéaire :

$$dpc = D76 + \frac{2}{4,5}(D37 - D76) \quad (2-7)$$

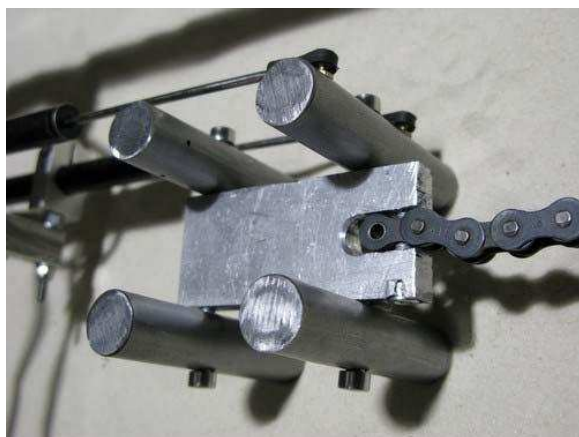
La vérification de la fiche du pieu, ainsi que du point d'application du chargement est réalisée en mesurant la distance entre la surface du sol et le point d'application du chargement.

#### II.4.4.2 - Cas des groupes

Dans le cas des groupes, il faut que le dispositif, qui transmet les efforts du servovérin au groupe de pieux, soit suffisamment rigide pour que l'espacement entre les pieux du groupe reste constant. De plus, il ne faut pas que le dispositif engendre des moments en tête du pieu. Plusieurs systèmes ont été étudiés et testés, comme celui de Remaud (1999) pour le groupe de 3x3 pieux, et finalement deux types de système semblent donner de bons résultats en fonction du niveau de chargement appliqué.



Le premier système est utilisé pour les essais de chargement à la rupture d'un groupe de pieux. Comme pour la mise en place, à chaque espacement correspond un chevêtre qui lui est propre et on suppose que le poids du chevêtre a peu d'influence sur les efforts mesurés à la rupture (Figure 2-15). Compte tenu des efforts très importants rencontrés lors des essais à la rupture, d'autres pieux non instrumentés et classifiés comme rigides sont utilisés. On suppose, en effet, que la rupture du système pieu-sol dépend essentiellement du comportement du sol et pas de la rigidité du pieu.



(a) Entretoise utilisée pour un essai à la rupture avec un espacement de  $e=3B$



(b) Entretoise utilisée pour un essai à la rupture avec un espacement de  $e=8B$

**Figure 2-15 - Différents dispositifs (types d'entretoises) utilisés pour les essais à la rupture**

Ce type de dispositif est réservé aux pieux dédiés aux essais à la rupture. Pour les essais avec des pieux instrumentés, un autre dispositif a été développé, beaucoup plus léger que le premier (Figure 2-16).



(a) Pièces mécaniques de liaison avec le servovérin et qui permettent de conserver un espacement constant entre les pieux d'une rangée



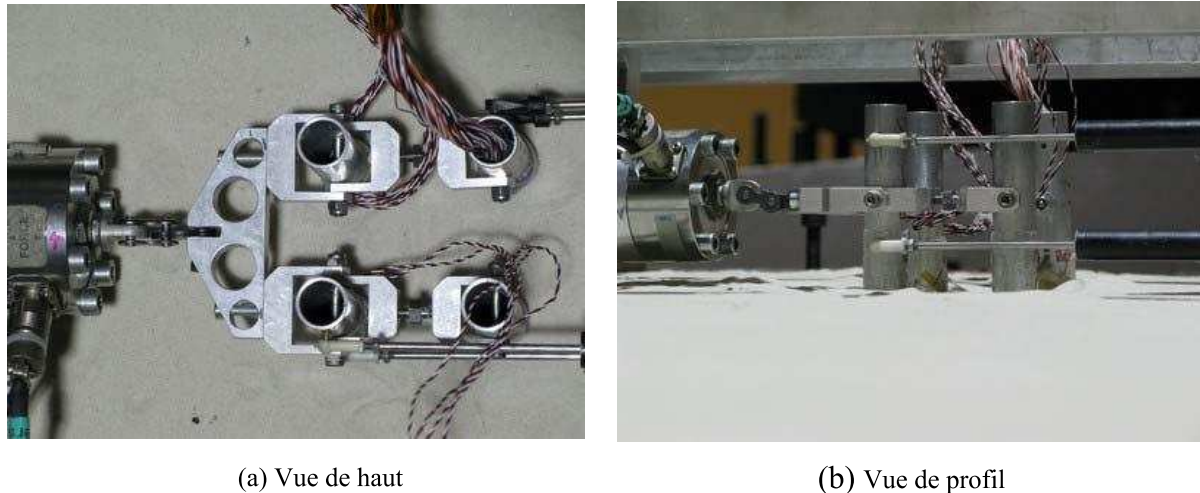
(b) Pièces mécaniques de liaison entre les rangées de pieux et qui permettent d'avoir un espacement constant entre les 2 pieux d'une ligne

**Figure 2-16 - Pièces mécaniques constituant l'entretoise des groupes de pieux (2x2) instrumentés**

Les trois pièces décrites sur la Figure 2-16a correspondent aux trois espacements étudiés pour le groupe :  $3B$ ,  $5B$  et  $8B$ . Ils sont directement à l'interface du servovérin et du groupe et permettent de garder un espacement constant entre les pieux d'une rangée. D'autres pièces

décrites sur la Figure 2-16b permettent de maintenir un espacement constant entre les pieux avant et les pieux arrière pendant le chargement. Ce système a été conçu de telle manière que pendant le chargement, aucun moment ne soit engendré en tête de pieu.

La Figure 2-17 illustre le dispositif de chargement lorsque les capteurs de déplacements, l'entretoise, et le capteur de force sont mis en place avant le début d'un essai.



**Figure 2-17 - Dispositif de chargement pour le groupe de pieux instrumentés (e=3B)**

Dans les deux cas cités précédemment (essais à la rupture et essais sur des pieux instrumentés), le système de liaison par des rotules permet d'appliquer l'effort horizontal à la hauteur voulue sans que des moments de flexion ne soient générés en tête du pieu.

Pour mesurer les déplacements, quatre capteurs sont utilisés (Figure 2-17a), deux sur un côté du groupe et deux sur l'autre côté du groupe de pieux. Cette option permet de vérifier que les déplacements des deux files du groupe de 2x2 pieux sont toujours les mêmes (à quelques % près).

#### **II.4.5 - Acquisition des données**

L'acquisition des données est réalisée à l'aide d'un système de mesures numériques multivoies, fabriqué par la société HBM. Ce système de mesures (Thorel *et al.*, 2008), dénommé SPIDER8, est raccordé à l'ordinateur situé au pivot de la centrifugeuse (PC pivot) par un port parallèle. Les données brutes (jusqu'à 64 voies synchrones) sont enregistrées dans le PC pivot, puis enregistrées aussi dans l'ordinateur de la salle de commande de la centrifugeuse (Figure 2-18).

Chaque voie du SPIDER8 dispose d'une alimentation pour les capteurs passifs (jauges de déformation, ...), d'un amplificateur pour le conditionnement du signal, de filtres numériques, ainsi que de son propre convertisseur Analogique/Numérique. Il permet un échantillonnage jusqu'à 1200 Hz (1200 données par seconde). Pour nos essais, nous avons choisi deux fréquences d'acquisition :

- 10 Hz, pour les essais sous chargement monotone, et les essais cycliques dont la fréquence de chargement est inférieure à 1 Hz ou lorsque le nombre de cycles de chargement est très important ;
- 50 Hz, pour les essais cycliques avec une fréquence de chargement supérieure à 1 Hz ou pour des essais avec très peu de cycles.

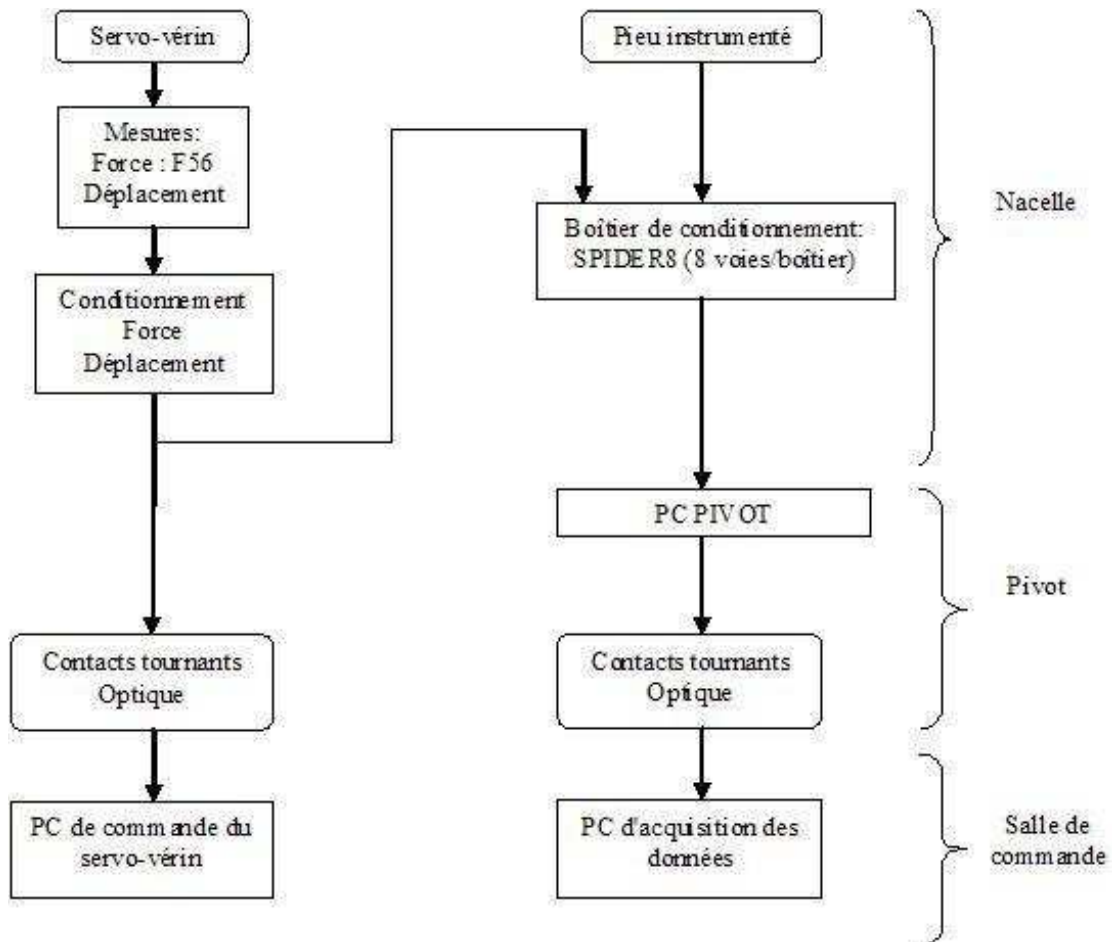


Figure 2-18 - Principe général du système d'acquisition

Le dispositif expérimental pour le chargement horizontal d'un pieu isolé est le fruit du développement réalisé depuis les années 1990 au LCPC. Ce dispositif permet d'appliquer un effort horizontal en tête du pieu sans engendrer de moment en tête. Il a été utilisé pour les essais de Rosquoët (2004) et validé par des simulations numériques avec le logiciel PILATE. Dans le cas des groupes, différents systèmes testés ont permis de développer un nouveau dispositif qui permet de conserver un espacement constant entre les pieux du groupe, mais aussi de réaliser un chargement en tête du groupe sans générer de moment. L'utilisation des deux types de dispositifs développés dépend du chargement réalisé : rupture ou force contrôlée.

## **II.5 - Développement d'un pieu instrumenté pour le chargement axial**

La conception d'un pieu instrumenté pour essais sous charge axiale a suivi un cahier des charges spécifique. Tout d'abord, il est nécessaire d'éviter les « effets d'échelle ». Ensuite, il faut que le mode de mise en place soit suffisamment réaliste afin de reproduire les contraintes à l'interface sol-pieu en fin d'installation. Ceci veut dire que la mise en place du pieu doit se faire en vol. De plus le chargement doit être réalisé sans arrêter la centrifugeuse. Pour satisfaire ces exigences, des études bibliographiques et des essais de type « modeling of models » ont été effectués afin de développer le pieu instrumenté ainsi que le dispositif d'installation et de chargement en vol du pieu.

### **II.5.1 - Essais de type « modeling of models »**

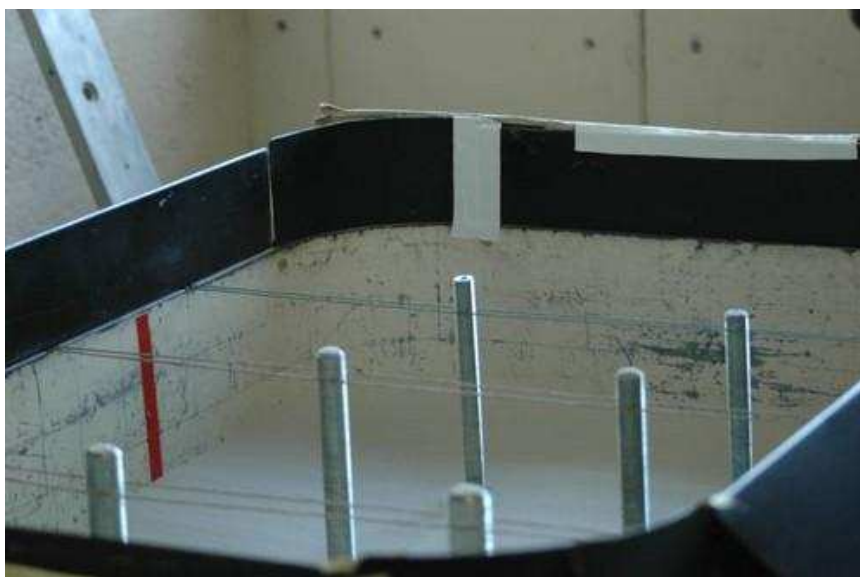
Lorsqu'un pieu de diamètre  $B$  est soumis à un chargement axial dans un sable de diamètre médian  $d_{50}$ , l'effet d'échelle se manifeste en priorité sur le frottement latéral et ensuite sur la pointe. Il faut que  $B/d_{50} > 50$  ou  $250$  selon les auteurs pour que les « effets d'échelle » par frottement soient évités et  $B/d_{50} > 20$  pour ne pas en avoir sur la résistance de pointe.

Face à de telles variations (Garnier *et al.*, 2007), nous avons entrepris une campagne expérimentale pour essayer de quantifier le rapport  $B/d_{50}$  limite.

#### **II.5.1.1 - Mise en place des pieux et dispositif de chargement**

Pour une bonne répétabilité des essais, le mode d'installation choisi est le moulage. Il consiste à mettre en place les pieux lors de la pluviométrie du massif. La procédure est la suivante :

- (1) on réalise la pluviométrie jusqu'à la cote correspondant à la pointe du pieu le plus long ;
- (2) on met alors en place le pieu à la position définie par le plan d'expérimentation, maintenu verticalement à l'aide de fils très fins pour ne pas perturber la suite de la pluviométrie (Figure 2-19) ;



**Figure 2-19 - Mise en place des différents pieux modèles pendant la pluviométrie**



- (3) Puis on reprend la pluviation jusqu'à la cote du prochain pieu, et ainsi de suite jusqu'à la fin de la pluviation ;
- (4) On arase alors délicatement la surface du conteneur en faisant attention à ne pas heurter les pieux mis en place.

Le dispositif de chargement est décrit sur la Figure 2-20.

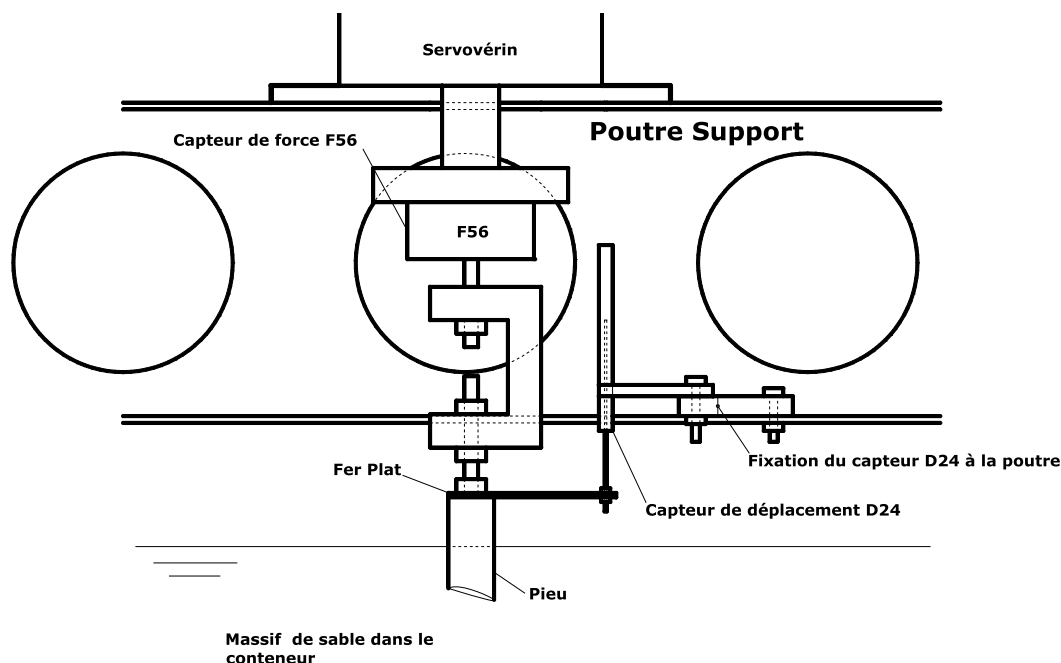


Figure 2-20 - Dispositif de traction des pieux lors des essais de "modeling of models"

Un capteur de déplacement D24 mesure les déplacements en tête du pieu. Le servovérin qui permet de charger (traction) le pieu est supporté par deux poutres, elles-mêmes fixées sur le conteneur. L'essai de traction est réalisé à une vitesse de 0,1mm/minute, évitant ainsi tout phénomène dynamique.

#### II.5.1.2 - Programme de chargement réalisé

Dans ces essais, la « phase de consolidation » (Colombi, 2005) est légèrement différente compte tenu des différents niveaux d'accélération requis. On commence par les niveaux d'accélération les plus faibles, et on effectue la même procédure que celle décrite dans le paragraphe II.3.2.

Une fois que la « phase de consolidation » à un niveau d'accélération donné est achevée, on réalise l'essai de traction du pieu modèle correspondant. Quand l'essai est terminé, la centrifugeuse est arrêtée et le dispositif de chargement est déplacé sur le nouveau pieu à tester. On effectue alors la « consolidation du massif » au niveau d'accélération supérieur, et on effectue l'essai du modèle correspondant. Un résultat typique d'un essai d'arrachement est présenté sur la Figure 2-21. On y représente l'effort mesuré en tête du pieu en fonction de son déplacement vertical.



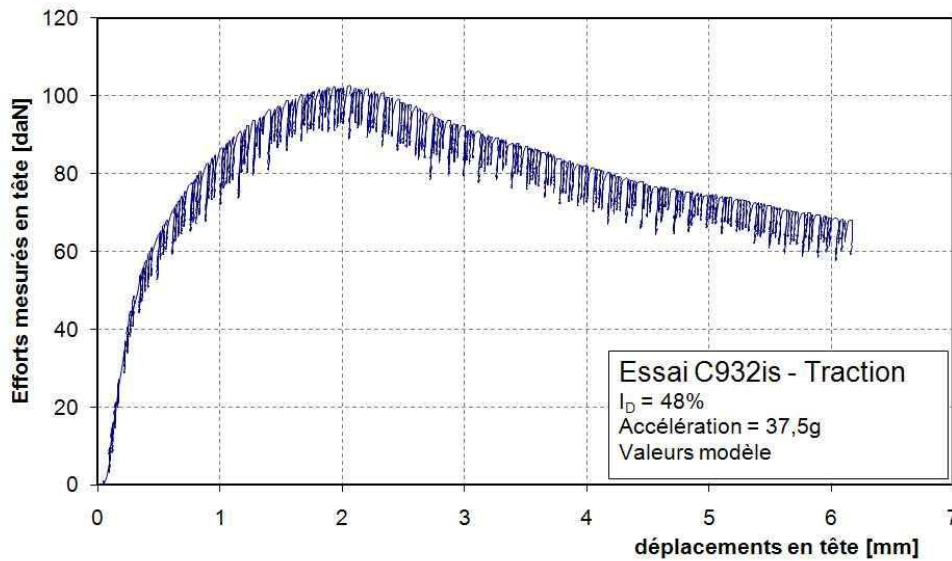


Figure 2-21 - Résultat typique d'un essai de traction d'un pieu modèle dans du sable de Fontainebleau

On remarque qu'il y a des phénomènes de « stick-slip ». Le « stick-slip » est une succession de pics et de creux des efforts mesurés pendant le chargement et ressemble au phénomène également observé dans le cisaillement direct sur des microbilles de verre (Dano, 1996). Certains l'appellent aussi « glissement ou frottement saccadé » (Khidas, 2001) Il est généralement relié au frottement statique pour le pic et à un frottement en mouvement ou dynamique pour le creux (Nasuno *et al.*, 1998 ; Khidas, 2001 ; Ovarlez, 2003). Lorsque la vitesse de cisaillement augmente, ce phénomène diminue (Khidas, 2001).

Dans l'analyse des données, nous nous sommes concentrés sur les résultats obtenus au pic du chargement. On considère que cet effort (en N) correspond à la résistance limite par frottement à l'arrachement du pieu modèle étudié. Le cisaillement maximal mobilisé (en kPa) est déduit en divisant cet effort par la surface du pieu au contact du sol.

### II.5.1.3 - Résultats des essais de type « modeling of models »

Six essais de type « modeling of models » ont été réalisés à partir de différents modèles décrits sur le Tableau 2-5.

Tableau 2-5 - Différents modèles de pieux pour la 1<sup>ère</sup> série d'essais de "modeling of models"

Pieu prototype		Pieux modèles				
Fiche [m]	Diamètre B <sub>p</sub> [m]	Pieu Modèle	Fiche [mm]	Diamètre B <sub>m</sub> [mm]	Accélération [g]	R <sub>n</sub>
3	0,72	M1	300	72	10	1
		M2	200	48	15	1
		M3	150	36	20	1
		M4	100	24	30	1
		M5	75	18	40	1
		M6	60	14,4	50	1

Les essais sont réalisés dans un massif avec un indice de densité de 48%. La rugosité normalisée de chaque pieu modèle du Tableau 2-5 est égale à 1. Dans cette première série

d'essais, nous nous sommes concentrés sur les modèles M2 à M6 à cause des problèmes de représentativité du modèle M1, et des effets de bord que l'on pourrait rencontrer.

Théoriquement, s'il n'y a pas d'effet d'échelle entre les différents modèles, les valeurs prototypes des différents essais réalisés devraient être similaires, voire identiques. Les résultats de ces essais, compte tenu du rapport  $B_m/d_{50}$ , sont dispersés (Figure 2-22).

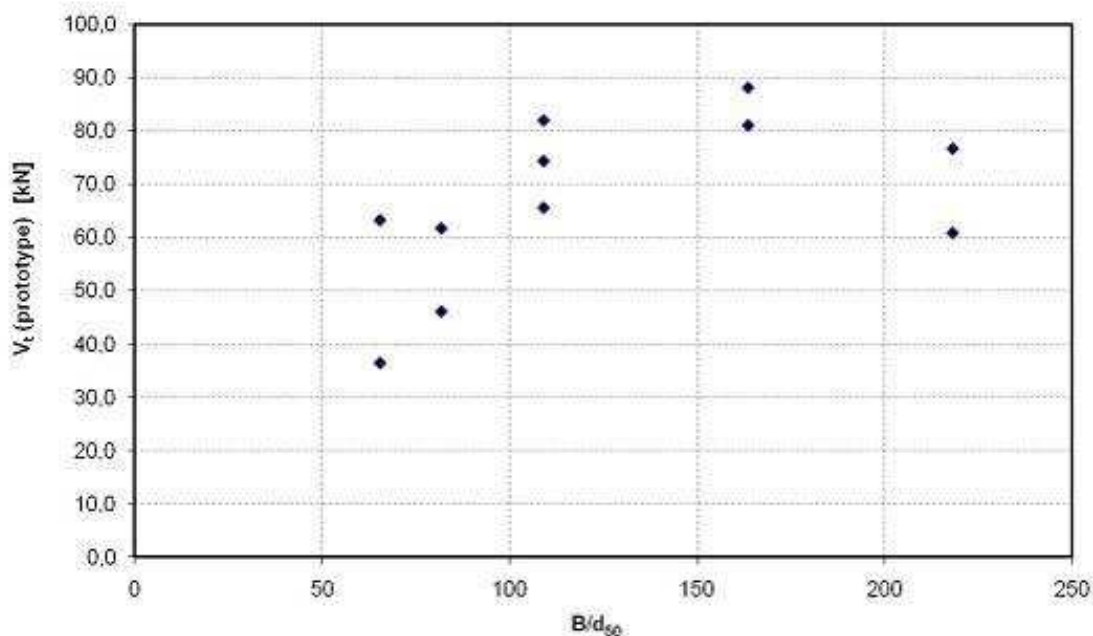


Figure 2-22 - Résultats de la première série d'essais de « modeling of models » ( $I_D \sim 48\%$ )

On n'observe pas de tendance nette d'augmentation des résistances à l'arrachement lorsque le rapport  $B/d_{50}$  diminue. De plus, lorsque le diamètre des pieux diminue ( $B/d_{50}$  diminue), les efforts mesurés en tête diminuent au lieu d'augmenter, ce qui n'est pas conforme aux observations habituelles (Balachowski, 1995 ; Garnier et König, 1998). Toutefois, les efforts maximaux mesurés semblent être plus ou moins constants quel que soit le modèle étudié ( $B_m$  varie entre 14,4 et 72 mm). C'est pourquoi, une seconde série d'essais de type « modeling of models » a été réalisée avec un nouveau prototype, et des diamètres plus restreints, compris entre 18 et 30 mm. La surface latérale du pieu prototype 2 est augmentée de 4,7 fois celle du prototype 1, permettant un développement des efforts d'interface plus important, et mesurés plus précisément. Cette deuxième série d'essais a été réalisée dans les mêmes conditions que la première série d'essais (mise en place, chargement, ...).

Tableau 2-6 - Différents modèles de pieux pour la 2<sup>ème</sup> série d'essais de « modeling of models »

Pieu prototype		Pieux modèles			
Fiche [m]	Diamètre B <sub>p</sub> [m]	Pieu Modèle	Fiche [mm]	Diamètre B <sub>m</sub> [mm]	Accélération [g]
9	0,9	MT1	300	30	30
		MT2	270	27	33,3
		MT3	240	24	37,5
		MT4	220	22	40,9
		MT5	200	20	45
		MT6	180	18	50

En comparant les diamètres des pieux entre la première série d'essais et la seconde série, on remarque que l'intervalle entre les diamètres est plus petit (Figure 2-23). Ce choix a été motivé par les résultats relativement constants de la première série d'essais, mais aussi par les différents diamètres de pieux couramment rencontrés en centrifugeuse pour le chargement axial (Fioravante, 1994 ; Balachowski, 1995 ; De Nicola et Randolph, 1999 ; Klotz et Coop, 2001 ; Zhang et Wong, 2007).

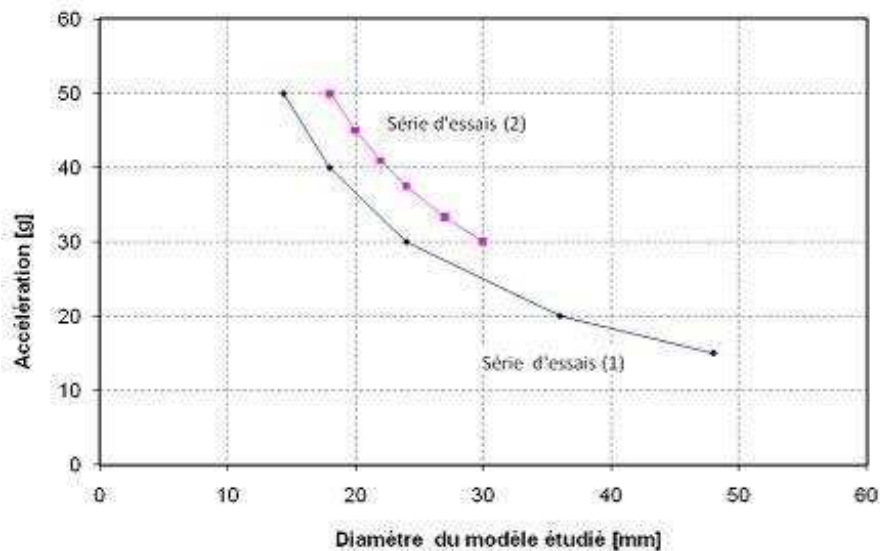


Figure 2-23 - Les différentes séries d'essais de « modeling of models » réalisés

Les résultats des essais sont traités de la même manière que lors de la première série d'essais et donnent les résultats illustrés sur la Figure 2-24.

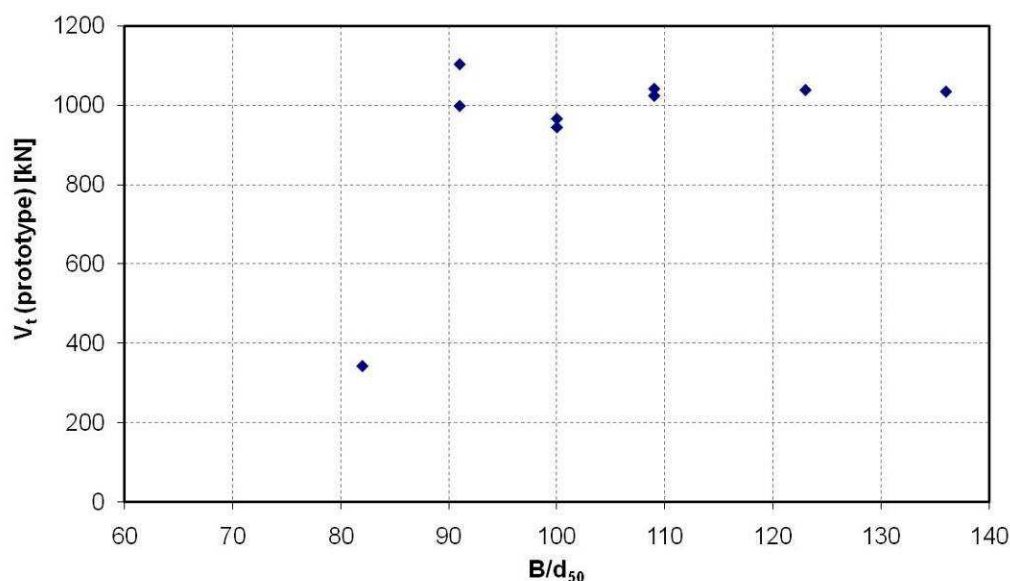


Figure 2-24 - Résultats de la deuxième série d'essais de « modeling of models » ( $I_D \sim 48\%$ )

Dans le cas de nos essais avec du sable de Fontainebleau, lorsque le pieu a un diamètre supérieur ou égal à 20 mm, soit un rapport  $B/d_{50}$  supérieur ou égal à 91, aucun effet d'échelle n'est observé (Figure 2-24). Ce rapport  $B/d_{50}=91$  est relativement proche des valeurs recommandées par Garnier (1998). Un pieu ayant un diamètre  $B = 20$  mm peut donc être installé dans ce massif de sable, subir un essai de chargement axial, sans qu'aucun effet d'échelle ne soit à craindre. On notera également la faible valeur obtenue pour un diamètre de 18 mm qui n'a pas pu être vérifiée pour des raisons de temps et de place dans le conteneur. En outre, le diamètre de 20 mm était un minimum relativement aux problèmes d'encombrement dans le pieu en raison de l'instrumentation prévue.

#### II.5.1.4 - Conclusions

Les essais de type « modeling of models » ont permis de déterminer le diamètre minimal à partir duquel aucun effet d'échelle n'est observé lors du chargement axial d'un pieu installé dans du sable de Fontainebleau. Si le diamètre du pieu est supérieur ou égal à 20 mm, aucun effet d'échelle n'est à craindre. Cette étude a été réalisée dans le cas d'une interface rugueuse ( $R_n \approx 1$ ). Dans le cas où l'interface est lisse ou possède une interface avec une rugosité intermédiaire, il faudrait être vigilant quant à la validité des résultats.

Le diamètre du pieu ainsi défini, il est nécessaire de définir les autres caractéristiques géométriques du pieu : la longueur de la fiche, la forme de la pointe... ainsi que le dispositif expérimental qui permettra de réaliser les essais.

#### II.5.2 - Détermination de la fiche du pieu

Dans la modélisation en centrifugeuse des pieux sous chargement axial, il est nécessaire de tenir compte de la taille du conteneur, mais aussi de la distance minimale par rapport aux bords de ce conteneur pour éviter les effets de bord. Comme le conteneur utilisé fait  $1200 \times 800$  mm<sup>2</sup>, il est facile de gérer les aspects d'encombrement et d'effets de bord par rapport au diamètre de 20 mm. Le souci principal concerne la distance minimale entre la pointe du pieu et le fond du conteneur.

Théoriquement, plusieurs études ont été réalisées afin de déterminer la répartition des contraintes dans le sol en fonction des contraintes appliquées. Pour déterminer la variation de la contrainte verticale sous l'axe d'une charge uniforme circulaire d'intensité  $\Delta\sigma$ , Harr et Lovell (1963) et Szechy (1963), rapportés par Magnan (2000), ont établi l'expression suivante:

$$\Delta\sigma_v(z) = I_z \cdot \Delta\sigma \quad (2-8)$$

avec  $I_z = 1 - \left[ 1 + \left( \frac{r}{z} \right)^2 \right]^{-\frac{3}{2}}$  qui représente l'influence de la variation de contraintes à la surface du massif en fonction de la profondeur et en fonction du diamètre d'application de la contrainte.

La variation de  $\Delta\sigma$  en fonction de  $z$  est illustrée sur la Figure 2-25. Ces résultats montrent alors qu'à partir de 8 fois le rayon (soit 4 fois le diamètre), l'influence de la contrainte est quasiment négligeable. En d'autres termes, à partir de 4 fois le diamètre en dessous du pieu, il n'y aura plus d'influence du fond du conteneur.

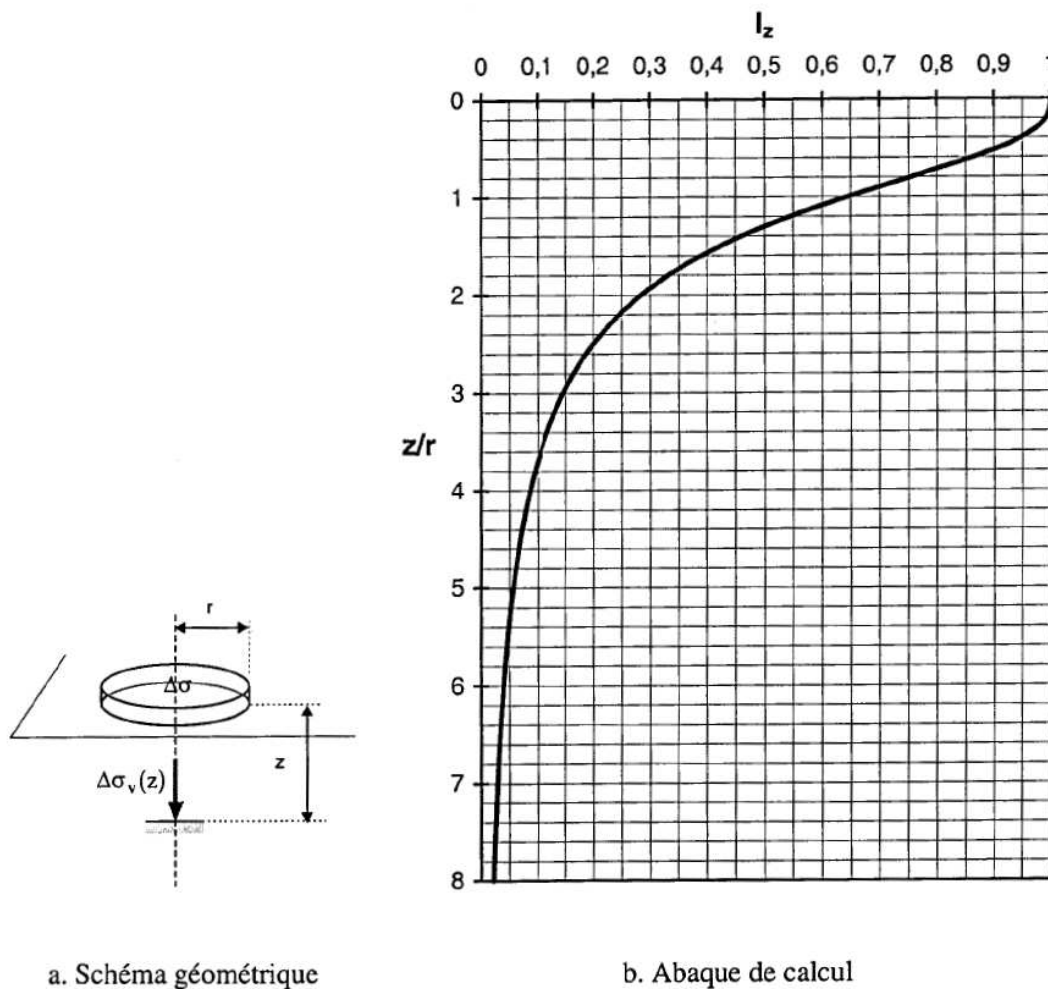


Figure 2-25 – Abaque de calcul de l'incrément de contrainte verticale sous l'axe d'une charge circulaire uniforme (Magnan, 2000)

Des résultats comparables ont été trouvés par Perloff (1975), cité par Holtz (1991). Une figure représentant les courbes d'iso-contraintes (isobares) est proposée pour une surface circulaire chargée. A cause de la forme des zones d'isobares, on les appelle souvent bulbes de pression (Figure 2-26).

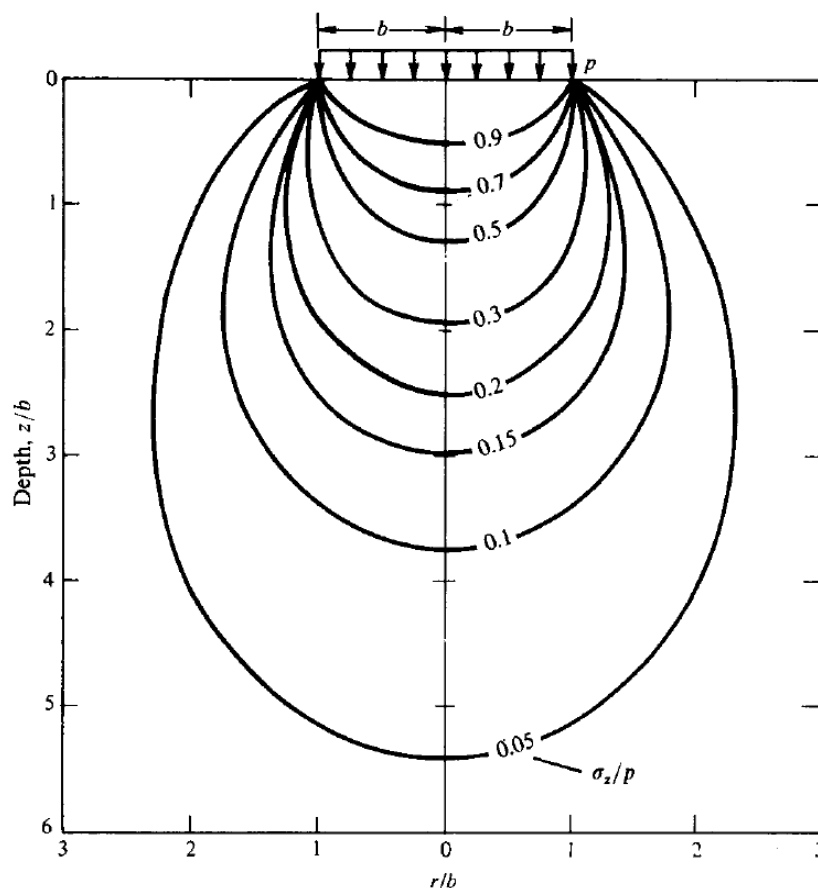


Figure 2-26 – Isobares en dessous d'une surface circulaire chargée uniformément dans un demi-espace élastique linéaire (Perloff, 1975) cité par (Holtz, 1991)

Comme précédemment, à partir d'une profondeur égale à 6 fois le rayon (3 fois le diamètre), l'incrément de contrainte transmis est négligeable. Ceci veut dire que si on choisit une distance de 5 fois le diamètre (10 fois le rayon) entre la pointe du pieu et le fond du conteneur, théoriquement, on n'aurait plus d'"effet de bord" avec le fond du conteneur.

Pour étudier la zone d'influence autour du pieu, des techniques radiographiques ont été utilisées par Robinsky et Morrison (1964). Les limites du mouvement du sol autour du pieu ont été déterminées par l'utilisation d'une source de Cobalt.



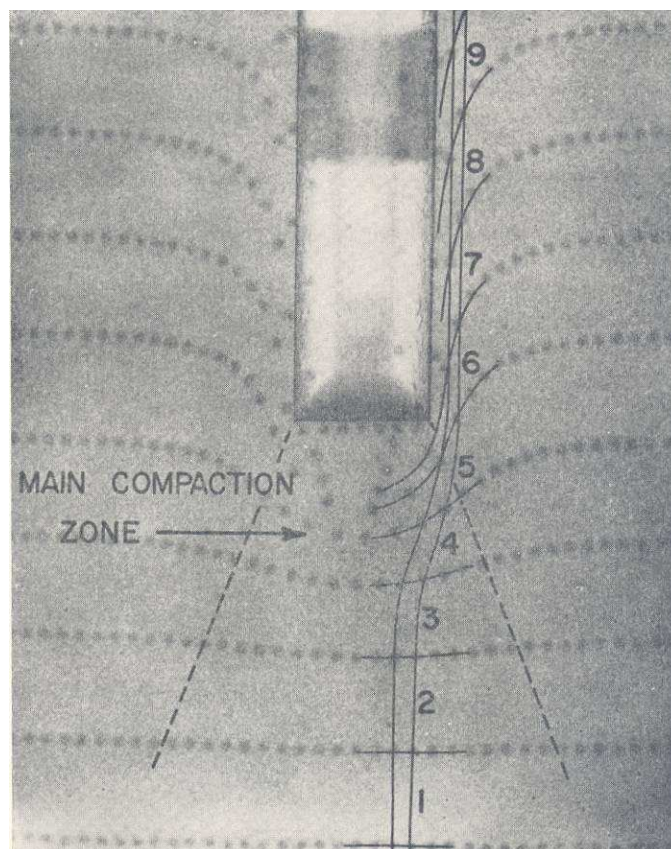


Figure 2-27 – Radiographie typique d'un pieu montrant les zones en compression-expansion durant la mise en place dans du sable (Robinsky et Morrison, 1964) –  $I_D \sim 17\%$  et  $37\%$

Ces résultats expérimentaux tendent à confirmer aussi qu'à partir d'une distance de 4,5 fois le diamètre en dessous de la pointe, on n'observe plus de déplacements dans le massif de sable utilisé par Robinsky et Morrison (1964). De plus, des essais effectués en centrifugeuse par Balachowski (1995) montrent que, même pour une distance de 2,5 B entre le fond et la pointe, on n'observe pas d'effet de fond du conteneur.

Si on tient compte du fait que le pieu a 20 mm de diamètre, il faudrait donc au moins  $5B = 100$  mm en dessous de la pointe pour que l'on n'ait plus d'effet de bord avec le fond du conteneur. Comme le conteneur a une profondeur de 360 mm, nous proposons que la fiche du pieu soit égale à  $D = 260$  mm pour éviter toute influence du fond du conteneur compte tenu du mode de mise en place en vol du pieu. Les caractéristiques géométriques du pieu modèle sont donc une fiche de 260 mm et un diamètre de 20 mm.

### II.5.3 - Influence du mode de mise en place

Lors de l'étude de l'effet d'échelle, les essais ont été réalisés sur des pieux modèles mis en place pendant la pluviométrie. Cette méthode est souvent assimilée à la méthode de mise en place *in situ* par forage. Or, les recommandations de dimensionnement courantes tiennent bien compte d'une influence du mode d'installation (API, 1993 ; Fascicule 62, 1993). De plus, des essais réalisés en centrifugeuse par Bloomquist *et al.* (1991) montrent que la capacité portante d'un groupe de 5 pieux installés à 1g est 33% plus faible que celle du même groupe installé en vol (Bloomquist *et al.*, 1991). Dans le cas d'un pieu sous chargement axial, il y a une grande différence de résistance entre les pieux mis en place par fonçage en vol et ceux mis en place à 1g, en raison des différences de contrainte dans les massifs de sable mobilisant différemment les effets de contractance et de dilatance. C'est pourquoi, il a été choisi de mettre en place en vol le pieu de 20mm de diamètre et ayant une fiche de 260 mm.

### II.5.4 - Instrumentation du pieu

Le but des essais de chargement axial d'un pieu en centrifugeuse est d'étudier l'évolution de la distribution des efforts le long du pieu pendant le chargement. Il est donc important que le système soit suffisamment sensible pour mesurer les variations d'efforts de frottement, mais aussi qu'il soit assez robuste pour résister aux efforts de frottement très importants lors de la mise en place en vol. Le meilleur moyen de mesurer le frottement local serait d'utiliser un pieu muni de quelques manchons de frottement (quatre), le système serait similaire à celui utilisé par Le Kouby (2003) en chambre d'étalonnage (qui contenait un seul manchon de frottement et un capteur en pointe). Dans notre cas, le nombre de manchons de mesure serait plus important.

Toutefois, compte tenu des problèmes dus à l'encombrement que cela engendrerait pour un diamètre de 20 mm, et à l'importance des efforts lors de la mise en place en vol, le pieu instrumenté a été fabriqué sur la base d'un corps d'épreuve muni de plusieurs niveaux de jauges (Figure 2-28). L'instrumentation du pieu est donc réalisée sur la base d'un pieu instrumenté similaire à ce qui a été développé par Balachowski (1995) et auquel on apporte des améliorations pour la protection des jauges (Colombi, 2005).

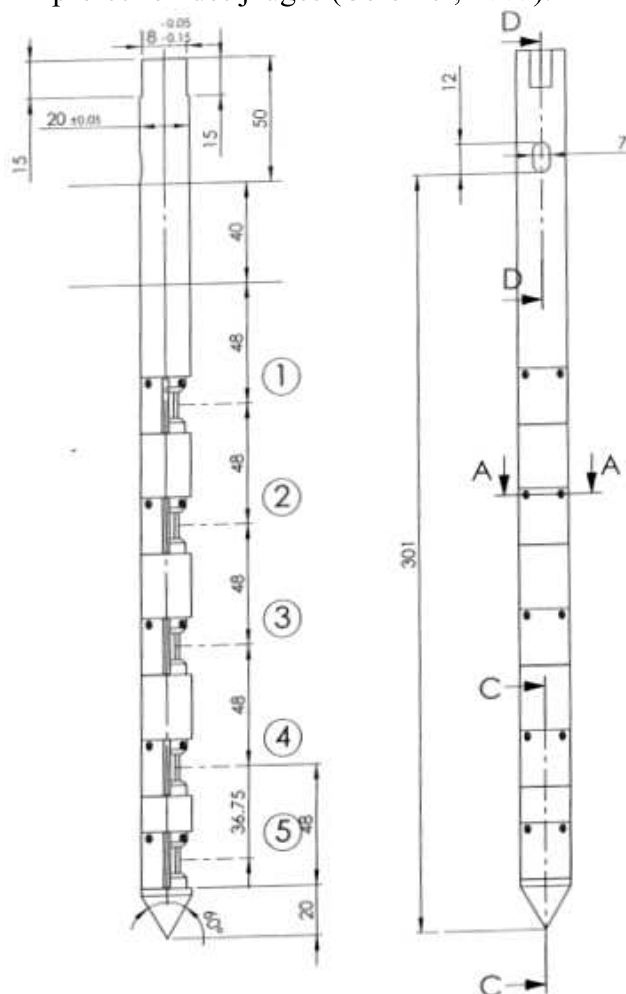


Figure 2-28 - Croquis du pieu instrumenté utilisé pour le chargement axial

La jauge 5 permet de déterminer l'effort en pointe, et la descente des charges de la jauge 1 à la jauge 5 permet de déterminer les efforts de frottement sur chaque section de jauge. Le



principe est similaire à la méthode extensométrique du LCPC (Méthode d'essai LPC N°34 (Bustamante et Gianaselli, 2001)) pour les essais de pieux *in situ*. La mesure des efforts de frottement pour une section donnée est obtenue en faisant la différence entre les efforts mesurés au-dessus et en-dessous de la section.

Chaque niveau de jauge est protégée par une coque (formée par deux demi-coques), ayant les mêmes caractéristiques que le corps du pieu, et ayant la même rugosité que le pieu. Cette rugosité est réalisée par filetage dont la profondeur est égale à 0,25 mm, ce qui garantit une rugosité normalisée  $R_n \sim 1,15$ . Chaque demi-coque est fixée au corps du pieu par deux vis qui retransmettent l'effort de frottement sur les coques au corps du pieu (Figure 2-29). Un jeu inférieur à 0,2 mm est laissé à la base de chaque coque pour laisser le corps d'épreuve se déformer pendant les essais.



**Figure 2-29 - Coques de protection des jauges**

Pour caractériser chaque corps d'épreuve, il faut déterminer les efforts qui seront transmis de la pointe vers la tête du pieu. A partir des essais pénétrométriques réalisés dans deux conteneurs ( $I_D \sim 48\%$  et  $I_D \sim 78\%$ ), et en utilisant les méthodes de dimensionnement du Fascicule 62 (1993) et de l'API (1993), on peut estimer l'effort théorique que va reprendre le pieu instrumenté. Les détails de ces calculs sont développés en annexe 7.

Des essais complémentaires avec un pieu non instrumenté ont été réalisés afin d'évaluer les efforts réels qui seront appliqués sur le pieu (Figure 2-30).

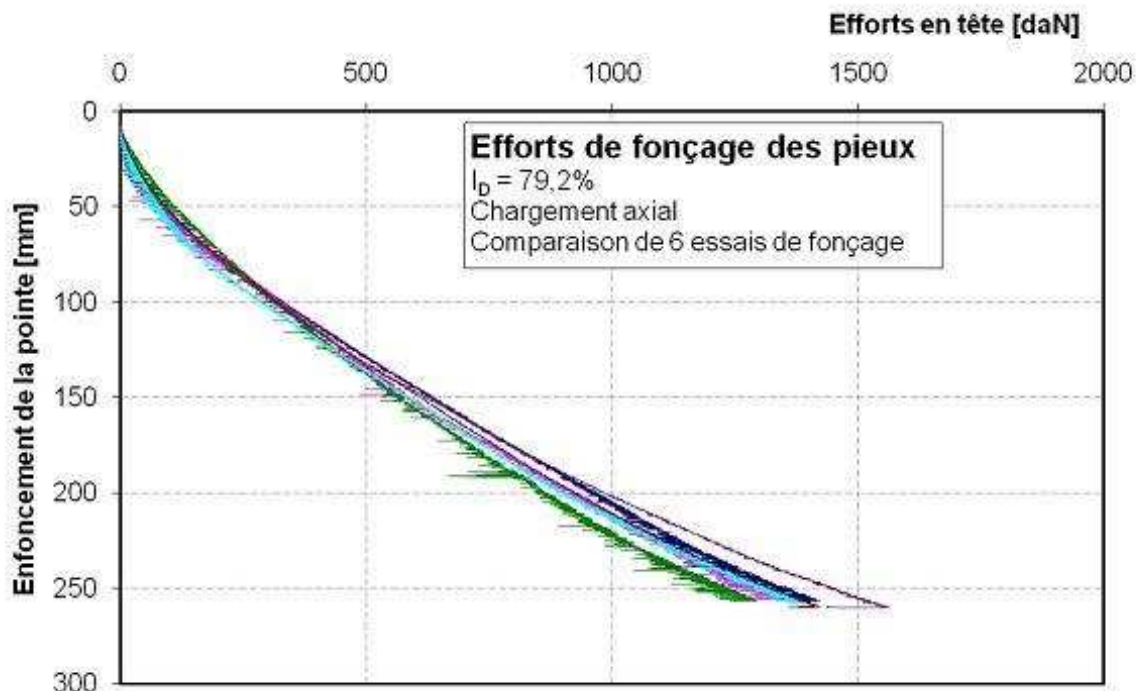


Figure 2-30 - Efforts dans le pieu pendant le fonçage (comparaison de 6 essais en données modèle)

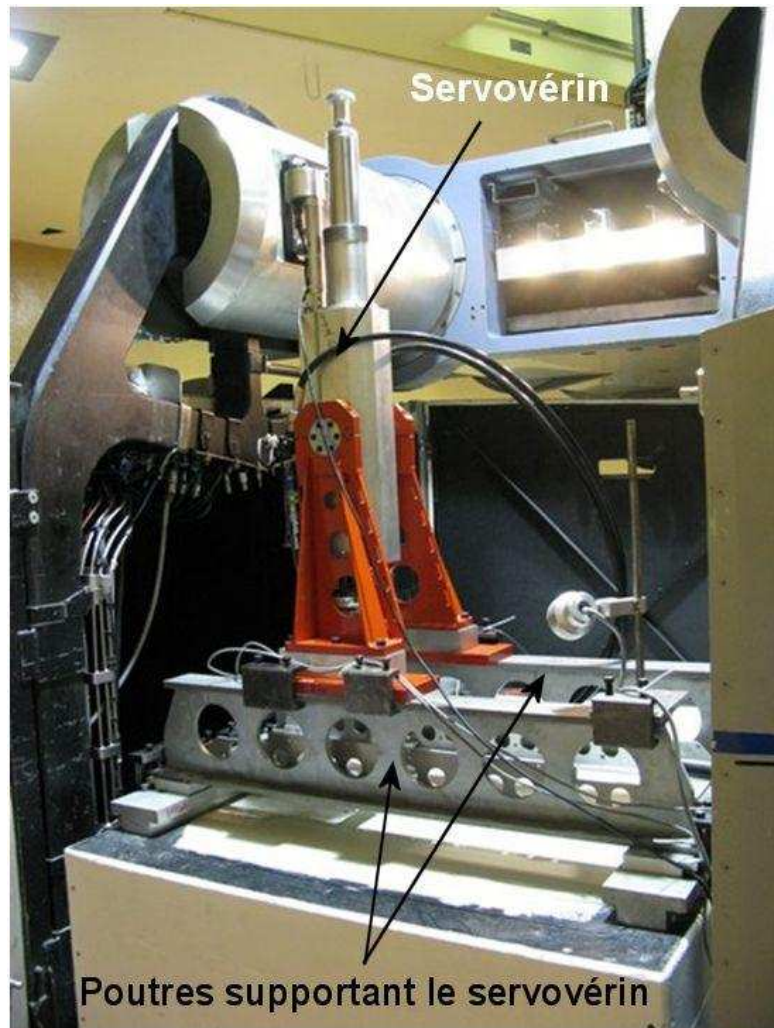
Ces essais de mise en place en vol par fonçage, dans un massif de sable ayant un indice de densité  $I_D = 79,2\%$  montrent que l'effort maximal que subira le pieu est de 1600 daN. Par souci de sécurité, le pieu et les jauges des corps d'épreuve ont été dimensionnés pour supporter des efforts jusqu'à 1800 daN (valeur modèle). Les caractéristiques des jauges ainsi que leur étalonnage sont explicités dans l'annexe 7.

En résumé, le pieu destiné aux essais sous chargement vertical en centrifugeuse dans un massif de sable de Fontainebleau NE34 dont l'épaisseur est de 360 mm:

- peut être mis en place en vol (à l'accélération de 40 g),
- a une pointe conique, un diamètre  $B = 20$  mm (permettant d'éviter tout effet d'échelle), une fiche maximale de 260 mm,
- permet d'enregistrer les efforts sur cinq niveaux, dont la pointe,
- a une rugosité normalisée  $R_n > 1$ .

## II.6 - Dispositif expérimental pour le chargement axial des pieux

Le dispositif expérimental utilisé est essentiellement articulé autour du servovérin SV2 ayant une course de 300 mm (Thorel *et al.*, 2008). C'est à l'aide de ce servovérin que se feront la mise en place par fonçage du pieu, ainsi que tous les autres types de chargement vertical (Figure 2-31).

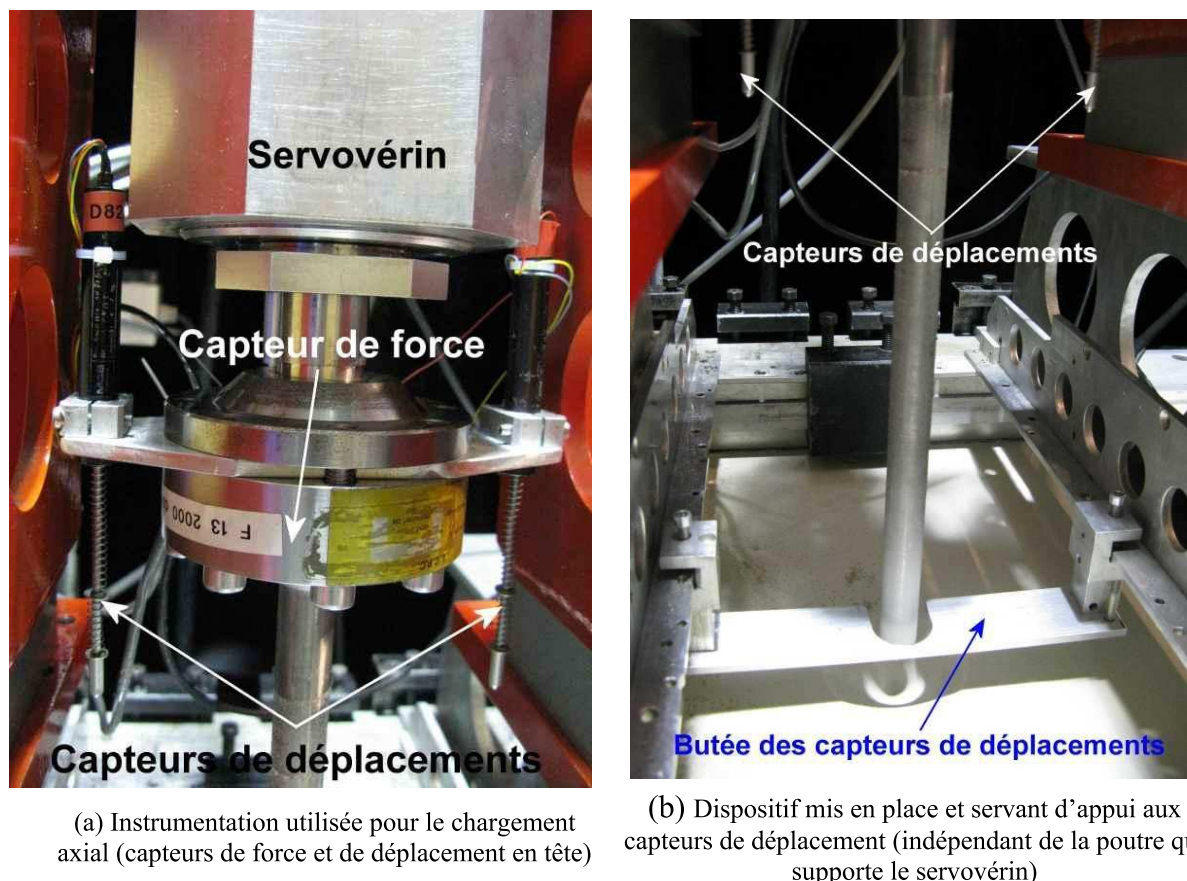


**Figure 2-31 - Servovérin avec une course de 300 mm mis en place pour un essai dans la centrifugeuse**

Le pieu est fixé au servovérin à l'aide d'un filetage. Entre le pieu et le servovérin se trouve le capteur de force F13, d'une capacité de 2000daN et à partir duquel sont effectuées les mesures des efforts en tête du pieu. Cette liaison entre la tête du pieu et le capteur de force, donc du système de chargement, n'est pas rotulée mais encastree.

Compte tenu du fait que la poutre supportant le servovérin peut fléchir, ou osciller lors d'un chargement cyclique du pieu, il a été décidé de mettre en place deux capteurs de déplacement en tête du pieu, solidaires du pieu et venant au contact d'une poutraison indépendante de celle supportant SV2. Ces deux capteurs de déplacements ont une course de 50 mm et sont ajustés de telle manière qu'ils mesurent uniquement les déplacements à partir de la fin du fonçage (Figure 2-32a).





**Figure 2-32 - Système de mesure des efforts et des déplacements en tête du pieu**

Les efforts mesurés par le capteur de force F13 sont directement transmis par le pieu. Ces efforts représentent donc la résistance du sol, soit au fonçage, soit au chargement appliqué par l'intermédiaire du servovérin. Cet effort mesuré représente donc la résistance par frottement et la résistance en pointe du pieu.

On remarque aussi sur la Figure 2-32a les deux capteurs de déplacements que l'on utilise pour mesurer les déplacements en tête du pieu. Ces deux capteurs de déplacement doublent la mesure.

Des ressorts sont mis en place (ayant une rigidité – donc résistance offerte négligeable par rapport aux efforts de fonçage et de chargement du pieu) sur les capteurs de déplacements afin de leur donner une précontrainte de déplacement vers le bas (Figure 2-32a). En effet, ces capteurs ne donneront des mesures que lorsqu'ils entreront en contact (appui) avec une plaque située en dessous d'eux (Figure 2-32b). Ces ressorts permettront alors de garder le contact avec cette plaque (entre le capteur de déplacement et la plaque), même lors d'un chargement cyclique. Cette plaque de contact (ou d'appui) des capteurs de déplacement est fixée sur une poutre, indépendante de la poutre supportant le servovérin. Cette précaution est nécessaire afin d'éviter les mesures parasites dues à la flexion de la poutre supportant le servovérin (Figure 2-32b).

### **II.6.1 - Programme expérimental**

Les différents tests réalisés ont montré que la procédure expérimentale adéquate était la suivante (après une préparation du massif comme dans le cas du chargement latéral) :

- 1 - Mise en place du pieu en vol par fonçage, à déplacements contrôlés ;

- 2 - A la profondeur souhaitée, on décharge le pieu en déplaçant progressivement le pieu vers le haut, essais à déplacements contrôlés avec des pas de 0,1 mm ;
- 3 - Une fois que la décharge est satisfaisante (efforts mesurés en tête suffisamment proches de zéro), on peut commencer l'essai (déplacement contrôlé ou force contrôlée).

Plusieurs essais ont été réalisés afin de valider ce pieu instrumenté. Quelques résultats typiques sont montrés ci-dessous et de plus amples détails sont expliqués dans l'annexe 8.

## II.6.2 - Résultats typiques obtenus

### II.6.2.1 - Mise en place en vol du pieu

Les 5 sections de jauges, T1 à T5, permettent de calculer le frottement le long du pieu lors de la mise en place en vol du pieu. Les différentes sections réagissent successivement l'une après l'autre, de la pointe vers la tête du pieu (Figure 2-33).

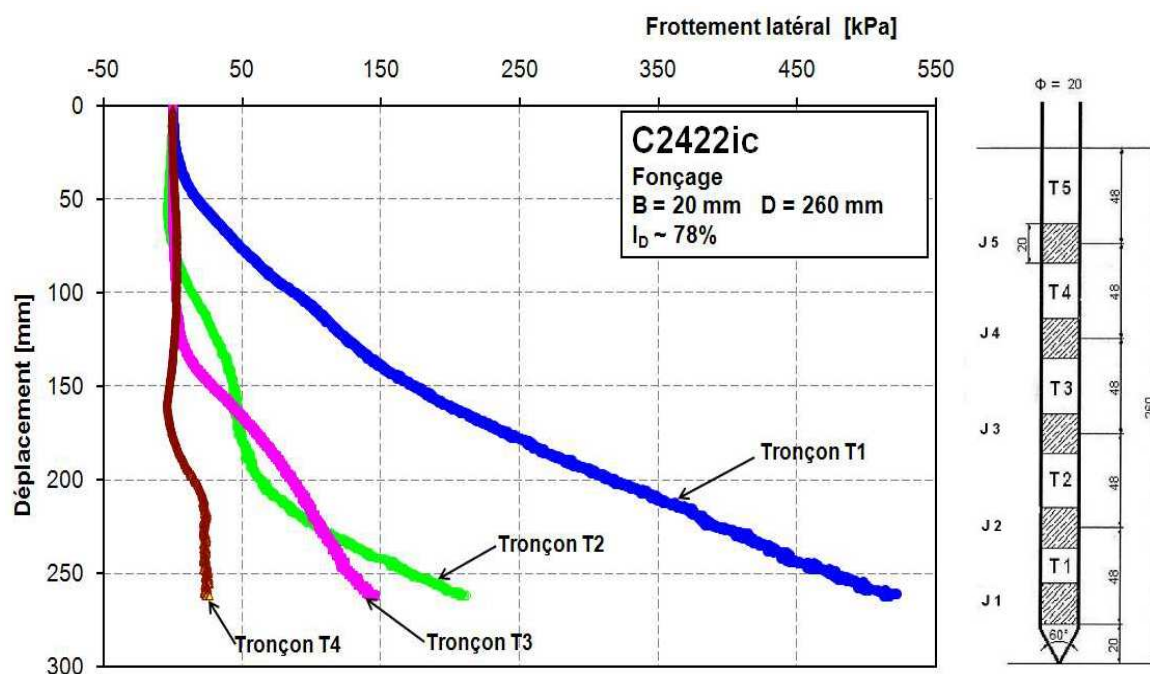


Figure 2-33 - Mobilisation du frottement latéral lors du fonçage

A la fin de la mise en place, c'est vers la pointe que le frottement latéral est le plus élevé.

### II.6.2.2 - Essais de chargement en force

Les premiers essais de validation du pieu instrumenté ont montré que chaque les valeurs mesurées à chaque sont bien conformes au signal sinusoïdal correspondant à la consigne donnée au système de chargement.

Pour les mesures de frottement latéral (T4, T3, T2 et T1) et de résistance en pointe du pieu, on montre sur la Figure 2-34 les résultats obtenus lors d'un même essai et au même instant. L'ensemble du pieu réagit bien au chargement cyclique qui lui est appliqué. En outre, l'effort de frottement latéral mobilisé lors du chargement cyclique semble augmenter avec la profondeur.

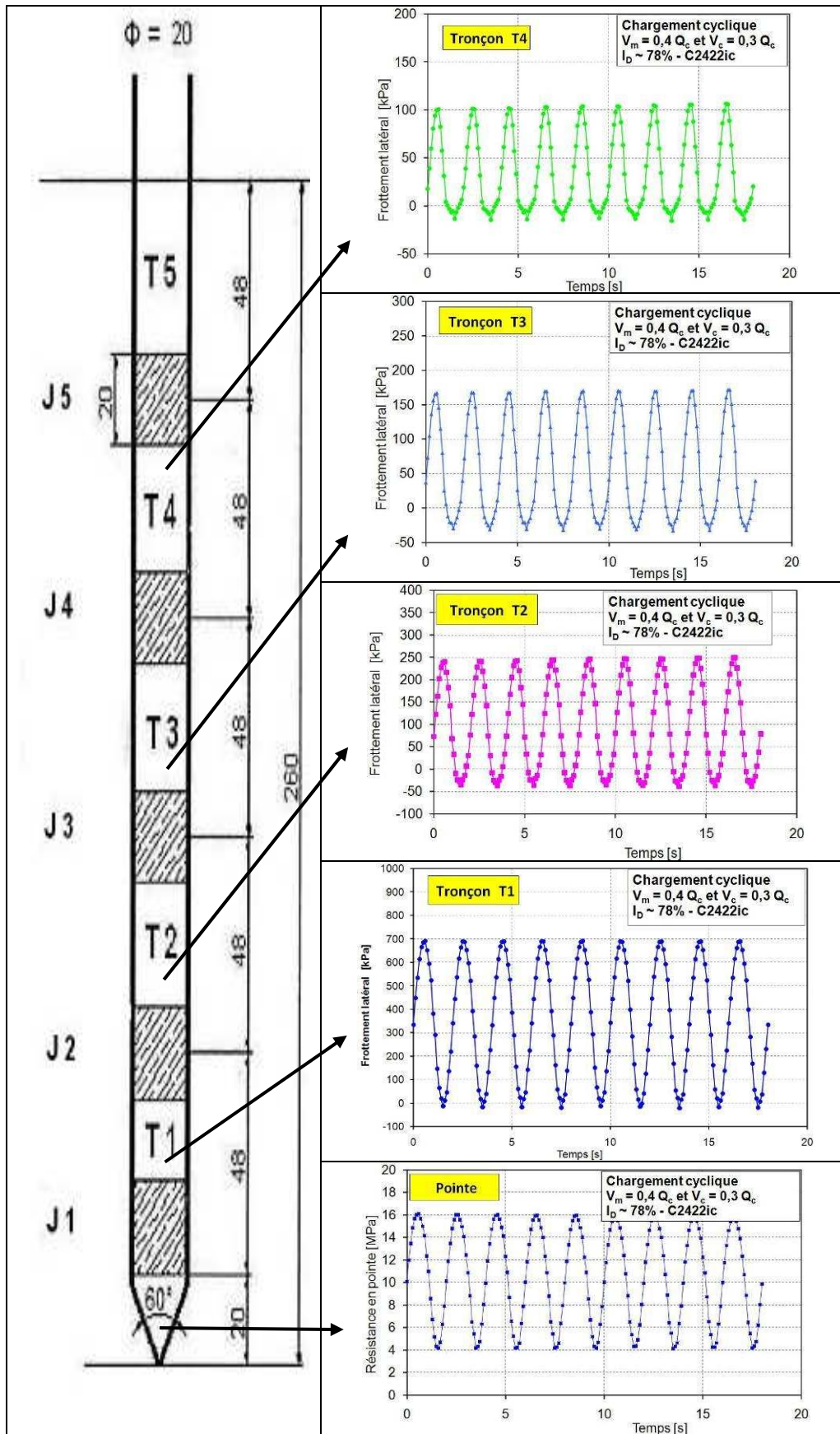


Figure 2-34 - Courbe des frottements et de l'effort en pointe pour différentes sections du pieu –  $Q_c$  représente la charge maximale en tête lors d'un essai de compression monotone du pieu



### II.6.3 - Difficultés rencontrées

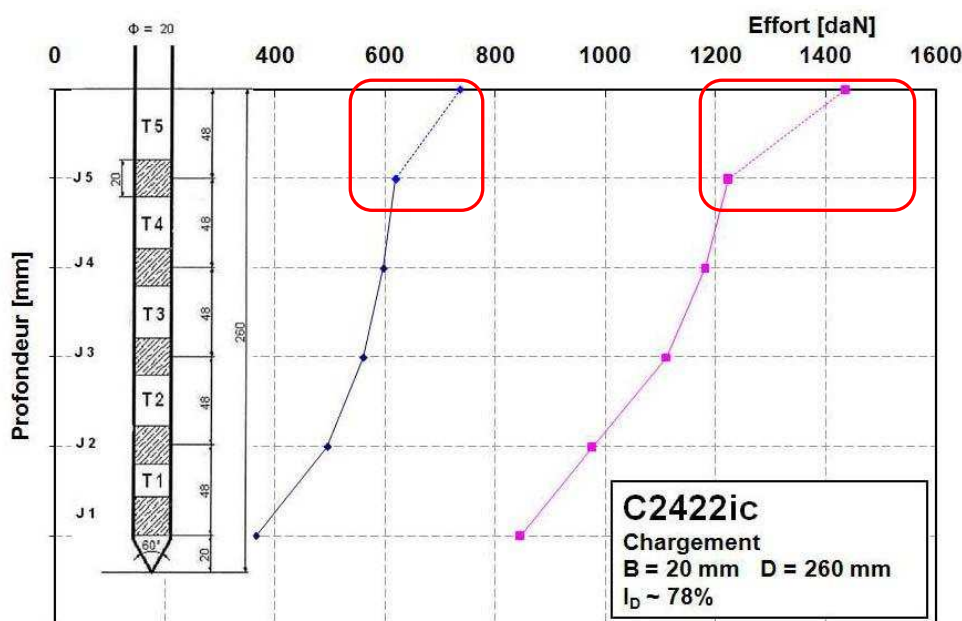
Les difficultés rencontrées lors des essais sont énumérées ci-dessous.

- Le phénomène de « stick and slip » : ce phénomène est surtout présent lors des essais de chargement car la vitesse d'enfoncement du pieu est très faible. En effet, lorsque la vitesse de fonçage est élevée, ce phénomène est presque inexistant, c'est le cas notamment lors du fonçage des pieux. Ce phénomène semble être plus important pour un massif de sable dont la densité est égale à 48% par rapport au massif de sable dont la densité est égale à 78%.

- Efforts résiduels dans le pieu à la fin du fonçage : à la fin de la mise en place du pieu, on souhaite ramener l'effort en tête à zéro. Par conséquent, nous déchargeons le pieu, en imposant un déplacement vers le haut par pas de 0,1 mm jusqu'à ce que l'effort mesuré en tête soit proche de 0. Cependant, il semblerait que lors des phases de fonçage et de chargement, un fléchissement de la poutre support du servovérin se soit produit (Figure 2-31); un fléchissement que nous n'avons pas été en mesure de déterminer mais qui explique certaines fluctuations de l'effort en tête de pieu à la fin du fonçage qui perturbe cette phase de déchargement. La valeur finale est proche de zéro mais on ne maîtrise pas vraiment le nombre de pas de 0,1 mm nécessaire à la décharge totale du pieu après fonçage, ce qui rend également difficile l'évaluation des contraintes résiduelles.

- De même, pour les essais cycliques, en raison de la déformation (fléchissement) des poutres d'appui du servovérin due aux efforts mis en jeu lors du chargement, des difficultés sont apparues pour les essais à déplacement contrôlé pour lesquels il était difficile d'appliquer l'amplitude de déplacement souhaitée. On pouvait seulement les mesurer à l'aide des capteurs de déplacement mis en place en tête des pieux.

- Moments résiduels en tête du pieu : en faisant la descente des charges depuis la pointe du pieu jusqu'à la section T5 du pieu, on remarque que l'effort de frottement mobilisé sur cette dernière section est très élevée comparée à celle mesurée sur les autres sections (Figure 2-35).

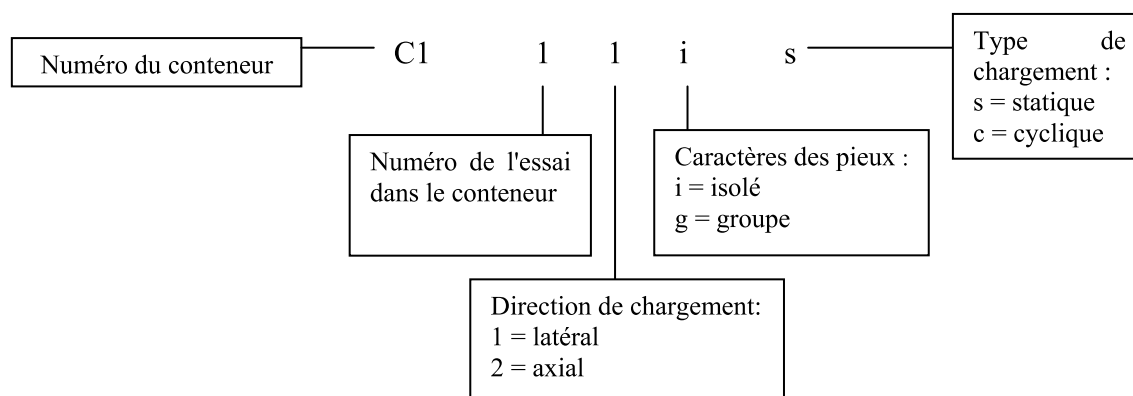


La Figure 2-35 présente la descente de charges réalisée pour deux valeurs de la charge en tête du pieu. Entre les sections T1 et T4, l'allure de la courbe est du même type que celle obtenue dans le cas d'un pieu réel instrumenté à l'aide de la technique basée sur l'extensomètre amovible. Le changement de la pente de la courbe pour la section T5 peut être attribué à un moment d'encastrement en tête du pieu (fixation rigide) qui induit un effort important dans le capteur de force en tête ce qui renseigne sur la nécessité d'une liaison au moyen d'une rotule en tête du pieu.

## II.7 - Programme expérimental

La centrifugeuse du LCPC permet d'embarquer des conteneurs rectangulaires de dimensions internes 0,8 m×1,2 m, autorisant l'implantation de plusieurs essais au sein de chaque conteneur.

Pour définir chaque essai, une nomenclature a été définie et décrite ci-après, par exemple pour un essai C111is :



Les essais réalisés sont regroupés en trois grandes catégories :

- les essais de chargement latéral d'un pieu isolé ;
- les essais de chargement latéral d'un groupe de pieux ;
- les essais de chargement axial d'un pieu.

### II.7.1 - Essais de chargement latéral d'un pieu isolé

Les essais de chargement latéral d'un pieu isolé sont répartis en plusieurs phases. Une première phase consistait à étudier le comportement d'un pieu isolé instrumenté sous chargement monotone jusqu'à 960 kN et à la rupture (Tableau 2-7). Ces essais ont été comparés aux essais réalisés précédemment en centrifugeuse pour une validation de la méthode et des essais de répétabilité ont été réalisés.

Tableau 2-7 - Liste des essais de chargement latéral d'un pieu isolé

Conteneur	I <sub>D</sub> [%]	Essai	H <sub>max</sub> [N]
C2	50,3	C211is	510
		C221is	600
C3	77,8	C311is	600
C4	48,0	C411is	600



C15	48,4	C1511is	600
		C1551is	Rupture
C17	47,1	C1721is	Rupture
C21	80,8	C2111is	Rupture

Puis, une deuxième phase consistait à réaliser les essais de chargement cyclique sur le pieu isolé. La fréquence de chargement, le nombre de cycles, la densité et le niveau de chargement cyclique sont les principaux paramètres étudiés. Les essais réalisés sont résumés dans le Tableau 2-8 :

Tableau 2-8 - Essais de chargement cyclique latéral d'un pieu isolé

Conteneur	$I_D$ [%]	Essai	$H_{maxcyc}$ [kN]	$H_m$ [kN]	N [cycles]
C1	46,9	C111ic	224	160	1000
		C121ic	624	400	1000
		C131ic	720 (0,3 $H_u$ )	416	1000
		C141ic	656	416	1000
		C151ic	704	480	14400
C2	50,3	C231ic	720 (0,3 $H_u$ )	480	1000
		C241ic	720 (0,3 $H_u$ )	480	25000
		C251ic	720 (0,3 $H_u$ )	480	1000
C3	77,8	C321ic	960 (0,3 $H_u$ )	640	25000
C4	48,0	C421ic	720 (0,3 $H_u$ )	480	1000
		C431ic	720 (0,3 $H_u$ )	480	14400
		C441ic	240	0	1000
		C451ic	240	0	1000
C11	80,00	C1111ic	640 (0,2 $H_u$ )	400	10000
		C1121ic	320 (0,1 $H_u$ )	200	10000
		C1131ic	720 (0,23 $H_u$ )	480	25000
C12	48,8	C1211ic	480 (0,2 $H_u$ )	320	10000

		C1221ic	240 (0,1 H <sub>u</sub> )	160	10000
		C1231ic	720 (0,3 H <sub>u</sub> )	480	75000
C16	80,5	C1611ic	960 (0,3 H <sub>u</sub> )	640	10000
		C1631ic	320 – 640 – 960 (0,1 H <sub>u</sub> - 0,2 H <sub>u</sub> - 0,3 H <sub>u</sub> )	200 – 400 – 640	5000 x 3
C21	80,8	C2121ic	640 (0,2 H <sub>u</sub> )	320	5000
		C2131ic	320 – 640 – 960 (0,1 H <sub>u</sub> - 0,2 H <sub>u</sub> - 0,3 H <sub>u</sub> )	160 – 320 – 480	5000 x 3
C22	52,8	C2211ic	240 – 480 – 720 (0,1 H <sub>u</sub> - 0,2 H <sub>u</sub> - 0,3 H <sub>u</sub> )	120 – 240 – 360	5000 x 3

### II.7.2 - Essais de chargement latéral d'un groupe de pieux

Des essais de chargement monotone à la rupture ont d'abord été réalisés sur un groupe de 2x2 pieux. Ces essais ont permis d'étudier l'influence de l'entraxe des pieux du groupe sur la capacité portante du groupe par rapport au pieu isolé (Tableau 2-9). Une étude sur l'influence de la vitesse de chargement a aussi été réalisée.

**Tableau 2-9 - Liste des essais de chargement monotone d'un groupe de pieux**

Conteneur	I <sub>D</sub> [%]	Essais	entraxe [B]
C13	48,3	C1331gs	3B
		C1341gs	3B
		C1351gs	3B
		C1361gs	3B
C14	77,4	C1411gs	3B
		C1421gs	3B
		C1431gs	3B
C15	48,4	C1521gs	5B
		C1541gs	8B
C16	80,5	C1621gs	5B
		C1651gs	8B
C17	47,1	C1711gs	3B
		C1731gs	8B
		C1741gs	3B

C'est à partir des résultats des essais de chargement monotone du groupe que les niveaux de chargement pour les essais cycliques sur un groupe de 2x2 pieux ont été déterminés. Les essais réalisés sont détaillés dans le Tableau 2-10 :

**Tableau 2-10 - Programme de chargement cyclique d'un groupe de pieux**

Conteneur	$I_D$ [%]	Essais	entraxe [B]	$H_{maxcyc}$ [kN]	$H_m$ [kN]	N
C15	48,4	C1531gc	3B	2560 (0,33 $H_u$ )	1680 (0,22 $H_u$ )	5000
C16	80,5	C1641gc	3B	3040 (0,30 $H_u$ )	2000 (0,20 $H_u$ )	5000
C19	47,1	C1911gc	3B	1680 (0,22 $H_u$ )	1120 (0,15 $H_u$ )	10000
		C1921gc	8B	2880 (0,29 $H_u$ )	1920 (0,20 $H_u$ )	10000
		C1931gc	5B	2560 (0,30 $H_u$ )	1680 (0,20 $H_u$ )	7500
		C1941gc	3B	960 (0,12 $H_u$ )	640 (0,08 $H_u$ )	7500
C20	77,2	C2011gc	3B	2080 (0,21 $H_u$ )	1280 (0,13 $H_u$ )	4000
		C2021gc	5B	3200 (0,29 $H_u$ )	2080 (0,19 $H_u$ )	10000
C21	80,8	C2141gc-1	3B	1040 (0,10 $H_u$ )	680 (0,07 $H_u$ )	5000
		C2141gc-2	3B	2048 (0,20 $H_u$ )	1024 (0,10 $H_u$ )	5000
C22	52,8	C2221gc	3B	1536 (0,20 $H_u$ )	768 (0,10 $H_u$ )	5000
		C2231gc	5B	1680 (0,20 $H_u$ )	840 (0,10 $H_u$ )	5000

### II.7.3 - Essais de chargement axial sur un pieu isolé<sup>1</sup> :

Différents types d'essais de chargement axial de pieux ont été réalisés en centrifugeuse afin de déterminer les caractéristiques du pieu axial instrumenté. Des études sur l'effet d'échelle ont été réalisées (Tableau 2-11) dont les résultats ont été décrits précédemment (§ II.5.1 - ).

<sup>1</sup> Les principaux résultats des essais de chargement axial d'un pieu (traction et compression) sont montrés dans l'annexe 8. L'analyse des résultats est aussi présentée dans cette annexe.

Tableau 2-11 - Liste des essais réalisés pour l'étude de l'effet d'échelle

Conteneur	Densité [%]	Essai	Pieu	B [mm]	D [mm]	B/d <sub>50</sub>	Accélération [g]
C5	47,4	C512is	M2	48	200	240	15
		C522is	M3	36	150	180	20
		C532is	M4	24	100	120	30
C6	47,2	C612is	M3	36	150	180	20
		C622is	M4	24	100	120	30
		C632is	M5	18	75	90	40
		C642is	M6	14,4	60	72	50
C7	47,3	C712is	M2	48	200	240	15
		C722is	M4	24	100	120	30
		C732is	M5	18	75	90	40
		C742is	M6	14,4	60	72	50
C8	47,3	C812is	M2	48	200	240	15
		C822is	M3	36	150	180	20
		C832is	M4	24	100	120	30
C9	47,6	C912is	MT1	30	300	150	30
		C922is	MT2	27	270	135	33,33
		C932is	MT3	24	240	120	37,5
		C942is	MT4	22	220	110	49,91
		C952is	MT5	20	200	100	45
		C962is	MT6	18	180	80	50
C10	46,5	C1012is	MT3	24	240	120	37,5
		C1022is	MT4	22	220	110	40,91
		C1032is	MT5	20	200	100	45

Ces essais ont permis de déterminer les caractéristiques géométriques du pieu et de réaliser des essais de chargement axial d'un pieu (monotone et cyclique). Ces essais sont décrits dans le Tableau 2-12 :

**Tableau 2-12 - Liste des essais de chargement axial réalisé**

Conteneur	Densité [%]	Essai	Type de surface du pieu	Type d'essai
C18	79,2	C1812is	Rainuré	Statique
		C1822is	Moleté	Statique
		C1832is	Moleté	Statique
		C1842is	Rainuré	Statique
		C1852is	Rainuré	Statique
		C1862is	Moleté	Statique
C23	52,6	C2312is	Rainuré	Statique
		C2322ic	Rainuré	Cyclique
		C2333ic	Rainuré	Cyclique
		C2342ic	Rainuré	Cyclique
		C2352ic	Rainuré	Cyclique
		C2362ic	Rainuré	Statique
C24	77,2	C2412ic	Rainuré	Cyclique
		C2422ic	Rainuré	Cyclique
		C2432ic	Rainuré	Cyclique
		C2442ic	Rainuré	Cyclique
		C2452ic	Rainuré	Cyclique

## **II.8 - Conclusion :**

Il est nécessaire de suivre les règles de similitude pour que le modèle réduit d'un ouvrage géotechnique soit analogue au prototype en vraie grandeur. La centrifugeuse est un des dispositifs expérimentaux qui permet de respecter ces règles en faisant subir au modèle une accélération centrifuge contrôlée, inverse de l'échelle de réduction : pour un modèle au  $1/40^{\text{ème}}$ , on applique  $40\times g$  (valeur qui a été choisie). La conception du dispositif expérimental doit prendre en compte les efforts à ce niveau d'accélération.

Les pieux, soumis à un chargement horizontal, sont mis en place par battage à  $1\times g$  dans le massif de sable de Fontainebleau NE34. Le chargement est appliqué à l'aide d'un servovérin. Des jauges de déformation collées sur les pieux permettent, après étalonnage, d'observer l'évolution du profil des moments dans les pieux. Les déplacements en tête du pieu sont suivis à l'aide de capteurs de contact potentiométriques. Le dispositif de chargement a été conçu de sorte à ne pas engendrer de moments en tête lors des essais.

Pour les groupes de  $2 \times 2$  pieux, la mise en place est aussi réalisée par battage à  $1g$  mais avec un dispositif de guidage pour respecter les entraxes que l'on veut étudier. Pour la liaison du groupe de pieux, des entretoises ont été développées ; elles permettent d'appliquer un chargement en tête sans générer de moments d'encastres.

Dans le cas d'un pieu isolé chargé axialement dans du sable de Fontainebleau, le « modeling of models » a montré que si le diamètre du pieu est supérieur ou égal à 20 mm, les effets d'échelle sont évités. D'un diamètre de 20 mm et d'une fiche de 260 mm compte tenu de la profondeur du conteneur, le pieu est instrumenté par cinq niveaux de jauges pour déterminer le frottement moyen dans une section et les contraintes en pointe du pieu.



## Chapitre 3

# COMPORTEMENT D'UN PIEU ISOLÉ SOUS SOLLICITATION LATÉRALE

L'étude d'un pieu isolé sous sollicitation latérale monotone et cyclique a été réalisée sur modèle réduit centrifugé dans la continuité des travaux de Rosquoët (2004). Les essais de chargement latéral monotone servent de référence pour l'étude du chargement cyclique d'un pieu isolé et aussi pour le chargement d'un groupe de pieux. La mise au point des différents dispositifs (capteurs de force, de déplacements, servovérin...) a été réalisée durant cette étape, ainsi que la vérification de la répétabilité.

Une étude sur la fréquence de chargement a permis d'assimiler le chargement à un chargement quasi-statique, les effets inertiels étant négligés aux basses fréquences. De plus, l'étude se rapporte à un nombre de cycles atteignant quelques dizaines de milliers.

Le programme expérimental choisi est présenté, ainsi que les résultats typiques des essais monotones et cycliques. Puis, une analyse paramétrique du comportement des pieux sous sollicitation cyclique est réalisée : effet du nombre de cycles, de la densité, et de la charge maximale cyclique. On comparera aussi les résultats<sup>2</sup> avec ceux retrouvés dans la littérature.

### **III.1 - Programme expérimental**

L'objectif principal de ce chapitre est de comprendre le comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement horizontal monotone et cyclique. Pour les phases de chargement cyclique, seuls des essais à force contrôlée ont été réalisés pour reproduire des séquences de chargement d'un ouvrage type. Quant aux phases de chargement monotone jusqu'à la rupture, des essais à déplacement contrôlé ont été réalisés. Pour y arriver, différentes étapes doivent être définies :

---

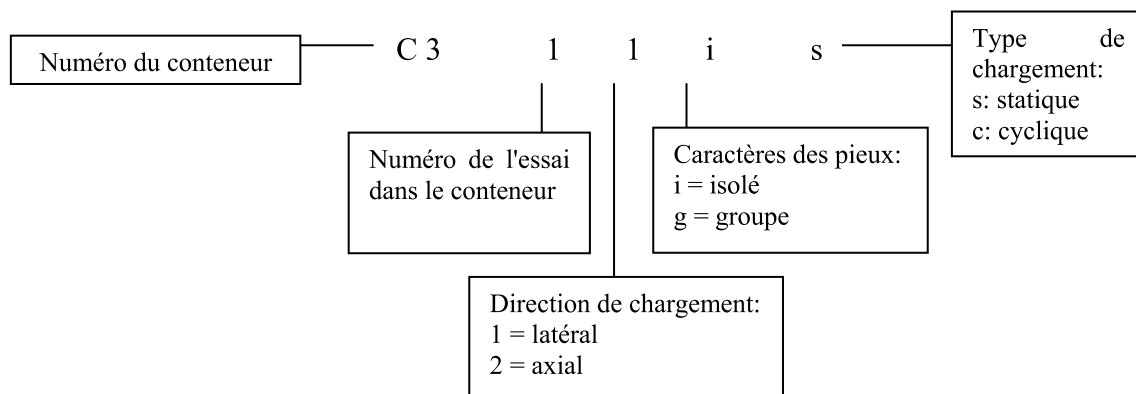
<sup>2</sup> Sauf indication contraire, toutes les courbes sont en données prototype, suivant les règles de similitude (Garnier *et al.*, 2007)



- nomenclature des essais ;
- définition des chargements ultimes et des différents niveaux de chargements appliqués ;
- détermination de la fréquence de chargement optimale ;
- détermination des courbes p-y.

### III.1.1 - Nomenclature des essais

La nomenclature des essais est définie en fonction du numéro du conteneur dans lequel il est réalisé, du numéro d'essai dans ce conteneur, et des caractéristiques du chargement. Tous les essais référencés dans cette thèse sont donc désignés à l'aide de la définition suivante :



Cette nomenclature est reprise pour tous les essais, groupe, axial isolé, ... L'essai C311is correspond donc au premier essai du conteneur 3 qui est un chargement latéral monotone d'un pieu isolé. Les détails du chargement appliqué et les différentes notations utilisées pour un essai sont décrites sur la Figure 3-1 ci-après :

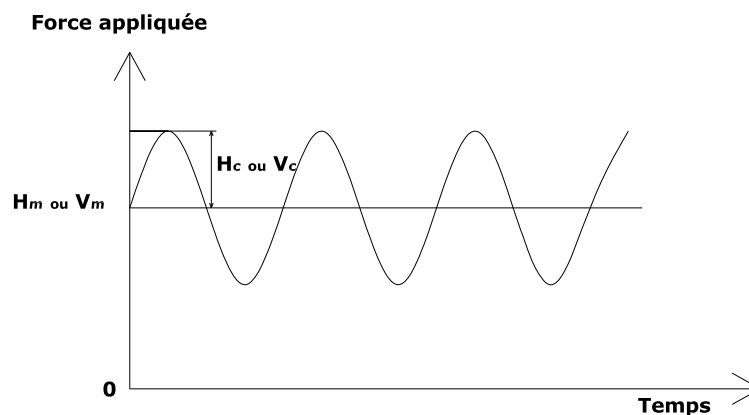


Figure 3-1 - Notations pour les chargements appliqués (cas de l'essai non alterné)

H désigne la charge horizontale et V la charge verticale. La charge moyenne est désignée à l'aide de l'indice m, ainsi  $H_m$  ( $V_m$ ) désigne la charge moyenne horizontale (verticale) lors d'un chargement cyclique.  $H_c$  ( $V_c$ ) désigne la demi-amplitude du chargement horizontal (vertical) cyclique.  $H_{maxcyc}$  désigne la charge maximale cyclique et est égale à  $H_m + H_c$ . Ces différentes notations sont utilisées pour définir le détail de chaque essai prévu.  $H_{max}$  désigne dans le cas d'un chargement statique la charge maximale atteinte.

Deux indices de densité ont été choisis (XP-P-94-011, 1999): moyennement dense (~ 48%) et dense (~78%).

### III.1.2 - Programmes de chargement monotone

Les essais de chargement monotone d’un pieu isolé sont répartis en deux catégories : les essais de chargement monotone à la rupture et les essais de chargement monotone simple jusqu’à une charge égale à 960 kN. Les essais à la rupture sont réalisés avec des pieux rigides non instrumentés ayant les mêmes caractéristiques géométriques que le pieu instrumenté. La répétabilité a été vérifiée pour la densité moyennement dense. Les essais réalisés avec ce type de pieu sont résumés dans le Tableau 3-1. On suppose que la rupture lors du chargement latéral se produit essentiellement pour le sol et non pour le pieu, c’est pourquoi, on néglige la différence de rigidité entre les pieux instrumentés et non instrumentés.

**Tableau 3-1 - Liste des essais de chargement à la rupture (Déplacement contrôlé)**

Conteneur	$I_D$ [%]	Essai
C15	48,4	C1551is
C17	47,1	C1721is
C21	80,8	C2111is

Dans ces essais, le chargement est réalisé à déplacement contrôlé avec une vitesse de chargement constante. Les essais de chargement monotone sont réalisés avec un asservissement en force et les pieux utilisés sont des pieux instrumentés ; le chargement appliqué est limité à 600 N (valeur modèle). Le chargement est réalisé suivant la norme NFP 94-151 (AFNOR, 1993) qui définit la méthode d’exécution d’un essai de chargement latéral statique d’un pieu. La procédure de chargement monotone, est donc faite par palier croissant dont la durée est constante. Les différents essais réalisés sont décrits dans le Tableau 3-2.

**Tableau 3-2 - Liste des essais de chargement monotone avec le pieu instrumenté (Force contrôlée)**

Conteneur	$I_D$ [%]	Essai	$H_{max}$ modèle [N]
C2	50,3	C211is	510
		C221is	600
C3	77,8	C311is	600
C4	48,0	C411is	600
C15	48,4	C1511is	600

### III.1.3 - Programmes de chargement cyclique

Dans le cas du chargement cyclique, des essais de répétabilité ont été effectués pour certaines séquences. Puis, ont été étudiées les influences des paramètres tels que l’indice de densité ( $I_D$  de 48 % et 78 %), le niveau de chargement, le nombre de cycles, le chargement avec la charge minimale proche de 0 kN, la différence entre la séquence seule / succession de séquence. Mais il a fallu d’abord vérifier la répétabilité des essais avant d’étudier l’influence des différents paramètres tels l’indice de densité, le nombre de cycles, ... . Ces essais sont résumés dans le Tableau 3-3.

Tableau 3-3 - Liste des essais de chargement latéral cyclique d'un pieu

Conteneur	$I_D$ [%]	Essai	$H_{maxcyc}$ prototype [kN]	$H_m$ prototype [kN]	$H_c$ prototype [kN]	N [cycles]	$F_{ch}$ modèle [Hz]	$H_c/H_m$ [-]
C1	46,9	C111ic	224 (0,09 $H_u$ )	160 (0,06 $H_u$ )	64 (0,03 $H_u$ )	1000	5	0,4
		C121ic	624 (0,25 $H_u$ )	400 (0,16 $H_u$ )	224 (0,09 $H_u$ )	1000	5	0,56
		C131ic	720 (0,29 $H_u$ )	416 (0,17 $H_u$ )	304 (0,12 $H_u$ )	1000	3	0,73
		C141ic <sup>3</sup>	656 (0,26 $H_u$ )	416 (0,17 $H_u$ )	240 (0,09 $H_u$ )	1000	1	0,58
		C151ic <sup>3</sup>	704 (0,28 $H_u$ )	480 (0,19 $H_u$ )	224 (0,09 $H_u$ )	14400	1	0,47
C2	50,3	C231ic	720 (0,29 $H_u$ )	480 (0,19 $H_u$ )	240 (0,09 $H_u$ )	1000	0,5	0,5
		C241ic	720 (0,29 $H_u$ )	480 (0,19 $H_u$ )	240 (0,09 $H_u$ )	25000	1	0,5
		C251ic	720 (0,29 $H_u$ )	480 (0,19 $H_u$ )	240 (0,09 $H_u$ )	1000	1	0,5
C3	77,8	C321ic	960 (0,29 $H_u$ )	640 (0,19 $H_u$ )	320 (0,10 $H_u$ )	25000	1	0,5
C4	48,0	C421ic	720 (0,29 $H_u$ )	480 (0,19 $H_u$ )	240 (0,09 $H_u$ )	1000	0,1	0,5
		C431ic	720 (0,29 $H_u$ )	480 (0,19 $H_u$ )	240 (0,09 $H_u$ )	14400	2	0,5
		C441ic <sup>4</sup>	240 (0,09 $H_u$ )	0	240 (0,09 $H_u$ )	1000	1	$\infty$
		C451ic <sup>3</sup>	240 (0,09 $H_u$ )	0	240 (0,09 $H_u$ )	1000	1	$\infty$
C11	80,0	C1111ic	640 (0,19 $H_u$ )	400 (0,12 $H_u$ )	240 (0,07 $H_u$ )	10000	1	0,6
		C1121ic	320 (0,10 $H_u$ )	200 (0,06 $H_u$ )	120 (0,04 $H_u$ )	10000	1	0,6
		C1131ic	720 (0,22 $H_u$ )	480 (0,15 $H_u$ )	240 (0,07 $H_u$ )	25000	1	0,5
C12	48,8	C1211ic	480 (0,19 $H_u$ )	320 (0,13 $H_u$ )	160 (0,06 $H_u$ )	10000	1	0,5
		C1221ic	240 (0,09 $H_u$ )	160 (0,06 $H_u$ )	80 (0,03 $H_u$ )	10000	1	0,5
		C1231ic	720 (0,29 $H_u$ )	480 (0,19 $H_u$ )	240 (0,09 $H_u$ )	75000	1	0,5
C16	80,5	C1611ic <sup>5</sup>	960 (0,29 $H_u$ )	640 (0,19 $H_u$ )	320 (0,10 $H_u$ )	10000	1	0,5

<sup>3</sup> Ces essais ont été réalisés afin de mettre au point le dispositif de chargement, c'est pourquoi les résultats de ces essais ne figurent pas dans ce mémoire

<sup>4</sup> Des essais de chargement alternés ont été prévus, des mises au point ont été réalisées à partir de ces essais, les résultats sont similaires à ceux trouvés par Rosquoët (2004). C'est pourquoi on s'est focalisé sur le cas du chargement non alterné.

<sup>5</sup> Lors de la mise en place, des problèmes ont été rencontrés, et les résultats semblent trop différents de ceux réalisés précédemment, on n'en a pas tenu compte dans ce mémoire.

		C1631ic	320 – 640 – 960 (0,1-0,19- 0,29 $H_u$ )	200 – 400 – 640 (0,06-0,12- 0,19 $H_u$ )	120 – 240 – 320 (0,04-0,07- 0,10 $H_u$ )	5000 x 3	1	0,6
C21	80,8	C2121ic	640 (0,19 $H_u$ )	320 (0,10 $H_u$ )	320 (0,10 $H_u$ )	5000	1	1
		C2131ic	320 – 640 – 960 (0,1-0,19- 0,29 $H_u$ )	160 – 320 – 480 (0,05-0,10- 0,15 $H_u$ )	160 – 320 – 480 (0,05-0,10- 0,15 $H_u$ )	5000 x 3	1	1
C22	52,8	C2211ic	240 – 480 – 720 (0,09-0,19- 0,29 $H_u$ )	120 – 240 – 360 (0,05-0,10- 0,145 $H_u$ )	120 – 240 – 360 (0,05-0,10- 0,145 $H_u$ )	5000 x 3	1	1

$H_{maxcyc}$  désigne le chargement cyclique maximal et est égal à la somme  $H_m + H_c$  ;  
 $H_m$  représente le chargement horizontal moyen ;  
 $H_c$  la demi-amplitude du chargement cyclique ;  
 $N$  le nombre de cycles ;  
 $F_{ch}$  la fréquence de chargement cyclique.

Les résultats de ces essais permettront de mieux comprendre le comportement d'un pieu isolé sous chargement horizontal cyclique. Ces essais nous serviront aussi d'essais de référence pour l'étude des essais de chargement cyclique du pieu isolé et l'étude du comportement du groupe de pieux.

### III.2 - Pieu isolé sous chargement monotone

Les essais de chargement monotone d'un pieu instrumenté permettent d'obtenir les réponses du système sol-pieu en vue d'une étude de répétabilité des essais. Ils permettent de recalibrer certains de nos résultats avec ceux de Rosquoët (2004) pour un sable de Fontainebleau similaire.

Un exemple de la mesure des efforts en tête du pieu pendant le chargement est montré sur la Figure 3-2. Chaque palier de chargement dure 45 secondes et la durée de l'augmentation de l'effort entre deux paliers successifs est égale à 15 secondes. Les courbes typiques obtenues pendant le chargement sont décrites ci-après.

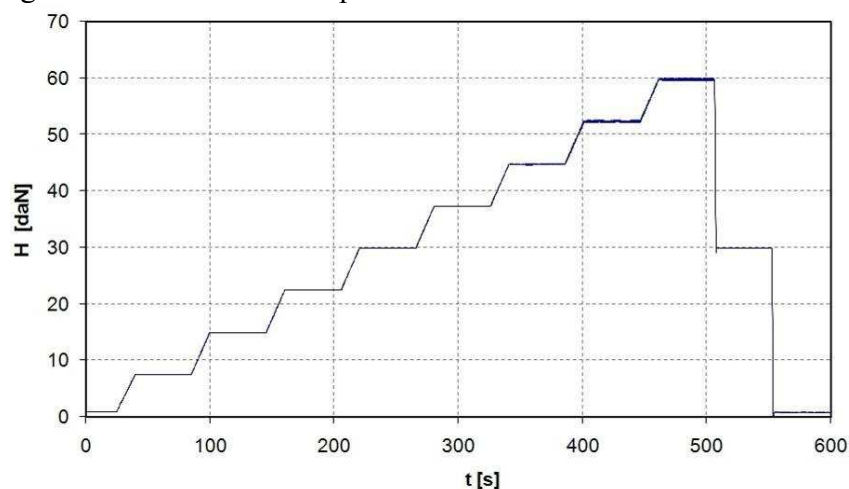


Figure 3-2 - Mesure des efforts (valeurs modèles) en tête pendant le chargement monotone suivant la norme NFP 94-151 (AFNOR, 1993)

### III.2.1 - Courbes typiques obtenues

Les courbes typiques regroupent les résultats obtenus lors de l'essai sans aucune opération de post-traitement. Toutefois, ces résultats tiennent compte des coefficients des jauges et des capteurs obtenus lors de l'étalonnage.

#### III.2.1.1 - Courbes représentant les efforts en fonction du déplacement

Les deux capteurs de déplacements (D37 et D76) placés en tête du pieu (cf. Chapitre 2) permettent de déterminer le déplacement, noté  $d_{pc}$ , en tête du pieu. On suppose que la partie hors sol du pieu ne se déforme pas pendant le chargement, ce qui permet de déterminer la rotation en tête du pieu, donc le déplacement  $d_{pc}$ , à l'aide des deux capteurs (3-1) :

$$d_{pc} = D76 + \frac{2}{4,5}(D37 - D76) \quad (3-1)$$

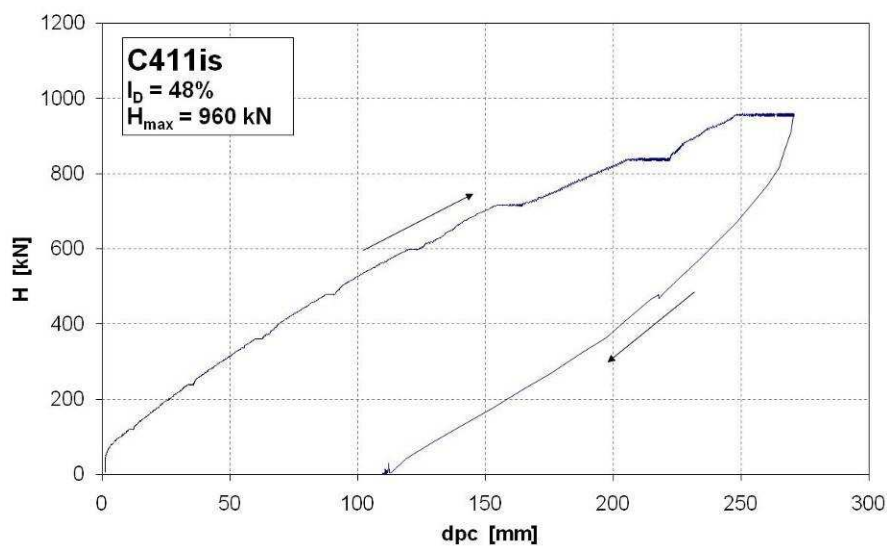


Figure 3-3 - Evolution des efforts mesurés en tête du pieu en fonction du déplacement

La courbe représentant les efforts en tête en fonction du déplacement représentée sur la Figure 3-3 permet aussi d'apprécier la rigidité de la réponse d'un système sol-pieu par rapport à un autre système. Quand le chargement appliqué en tête augmente, les déplacements mesurés en tête augmentent aussi. Lorsque ce chargement appliqué est inférieur à 600 kN, la réponse force-déplacement du système est presque linéaire. Au-delà, on a une courbure et on peut dire que le comportement est non linéaire.

Le chemin lors de la décharge n'est pas le même que lors de la phase de chargement. Il y a donc dissipation d'énergie et on remarque aussi à la fin de la décharge un déplacement résiduel en tête égal à environ 115 mm. Ceci veut dire, que lors du chargement, on génère des déformations permanentes.

#### III.2.1.2 - Evolution des moments avec le chargement

A l'aide des différentes jauges de déformation collées sur le pieu, on peut tracer les courbes de moments en fonction du chargement. La Figure 3-4 illustre l'évolution des moments dans le pieu avec le chargement appliqué en tête.

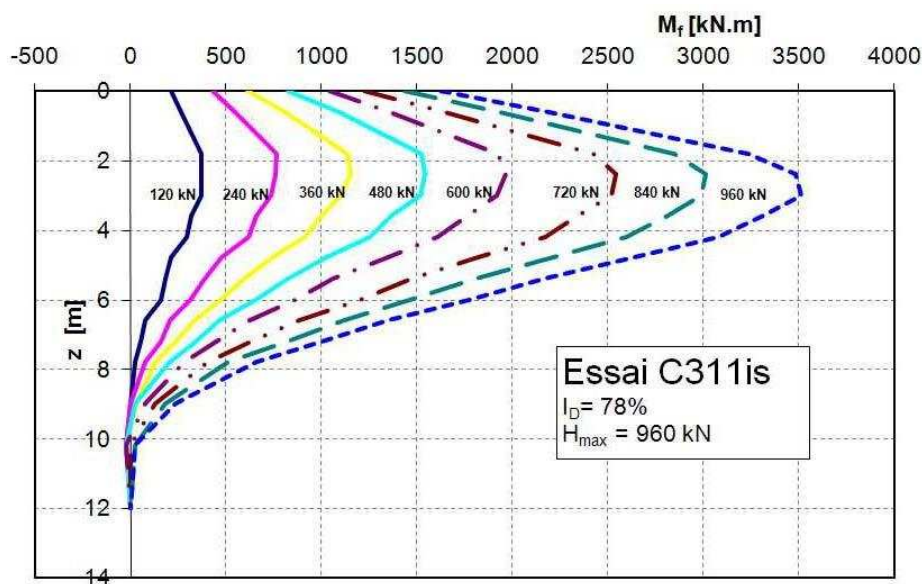


Figure 3-4 - Evolution des moments dans le pieu en fonction du chargement monotone

Lorsque la charge appliquée en tête du pieu augmente de 120 à 960 kN, les moments dans le pieu augmentent aussi. Le moment maximum dans le pieu est 10 fois plus important à 960 kN qu'à 120 kN lorsque l'indice de densité est égal à 0,78. Pour les profondeurs comprises entre 0 et 2 m, l'évolution des moments avec la profondeur est quasiment linéaire ( $M_f \sim F \cdot d$ ,  $d$  étant la distance entre le point de chargement et le niveau de la jauge étudiée), ce qui signifie que la résistance du système sol-pieu jusqu'à cette profondeur n'est pas suffisamment importante pour reprendre la charge totale appliquée en tête.

La profondeur où se situe le moment maximum augmente légèrement avec l'augmentation du chargement, de 120 à 960 kN.

### III.2.2 - Répétabilité des essais

Des essais dont les caractéristiques sont identiques ont été réalisés afin de vérifier la répétabilité des essais. De même, les résultats de nos essais ont été comparés avec ceux de Rosquoët (2004) dont les caractéristiques des essais étaient proches des nôtres (Tableau 3-4).

Tableau 3-4 - Comparatif des caractéristiques des essais de Rosquoët (2004) et nos essais

Paramètres	Essais Rakotonindriana (2009)	Essais Rosquoët (2004)
$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	15,1	15,5
$E_p I_p$ [MN.m <sup>2</sup> ]	476	476
D [m]	12	12

Certaines courbes typiques des moments à différents niveaux de chargement pour cette étude de répétabilité ont été comparées. Les pieux modèles étaient identiques, ainsi que le point d'application de la force et le matériau constituant le massif. Seules les densités des massifs différaient légèrement (< 5%).

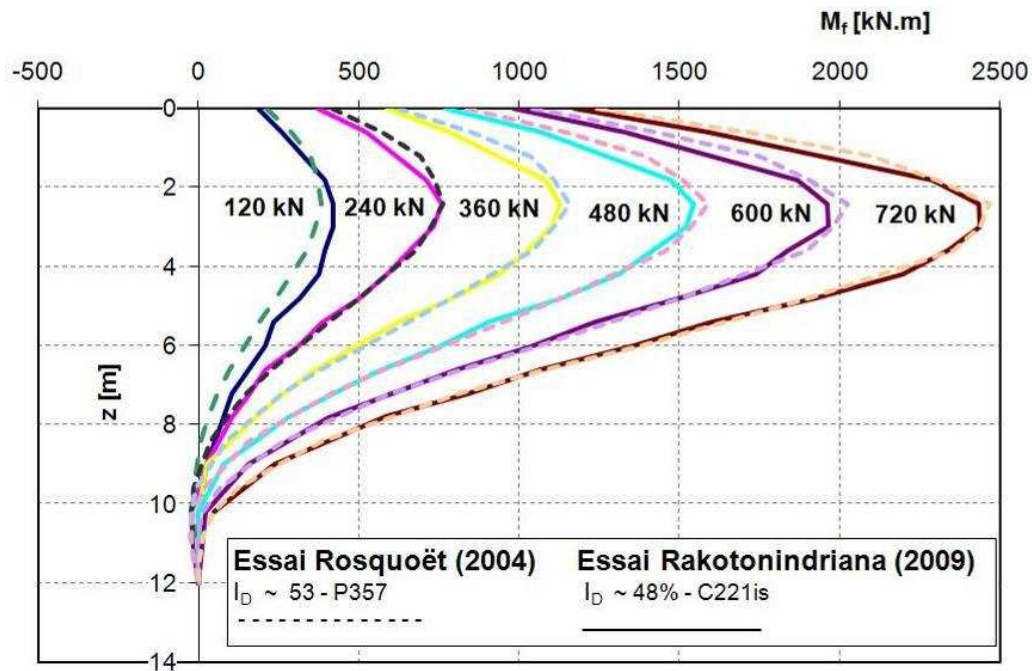


Figure 3-5 - Comparaisons des moments obtenus par Rosquoët (2004) et Rakotonindriana (2009)

En ce qui concerne les essais décrits dans la Figure 3-5, la comparaison de deux essais réalisés lors des campagnes d'essais (2003/2004 et 2007/2008) montre des petites différences de moments de la surface jusqu'à la profondeur où se situent les moments maximum, puis des valeurs très similaires au-delà sauf pour le cas de la charge appliquée de 120 kN où c'est plutôt l'inverse. On peut conclure à une bonne répétabilité des essais pour les niveaux de chargement étudiés dans ce chapitre et ceci malgré une petite différence dans le sable utilisé (voir chapitre 2).

Dans notre cas, deux essais réalisés dans deux conteneurs différents montrent des résultats similaires, et par conséquent une bonne répétabilité, pour les niveaux de chargements appliqués (Figure 3-6).

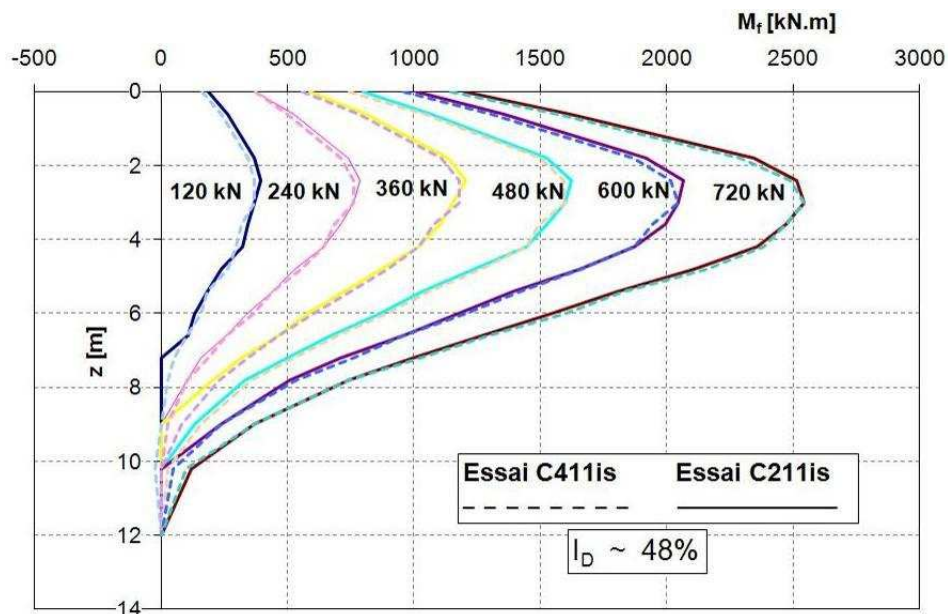


Figure 3-6 - Comparaisons des moments dans le pieu pour deux essais semblables



En outre, les légères différences que l'on pourrait avoir peuvent être dues à une petite différence de fiche de battage des pieux. Par conséquent, les valeurs des moments à une profondeur donnée sont légèrement différentes. Cette différence est suffisamment faible compte tenu des résultats montrés sur les Figures 3-6 et 3-7.

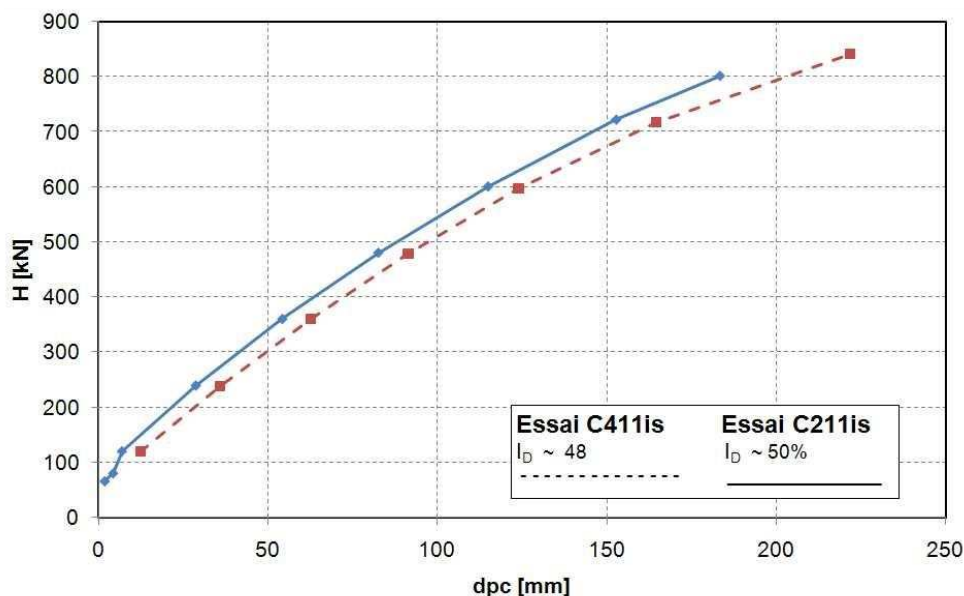


Figure 3-7 - Comparaison des déplacements en tête du pieu pour deux essais analogues

Les déplacements mesurés en tête du pieu pendant le chargement sont quasiment identiques pour les deux essais (Figure 3-7), alors même que les conteneurs sont différents. La comparaison n'est réalisée que jusqu'à 800 kN, correspondant à l'effort maximal atteint compte tenu de certaines contraintes techniques.

Les comparaisons effectuées avec les essais de Rosquoët (2004), et d'autres essais monotones que nous avons réalisés, montrent que les essais en centrifugeuse sont bien répétables. Des essais ayant des caractéristiques très proches et réalisés par différents opérateurs donnent des résultats pratiquement identiques. Cette répétabilité montre aussi que la procédure expérimentale (préparation du massif, chargement, ...) est efficace et que l'interprétation et les résultats qui en découlent sont fiables.

### III.2.3 - Influence de la densité

Deux indices de densité ont été étudiés,  $I_D \sim 48\%$  (moyennement dense) et  $I_D \sim 78\%$  (dense), afin d'estimer l'influence de ce paramètre sur la réponse des pieux sous sollicitations monotones et cycliques. Tout d'abord, sont comparées les déplacements en tête des pieux lors de deux essais jusqu'à un effort en tête égal à 960 kN (Figure 3-8).



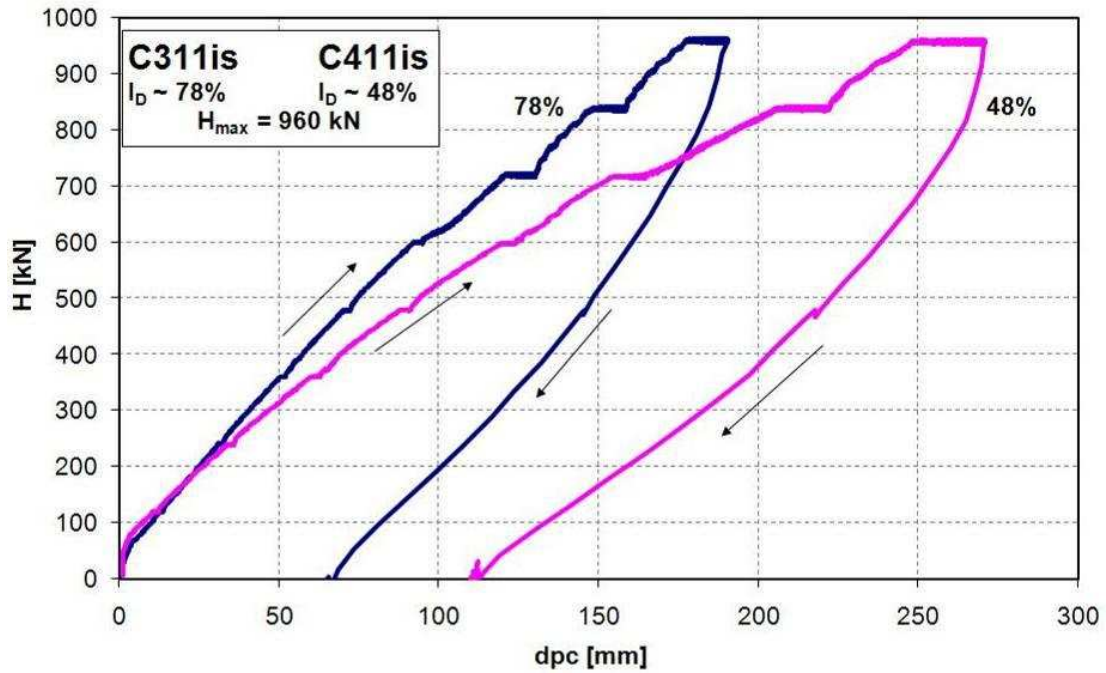


Figure 3-8 - Comparaison des déplacements en tête du pieu en fonction du chargement et de la densité

Les déplacements en tête, pour un même effort, sont plus faibles lorsque le pieu est installé dans du sable dense. Dans ce cas, le sol offre une résistance plus importante que pour une densité plus faible. Ce qui induit alors une réponse du pieu plus raide et un déplacement permanent plus faible pour le niveau de chargement appliqué ici.

Pour les moments, on observe en général des valeurs plus faibles pour le pieu installé dans le massif plus dense, pour des efforts appliqués en tête supérieurs à 120 kN. Pour  $H = 120$  kN, les valeurs des moments dans les pieux semblent être identiques (Figure 3-9) quelle que soit la profondeur considérée.

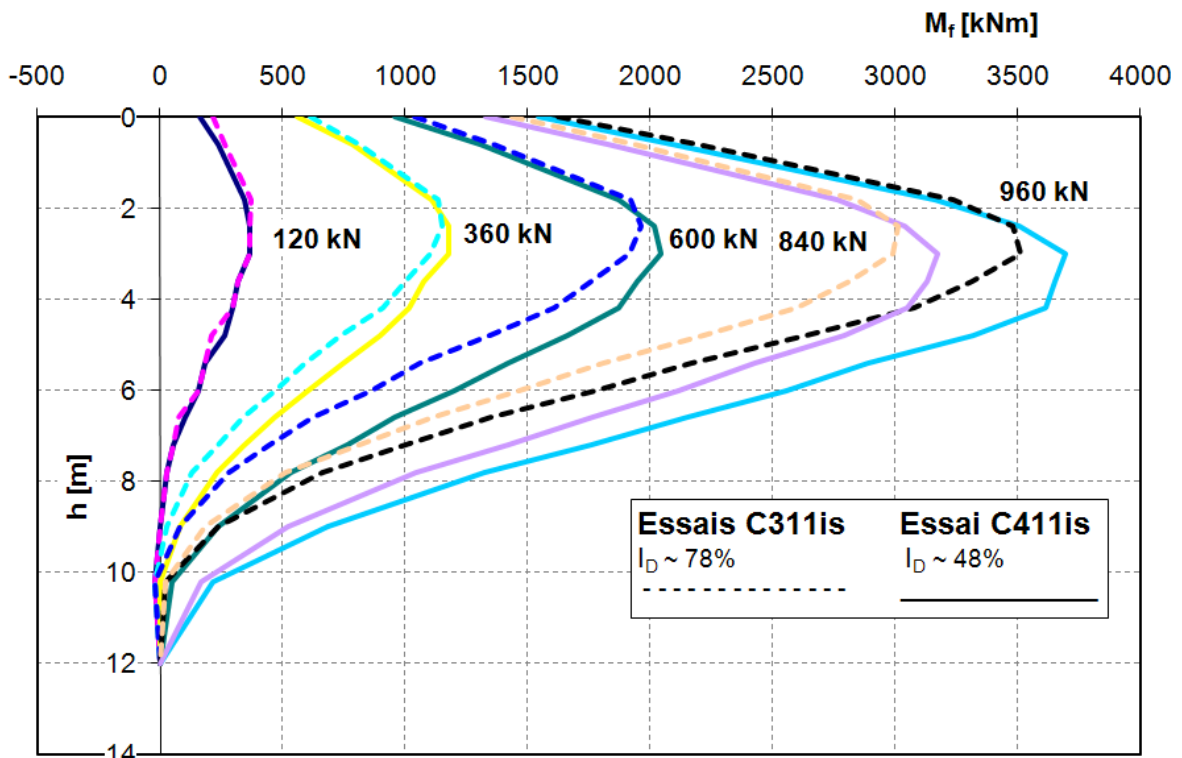


Figure 3-9 - Influence de la densité du massif sur les moments dans le pieu

Pour de faibles profondeurs, situées au-dessus de la profondeur du moment maximum ( $z \approx 2,4$  m), les moments dans le pieu sont identiques. A la surface du sol, ce résultat est tout à fait normal puisqu'il n'y a que l'effort appliqué en tête qui agit sur le pieu. Au-delà de la profondeur du moment maximum, l'influence de la densité se remarque plus nettement puisque les moments dans le pieu installé dans le massif moins dense sont beaucoup plus importants.

Des résultats comparables ont été constatés par McVay *et al.* (1994) et Rosquoët (2004).

### III.2.4 - Détermination de l'effort à la rupture

#### III.2.4.1 - Calcul théorique

La détermination de l'effort à la rupture est assez complexe compte tenu de l'interaction sol-pieu pendant le chargement. En général, on attribue la rupture du système sol-pieu à la rupture du sol en supposant que le pieu se comporte comme un pieu rigide. C'est pourquoi, les méthodes théoriques publiées proposent une détermination des efforts ultimes dans le sol (Hansen, 1961 ; Broms, 1964 ; Baguelin *et al.*, 1972 ; Petrasovits et Award, 1972). Les différences entre ces méthodes concernent principalement la distribution des pressions le long du pieu.

Dans notre étude, nous supposons que la distribution des pressions le long du pieu selon Broms (1964) est correcte pour déterminer les efforts qui provoquent la rupture du système sol-pieu. Le mécanisme de rupture a été déjà décrit dans le chapitre 1 (§ 1.1.1.6). Dans l'hypothèse de Broms (1964), on suppose que la pression active (pression du sol derrière le pieu) est négligeable par rapport à la pression passive devant le pieu. Cette pression, fonction de la profondeur, est maximale en pointe du pieu et est égale à trois fois la pression passive déterminée par la méthode de Rankine (équation (3-2)) :

$$p(z) = 3 \cdot B \cdot \gamma \cdot K_p \cdot z \quad (3-2)$$

dans laquelle B est le diamètre du pieu ; z, la profondeur ;  $\gamma$ , le poids volumique et  $K_p$ , le coefficient de poussée passive des terres selon la méthode de Rankine. Pour un sol purement frottant,  $K_p$  est donnée par l'équation (3-3) :

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3-3)$$

L'équilibre des efforts appliqués au pieu, moyennant certaines simplifications, permet à Broms (1964) de déterminer l'expression de l'effort à la rupture  $H_u$  (3-4):

$$H_u = \frac{0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot D^3 \cdot K_p}{D + h_{dpc}} \quad (3-4)$$

Il suffit donc de déterminer l'expression de l'angle de frottement interne du sable. Garnier (2001) propose l'expression suivante (équation (3-5) (Garnier, 2001)) :

$$e \cdot \tan \varphi = 0,52 \quad (3-5)$$

$e$  étant l'indice des vides et  $\varphi$  l'angle de frottement interne du sol.

Trente quatre essais triaxiaux sur du sable de Fontainebleau ont été réalisés au CERMES et rapportés par De Gennaro (1999). A partir des relations entre les indices de densités et l'angle de frottement interne déterminés à partir de ces essais, nous déterminons une expression reliant l'indice de densité à l'angle de frottement du sable :

$$\varphi [\text{degrés}] = 0,2103 \cdot I_D [\%] + 24,02 \quad (\text{De Gennaro, 1999}) \quad (3-6)$$

En utilisant ces deux expressions, nous pouvons déterminer la valeur théorique de l'effort maximal que peut reprendre le pieu à la rupture selon que l'angle de frottement est déterminé à l'aide des formules de Garnier (2001) ou de De Gennaro (1999). Les résultats des étapes de calcul sont résumés dans le Tableau 3-5.

**Tableau 3-5 - Détermination des efforts à la rupture en tête des pieux en fonction de la densité du massif**

Paramètres de calcul	selon Garnier (2001)		selon De Gennaro (1999)	
$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	15,5	16,6	15,5	16,6
$I_D$ [%]	48	78	48	78
$e$ [-]	0,71	0,66	0,71	0,66
$\varphi$ [degré]	36,4	38,2	34	40,1
$K_p$ [-]	3,91	4,24	3,54	4,72
<b><math>H_u</math> [kN]</b>	<b>2780</b>	<b>3211</b>	<b>2516</b>	<b>3576</b>

Quelle que soit la méthode utilisée, les efforts  $H_u$  calculés pour les deux indices de densités étudiés sont très proches et leur écart relatif est toujours inférieur à 10%.

#### III.2.4.2 - Détermination pratique

Des essais à la rupture avec des pieux isolés rigides ont été réalisés afin de vérifier ces résultats. Les pieux utilisés, fabriqués avec de l'acier, correspondent en prototype à des pieux de fiche égale à 12 m et de diamètre égal à 720 mm. Ils ont donc les mêmes caractéristiques géométriques que les pieux souples instrumentés décrits dans le chapitre 2 et l'annexe 1. Le dispositif de chargement ainsi que l'instrumentation sont identiques à ceux utilisés pour le chargement d'un pieu instrumenté.

L'effort à la rupture  $H_u$  est déterminé à partir de la courbe effort-déplacement obtenue lors de l'essai. Cette charge à la rupture est supposée être l'intersection entre la tangente à l'origine et l'asymptote pour les grands déplacements (méthode de Davisson repris par Rosquoët (Rosquoët, 2004)).

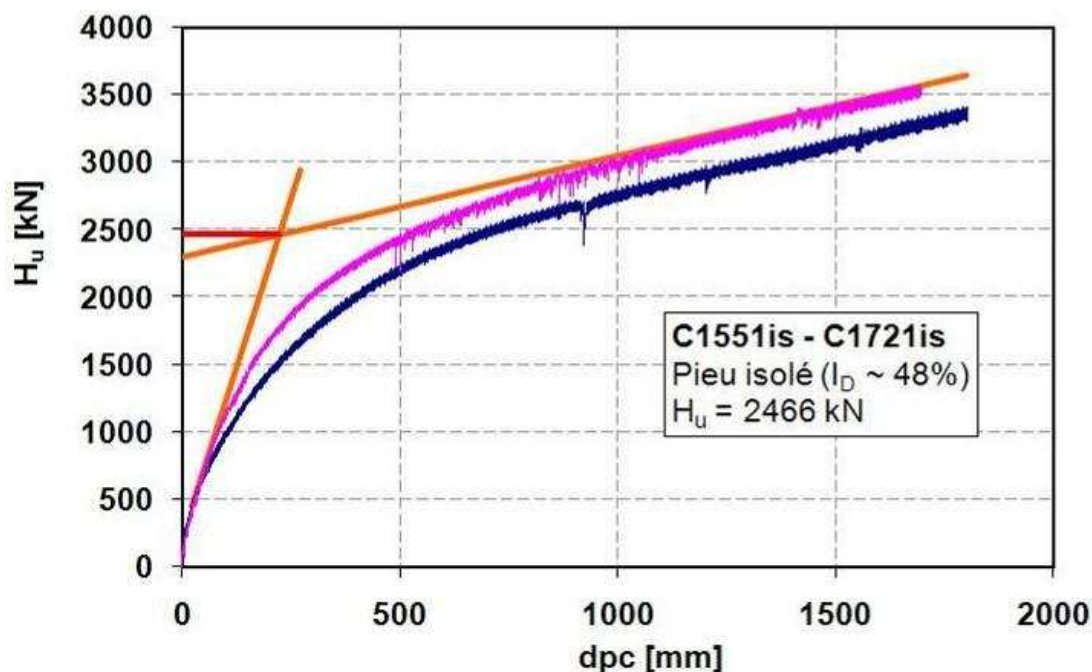


Figure 3-10 - Essais à la rupture dans un massif avec un indice de densité  $I_D \sim 48\%$  - Essai réalisé avec un pieu rigide

La valeur de l'effort à la rupture obtenue à partir des essais est égale à 2466 kN dans le cas où l'indice de densité  $I_D$  est proche de 48%, et elle égale à 3510 kN dans le cas où  $I_D$  est proche de 78%. Ces valeurs sont similaires à celles calculées par Rosquoët (2004) qui a utilisé la méthode de Broms (1964). C'est pourquoi, nous avons retenu les efforts à la rupture retrouvés par Rosquoët (2004) et on considèrera par la suite que l'effort à la rupture est égal à 2500 kN pour un indice de densité égal à 48% et à 3300 kN pour un indice de densité égal à 78%.

On rappelle que le pieu instrumenté ne devra pas être plastifié au cours d'un essai pour qu'on puisse le réutiliser. Il ne faudra donc pas qu'on dépasse sa limite élastique décrite dans l'annexe 1. Pour ne pas dépasser cette limite, des calculs (Remaud, 1999 ; Verdure, 2000 ; Rosquoët, 2004) ont montré qu'il ne faut pas que l'effort en tête soit supérieur à 960 kN (valeur prototype), soit 600 N en valeur modèle.

Les valeurs de ces efforts à la rupture seront surtout utiles pour évaluer le niveau et l'influence du chargement cyclique appliqué au pieu.

### III.2.5 - Etude des courbes p-y monotones

Pour déterminer les courbes p-y expérimentales des essais de chargement monotone réalisés, nous utilisons la même procédure que Hadjadji (1993), Remaud (1998), Rosquoët (2004) et bien d'autres.... Cette procédure est expliquée dans l'annexe 3. On rappelle que les courbes p-y relient la réaction p du sol au déplacement y du sol (ou du pieu). La réaction p est déterminée par une double dérivation des courbes de moment, tandis que le déplacement y est déterminé par double intégration des mêmes courbes.

Une fois les courbes obtenues, on vérifie le bien-fondé des résultats par :

- une étude comparative de la répétabilité des courbes p-y ;
- la réalisation d'un calcul à rebours à partir des courbes calculées.

#### III.2.5.1 - Courbes p-y statiques :

Les courbes p-y statiques sont déterminées à partir du chargement monotone avec des pieux instrumentés. La Figure 3-11 montre des courbes typiques obtenues lors des calculs.

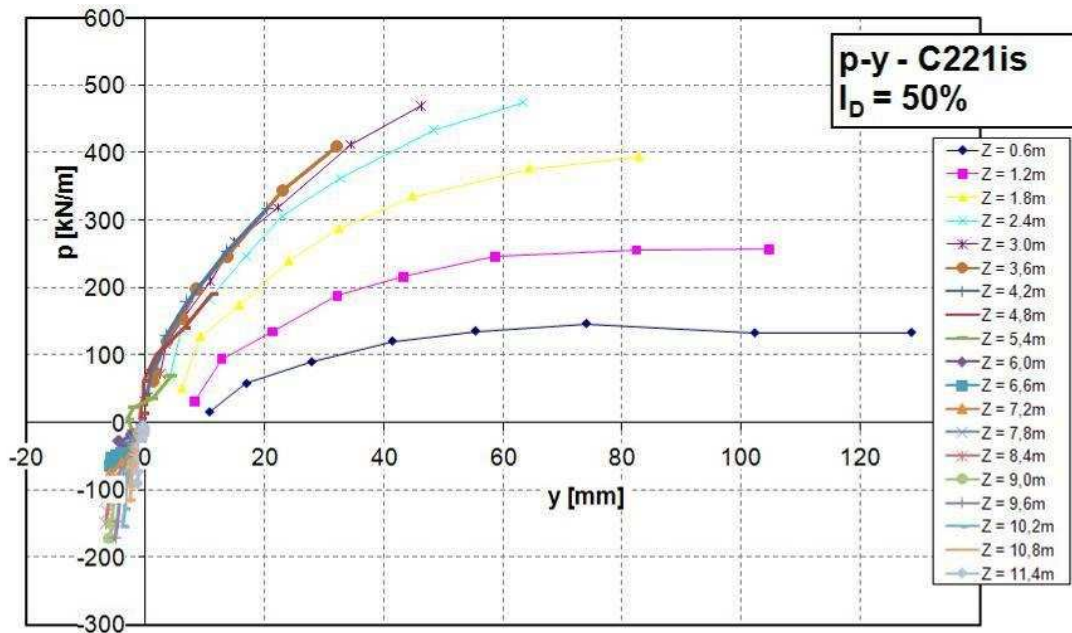


Figure 3-11 - Courbes p-y statiques pour différentes profondeurs

La Figure 3-11 montre que pour la partie supérieure du pieu, de  $z = 0$  m à  $z = 4,2$  m, on est dans le domaine des grands déplacements et les déplacements  $y$  sont toujours supérieurs à 20 mm. Au-delà, les déplacements  $y$  sont toujours inférieurs à 11 mm et sont quasiment nuls à la profondeur  $z = 12$  m. De  $z = 0,6$  m à  $z = 1,8$  m, la pression limite semble être atteinte pour  $y = 80$  mm. Pour des profondeurs plus importantes, le chargement appliqué n'est pas suffisamment élevé pour que les paliers de la pression soient atteints. La Figure 3-12 montre un agrandissement des courbes p-y calculées pour les profondeurs supérieures à 5m.

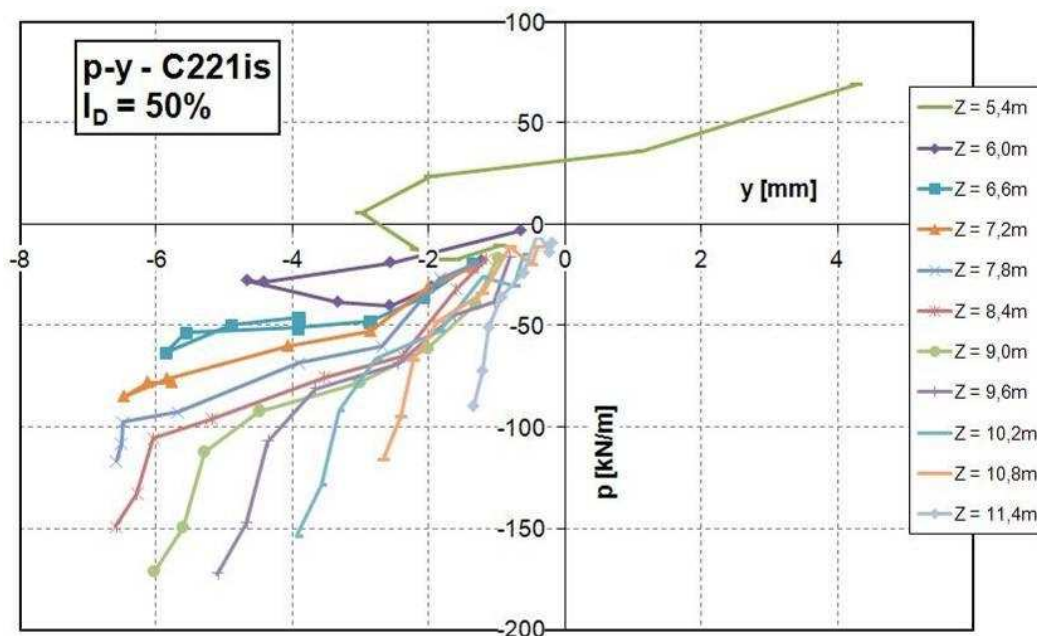


Figure 3-12 - Agrandissement des figures des courbes p-y pour  $Z > 5$  m

Pour les profondeurs entre  $z = 5,4$  m et  $z = 7,2$  m (soit à 10 fois le diamètre du pieu, zone considérée par certains auteurs (Brown *et al.*, 1988) comme la zone qui influence le plus le comportement du pieu), la réaction diminue algébriquement au début du chargement avant d'augmenter à partir d'une certaine valeur du chargement (Figure 3-12). Ce sont les valeurs



des  $p$  proches de la surface qui changent de sens en premier, avant d'être suivies par celles en profondeur. Ainsi donc, lorsque le chargement augmente et qu'on atteint la charge limite pour les couches situées en surface, le système mobilise progressivement la réaction du sol en profondeur. En traçant l'évolution des pressions dans le sol en fonction de la profondeur et pour certains efforts appliqués en tête, cette mobilisation progressive est encore plus évidente (Figure 3-13).

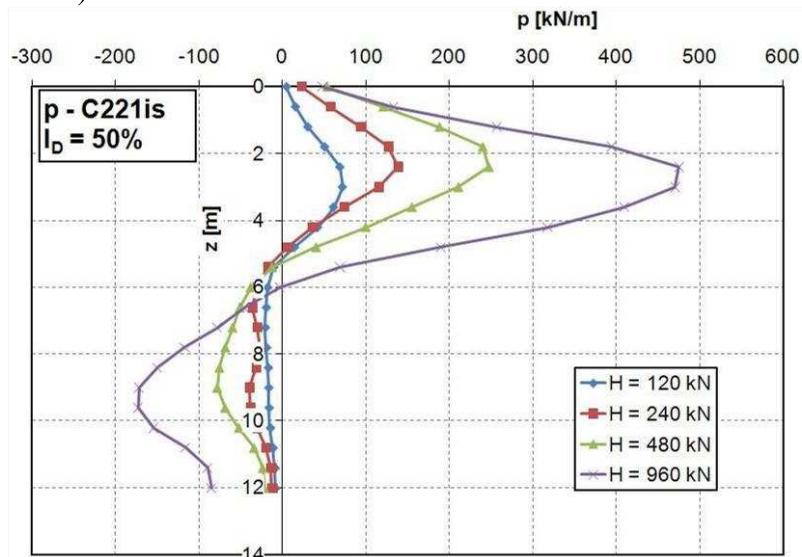


Figure 3-13 - Evolution des pressions dans le sol en fonction de la profondeur et du chargement appliqué

Pour les profondeurs proches de la surface du massif (environ  $2B$ ), on a atteint le palier et la pression  $p$  n'évolue pas avec le chargement. Toutefois, au-delà de  $z = 2B$ , la valeur de  $p$  évolue encore et la profondeur où se situe la pression nulle augmente. Il en est de même pour les déplacements car la profondeur du point de rotation nulle augmente (Figure 3-14). Dans notre cas, le point de rotation nulle est descendu d'environ 1,5 m. Hadjadji (1993) a remarqué aussi le même phénomène lors de ses essais et le point de rotation nulle descend de plus de 1m aussi.

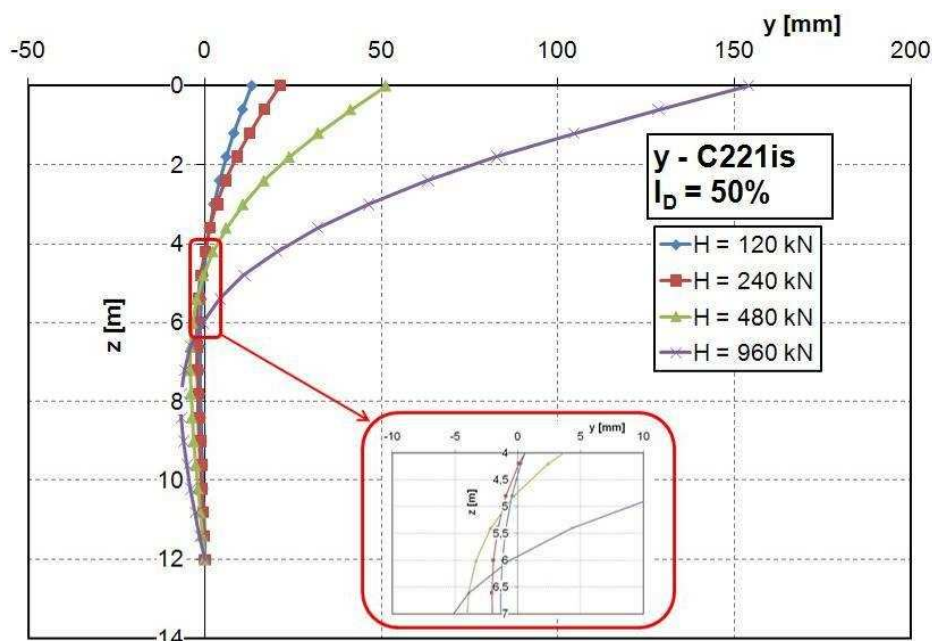


Figure 3-14 - Evolution des déplacements  $y$  du pieu (et du sol) en fonction de la profondeur et du chargement

Contrairement à la valeur de  $p$  qui atteint un palier pour les profondeurs proches de la surface, les déplacements  $y$  augmentent toujours avec le chargement. Cependant, au-delà de  $z = 5,4$  m, les déplacements  $y$  du pieu sont très faibles et à partir de  $z = 3,6$  m, les réactions mobilisées sont aussi relativement faibles (cf. Chapitre 1, zone peu mobilisée). Comme le comportement du pieu est dominé par le comportement du sol proche de la surface, tant que cela n'est pas nécessaire, nous nous contenterons d'étudier les courbes  $p$ - $y$  entre  $z = 0,6$  m à  $z = 3,0$  m. L'étude de ces courbes  $p$ - $y$  permet de comprendre et d'évaluer l'effet d'un chargement (monotone ou cyclique) et du type de sol (nature et résistance) sur le comportement du système.

### III.2.5.2 - Validation des courbes $p$ - $y$ calculées

Pour valider l'interprétation des essais à partir des courbes  $p$ - $y$  calculées, il est nécessaire de valider la méthode de calcul utilisée. La méthode de calcul est expliquée en annexe 3, comme indiqué précédemment, et nous aborderons ici uniquement la démarche de validation que l'on a réalisée.

Compte tenu des études réalisées auparavant (Mezazigh, 1995 ; Remaud, 1999 ; Rosquoët, 2004) au LCPC, et des méthodes trouvées dans la littérature, il existe trois méthodes complémentaires pour vérifier la validité des courbes  $p$ - $y$  que l'on a calculées :

- étude de la répétitivité des courbes  $p$ - $y$  calculées ;
- étude de l'équilibre statique du pieu ;
- étude du comportement du pieu à l'aide d'un calcul à rebours à partir des courbes  $p$ - $y$  calculées, puis comparaison avec les résultats des essais.

L'étude de la répétitivité des courbes  $p$ - $y$  permet de vérifier la stabilité de la méthode de calcul utilisée (surtout pour la double dérivation). Puis, si le pieu est en équilibre compte tenu des efforts appliqués et calculés, la méthode de calcul est intrinsèquement vérifiée. Enfin, la réalisation d'un calcul à rebours à partir des courbes  $p$ - $y$  calculées permet de valider la méthode et les résultats.

#### (a) Répétitivité des courbes $p$ - $y$

Nous présentons sur la Figure 3-15 les courbes  $p$ - $y$  calculées entre  $z = 0,6$  m et  $z = 2,4$  m pour différents essais monotones réalisés dans différents massifs de même densité.

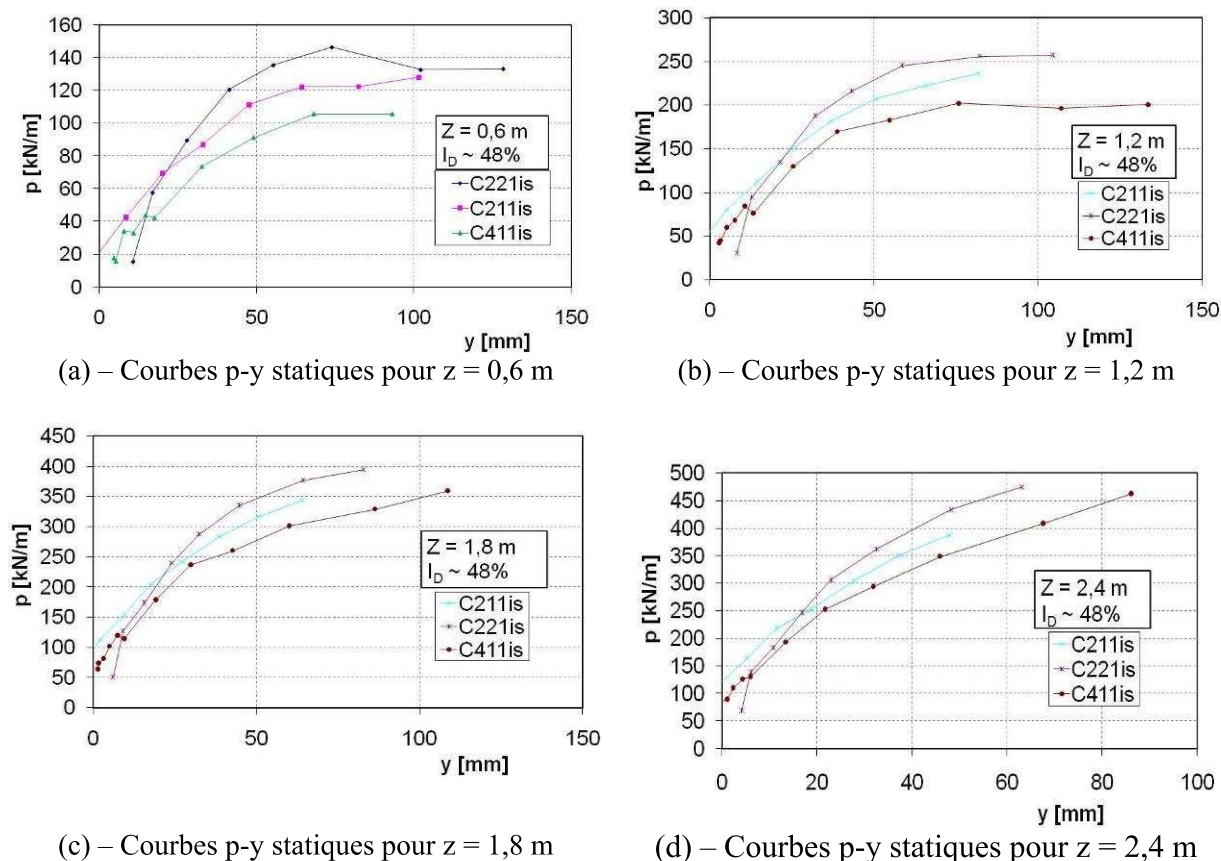


Figure 3-15 - Comparaisons des courbes p-y statiques calculées à partir de différents essais

Compte tenu de la bonne répétitivité des essais monotones (§ III.2.2 - ), la bonne répétabilité des courbes p-y montrées sur la Figure 3-15 signifie que la méthode de détermination des courbes p-y utilisée est stable. Les résultats obtenus sont donc fiables si on considère uniquement la qualité de la méthode (stabilité, répétitivité).

#### (b) Etude de l'équilibre statique du pieu

On dit que le pieu est en équilibre lorsque la somme des efforts qui lui sont appliqués, ainsi que celle des moments (positifs et négatifs), sont nulles. Ce calcul est réalisé automatiquement pour chaque calcul des courbes p-y et pour les essais montrés sur la Figure 3-15, on obtient:

- pour les efforts, l'erreur relative sur l'équilibre statique est inférieure à 2% quel que soit l'essai considéré et quel que soit le niveau de chargement ;
- pour les moments, l'erreur relative sur l'équilibre statique est inférieure à 5% quel que soit l'essai considéré.

Ces valeurs d'erreurs relatives sont suffisamment faibles pour qu'on puisse dire que l'équilibre statique du pieu est assuré avec les efforts calculés durant la procédure. Ceci présume de la qualité intrinsèque de la méthode de détermination des courbes p-y. En conséquence, les résultats obtenus à partir de la méthode représentent bien le comportement du système sol-pieu et l'interprétation qui en découlera est valide.

#### (c) Etude du comportement du pieu à l'aide d'un calcul à rebours

La procédure décrite précédemment a été déjà utilisée par Rosquoët (2004) et il a utilisé le logiciel PILATE du LCPC pour réaliser le calcul à rebours. Il obtient alors de bonnes concordances entre les moments expérimentaux et les moments issus des calculs à rebours avec PILATE. On peut donc dire que cette méthode est déjà validée. Toutefois, pour



confirmer cela, des calculs en rebours avec un logiciel de la société FUGRO (FEBMCL) ont été effectués.

Nous montrons sur la Figure 3-16 les moments fléchissants calculés à partir des courbes p-y de l'essai C311is ainsi que les courbes expérimentales des moments de l'essai C311is. Les courbes avec des marqueurs représentent les résultats expérimentaux.

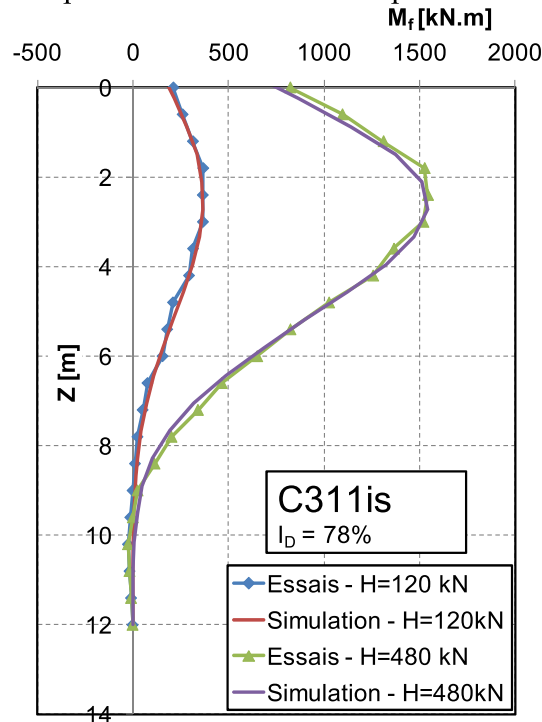


Figure 3-16 - Comparaisons des résultats expérimentaux aux résultats des simulations avec le logiciel de la société FUGRO (calcul à rebours à partir des courbes p-y)

Pour chaque valeur de  $H$  appliquée en tête, les courbes des moments obtenues sont équivalentes entre la simulation et les résultats expérimentaux. Ceci veut dire que les courbes p-y calculées représentent bien le comportement du système sol-pieu et que les études que l'on effectuera à partir de ces courbes sont fiables. Ces résultats valident aussi le processus de calcul des courbes p-y que l'on a réalisé.

### III.2.5.3 - Influence de l'indice de densité sur les courbes p-y statiques

L'influence de l'indice de densité sur les courbes p-y statiques est étudiée en comparant deux essais de chargements monotones réalisés dans deux massifs ayant chacun un indice de densité proche de 47% et de 78%.

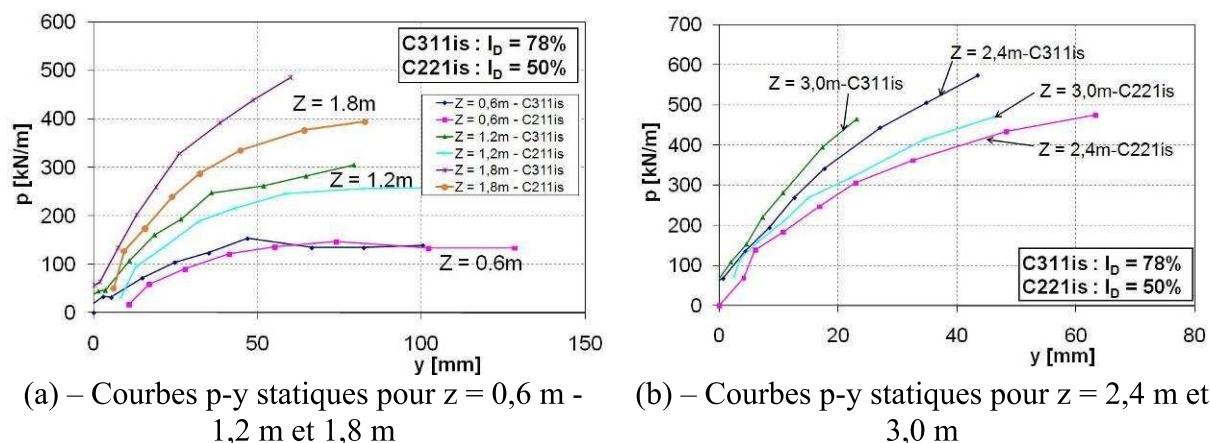


Figure 3-17 - Comparaison des courbes p-y en fonction de l'indice de densité

Les courbes p-y montrées sur la Figure 3-17 ont les mêmes caractéristiques (chargement, pieu instrumenté, ...) et seuls les indices de densité sont différents. Les courbes p-y expérimentales obtenues avec l'essai dans le massif ayant un indice de densité  $I_D \sim 78\%$  sont plus raides que celles obtenues dans l'autre massif ( $I_D \sim 48\%$ ). De même que dans le §II.2.3, les déplacements  $y$  sont plus faibles lorsque l'indice de densité est plus élevé, alors que le chargement appliqué est identique.

Pour un même chargement appliqué en tête des pieux, nous étudions les courbes de réaction le long de ce pieu pour deux niveaux de chargements :  $H = 480 \text{ kN}$  et  $H = 960 \text{ kN}$  (Figure 3-18).

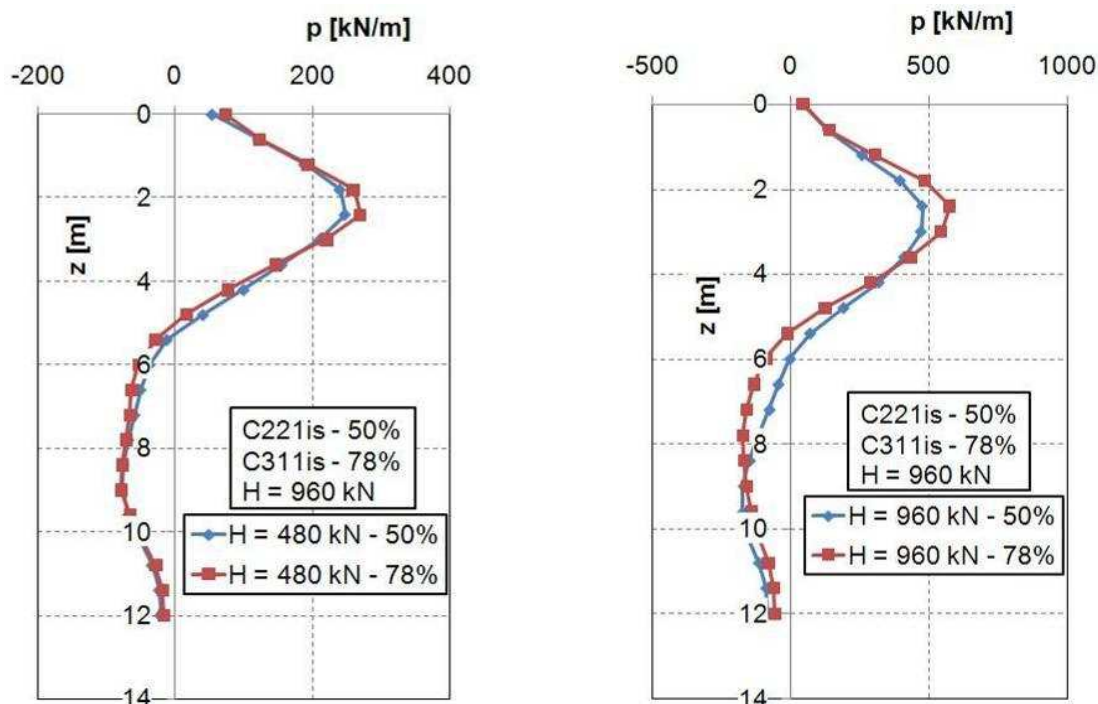
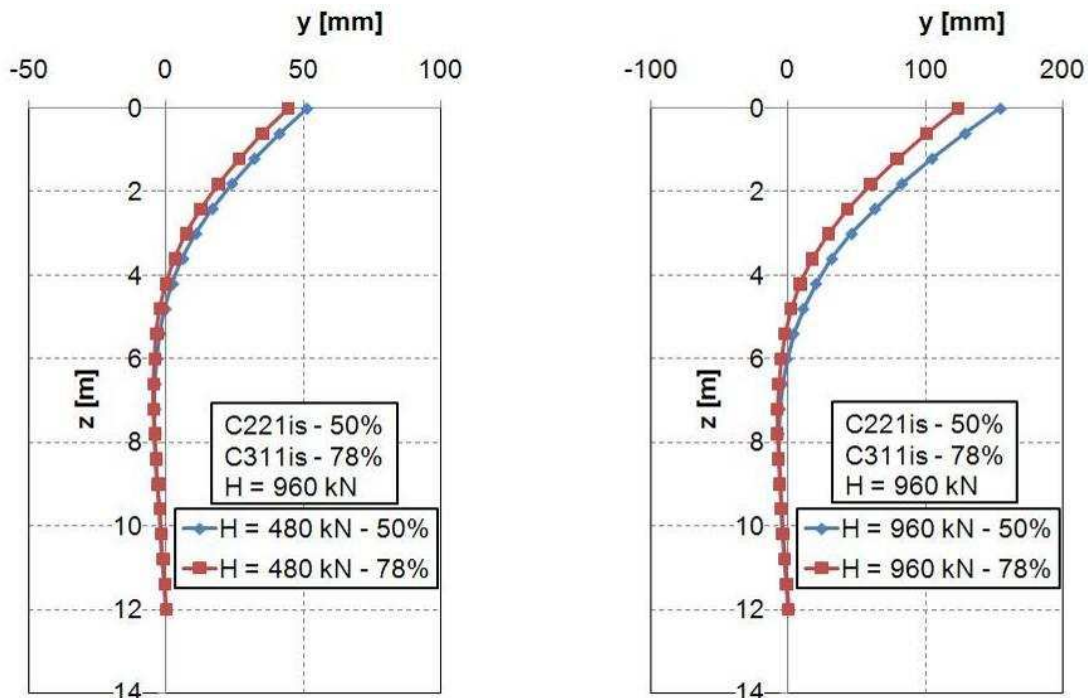


Figure 3-18 - Evolution des courbes de réaction en fonction de la profondeur et de l'indice de densité

Les courbes de réaction ont une même allure quel que soit l'indice de densité et lorsqu'il est élevé, la valeur de la réaction maximale mobilisée est plus importante quel que soit le chargement considéré (Figure 3-18). De plus, la profondeur de réaction nulle est située plus près de la surface lorsque le massif est plus dense.

On procède de la même manière pour les déplacements et on obtient l'allure de la déformée du pieu (Figure 3-19).



(a) – Déformée du pieu en fonction de la profondeur pour  $H = 480$  kN

(b) – Déformée du pieu en fonction de la profondeur pour  $H = 960$  kN

Figure 3-19 - Déformée du pieu en fonction de l'indice de densité du massif

Dans le massif avec un indice de densité  $I_D \sim 78\%$ , le pieu se déforme moins par rapport au pieu installé dans le massif moins dense bien que les déformées aient une même allure. Le pieu se déforme plus près de la surface qu'en profondeur, et en général, à partir de  $z = 7,2$  m (soit  $10B$ ), le déplacement  $y$  du pieu (donc la déformée) est inférieure à 5% du déplacement maximal du pieu en tête à  $z = 0$  m.

#### III.2.5.4 - Comparaison des courbes p-y expérimentales avec celles de l'API

A partir des caractéristiques du massif de sable enserrant le pieu, les courbes p-y statiques données par le règlement de l'API ont été comparées à celles obtenues expérimentalement (Figure 3-20). Les caractéristiques des courbes API pour chaque massif sont résumées dans le Tableau 3-6 en considérant que le massif de sable est sec.

Tableau 3-6 - Paramètres de détermination des courbes p-y de l'API (1993)

Paramètres	$I_D = 47\%$	$I_D = 78\%$
$\varphi$ [°]	35	39
$C_1$	3	4,4
$C_2$	3,4	4,2
$C_3$	54	95
$k_h$ [kN/m <sup>3</sup> ]	36115	67886

Les angles de frottement du massif pour les deux indices de densités, à partir desquels on détermine  $C_1$ ,  $C_2$ , et  $C_3$ , sont calculés à partir des résultats de De Gennaro (1999) et de Garnier (2001) décrits dans le Tableau 3-5.

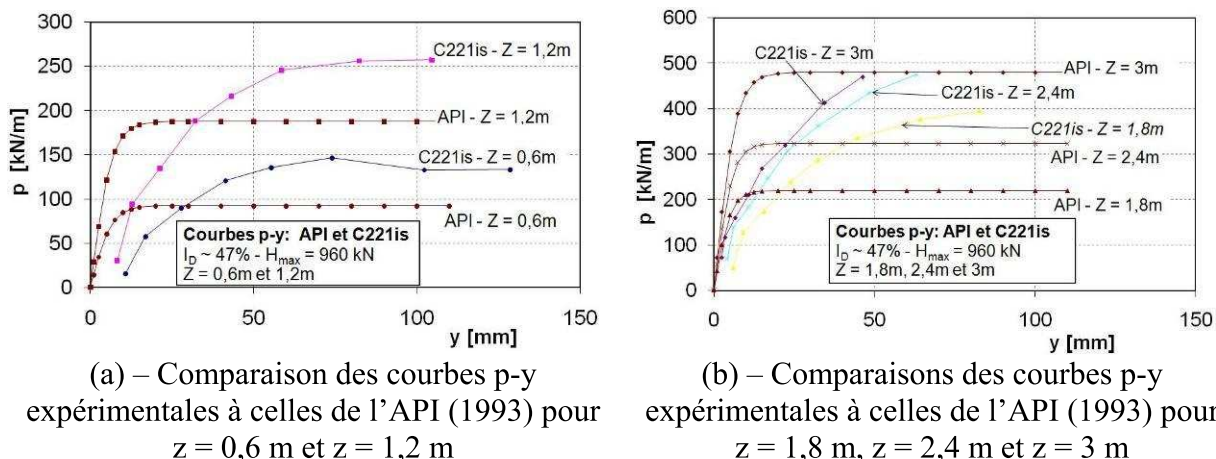


Figure 3-20 - Comparaison des courbes p-y expérimentales à celles de l'API (1993) en surface

Les courbes p-y données par l'API sont plus raides que celles obtenues expérimentalement. Ceci traduit une mobilisation plus rapide de la réaction maximale pour les courbes de l'API. Pratiquement, cela veut aussi dire que, pour un même effort en tête, les simulations réalisées avec les courbes de l'API donneront des déplacements du pieu plus faibles que ceux obtenus expérimentalement. Cependant, les valeurs des paliers ou des pressions limites pour les profondeurs où elles sont atteintes sont plus faibles pour les courbes p-y de l'API (1993) que celles mesurées (Figure 3-20).

Les essais de chargement latéral monotone d'un pieu isolé ont permis de comprendre les principales caractéristiques du comportement du pieu. Lorsque le pieu est chargé, il se déforme et mobilise une réaction  $p$  du sol qui est une fonction de la profondeur (dans le cas du sable) et du déplacement latéral  $y$  lié à la déformée du pieu. Le pieu fléchit et les moments le long du pieu augmentent avec le chargement, toutefois, la profondeur où est localisée le moment maximum est toujours constante pendant le chargement (Hadjadj, 1993). Lorsque la densité du massif de sable dans lequel le pieu est installé est élevée, le déplacement  $y$  du pieu (donc la déformée) est plus faible comparé au déplacement d'un pieu installé dans un massif plus lâche (McVay *et al.*, 1994 ; Rosquoët, 2004). Toutefois, l'allure des déformées est similaire. Les courbes p-y expérimentales sont moins raides que celles données par le règlement API (1993) ; toutefois, la réaction maximale mobilisable à une profondeur donnée est légèrement plus faible pour les courbes p-y de l'API.

### III.3 - Pieux sous chargements cycliques

On utilise le même pieu modèle ( $D_m = 300$  mm et  $B_m = 18$  mm) pour les essais cycliques et on réalise le même type de mesures que dans le cas du chargement monotone. Le chargement est réalisé en plusieurs étapes (Figure 3-21). On effectue d'abord un chargement monotone par paliers jusqu'à la valeur de la charge moyenne  $H_m$  du chargement cyclique. Ensuite, on reste sur ce palier pendant quelques minutes avant de commencer le chargement cyclique dont les valeurs des efforts varient entre  $H_m + H_c$  et  $H_m - H_c$ , avec  $H_m - H_c > 0$  afin d'obtenir uniquement des chargements non alternés. A la fin du chargement cyclique, on annule l'effort appliqué en tête, puis on refait un chargement monotone par paliers (NFP 94-151) jusqu'à  $H_{max} = 960$  kN.

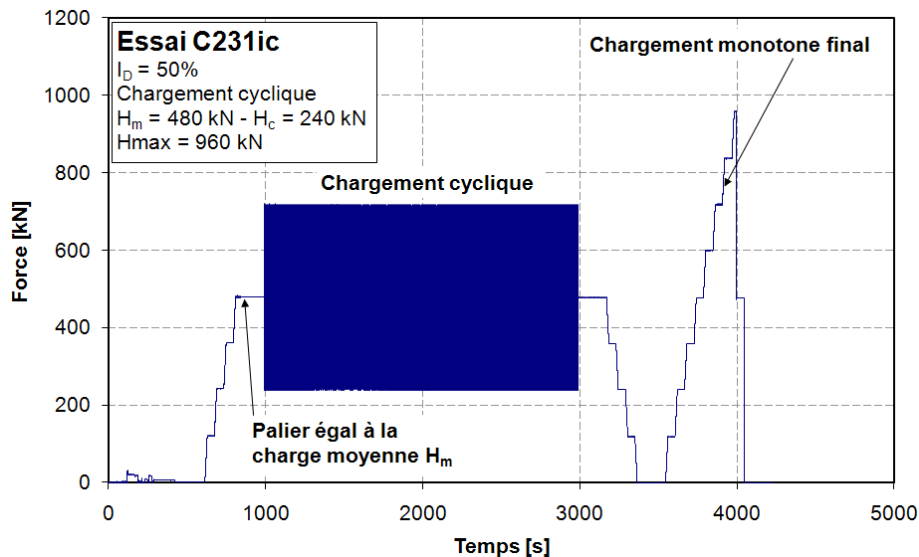


Figure 3-21 - Procédure de chargement cyclique (Valeurs modèles)

Le chargement cyclique appliqué au pieu est similaire à un chargement sinusoïdal et le chargement monotone final permet de comparer l'influence du chargement cyclique, notamment du nombre de cycles, sur le système sol-pieu.

Les principaux résultats à partir desquels nous effectuerons l'analyse concernent les déplacements en tête du pieu et les moments dans le pieu.

### III.3.1 - Résultats typiques

Les principaux résultats typiques sont les courbes efforts-déplacements et les courbes des moments. On peut y adjoindre les courbes représentant l'accumulation des déplacements en fonction du nombre de cycles dans une échelle normale ou semi-logarithmique.

#### III.3.1.1 - Courbe efforts-déplacements

La courbe efforts-déplacements permet d'étudier l'accumulation des déplacements en tête du pieu avec le chargement cyclique. Elle permet aussi de vérifier que les efforts cycliques appliqués restent constants (Figure 3-22).

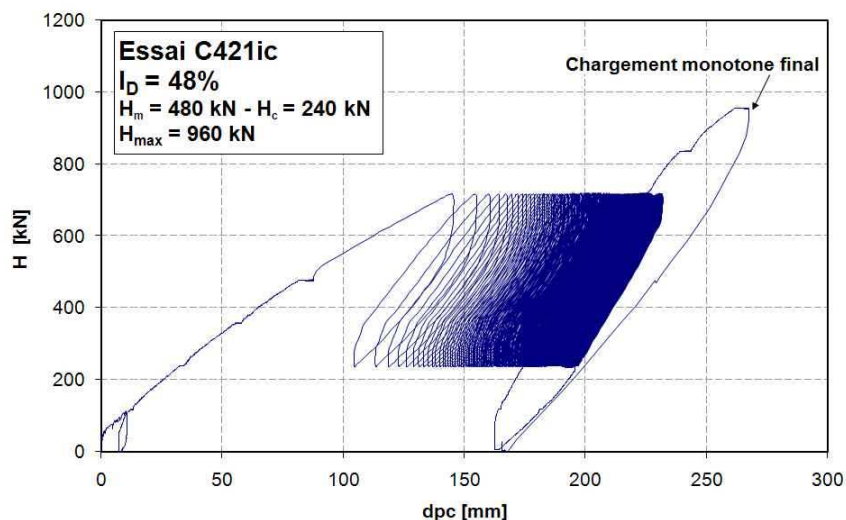


Figure 3-22 - Courbe efforts-déplacements en tête du pieu lors d'un essai de chargement cyclique (N=1000 cycles)



Les résultats de la Figure 3-22 montrent une accumulation des déplacements avec l'évolution du chargement cyclique. Les boucles d'hystérésis des premiers cycles du chargement sont beaucoup plus grandes que celles qui lui succèdent. L'accumulation de déplacements et l'énergie dissipée sont donc plus importantes lors des premiers cycles comparées aux cycles suivants.

Les déplacements sont beaucoup plus faibles lors du chargement monotone final, voire inexistant dans ce cas de chargement (Figure 3-22), par rapport à ceux d'un chargement monotone simple (§III.2.1 - ). Toutefois, le déplacement total  $d_{pc}$  à la fin de l'essai est beaucoup plus important que dans le cas d'un chargement monotone simple à cause de l'accumulation des déplacements due au chargement cyclique.

### III.3.1.2 - Courbe déplacement en fonction du nombre de cycles

En tenant compte uniquement des déplacements cycliques maximaux, c'est-à-dire le déplacement correspondant à  $H_m + H_c$ , on peut tracer la courbe d'évolution des déplacements cycliques en fonction du nombre de cycles (Figure 3-23). Cette courbe est très importante car elle permet d'étudier l'influence d'un chargement donné sur les déplacements en tête du pieu, et donc sur le comportement du système sol-pieu.

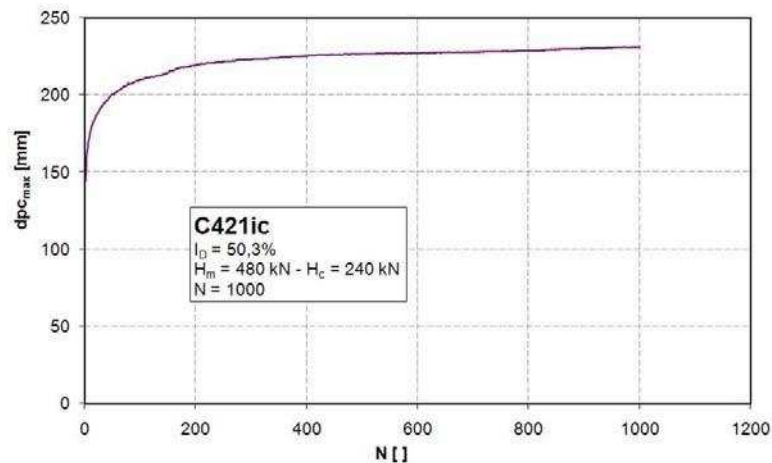


Figure 3-23 - Accumulation de déplacements en fonction du nombre de cycles

L'accumulation de déplacements est très importante lors des 200 premiers cycles. A partir de 200 cycles, l'accumulation de déplacements diminue nettement sans s'annuler, du moins pour le cas de l'essai montré sur la Figure 3-23, pour lequel  $H_{maxcyc} = 0,3 H_u$ . L'étude des courbes de ce type, permettra d'évaluer l'influence du niveau de chargement sur l'accumulation des déplacements en tête ainsi que celle d'un nombre de cycles que l'on appellera « nombre de cycles critique » à partir duquel on observe une diminution de l'accumulation des déplacements en tête.

Pour les moments, les courbes typiques sont similaires à celles des courbes de moments sous chargement monotone. Seulement, avec l'augmentation du nombre de cycles, on observe une évolution des moments dans le pieu.

### III.3.2 - Etude de la répétabilité des essais

Nous évaluons la répétabilité des essais en comparant les déplacements et les moments obtenus lors de différents essais pour lesquels les caractéristiques de chargement sont similaires.

### III.3.2.1 - Répétabilité de déplacements

On compare l’accumulation de déplacements en tête pour trois essais réalisés dans trois conteneurs ayant des indices de densités similaires à 48%. Les fréquences de chargement sont toutes inférieures ou égales à 1 Hz (Figure 3-24).

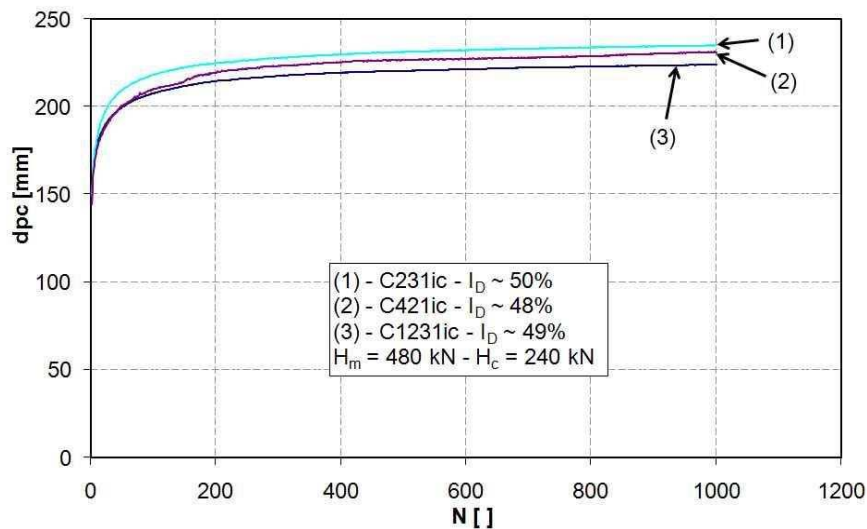


Figure 3-24 - Répétabilité des accumulations de déplacements mesurés lors du chargement cyclique

Les trois courbes d’accumulations de déplacement en fonction du nombre de cycles ont la même allure. On a donc une bonne répétabilité des essais par rapport aux déplacements. En effet, dans la Figure 3-24, on tient compte des déplacements obtenus lors de la première partie du chargement cyclique (phase de montée en paliers jusqu’à la charge monotone - Figure 3-21). Pour étudier uniquement l’accumulation de déplacements, on retranche le déplacement maximal cyclique obtenu lors du premier cycle des déplacements enregistrés (Figure 3-27) et l’on observe de même une bonne répétabilité des essais de chargement cycliques.

### III.3.2.2 - Répétabilité des moments

On compare les moments obtenus pour une charge donnée et pour un nombre de cycles choisi (Figure 3-25).

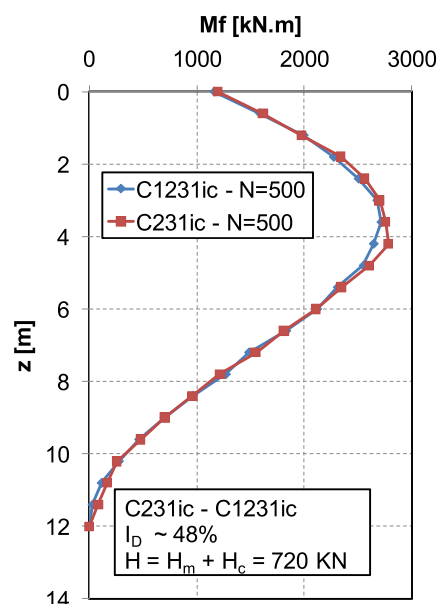


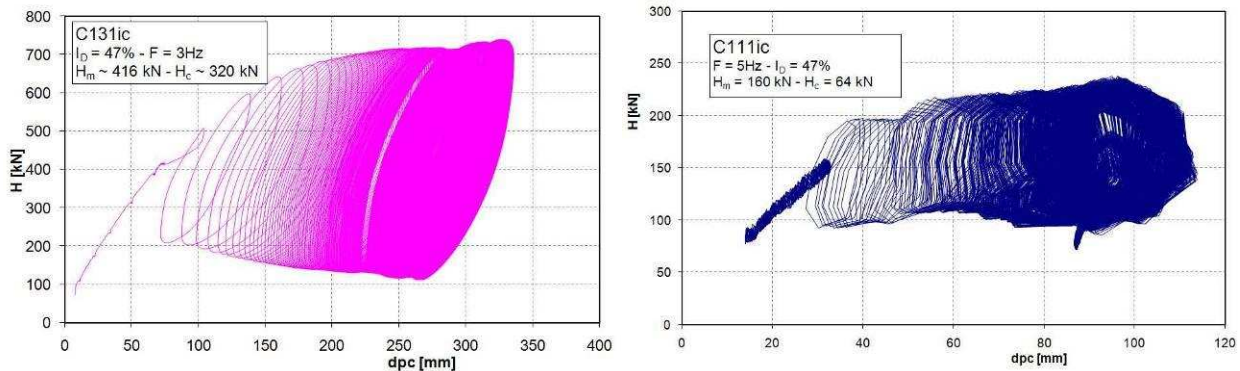
Figure 3-25 - Comparaisons des moments obtenus à N=500 pour deux essais dans les mêmes conditions

Les résultats des moments pour différents essais lors d'un chargement cyclique sont quasiment identiques. Les essais de chargement cycliques sont donc bien répétables.

### III.3.3 - Influence de la fréquence de chargement

Des chargements cycliques sont appliqués au pieu et on étudie d'abord la fréquence de chargement adéquate pour les essais. En effet, des études menées sur du sable ont montré que lorsque la fréquence de chargement cyclique est comprise entre 0,05 et 1 Hz, on n'observe aucun effet de la fréquence (Tatsuoka *et al.*, 1986a ; Tatsuoka *et al.*, 1986b). Des essais triaxiaux rapportés par Benahmed (2001) semblent en plus affirmer que jusqu'à 12 Hz, il n'y a pas d'influence de la vitesse de chargement pour le sable. Comme nous voulions étudier l'influence d'un très grand nombre de cycles, il fallait réaliser le maximum de cycles, donc trouver la vitesse optimale de chargement ; c'est pourquoi des études sur des fréquences de chargement élevées, jusqu'à 5 Hz ont été réalisées. Des essais de référence à 0,1, 0,5 et 1 Hz ont été réalisés, puis on les a comparés aux essais à 2 Hz, 3 Hz et 5 Hz.

On présente respectivement sur les Figures 3-26a et 3-26b les déplacements mesurés lors des chargements à 3 Hz et 5 Hz pour N = 1000.



(a) – Déplacements en tête du pieu pour un chargement cyclique à F = 3 Hz

(b) – Déplacements en tête du pieu pour un chargement cyclique à F = 5 Hz

**Figure 3-26 - Influence de la fréquence de chargement, 3 Hz et 5 Hz sur les déplacements en tête du pieu**

Les irrégularités sur les efforts mesurés en tête du pieu sont évidentes. D'autres essais aux mêmes fréquences ont été réalisés mais les mêmes irrégularités sur les courbes efforts déplacements ont été rencontrées. Malgré les nombreuses tentatives de variation des réglages du PID<sup>6</sup> du servovérin, on n'est pas parvenu à appliquer au système un signal sinusoïdal propre. Ceci veut dire que les fréquences de chargement à 3 et 5 Hz ont une influence sur le système (sol-pieu et système de chargement - dans la configuration étudiée) et que ce ne sont pas des fréquences adéquates, dans notre cas, pour des essais de chargement cycliques.

Les chargements réalisés à des fréquences inférieures ou égales à 2 Hz donnent des signaux sinusoïdaux propres. Toutefois, en étudiant les déplacements cycliques, on observe une influence de la fréquence de chargement (Figure 3-27).

<sup>6</sup> PID : Proportionnelle, Intégrale et Dérivée ; réglages qui permettent de contrôler le signal appliqué par le servovérin au système sol-pieu et qui est fonction de la rigidité du système (sol-pieu, fixation du servovérin, ...)



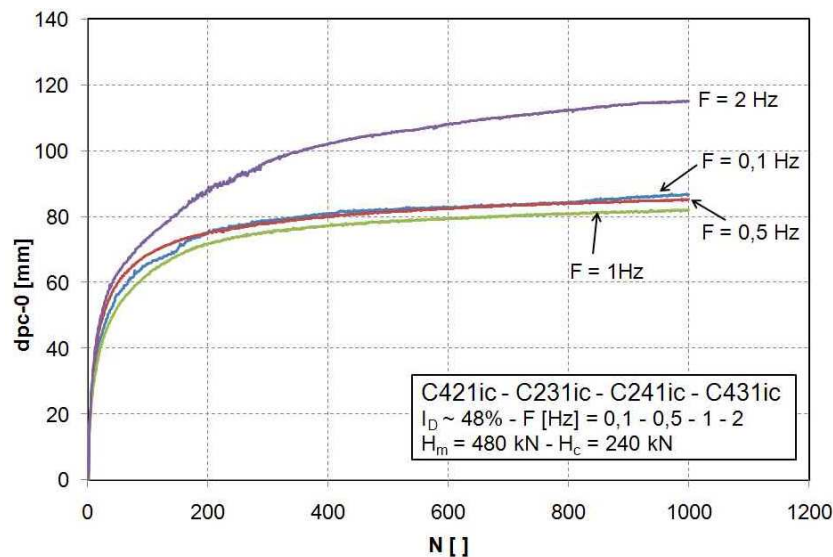


Figure 3-27 - Influence de la fréquence de chargement sur les déplacements en tête du pieu

Le symbole  $d_{pc-0}$  représente le déplacement cyclique induit par le chargement cyclique uniquement. Sa valeur pour un nombre de cycles  $N$  donné est égale à la différence entre  $d_{pc}$  mesuré à  $N$  et  $d_{pc}$  mesuré à  $N=1$ . Les déplacements représentés sur la Figure 3-27 correspondent aux déplacements mesurés lorsque  $H = H_m + H_c$ .

Lorsque la fréquence de chargement est comprise entre 0,1 et 1 Hz, les valeurs des déplacements accumulés sont similaires et on ne distingue aucune influence de la fréquence de chargement. On peut donc dire que, si la fréquence de chargement est comprise entre 0,1 et 1 Hz, le chargement cyclique peut être assimilé à un chargement quasi-statique et l'effet d'inertie est suffisamment faible pour être négligé, dans le cas du sable de Fontainebleau.

A partir de 2 Hz, on constate une accumulation des déplacements en tête beaucoup plus importante, supérieure à 33% à  $N=1000$ , comparée aux déplacements accumulés à des fréquences de chargement moins importantes ( $F=0,1$  Hz).

De plus, des études par rapport à l'influence de la fréquence de chargement sur des essais triaxiaux cycliques, réalisés par Tatsuoka *et al.* (1986b), montrent que la fréquence de chargement comprise entre 0,05 et 1 Hz a peu d'influence sur le comportement du sable ( $I_D \sim 50\%$  et  $I_D \sim 80\%$ ).

On peut donc dire que la fréquence de chargement à 1 Hz convient pour les essais de chargement latéral cyclique. Cette fréquence de chargement permet d'étudier un très grand nombre de cycles sans avoir d'effets d'inertie significatifs.

### III.3.4 - Déplacements en tête du pieu

Différents essais avec différents nombres de cycles ont été réalisés afin d'étudier l'influence du chargement cyclique sur le comportement du pieu. Nous étudierons ci-après l'influence de ce type de chargement sur les déplacements en tête du pieu. On étudiera aussi l'effet du nombre de cycles de chargement, l'influence du niveau de chargement et de la densité sur les déplacements en tête du pieu.

Pour des raisons pratiques et à cause des limitations des contraintes maximales dans le pieu (limite élastique du pieu), les efforts cycliques maximaux sont limités à 0,3 fois la valeur de l'effort à la rupture (§ III.2.4 - ) et sont exprimés dans le Tableau 3-7.

Tableau 3-7 - Efforts cycliques maximaux appliqués sur le pieu instrumenté

Indice de densité du massif [%]	47	78
0,3 $H_u$ [kN]	720	960
0,2 $H_u$ [kN]	480	640
0,1 $H_u$ [kN]	240	320

Ces valeurs serviront de base pour la détermination des autres efforts cycliques appliqués au pieu.

### III.3.4.1 - Influence du nombre de cycles

En étudiant l'accumulation des déplacements en tête du pieu, aucune stabilisation n'est observée même à 1000 cycles (Figure 3-24) pour le chargement donné. C'est pourquoi, des essais à  $N=25000$  et  $N=75000$  ont été réalisés pour un chargement cyclique défini par  $H_m = 480$  kN et  $H_c = 240$  kN, soit  $H_m+H_c = 720$  kN = 0,3  $H_u$ . La Figure 3-28 représente l'accumulation de déplacements en tête jusqu'à  $N=75000$  avec ce niveau de chargements.

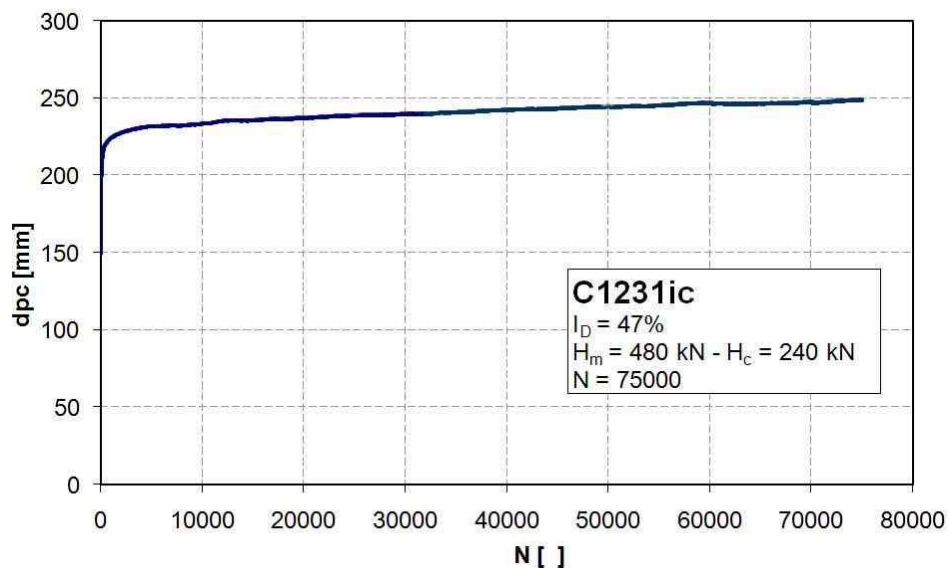


Figure 3-28 - Accumulation de déplacements en tête pour un essai jusqu'à  $N = 75000$

L'accumulation de déplacements en tête évolue de manière constante à partir des premiers milliers de cycles. Après une première phase d'accumulation très importante (Figure 3-23 et 3-28), la vitesse d'accumulation de déplacements devient plus faible. Entre 10000 et 75000 cycles, pour le chargement appliqué,  $d_{pc}$  n'augmente que de 6,1% par rapport au déplacement maximal cyclique à  $N = 75000$ . On peut même dire que la courbe à partir des premiers milliers de cycles est quasiment linéaire, ce qui permet de supposer un ajustement linéaire de cette partie de la courbe.

Cette partition de l'accumulation des déplacements en tête du pieu est d'autant plus évidente lorsqu'on représente les mêmes déplacements dans une échelle semi-logarithmique (Figure 3-29).

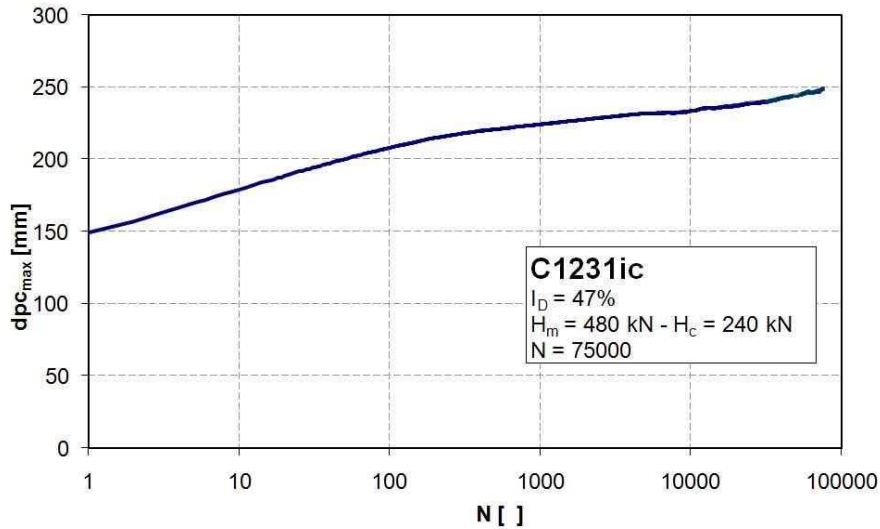


Figure 3-29 - Accumulation de déplacements en tête du pieu pour un essai jusqu'à  $N=75000$  en échelle semi-logarithmique ( $H_{maxcyc} = 0,3 H_u$ )

Entre 100 et 1000 cycles, on remarque un changement du comportement du système sol-pieu. La pente de l'accumulation des déplacements maximaux diminue. Ce changement de pente dans une échelle semi-logarithmique a été observé dans tous les essais de chargements cycliques. On pourrait donc supposer une estimation de l'accumulation des déplacements cycliques en tête du pieu à l'aide d'une équation logarithmique.

On calcule aussi le taux (la vitesse) d'accumulation des déplacements entre chaque cycle. La valeur de ce taux d'accumulation est obtenue en retranchant du déplacement cyclique maximal à  $N+1$  la valeur  $dp_{c_{max}}$  à  $N$ . On obtient alors la courbe de la Figure 3-30.

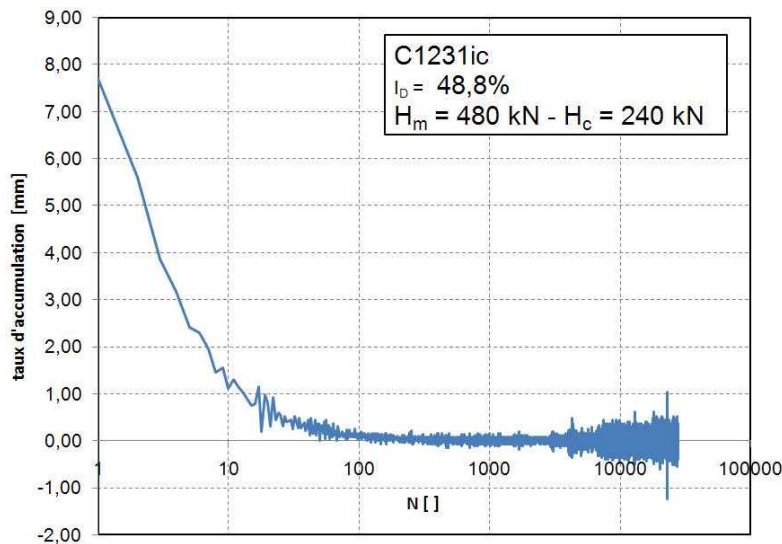


Figure 3-30 - Taux d'accumulation des déplacements en tête du pieu lors d'un chargement cyclique

L'accumulation des déplacements en tête diminue avec le nombre de cycles (Figure 3-30). Du premier au dixième cycle, le taux d'accumulation des déplacements diminue de plus de 75% et il est quasiment nul à partir de 100 cycles. On pourrait alors supposer qu'il y a une stabilisation de l'accumulation des déplacements en tête à partir de 1000 cycles puisque le taux d'accumulation des déplacements est faible, voire nul. Néanmoins, la Figure 3-29 démontre le contraire : pour le chargement correspondant à  $H_{maxcyc} = 0,3 H_u$ , aucune stabilisation de l'accumulation des déplacements n'est observée. De plus, l'intégration des

taux d'accumulation de déplacement entre 1000 et 75000 cycles donne une valeur positive de 24 mm. Toutefois, il faut remarquer que sur les 15000 derniers cycles, l'augmentation totale n'est plus que d'environ 2,5 mm, ce qui est très faible comparée à l'accumulation totale des déplacements.

Considérons l'essai C1231ic et supposons que l'accumulation totale de déplacements cycliques à  $N=75000$  représente l'accumulation totale de déplacements, soit 100% des déplacements cycliques accumulés. Ainsi, pour une charge maximale cyclique appliquée en tête de pieu égale à  $0,3 H_{u,s}$ , avec une demi-amplitude du chargement cyclique égale à  $0,1 H_{u,s}$ , le déplacement total mesuré à 100 cycles représente plus de 55% du déplacement total cyclique et celui mesuré à 10000 cycles, représente plus de 80% du déplacement cyclique mesuré. On peut donc considérer qu'un chargement cyclique à partir de 10000 cycles permet de quantifier une bonne partie (au moins 80%) du comportement du système sol-pieu (déplacements en tête). Pour les autres niveaux de chargements, on obtient des courbes ayant la même forme que celle décrite sur la Figure 3-30, et qui s'annulent aussi à partir de 100 cycles ou plus tôt.

L'influence du nombre de cycles peut aussi être évaluée à partir des comportements post cycliques du système sol-pieu. En effet, en étudiant les résultats lors du chargement monotone final (Figure 3-21), après le chargement cyclique, de précieuses informations peuvent être recueillies (Figure 3-31).

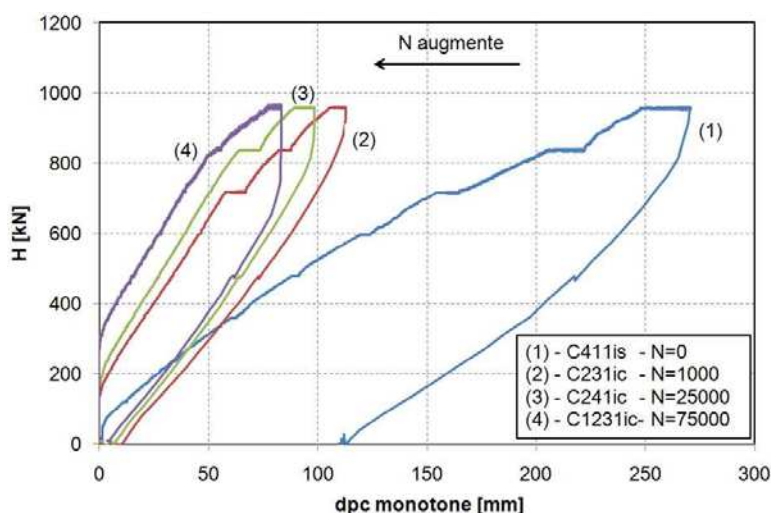


Figure 3-31 - Déplacements en tête du pieu lors du chargement monotone post-cyclique

Pour déterminer ces déplacements, on réinitialise les déplacements avant le début du chargement monotone post-cyclique. La courbe 1 de la Figure 3-31 représente un chargement monotone simple. Les courbes 2 à 4 représentent le comportement du pieu lors d'un chargement monotone précédé d'un chargement cyclique avec différents nombres de cycles. À part les nombres de cycles de chargement différents, les caractéristiques du chargement cyclique sont identiques pour ces trois courbes. Lorsque le nombre de cycles de chargement augmente, le comportement monotone post-cyclique du système devient beaucoup plus rigide. Durant les 1000 premiers cycles, l'augmentation de la rigidité du système est importante, au-delà l'augmentation est plus faible et la différence de comportement après 25000 ou 75000 cycles est à peine perceptible.

On remarque aussi que les déplacements résiduels dus au chargement monotone post-cyclique ont tendance à diminuer lorsque le nombre de cycles de chargement augmente. Il est quasiment nul (4 mm – 0,5% du diamètre) pour l'essai C1231ic pour lequel  $N=75000$ .

## III.3.4.2 - Influence du niveau de chargement

L'influence du niveau de chargement est étudiée à partir de différents essais avec trois niveaux de chargements maximaux cycliques différents : 0,1 – 0,2 et 0,3  $H_u$  (Tableau 3-8).

**Tableau 3-8 - Valeurs des efforts maximaux cycliques**

$H_{\max}$ cycliques ( $H_{\max\text{cyc}}$ )	$I_D \sim 48\%$	$I_D \sim 78\%$
0,1 $H_u$ [kN]	240 kN (0,09 $H_u$ )	320 kN (0,09 $H_u$ )
0,2 $H_u$ [kN]	480 kN (0,19 $H_u$ )	640 kN (0,19 $H_u$ )
0,3 $H_u$ [kN]	720 kN (0,29 $H_u$ )	960 kN (0,29 $H_u$ )

## (a) Influence d'une séquence de chargement croissante

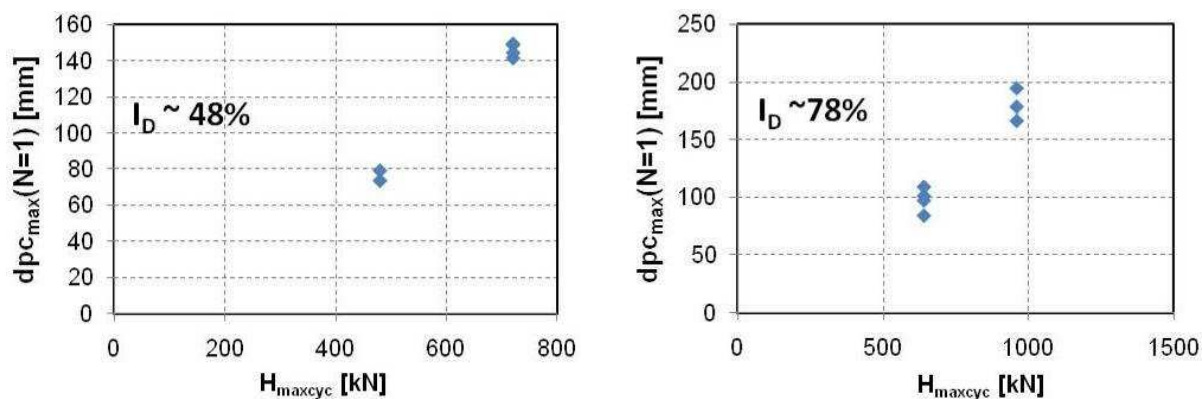
Nous étudions ici principalement les essais C1631ic, C2131ic et C2211ic. Chaque essai, comme on l'a vu dans le Tableau 3-3, est constitué par une succession de chargements cycliques dont les valeurs de  $H_{\max\text{cyc}}$  augmentent de 0,1  $H_u$ , 0,2  $H_u$  à 0,3  $H_u$ . Nous comparons alors les déplacements maximaux  $dpc_{\max}$  au premier cycle de chaque séquence aux déplacements maximaux obtenus au premier cycle dans les autres essais qui ne sont précédés d'aucun chargement cyclique. Nous nous intéressons spécialement aux cas des chargements à 0,2  $H_u$  et 0,3  $H_u$ , pour lesquels une ou deux séquences de chargement cyclique ont été préalablement appliquées sur le pieu. Le cas de charge à 0,1  $H_u$  est peu intéressant puisqu'il n'est précédé d'aucun chargement cyclique préalable. Les résultats sont résumés dans le Tableau 3-9 suivant.

**Tableau 3-9 - Déplacements cycliques maximaux au premier cycle de chaque séquence**

Essais	$I_D$ [%]	$H_{\max\text{cyc}}/H_u$ [-]	$H_m-H_c$	$dpc_{\max}$ (N=1) [mm]	Séquence
C1631ic-2	80,5	0,2	> 0	84,1	Oui
C2131ic-2	80,8	0,2	~ 0	97,2	Oui
C2121ic	80,8	0,2	~ 0	101,2	Non
C1111ic	80,0	0,2	> 0	109,1	Non
C1631ic-3	80,5	0,3	> 0	166,5	Oui
C2131ic-3	80,8	0,3	~ 0	194,8	Oui
C321ic	77,8	0,3	> 0	178,8	Non
C2211ic-2	52,8	0,2	~ 0	74,0	Oui
C1211ic	48,8	0,2	> 0	79,6	Non
C2211ic-3	52,8	0,3	~ 0	141,7	Oui
C1231ic	48,8	0,3	> 0	149,0	Non
C421ic	48,0	0,3	> 0	144,6	Non
C231ic	50,3	0,3	> 0	149,6	Non

Les résultats du Tableau 3-9 montrent que lorsqu'un chargement cyclique est appliqué sur un pieu, tant que sa valeur maximale cyclique ( $H_{\max\text{cyc}}$ ) est inférieure à la valeur  $H_{\max\text{cyc}}$  des

séquences suivantes, ce chargement n'a pas beaucoup d'influence sur les déplacements maximaux cycliques obtenus pour le premier cycle de la séquence suivante, du moins n'aura pas d'influence néfaste. En effet, les déplacements maximaux mesurés lors du premier cycle sont les mêmes pour les essais ayant la même valeur de  $H_{\max\text{cyc}}$  lors de ce premier cycle (Figure 3-32). Ceci veut dire que lorsque  $N < 5000$ , dans du sable, le déplacement maximal cyclique au premier cycle de la séquence suivante est pareil que celui mesuré lors d'un autre essai cyclique simple (sans séquence). Néanmoins, pour  $I_D \sim 78\%$ , on remarque une dispersion des mesures assez importante.



(a) – Déplacements en tête du pieu au premier cycle pour  $I_D \sim 48\%$

(b) – Déplacements en tête du pieu au premier cycle pour  $I_D \sim 78\%$

Figure 3-32 - Déplacements maximaux mesurés en tête du pieu lors du premier cycle de chargement

Il est donc intéressant de comparer les déplacements mesurés lors du chargement monotone post-cyclique, aux charges  $H = 840$  kN et  $H = 960$  kN. On comparera uniquement les essais pour lesquels  $H_{\max\text{cyc}}$  est inférieur aux valeurs de 840 kN.

Tableau 3-10 - Déplacements mesurés lors du chargement post-cyclique pour  $H=840$  kN et  $H=960$  kN

Essais	$I_D$ [%]	$H_{\max\text{cyc}}$ [kN]	N	dpc pour	dpc pour
				H=840 kN	H=960 kN
				[mm]	[mm]
C231ic	50,3	720	1000	255,7	280,3
C241ic	50,3	720	25000	284,0	307,5
C251ic	50,3	720	1000	276,2	296,2
C421ic	48,0	720	1000	243,7	266,1
C1211ic	48,8	480	10000	196,4	-
C1221ic	48,8	240	10000	186,4	223,3
C1231ic	48,8	720	75000	261,4	289,0
C2211ic	52,8	240 – 480 – 720	5000 + 5000 + 5000	205,7	222,8
C1111ic	80,0	640	10000	188,1	205,9
C1121ic	80,0	320	10000	142,4	170,5
C1131ic	80,0	720	25000	207,6	220,6
C2121ic	80,8	640	5000	197,7	225,1



Les déplacements mesurés lors du chargement monotone final (post-cyclique) à une charge donnée et pour une densité donnée sont très dispersés. Par exemple, pour une charge de 840 kN et à une densité proche de 48%,  $d_{pc}$  mesurée peut être égale à 186 mm (C1221ic), comme elle peut aussi être égale à 261 mm (C1231ic), soit une différence de plus de 40%. Cette différence est probablement due au chargement cyclique. Ce qui en définitif veut dire que les différents paramètres d’une séquence de chargement ont une influence sur le comportement du système sol-pieu et sur l’état de contrainte du système. Même si la charge appliquée après la séquence cyclique a une valeur plus élevée que celle appliquée précédemment, le comportement du système ne sera plus le même.

Il est difficile de déterminer quel paramètre entre  $H_m$ ,  $H_c$ , ou  $N$  a le plus d’influence sur le comportement. Toutefois, lorsque  $H_{maxcyc}$  ou  $H_c$  augmente, la valeur de  $d_{pc}$  mesurée augmente elle aussi. Nous étudions ci-après l’influence du niveau de chargement appliqué.

(b) Cas ou  $H_m - H_c > 0$

Pour le choix des autres paramètres dans ce cas, les valeurs de  $H_{maxcyc}$  sont fixées et on a choisi  $H_c$  et  $H_m$  de telle manière que  $H_{maxcyc}/H_m \sim 1,5$  et  $H_{maxcyc}/H_c \sim 3$ . Pour les études comparatives, on ne retiendra que la valeur de  $H_{maxcyc}$  et on comparera les déplacements jusqu’à 10000 cycles qui représentent déjà la majeure partie du comportement du système sol-pieu en déplacements. Les déplacements totaux pour les trois niveaux de chargements étudiés sont décrits dans la Figure 3-33.

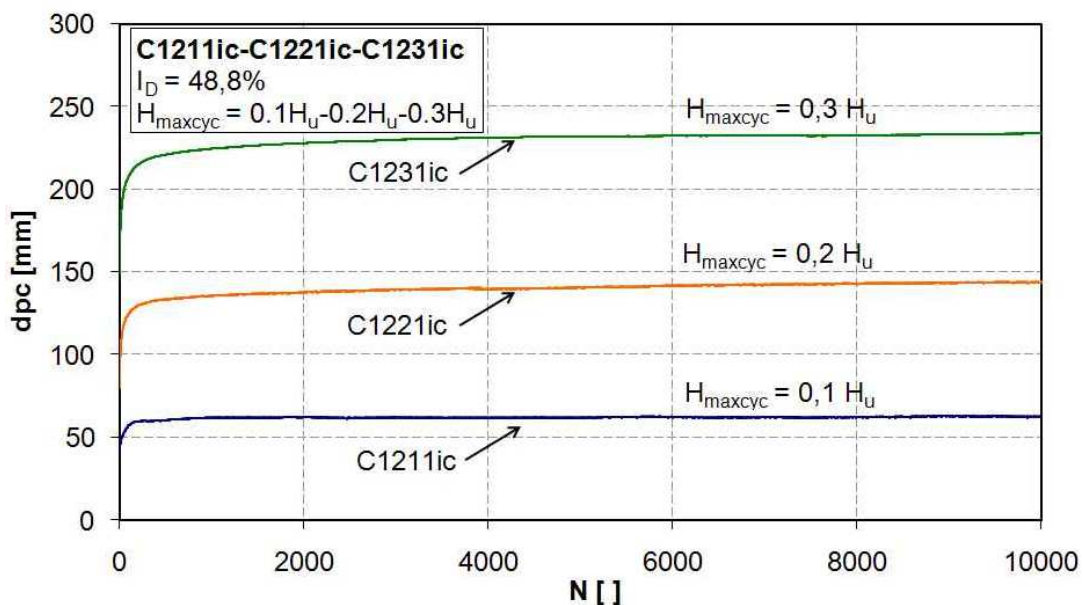


Figure 3-33 - Influence du niveau de chargement sur les déplacements

L’allure des trois courbes décrites ci-dessus est similaire et il est difficile de bien distinguer une influence du niveau de chargement cyclique. On retrace alors les mêmes courbes dans une échelle semi-logarithmique et on s’intéresse uniquement à l’accumulation des déplacements lors des cycles. On retranche alors des valeurs de déplacements totaux (monotone et cyclique) en tête du pieu le déplacement maximal au premier cycle du chargement, on obtient ainsi les valeurs de  $d_{pc-0}$  (expression (3-7)).

$$d_{pc-0}(N) = d_{pc_{max}}(N) - d_{pc_{max}}(N=1) \quad (3-7)$$

Les courbes tracées à partir des valeurs ainsi déterminées sont montrées sur la Figure 3-34.

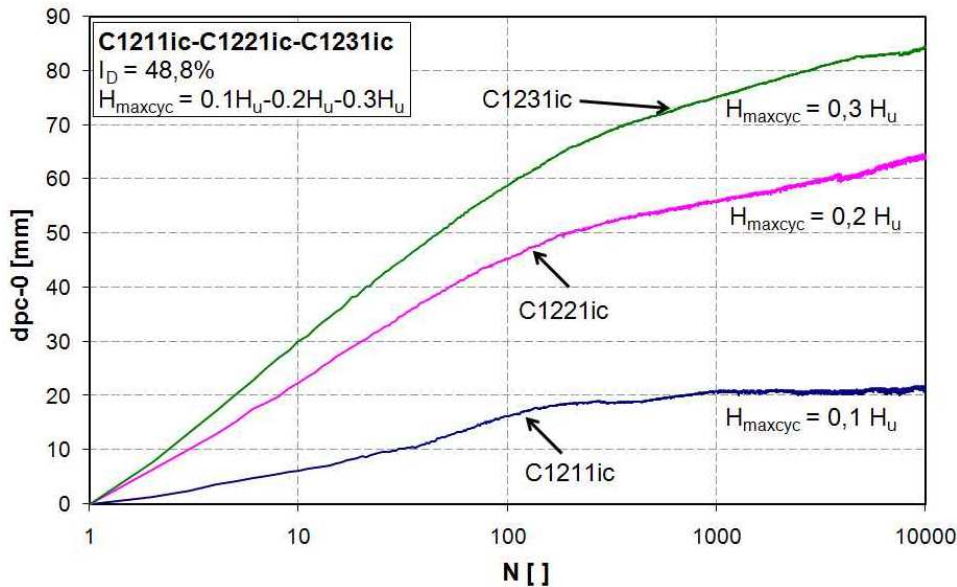


Figure 3-34 - Influence du niveau de chargement sur les déplacements cycliques dans une échelle semi-logarithmique pour  $I_D \sim 48\%$

Sur la Figure 3-34, lorsque le niveau de chargement augmente, la vitesse d'accumulation des déplacements augmente elle aussi. Lorsque le niveau de chargement maximal cyclique est égal à  $0,1 H_u$ , les déplacements en tête du pieu augmentent toujours jusqu'à  $N = 1000$  cycles. A partir de 1000 cycles, et ce jusqu'à 10000 cycles, les déplacements en tête du pieu restent constants à environ 20 mm. Ce qui n'est pas le cas pour les niveaux de chargements plus importants ( $0,2$  et  $0,3 H_u$ ). Dans tous les cas, une grande partie ainsi que les tendances de l'accumulation des déplacements se produisent durant les 1000 premiers cycles.

Le niveau de chargement a donc une importance primordiale dans l'accumulation des déplacements en tête du pieu lors d'un chargement cyclique.

Sur la Figure 3-34, on remarque qu'entre 100 et 1000 cycles, il y a une inflexion des trois courbes représentant l'accumulation des déplacements en tête comme déjà décrit auparavant (§ III.3.4 -). De plus, comme l'allure des deux parties de chaque courbe peut être assimilée à une droite dans une échelle semi-logarithmique, on peut supposer qu'une bonne estimation de l'accumulation des déplacements en tête du pieu peut être obtenue à l'aide de deux droites semi-logarithmiques. La première droite représentera le comportement durant les quelques premières centaines de cycles et la seconde, le comportement à plus long terme. Cette proposition de formulation sera plus détaillée dans les prochains paragraphes.

On peut supposer que cette inflexion dans l'accumulation des déplacements en tête du pieu peut être due :

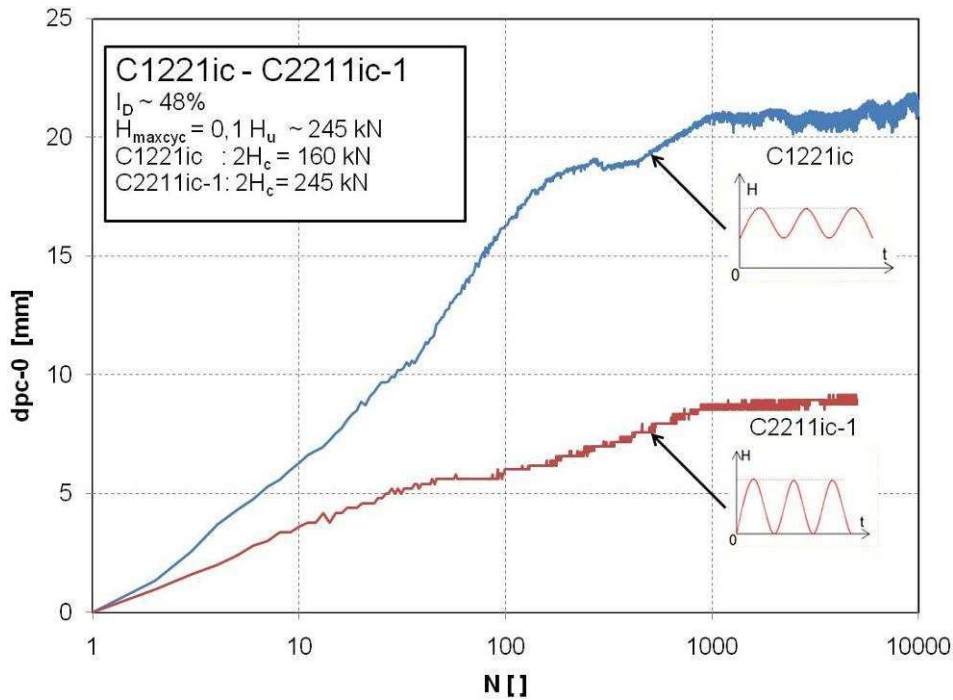
- à une mobilisation progressive des résistances du sol en profondeur qui sont plus raides par rapport à celles en surface, ce qui entraîne une diminution de la vitesse de l'accumulation des déplacements en tête ;
- à une augmentation de la rigidité du système sol-pieu globalement ;
- à une rotation du pieu et donc une contrebutée plus forte (Caliendo & al., 1998a et 1998b).

(c) Cas où  $H_m - H_c \sim 0$

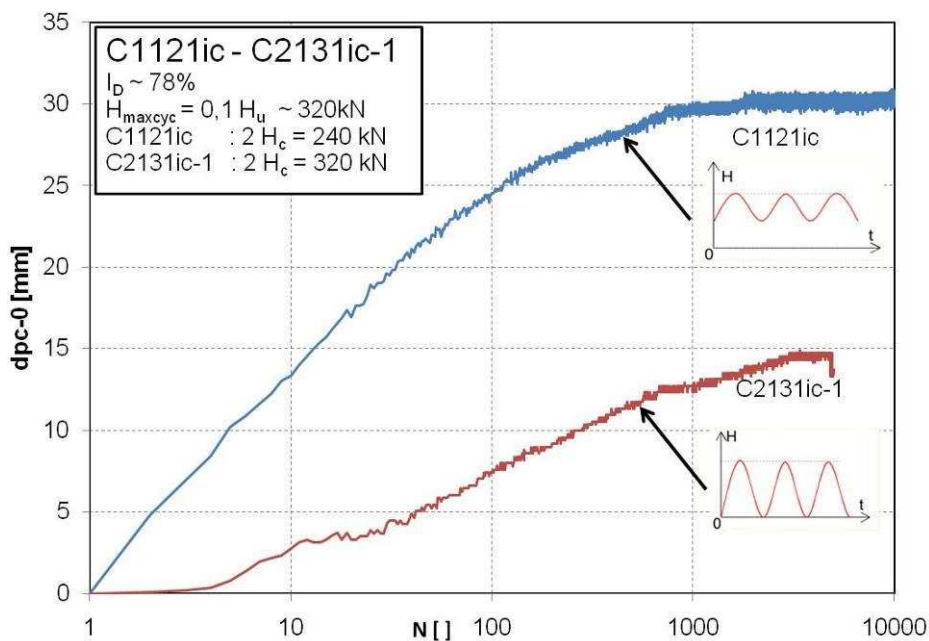
L'influence du niveau de chargement cyclique maximal ( $H_{maxcyc}$ ) a été étudiée précédemment et il est clair que, lorsque  $H_{maxcyc}$  augmente, l'accumulation des déplacements en tête du pieu augmente aussi. Mais qu'en est-il de l'influence de  $H_c$  ? La comparaison des déplacements



cycliques pour différents niveaux de chargements cycliques, mais pour un même  $H_{maxcyc}$ , donne les résultats indiqués sur la Figure 3-35.



(a) –  $dpc-0$  pour  $H_{maxcyc} = 0,1 H_u \sim 245$  kN et  $I_D \sim 48\%$

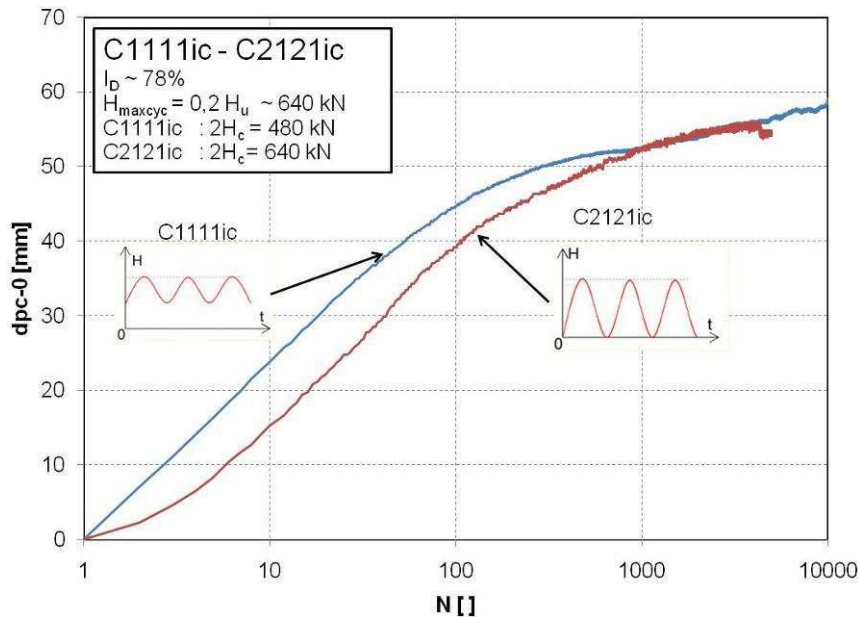


(b) –  $dpc-0$  pour  $H_{maxcyc} = 0,1 H_u \sim 320$  kN et  $I_D \sim 78\%$

**Figure 3-35 - Comparaison de l'accumulation de déplacements en tête pour différentes valeurs de  $H_c$  et pour  $H_{maxcyc} = 0,1 H_u$**

Lorsque  $H_c$  augmente, l'accumulation de déplacements cycliques devient plus faible pour une même valeur de  $H_{maxcyc} = 0,1 H_u$ . Ce qui est contraire aux observations réalisées par Rosquoët (2004). D'autant plus que lorsque  $H_{maxcyc} = 0,2 H_u$ , les deux courbes sont presque identiques (Figure 3-36) alors que les valeurs de  $H_c$  sont très différentes. De plus, les accumulations de

déplacements en tête lors des chargements cycliques, quelle que soit la valeur de  $H_c$ , est plus importante lorsque la densité est plus faible que lorsqu'elle est plus forte.



**Figure 3-36 - Comparaison de l'accumulation de déplacements en tête pour différentes valeurs de  $H_c$  et pour  $H_{maxcyc} = 0,2 H_u$  ( $I_D = 78\%$ )**

Pour  $H_{maxcyc} = 0,3 H_u$ , les résultats sont similaires à ceux décrits sur la Figure 3-35 ; toutefois, des réserves doivent être émises puisque, dans le cas des essais C2131ic-3, d'autres séquences de chargements cycliques ont déjà été réalisées, même si  $dpc_{max}(N=1)$  est légèrement supérieur (9%) à celui de l'essai C231ic.

Ces résultats contradictoires ne permettent pas de conclure sur l'influence des niveaux de chargements appliqués au pieu. Mais on peut dire que lorsque  $H_{maxcyc}$  augmente, on observe plus de déplacements, et la vitesse d'accumulation de ces déplacements est plus élevée.

### III.3.4.3 - Influence de la densité

Dans les essais triaxiaux, lorsque la densité du sable augmente, on observe généralement une augmentation de la résistance au cisaillement du sable (Benahmed, 2001). Les déplacements cycliques en tête du pieu devraient donc être moins importants lorsque la densité du massif de sable augmente. Deux essais avec les mêmes valeurs de chargement (même valeur de  $H_m$  et  $H_c$ ) ont été comparés et on ne s'est intéressé qu'aux déplacements dus au chargement cyclique (Figure 3-37).

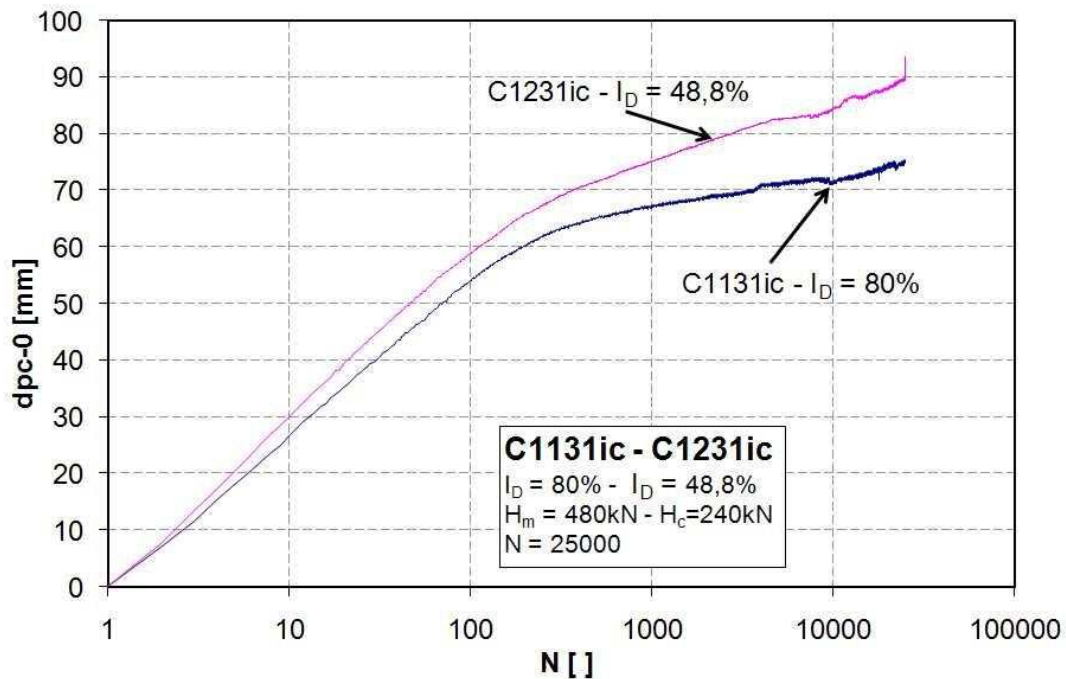


Figure 3-37 - Influence de la densité sur l'accumulation des déplacements en tête du pieu

Pour une même valeur des efforts appliqués en tête, les déplacements cycliques en tête du pieu sont moins importants lorsque le massif de sol est dense. Toutefois, les courbes ont une même allure et présentent toujours une inflexion entre 100 et 1000 cycles. Dans le cas décrit ici, il est clair que la densité du sable semble avoir un rôle important à jouer.

On étudie l'influence de la densité sur l'accumulation de déplacements pour différents niveaux de chargements décrits dans le Tableau 3-8. On s'intéresse uniquement ici (Figure 3-38) à l'accumulation des déplacements cycliques à partir du premier cycle.

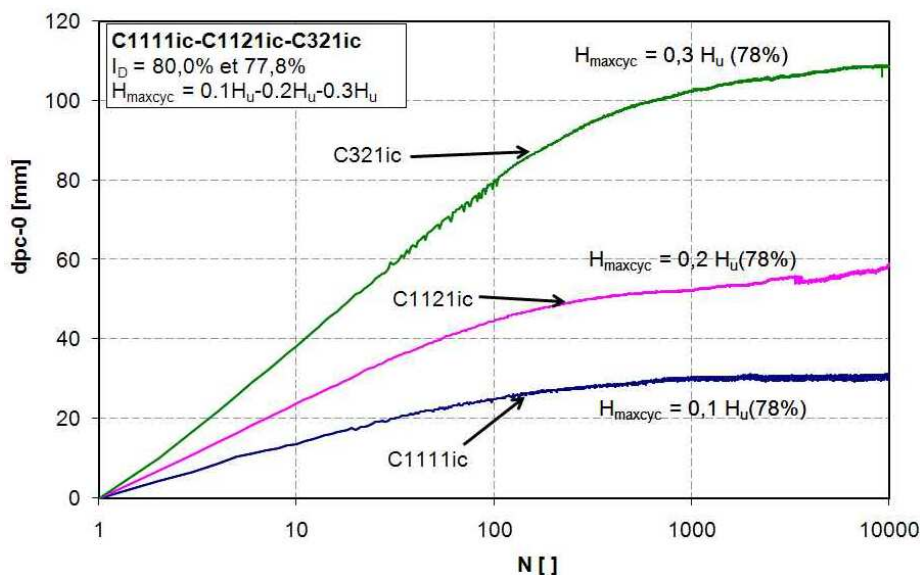


Figure 3-38 - Accumulation de déplacements cycliques en tête du pieu pour  $I_D \sim 78\%$

On compare alors les Figure 3-34 et 3-38, les courbes ont une même allure quel que soit l'indice de densité considéré, et de plus l'évolution de l'accumulation est similaire.

De plus, si on regarde l'évolution de l'accumulation des déplacements pour  $H = 0,1 H_u$ , on observe dans les deux cas (78% et 48%) une stabilisation de l'accumulation des déplacements à partir de 1000 cycles. Toutefois, ce qui est remarquable, c'est que l'accumulation de

déplacements cycliques est beaucoup plus importante dans le massif dense que dans le massif lâche (Figure 3-35, Figure 3-36, Figure 3-38). Pour  $H = 0,2 H_u$ , on ne constate pas la même évolution que celle observée à  $0,1 H_u$  et  $0,3 H_u$ .

#### III.3.4.4 - Détermination des équations des déplacements en tête du pieu

Les résultats précédents montrent que, dans un plan semi-logarithmique, la courbe d'accumulation des déplacements en tête du pieu pourrait être ajustée par deux droites dans un plan semi-logarithmique. La détermination de ces deux droites est calculée avec tous les résultats du chargement cyclique, notamment les déplacements cycliques maximaux, en tenant compte de la complémentarité des points considérés, et donc des points considérés pour la détermination de chaque droite.

Par exemple, considérons un essai à 25000 cycles :

- (1) On détermine la première droite d'ajustement à partir des deux premiers points des 25000 points disponibles ; puis, on détermine la deuxième droite à partir des 24498 points restants.
- (2) En même temps, on estime les coefficients de détermination  $R^2$  de chaque droite et on effectue la somme des deux coefficients ; la valeur obtenue est enregistrée pour être comparée plus tard.
- (3) Puis on effectue la même opération mais cette fois on calcule la première droite à partir des trois premiers points et on détermine la deuxième droite à partir des 24497 points restants.
- (4) On compare alors la somme des coefficients de détermination de cette étape à celle obtenue précédemment. Si la nouvelle valeur est supérieure à celle déterminée précédemment, on garde les paramètres des nouvelles droites déterminées, et ainsi de suite jusqu'à ce que la première droite soit déterminée à partir des 24498 premiers points et la deuxième à partir des deux derniers points. Un exemple de résultats de calcul est montré sur la Figure 3-39.

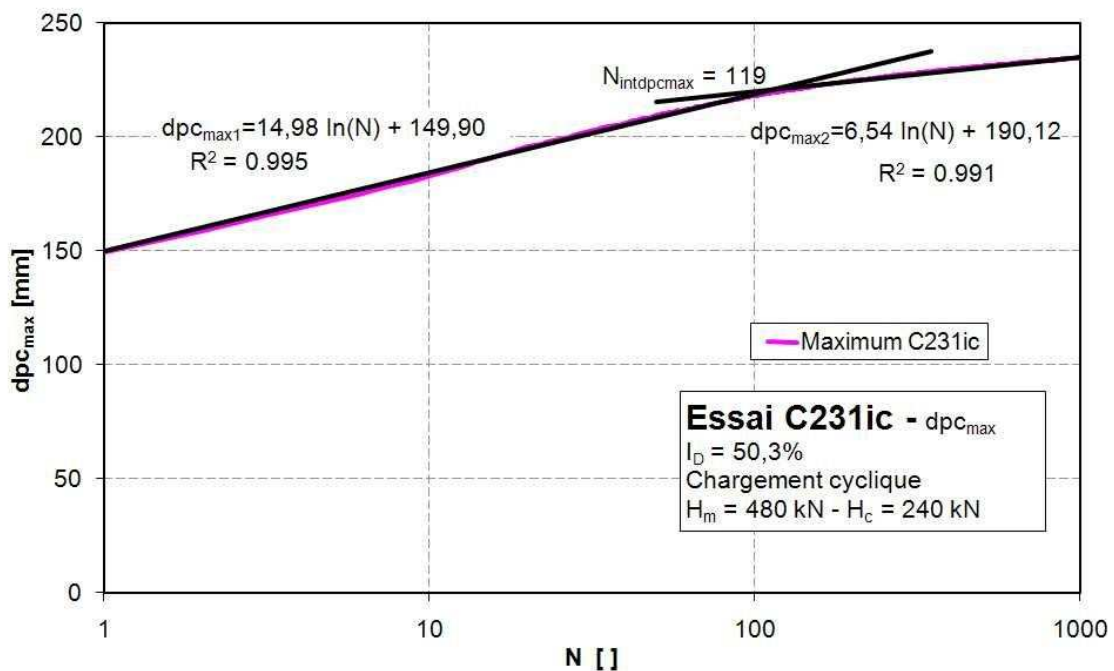


Figure 3-39 - Droites d'ajustements des déplacements en tête du pieu

$$y_{\max 1}(N) = a_1 \cdot \ln(N) + b_1 \quad (3-8)$$

L'expression (3-8) correspond à l'équation de la première droite d'ajustement des déplacements en tête du pieu,  $b_1$  est égal à  $y_{\max 1}(1)$  et correspond au déplacement mesuré à la charge maximale lors du premier cycle.

$$y_{\max 2}(N) = a_2 \cdot \ln(N) + b_2 \quad (3-9)$$

L'expression (3-9) correspond à l'équation de la deuxième droite d'ajustement des déplacements en tête du pieu.

R<sup>2</sup> est la valeur du coefficient de détermination des droites d'ajustement par rapport aux données utilisées pour la détermination de la droite.

N<sub>int</sub> correspond au nombre de cycles à partir duquel il y a bifurcation (changement de pente) de la droite d'ajustement des déplacements cycliques maximaux. Cette valeur est obtenue lors de la détermination des équations des droites d'ajustement.

(a) Expression de la première droite en tenant compte des paramètres de chargement

L'étude de la première droite permet de dire que b<sub>1</sub> correspond à y<sub>max1</sub>(1). En divisant chaque membre de l'expression (3-8) par y<sub>max1</sub>(1), nous obtenons l'équation (3-10).

$$\frac{y_{\max 1}(N)}{y_{\max 1}(1)} = \frac{a_1}{y_{\max 1}(1)} \cdot \ln(N) + 1 \quad (3-10)$$

Cette équation est très proche de l'équation proposée par Verdure (2003) et Rosquoët (2004) et présentée dans le chapitre 1. Rosquoët a proposé aussi une équation pour déterminer le coefficient directeur de la droite décrite par l'expression (3-10) pour du sable ayant un indice de densité I<sub>D</sub> proche de 86%. Cette équation tient compte des efforts appliqués sur le pieu :

$$A_1 = \frac{a_1}{y_{\max 1}(1)} = 0,08 \cdot \left( \frac{2 \cdot H_c}{H_{\max cyc}} \right)^{0,35} \quad (3-11)$$

La comparaison des valeurs expérimentales de A<sub>1</sub> aux valeurs déduites de l'expression (3-11) n'est pas satisfaisante, même si les incertitudes que l'on a sont dans l'ordre de grandeur de celles prédites par Rosquoët (2004) (entre 20 et 62% selon le niveau de H<sub>maxcyc</sub>).

**Tableau 3-11 - Comparaison des valeurs de A<sub>1</sub> pour des massifs moyennement denses (I<sub>D</sub> ~ 48%)**

Essais	I <sub>D</sub> [%]	A <sub>1</sub> (expérimental)	Ecart relatif [%]
C231ic	50,3	0,100	30,7
C241ic	50,3	0,084	17,3
C251ic	50,3	0,084	17,4
C1211ic	48,8	0,129	46,2
C1221ic	48,8	0,090	23,0
C2211ic (1)	52,8	0,164	51,2

Les valeurs expérimentales de A<sub>1</sub> que nous trouvons sont 1,2 à 2 fois (en moyenne 1,5) plus élevées que celles proposées par Rosquoët (0,069 pour les cinq premiers essais et 0,080 pour

le dernier essai). Toutefois, il faut savoir que l’équation (3-11) a été développée pour du sable de Fontainebleau avec un indice de densité  $I_D$  de 86%. Nous répétons la même opération pour les essais dans les massifs ayant un indice de densité  $I_D$  d’environ 78% qui est plus proche du cadre de développement de la relation empirique (Tableau 3-12).

**Tableau 3-12 - Comparaison des valeurs de  $A_1$  pour des massifs denses ( $I_D \sim 78\%$ )**

Essais	$I_D$ [%]	$A_1$ (expérimental)	$A_1$ (Rosquoët, 2004)	Ecart relatif [%]
C321ic	77,8	0,095	0,069	27,2
C1111ic	80,0	0,0899	0,072	19,5
C1121ic	80,0	0,135	0,072	46,6
C1131ic	80,0	0,095	0,069	27,3
C1611ic	80,5	0,050	0,069	-38,3
C1631ic (1)	80,5	0,1198	0,072	39,6
C2121ic	80,8	0,0995	0,08	19,6

En général, comme précédemment, nous trouvons des valeurs expérimentales qui sont 1,2 à 2 fois plus élevées sauf pour l’essai C1611ic. La moyenne est égale à 1,4 et est quand même proche de celle trouvée pour le massif moins dense. Nous proposons alors de remplacer le coefficient 0,08 par 0,12, sans distinction de l’effet de la densité, et le déplacement en tête peut alors être déterminé à l’aide de l’équation (3-12):

$$\frac{y_{\max l}(N)}{y_{\max l}(1)} = 0,12 \cdot \left( \frac{2 \cdot H_c}{H_{\max \text{cyc}}} \right)^{0,35} \cdot \ln(N) + 1 \quad (3-12)$$

Il faut toutefois déterminer jusqu’à quel nombre de cycles on peut utiliser cette équation. Les valeurs de  $N_{\text{int}}$  recueillies sur tous les calculs réalisés sont toujours inférieures à 1000 et dans leur grande majorité, inférieure à 500. On peut donc dire que l’équation (3-12) n’est utilisable que dans le domaine de 0 à 500 cycles. Au-delà de ce nombre de cycles, il faut utiliser la seconde équation (équation (3-9)). Néanmoins, on a trouvé que  $a_1$  est une fonction croissante de  $H_m$  et de  $H_{\max \text{cyc}}$  et une relation empirique en a été déduite (Figure 3-40). Ceci permet d’écrire l’équation donnant  $y_{\max l}(N)$  à l’aide de l’expression (3-13) pour un indice de densité  $I_D \sim 48\%$ .

$$\frac{y_{\max l}(N)}{y_{\max l}(1)} = \frac{0,0298(H_m)}{y_{\max l}(1)} \cdot \ln(N) + 1 \quad (3-13)$$

La relation empirique montrée sur la Figure 3-40a a été choisie pour représenter l’expression de  $a_1$  car c’est celle qui est la plus proche des données expérimentales.



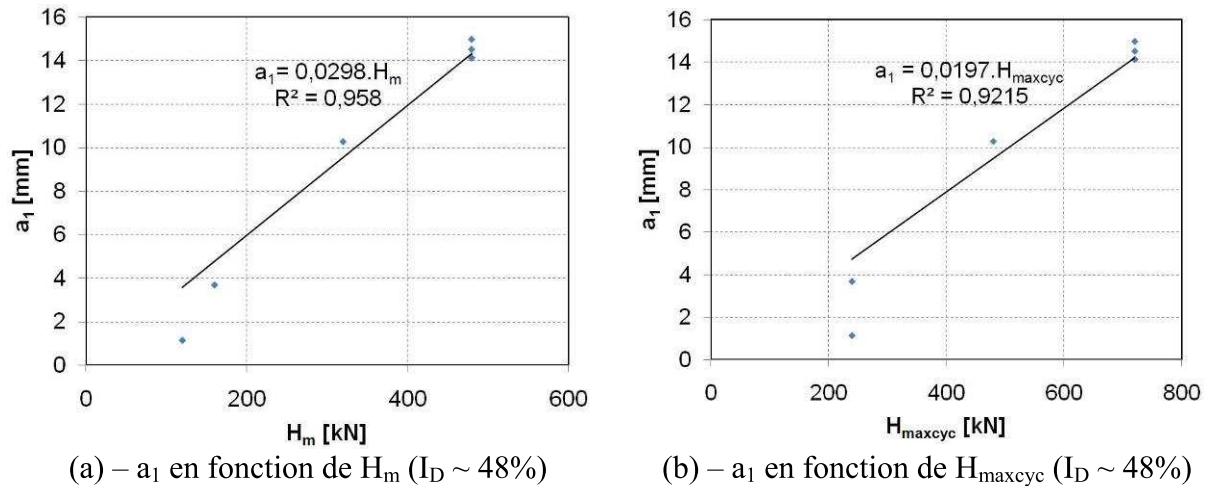


Figure 3-40 - Variation de la valeur de  $a_1$  en fonction des charges appliquées pour un  $I_D \sim 48\%$

Pour un massif ayant un indice de densité  $I_D$  de 78%, la relation n'est pas aussi évidente que dans le cas à 48%. En effet, les dispersions sont beaucoup plus importantes par rapport à la droite de régression lorsqu'on considère l'essai C161lic. En effet, la valeur du coefficient  $a_1$  pour cet essai est égal à 10,7 alors que pour l'essai C321lic, dont le chargement est identique, ce coefficient est égal à 17,05. Dans cette étude, nous ne considérerons pas les résultats de l'essai C161lic pour la détermination de la relation liant  $a_1$  aux valeurs des charges appliquées.

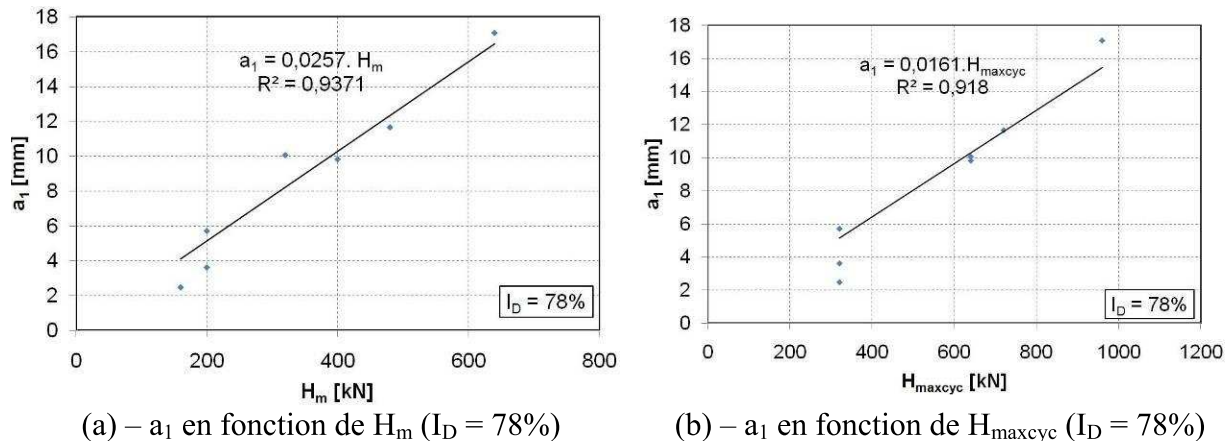


Figure 3-41 - Variation de la valeur de  $a_1$  en fonction des charges appliquées pour  $I_D \sim 78\%$

Ces relations nous donnent alors les équations (3-14) et (3-15) permettant de déterminer l'accumulation de déplacements en tête du pieu en fonction du chargement appliqué à 78% :

$$\frac{y_{maxl}(N)}{y_{maxl}(1)} = \frac{0,0257(H_m)}{y_{maxl}(1)} \cdot \ln(N) + 1 \quad (3-14)$$

Ou

$$\frac{y_{maxl}(N)}{y_{maxl}(1)} = \frac{0,0161(H_m + H_c)}{y_{maxl}(1)} \cdot \ln(N) + 1 \quad (3-15)$$

Pour un indice de densité de 48%, il suffit de remplacer 0,0257 par 0,0298 dans l'équation (3-14) et de remplacer 0,0161 par 0,0197 dans l'équation (3-15).

(b) Expression de la deuxième droite

Pour la deuxième droite, on trouve les mêmes variations de  $a_2$  en fonction de  $H_{maxcyc}$  qui nous semble être le paramètre le plus pertinent pour évaluer l'accumulation des déplacements cycliques dans la deuxième phase du comportement. En effet, quand  $H_{maxcyc} = 0,1 H_u$ , quelle que soit la valeur de  $H_c$  (donc de  $H_m$ ), on a une stabilisation de l'accumulation de déplacements cycliques en tête du pieu.

Comme pour  $a_1$ , une expression empirique reliant  $a_2$  à  $H_m+H_c$  peut être déterminée.

Pour  $I_D \sim 48\%$  :

$$a_2 = \frac{(H_{maxcyc} - 240)}{73,5} \quad (3-16)$$

Pour  $I_D \sim 78\%$  :

$$a_2 = \frac{(H_{maxcyc} - 320)}{143,4} \quad (3-17)$$

De plus, une relation linéaire reliant  $y_{max1}(1)$  aux valeurs de  $b_2$  peut être retrouvée (Figure 3-42) pour chaque densité.

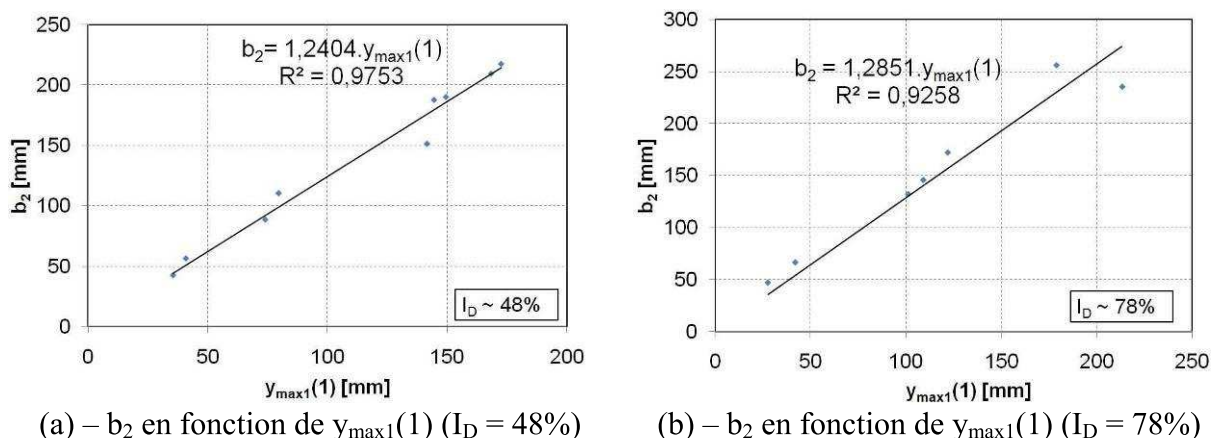


Figure 3-42 - Variation de  $b_2$  en fonction de  $y_{max1}(1)$

Comme les coefficients reliant  $b_2$  à la valeur de  $y_{max1}(1)$  sont très proches quelle que soit la densité considérée, nous considérerons que la moyenne des deux valeurs, égale à 1,263, constitue une bonne approximation de ce coefficient, d'où l'équation de la deuxième droite :

$$y_{max2}(N) = 1,263 \cdot y_{max1}(1) \cdot \left( \frac{a_2 \cdot \ln(N)}{1,263 \cdot y_{max1}(1)} + 1 \right) \quad (3-18)$$

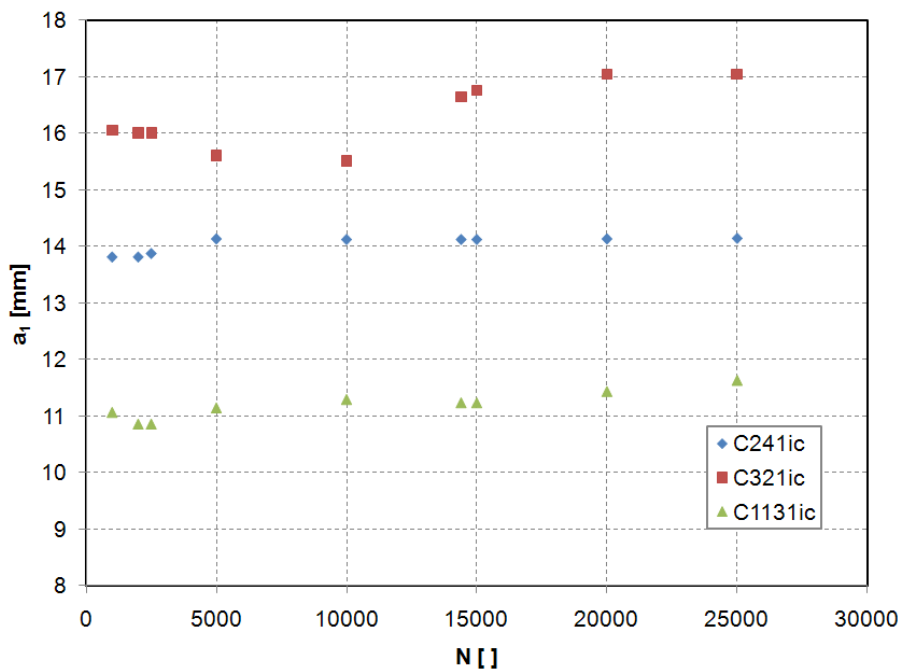
Les valeurs de  $y_{max1}(1)$  et de  $a_2$  sont déterminées en fonction de la densité considérée (équations (3-16) et (3-17) pour  $a_2$ ).

(c) Influence du nombre de cycles sur les paramètres des droites

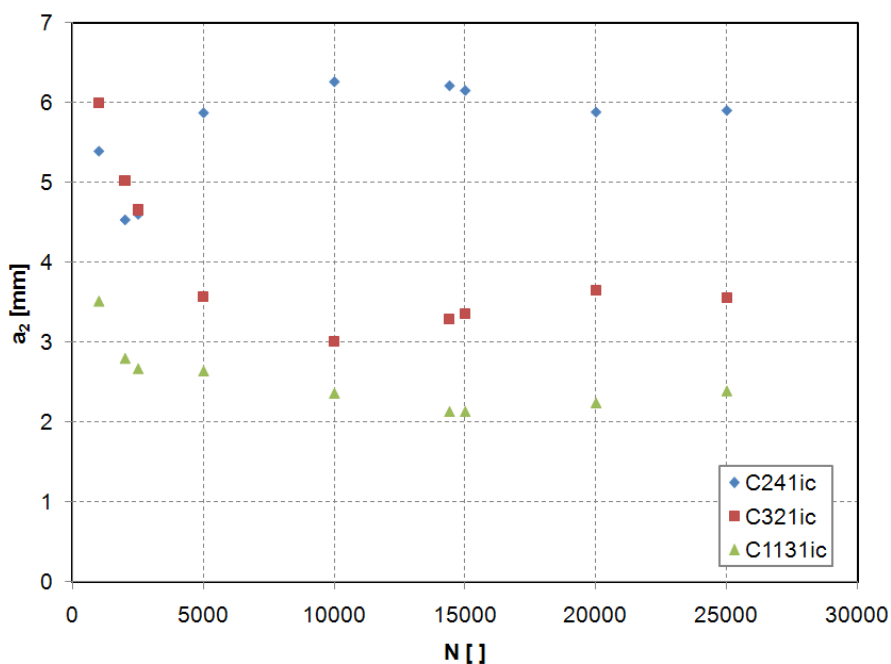
Sur l'exemple précédent (Figure 3-39), les deux droites d'ajustement calculées se superposent bien aux données expérimentales. Trois paramètres nous intéressent particulièrement  $a_1$ ,  $a_2$  et  $N_{int}$  et on essaie alors de déterminer quel nombre de cycles il faut considérer pour la stabilité de ces 3 valeurs. Pour cela, nous réalisons les mêmes calculs décrits plus haut mais on



considère successivement 1000, 2000, 2500, 5000, 10000, 14400, 15000, 20000 et 25000 points. Pour chaque nombre de points considérés, on obtient des valeurs des trois paramètres et on étudie leur évolution en fonction du nombre de points (cycles) considérés (Figure 3-43) (pour des résultats détaillés, cf. annexe 4).



(a) – coefficient  $a_1$



(b) – coefficient  $a_2$

Figure 3-43 - Evolution des paramètres  $a_1$  et  $a_2$  en fonction du nombre de points (cycles) considérés pour le calcul ( $I_D \sim 48\%$  et  $78\%$ )

Cette étude montre qu’en considérant juste 5000 points, donc 5000 cycles de chargement, on est capable de déterminer les équations qui permettent de calculer l’accumulation des déplacements en tête du pieu lors d’un chargement cyclique. Ceci veut dire qu’il n’est pas nécessaire de faire des essais à 10000, 15000 et 25000 cycles mais que des essais de

chargement à 5000 cycles sont suffisants pour déterminer le comportement en accumulation de déplacements du système, du moins dans le sable et pour un niveau de chargement cyclique inférieur à  $0,3 H_u$ . Pour le paramètre  $N_{int}$ , il est plus difficile de conclure puisque sa valeur ne se stabilise pas avec le nombre de cycles considérés, tout ce qu'on peut dire, c'est qu'elle est inférieure à 1000 quel que soit le niveau de chargement cyclique appliqué (inférieur à  $0,3 H_u$ ).

### III.3.5 - Moments dans le pieu

Le chargement cyclique a aussi une influence sur la distribution des moments dans le pieu, ainsi que sur la valeur du moment maximum (Hadjadji, 1993 ; Rosquoët, 2004). Pour étudier l'influence du chargement cyclique, nous étudions les courbes de moments correspondant au chargement  $H_{maxcyc}$ , pour chaque cycle, et on les compare à la courbe des moments du chargement monotone (ou à un nombre de cycles  $N$  donné) pour le même niveau de chargement.

#### III.3.5.1 - Influence du nombre de cycles

Nous étudions ci-après les courbes des moments au cours du chargement cyclique C1231ic, pour une charge  $H_{maxcyc} = 720$  kN (Figure 3-44).

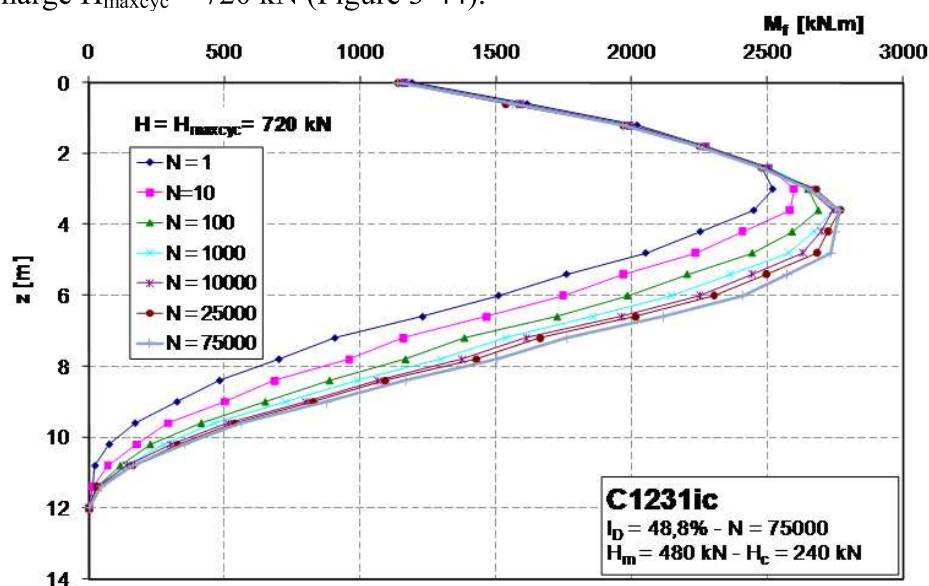


Figure 3-44 - Influence du nombre de cycles sur les moments pour  $H_{maxcyc} = 0,3 H_u$

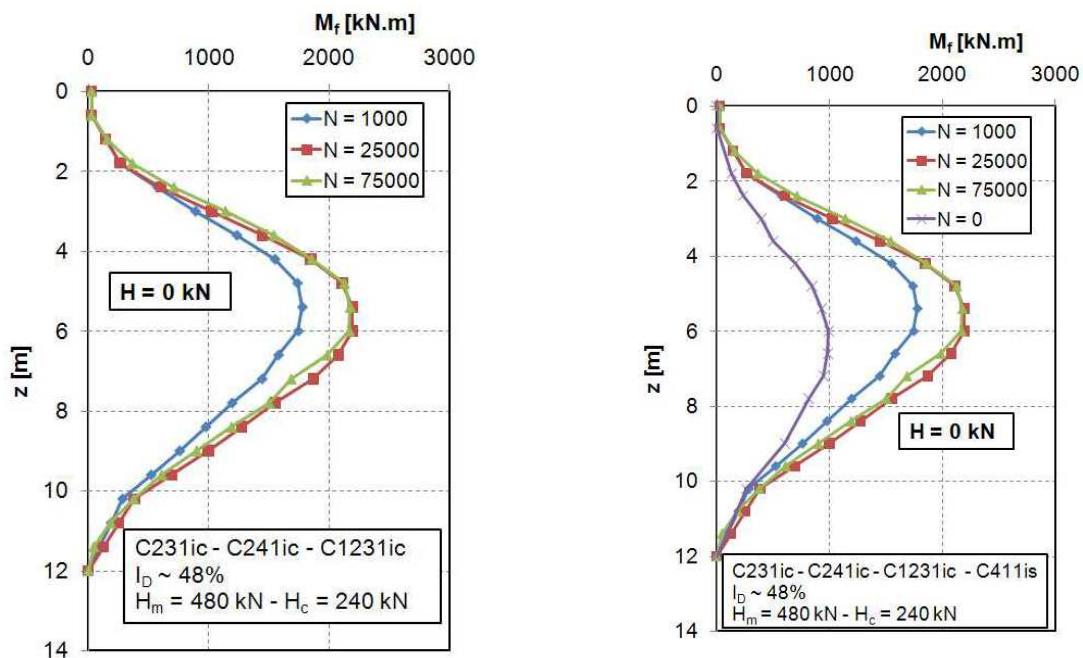
Le moment maximum dans le pieu augmente avec le nombre de cycles (Figure 3-44) pour le chargement étudié ( $H_{maxcyc} = 0,3 H_u$ ). On observe une augmentation de plus de 10% du moment maximum entre le premier et le 75000<sup>ème</sup> cycle. Cette augmentation de 10% est atteinte dès le 50000<sup>ème</sup> cycle et elle reste quasiment constante entre 50000 et 75000 cycles. La profondeur du moment maximum entre le premier et le 75000<sup>ème</sup> cycle augmente légèrement, elle passe de  $z = 3,0$  m à  $z = 3,6$  m, ce qui est négligeable et on peut alors considérer que cette profondeur est plus ou moins constante pour ce niveau de chargement cyclique. Au-dessus de la profondeur du moment maximum, les moments évoluent peu et restent quasiment constants quel que soit le nombre de cycles étudié. Toutefois, en-dessous de cette profondeur, les moments (correspondant à  $H_{maxcyc}$ ) pour chaque profondeur ne cessent d'augmenter avec l'augmentation de  $N$ .

Ces résultats montrent qu'il y a une mobilisation progressive de la résistance à la flexion du pieu vers la profondeur pour un chargement égal à  $0,3 H_u$ . Ceci pourrait vouloir dire que le sol

en surface offre de moins en moins de résistance (diminution de  $p$  mobilisable) à cause du chargement cyclique, et par conséquent, on mobilise de plus en plus la réaction du sol en profondeur. Cette observation tend à confirmer l'hypothèse, reprise dans les API (1993) et dans certaines publications (Lin et Liao, 1999).

### Comportement post-cyclique

A la fin du chargement cyclique, on compare aussi le comportement du système sol-pieu par rapport au chargement monotone simple pour un même niveau de chargement cyclique maximal égal à  $0,3 H_u$ . Lorsque la charge appliquée en tête du pieu est ramenée à zéro après le chargement cyclique, on observe des moments résiduels dans le pieu qui sont d'autant plus importants que le nombre de cycles de chargement est important (Figure 3-45a).



(a) – Moments résiduels dans le pieu après le chargement cyclique

(b) – Moments résiduels dans le pieu par rapport au moment résiduel après un chargement monotone à  $H = 960$  kN ( $N=0$ )

Figure 3-45 - Comparaison des moments résiduels dans le pieu après différents nombres de cycles

Toutefois, entre  $N=25000$  et  $N=75000$ , les moments résiduels dans le pieu sont quasiment identiques. Par rapport au moment résiduel dans le pieu après un chargement monotone (jusqu'à  $H = 960$  kN), les moments résiduels après un chargement cyclique, alors que  $H_{maxcyc} = 720$  kN <  $960$  kN, sont 1,5 à 2 fois plus importants en fonction du nombre de cycles (Figure 3-45b).

On compare ensuite les moments dans le pieu lors du chargement monotone final (après le chargement cyclique) et lors d'un chargement monotone simple. Tant que le chargement appliqué au pieu, lors du chargement monotone final, est inférieur à  $H_{maxcyc}$ , les moments dans ce pieu sont toujours supérieurs au moment mesuré dans le pieu chargé simplement de manière monotone (Figure 3-46). Mais dès que le chargement appliqué dépasse  $H_{maxcyc}$ , l'allure des courbes des moments est presque identique aux moments mesurés lors d'un essai monotone avec le même effort  $H$ ; c'est comme si l'histoire des contraintes du pieu avait été effacée. Toutefois, plus le nombre de cycles de chargement est important, plus les moments en profondeur (au-delà de la profondeur du moment maximum) sont augmentés.

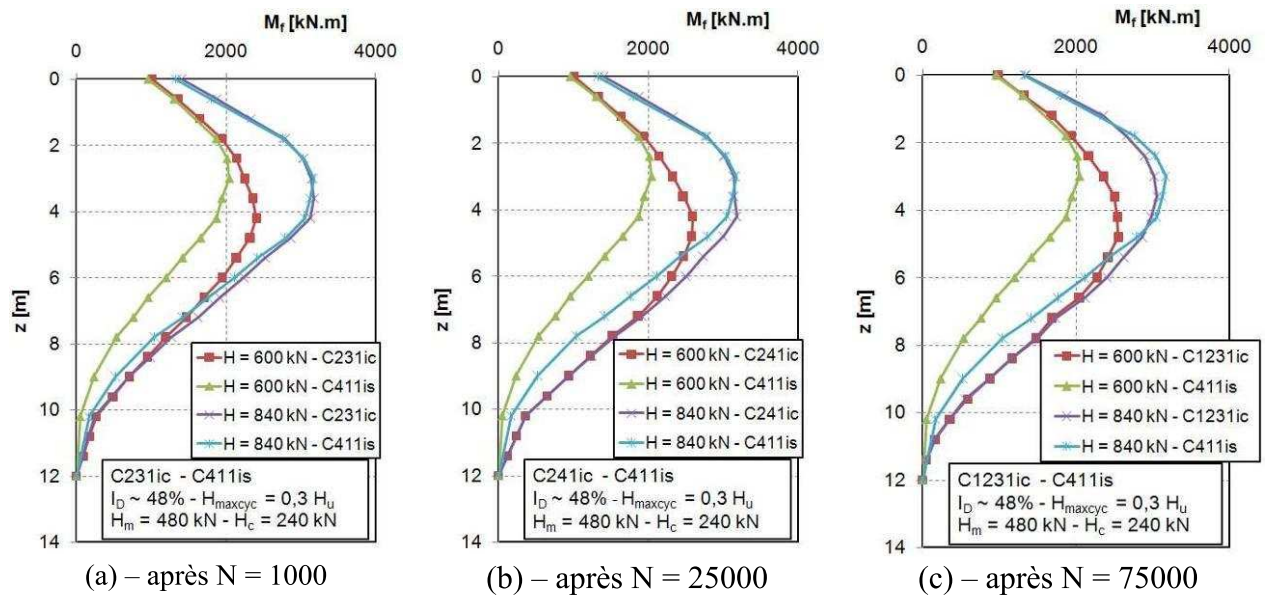


Figure 3-46 - Comparaison des moments lors du chargement monotone final (post-cyclique) –  $H_{maxcyc} = 0,3 H_u$

L'influence du nombre de cycles est réelle sur les moments post-cycliques dans le pieu. Des moments résiduels importants sont générés en mobilisant la réaction du sol en profondeur. Toutefois, lorsque le chargement appliqué au pieu dépasse le chargement maximal cyclique, les moments dans le pieu sont similaires aux moments observés lors d'un chargement monotone (en particulier pour le moment maximum), même si on a vu auparavant que les déplacements mesurés ne sont pas les mêmes.

### III.3.5.2 - Influence du chargement

Le niveau de chargement cyclique a une influence importante sur l'évolution des moments dans le pieu au cours des cycles. Ici on s'intéresse à l'évolution des moments avec le niveau de chargement appliqué (Figure 3-47), toujours sous sollicitation cyclique.

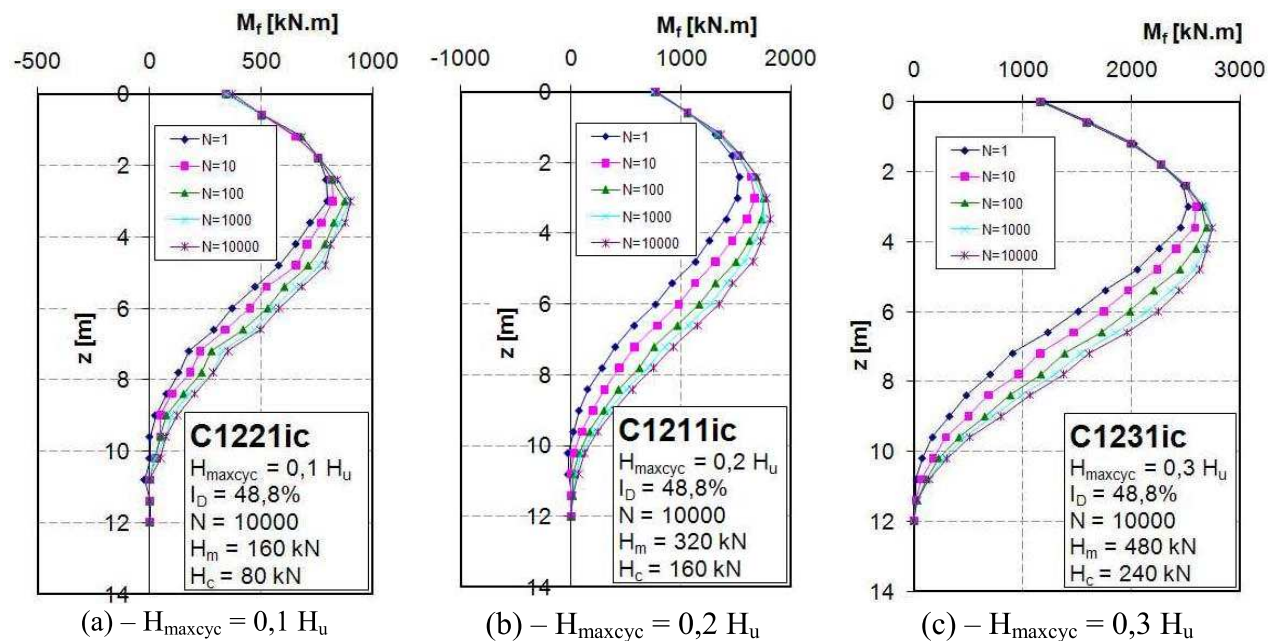


Figure 3-47 - Evolution des moments dans le pieu avec le nombre de cycles pour différents niveaux de chargement pour  $H_c/H_m=0.5$



Avec un rapport  $H_c/H_m$  de 0,5, mais une amplitude maximale de 0,1, 0,2 ou 0,3  $H_u$ , on compare trois essais réalisés dans du sable lâche (figure 3-47). L'influence du chargement cyclique montre une augmentation progressive des moments en profondeur. Le niveau de chargement engendre des moments plus importants pour des chargements plus importants. Dans tous les cas, l'augmentation du moment dans le pieu est importante entre le premier et le 100<sup>ème</sup> cycle, et à partir du 100<sup>ème</sup> cycle, l'augmentation est beaucoup plus faible.

La comparaison des moments obtenus à  $N=10000$  cycles par rapport au moment obtenu lors du premier cycle pour chaque niveau de chargement permet quand même d'apercevoir une certaine tendance (Figure 3-48). Nous ne considérons ici que l'évolution des moments dans le pieu jusqu'à 8 m (supérieur à 10 fois le diamètre) parce qu'au-delà de cette profondeur, les moments dans le pieu pour certains niveaux de chargements sont proches de zéro et donnent des valeurs très élevées ou erronées lors des études comparatives.

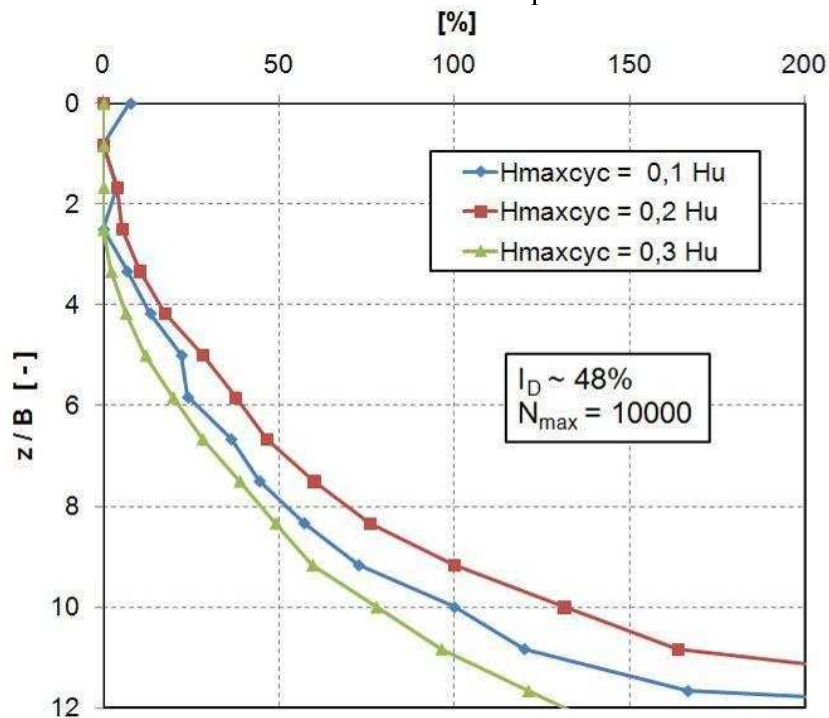


Figure 3-48 - Evolution des moments dans le pieu entre le premier et le 10000<sup>ème</sup> cycle pour différents niveaux de chargements

Il n'est pas facile de distinguer une influence du niveau de chargement sur la Figure 3-48. Néanmoins, les trois courbes ont une même allure. L'augmentation des moments dans le pieu lors d'un chargement cyclique peut donc être estimée à partir du profil des moments obtenus lors du chargement monotone ( $H=H_{maxcyc}$ ) quel que soit le chargement cyclique appliqué, du moins tant qu'il est inférieur à 0,3  $H_u$ . On peut proposer qu'entre 2B et 6B, le moment dans le pieu lors d'un chargement cyclique augmente de 25%, de 6B à 8B, l'augmentation relative est de 50% et de 8B à 10B, l'augmentation relative est de 100%, soit le double du moment monotone à cette profondeur.

### III.3.5.3 - Influence de la densité

Lorsque la densité du sol augmente, le moment dans le pieu diminue (Figure 3-9). Il n'y a pas d'influence particulière du chargement cyclique comparé à l'influence de la densité lors d'un chargement monotone (Figure 3-49).

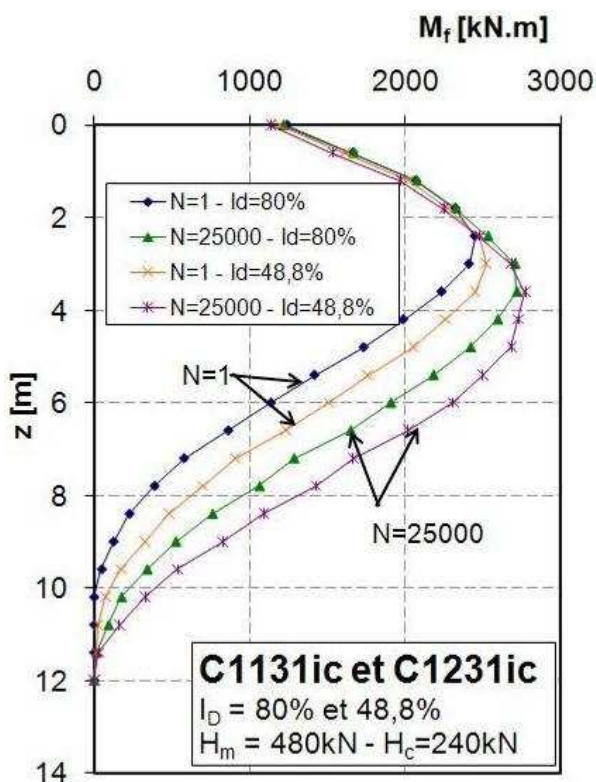


Figure 3-49 - Influence de la densité sur les moments lors d'un chargement cyclique

Néanmoins, on peut dire que proche de la surface, l'influence de la densité du massif de sable est « relativement négligeable ». En effet de 0 à 2,4 m ( $3,3B$ ), les quatre courbes des moments se superposent bien et il semble qu'il n'y ait pas d'influence de la densité du massif.

A une densité proche de 48%, le moment maximum dans le pieu augmente de 9,9% au 25000<sup>ème</sup> cycle par rapport au moment maximum au premier cycle pour un niveau de chargement cyclique maximal égal à  $0,3 H_u$ . A 78%, cette augmentation est de 10,8% pour un même niveau de chargement cyclique. Les augmentations des moments maximum en fonction du nombre de cycles sont donc les mêmes à 1% près. Ceci montre que l'indice de densité n'a pas d'influence sur l'augmentation des moments dans le pieu.

Néanmoins, comme on a vu dans le §III.3.4.3 - , l'accumulation des déplacements en tête du pieu était plus importante à forte densité pour un même niveau de chargement. Toutefois, pour les moments, cette tendance n'est pas aussi évidente (Figure 3-50).

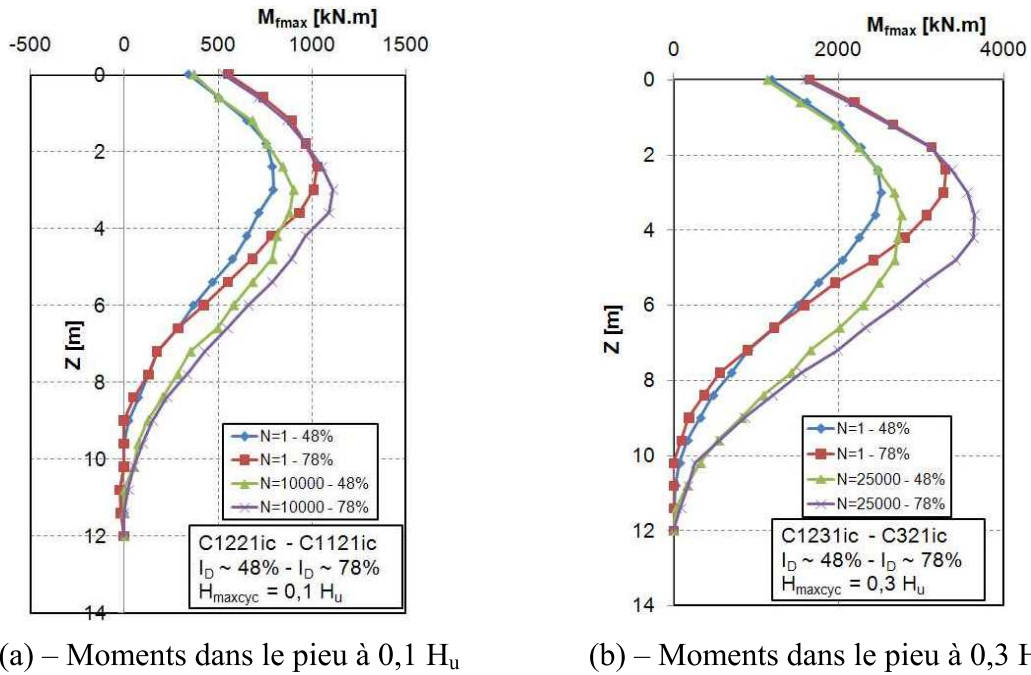


Figure 3-50 - Evolution des moments dans le pieu en fonction de  $I_D$  et de  $N$

Les moments dans le pieu (Figure 3-50), pour un même niveau de chargement mais pour des densités différentes, montrent une évolution similaire et on ne remarque pas une augmentation plus importante des moments à 78% par rapport à 48%.

Les courbes des moments obtenus après un chargement cyclique semblent s'annuler à des profondeurs plus importantes, voire en pointe, par rapport aux courbes d'un chargement monotone (Figure 3-47, Figure 3-49 et Figure 3-50). Les essais réalisés par Caliendo *et al.* (1998a, 1998b) montrent des résultats similaires. Ceci signifierait alors que le pieu est en train de subir une rotation d'ensemble à cause du chargement cyclique.

### III.3.6 - Courbes p-y cycliques

Les courbes p-y cycliques expérimentales pour le sable de Fontainebleau peuvent être obtenues à partir de différents essais à différents niveaux de chargements. Ainsi, pour un nombre de cycles  $N$  donné, on rejoint les points correspondant pour obtenir la courbe complète. La détermination des courbes p-y cycliques expérimentales est réalisée de la même manière que dans le cas monotone, et dont le principe a été déjà validé auparavant (cf. § III.2.5.2 - ).

Un exemple de courbes p-y cycliques brutes pour différentes profondeurs et pour un chargement cyclique donné est montré sur la Figure 3-51.

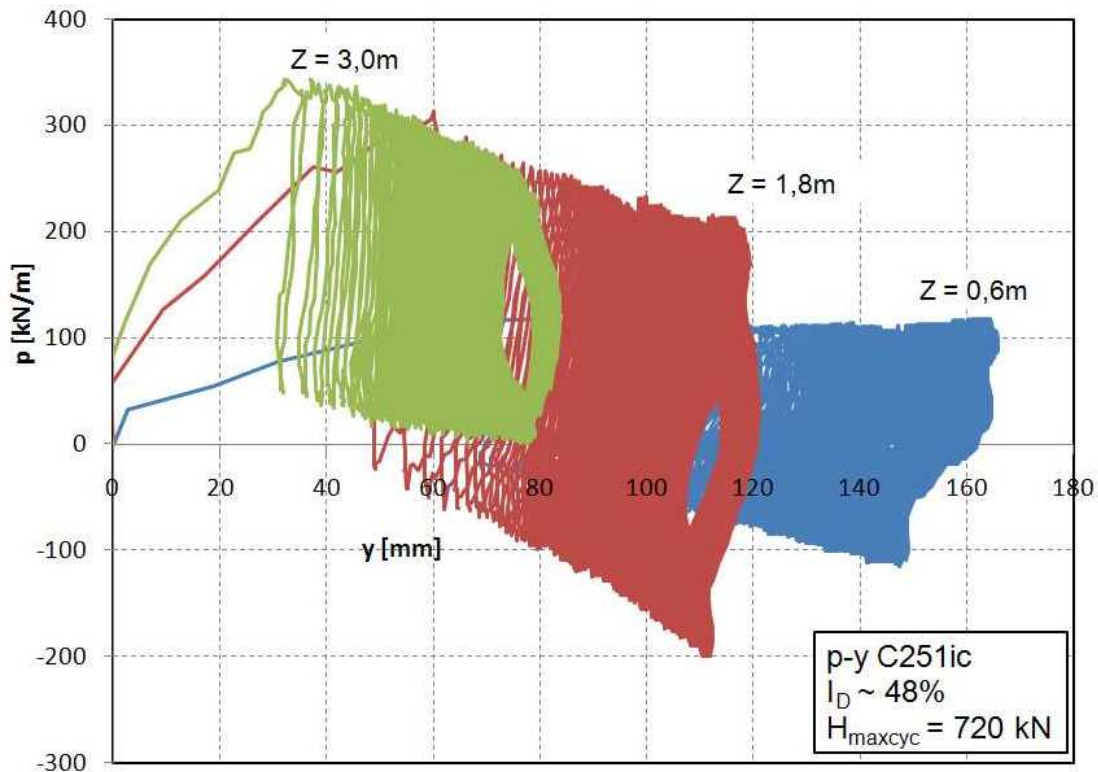


Figure 3-51 - Courbes p-y cycliques expérimentales pour un essai donné

Dans le cas d'un essai cyclique, nous nous intéressons uniquement aux enveloppes des courbes p-y, c'est pourquoi, pour la suite, nous n'étudierons que les maxima des courbes p-y expérimentales. Pour de faibles profondeurs, on remarque que les courbes p-y mobilisent des réactions négatives, donc des réactions de butée. Lorsque le pieu est soumis à un chargement cyclique non alterné, du sable tombe progressivement derrière le pieu. Ce sable, en s'accumulant derrière le pieu crée une réaction qui s'oppose au déplacement du pieu en surface lors de la décharge du cycle. Ceci induit cette réaction négative sur les courbes p-y en surface. Elle est d'autant plus importante que le volume de sable qui s'introduit derrière le pieu est important.

### III.3.6.1 - Influence du nombre de cycles

Le chargement cyclique appliqué sur le pieu a une influence sur les courbes p-y. En effet, sur la Figure 3-51, on remarque une accumulation des déplacements à chaque profondeur étudiée, alors que la réaction mobilisée diminue. Dans le cas d'un chargement monotone, on a vu que la réaction mobilisée augmentait avec les déplacements. En comparant les courbes p-y d'un essai cyclique à celles d'un essai monotone à la même densité, on remarque alors une diminution de la réaction p mobilisée par rapport à la courbe p-y monotone (Figure 3-52).



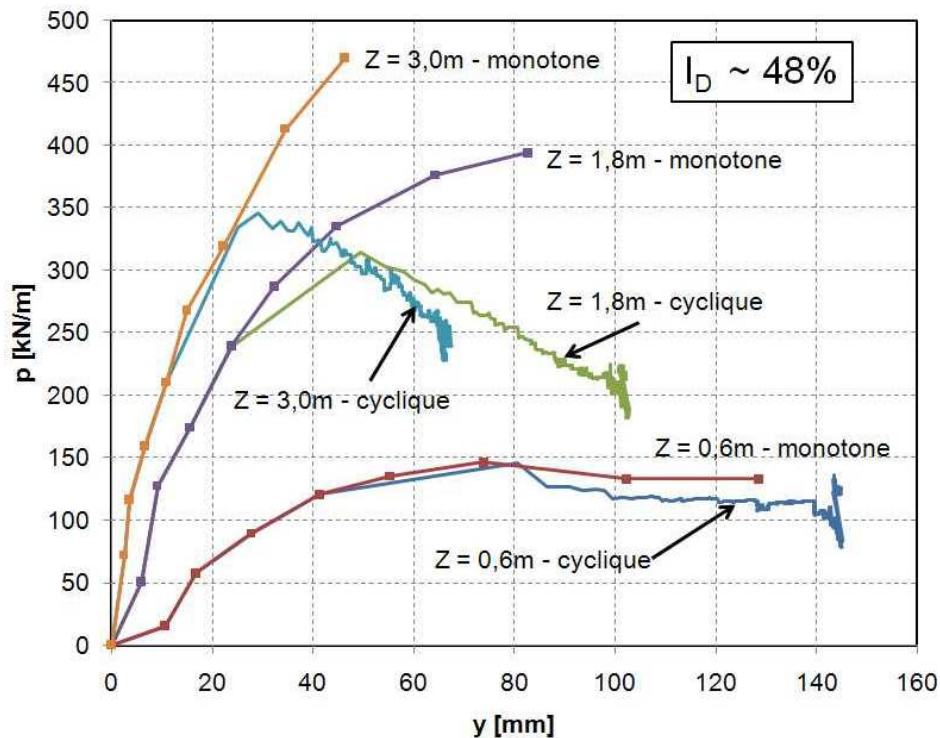


Figure 3-52 - Comparaison des courbes p-y monotones et des courbes p-y cycliques (C221is – C1231ic)

### III.3.6.2 - Enveloppes des courbes p-y cycliques

Pour obtenir la courbe enveloppe des courbes p-y cycliques, il est nécessaire de faire différents essais à différents niveaux de chargement et d'en déduire pour une profondeur donnée, la courbe p-y cyclique enveloppe (Figure 3-53). Des résultats complémentaires sont présentés dans l'annexe 4.

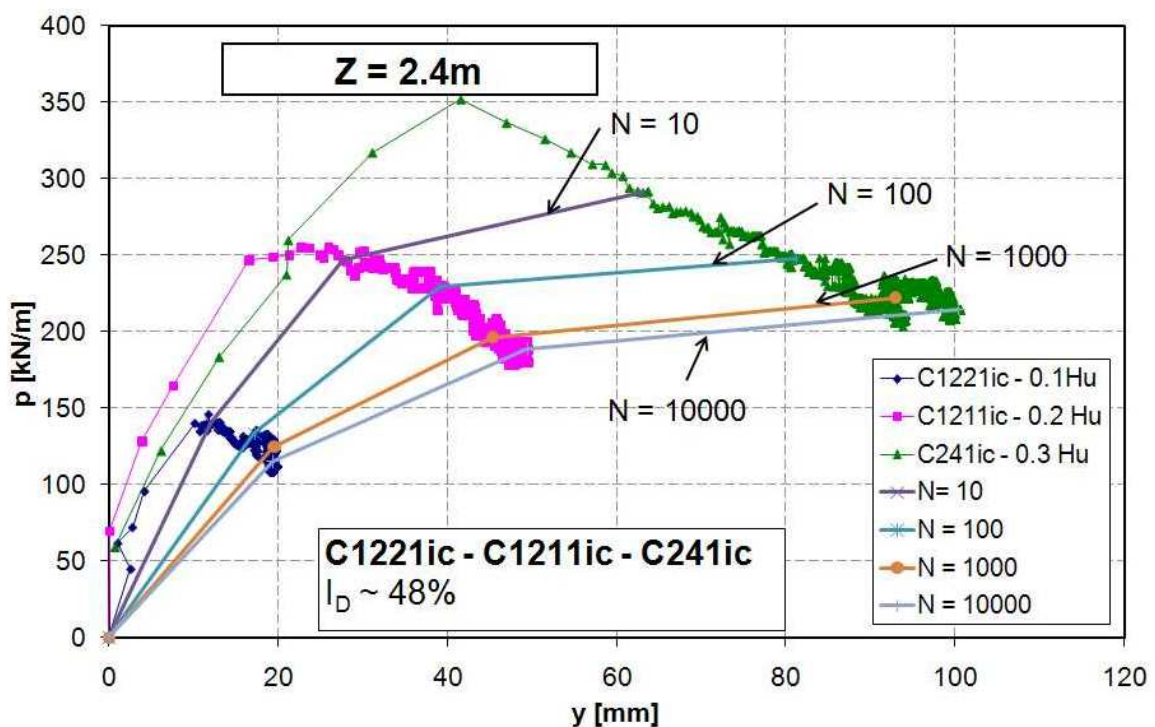


Figure 3-53 - Détermination des courbes enveloppes p-y cycliques avec le nombre de cycles à une profondeur  $Z=2,4\text{m}$ , pour  $H_c/H_m=0,5$

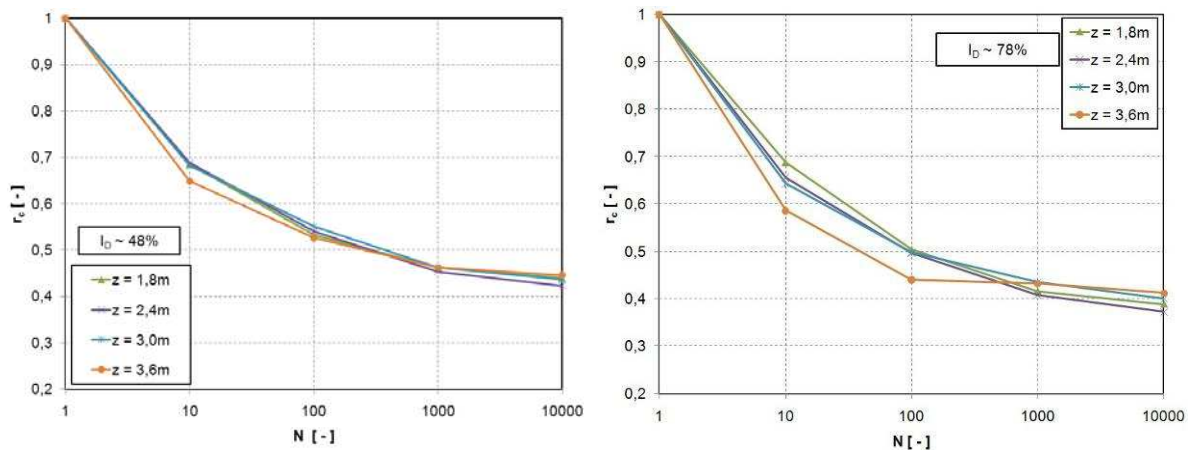
Considérons une profondeur donnée,  $z = 2,4$  m (Figure 3-53). On trace sur une même figure les courbes p-y obtenues pour différents essais cycliques avec différents niveaux de chargement (trois essais). Pour déterminer l'enveloppe des courbes p-y à  $N=10$  cycles, on trace une courbe reliant les trois points des trois essais à différents niveaux de chargement correspondant à  $N=10$  et cette courbe est l'enveloppe des courbes p-y à  $N=10$ . On effectue la même opération pour déterminer les enveloppes à  $N=100$ ,  $1000$  et  $10000$  cycles.

On détermine alors le coefficient d'abattement  $r_c$  (expression (3-19)) des courbes p-y monotones expérimentales à l'aide des trois points ainsi déterminés quand c'est possible. On n'étudiera que les courbes p-y jusqu'à  $4,8$  m car au-delà, les déplacements monotones obtenus sont trop faibles pour qu'on puisse réaliser une comparaison par rapport aux déplacements  $y$  cycliques ( $N=10000$ ) du premier niveau de chargement.

$$r_c(z; y; N) = \frac{P_{\text{cycle}}(z; y; N)}{P_{\text{statique}}(z)} \quad (3-19)$$

(a) Influence du nombre de cycles  $N$

Pour chaque valeur de  $N=10, 100, 1000$  et  $10000$ , la valeur de  $r_c$  est calculée à chaque profondeur  $z$  comprise entre  $0,6$  m et  $4,2$  m. Les différentes valeurs ainsi calculées sont montrées sur la Figure 3-54 pour les deux densités étudiées.



(a) – Evolution de  $r_c$  pour  $I_D \sim 48\%$

(b) – Evolution de  $r_c$  pour  $I_D \sim 78\%$

**Figure 3-54 - Evolution du coefficient d'abattement en fonction du nombre de cycles pour différentes profondeurs**

La valeur du coefficient d'abattement  $r_c$  est donc bien une fonction du nombre de cycles  $N$  et la courbe représentant l'évolution de  $r_c$  en fonction de  $N$  a une allure logarithmique dans une échelle semi-logarithmique. Entre  $1000$  et  $10000$  cycles, la diminution du coefficient d'abattement semble se stabiliser et la diminution est relativement faible. On peut donc supposer que, pour le cas de chargement étudié, le coefficient d'abattement  $r_c$  calculé à  $N = 10000$  cycles est la valeur limite de  $r_c$  quel que soit le nombre de cycles de chargement.

(b) Valeurs des coefficients d'abattement  $r_c$

En effet, nous prenons comme déplacements de référence ( $y$ ) pour la détermination de  $r_c$ , ceux obtenus à  $N = 10000$  cycles pour les trois niveaux de chargement et le déplacement maximal ( $y$ ) de la courbe p-y statique. Cette définition diffère quelque peu de celle de Rosquoët (2004) qui considérerait une interpolation de la courbe p-y statique, pour comparer les réactions (au

cycle N et sur la courbe statique interpolée) correspondant à un même déplacement. Les coefficients  $r_c$  calculés ici sont donc plus élevés. Les  $p_{\text{cycle}}$  correspondants sont ainsi déjà calculés, il reste à déterminer la valeur de  $p_{\text{statique}}$  correspondant au déplacement  $y$  de référence considéré à partir des courbes  $p$ - $y$  monotones de l'essai C221is (C311is pour une densité  $\sim 78\%$ ). Dans tous les cas où l'on observe une dispersion importante entre les valeurs de  $r_c$  calculées (notamment pour  $z = 0,6$  m et  $z = 1,2$  m), on ne retiendra que la valeur correspondant au déplacement  $y$  le plus élevé. Nous montrons sur le Tableau 3-13 les valeurs de  $r_c$  calculées entre 0,6 m et 4,8 m pour les deux densités considérées et qui sont des moyennes des valeurs calculées.

**Tableau 3-13 - Valeurs du coefficient d'abattement  $r_c$  ( $N_{\text{max}} = 10000$ )**

Z [m]	$I_D \sim 48\%$	$I_D \sim 78\%$
0,6	0,46	0,49
1,2	0,48	0,52
1,8	0,44	0,39
2,4	0,42	0,37
3,0	0,44	0,40
3,6	0,45	0,41
4,2	0,38	0,30
4,8	0,43	-

Ces résultats sont représentés sur la Figure 3-55. On remarque alors que les valeurs de  $r_c$  sont légèrement plus faibles à forte densité qu'à une plus faible densité. On a donc plus de dégradations des courbes  $p$ - $y$  cycliques lorsque le massif est dense que lorsqu'il est lâche. Des résultats similaires ont déjà été remarqués précédemment concernant l'accumulation des déplacements cycliques. Ce comportement pourrait être expliqué par un changement de comportement du sol avec le chargement cyclique lié à la densité. Lorsque le massif est dense, le chargement cyclique engendrerait alors un désenchevêtrement des grains, ce qui diminuerait sa résistance.

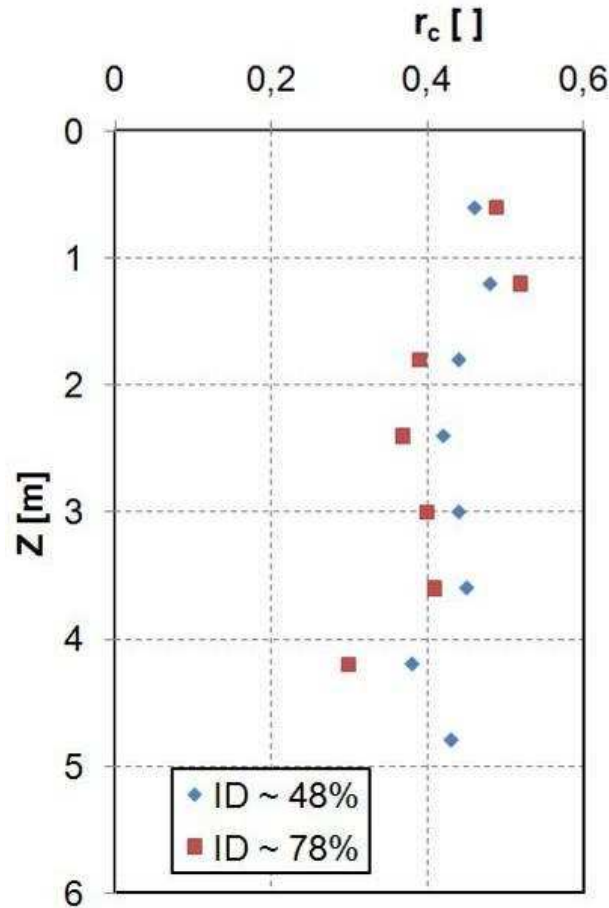


Figure 3-55 - Variation de  $r_c$  avec la profondeur et l'indice de densité  $I_p$

Les valeurs du coefficient  $r_c$  semblent être légèrement supérieures à  $z = 0,6$  m et à  $z = 1,2$  m. Au-delà les valeurs sont plus ou moins constantes sauf à partir de  $z = 4,2$  m. En étudiant chaque valeur calculée en fonction du déplacement ( $y$ ), on trouve que les valeurs à  $z = 0,6$  m et  $z = 1,2$  m sont calculées à des déplacements très élevés (Figure 3-56). Lors du chargement cyclique, on a observé que le sol autour du pieu, proche de la surface formait un cratère d'environ 30 à 40 cm (prototype) de profondeur. Des phénomènes similaires ont été observés par Brown *et al.* (1988). Dans ce cas, le sol ne joue plus de rôle proche de la surface et seul le pieu contribue à donner une résistance, c'est pourquoi, pour la profondeur de 0,6 m, le coefficient  $r_c$  serait très élevé. Il convient donc de ne pas considérer les données calculées dans le cercle en pointillés de la Figure 3-56. Pour des profondeurs supérieures à 4,2 m, les déplacements ( $y$ ) sont trop faibles pour que des calculs fiables puissent être réalisés. Ainsi donc, pour déterminer la valeur de  $r_c$ , on ne considèrera que les valeurs contenues dans l'ellipse de la Figure 3-56. Les valeurs considérées sont plus ou moins constantes et on peut alors calculer une moyenne. Il en est de même pour le massif moyennement dense.

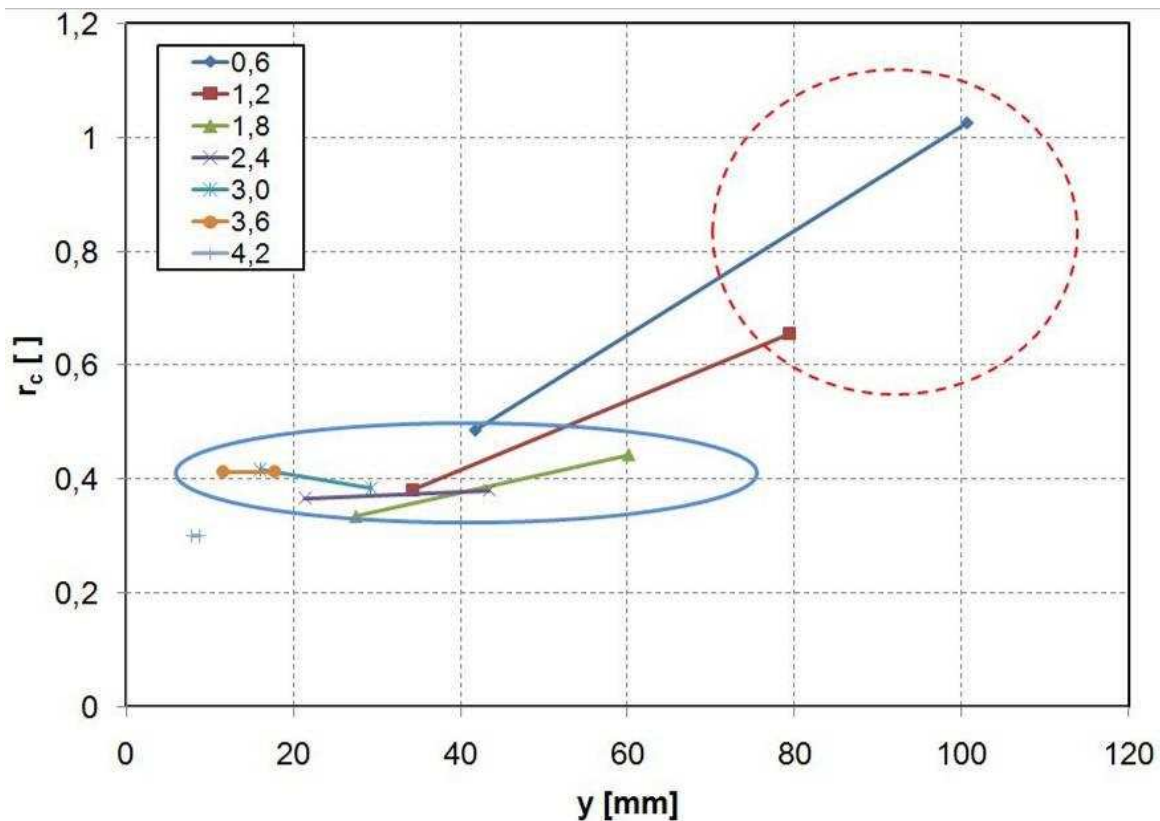


Figure 3-56 - Valeur du coefficient  $r_c$  en fonction de  $y$

Les valeurs des coefficients d'abattement  $r_c$  sont donc égales à 0,44 pour le massif moyennement dense et égale à 0,41 pour le massif dense.

### III.3.6.3 - Comparaison des courbes p-y pour les deux valeurs de $H_c/H_m$ : 0,5 et 1

La comparaison des courbes p-y des essais pour les deux valeurs de  $H_c/H_m$  montrent que les paliers des réactions atteints à la fin de 5000 cycles sont à peu près les mêmes (Figure 3-57).

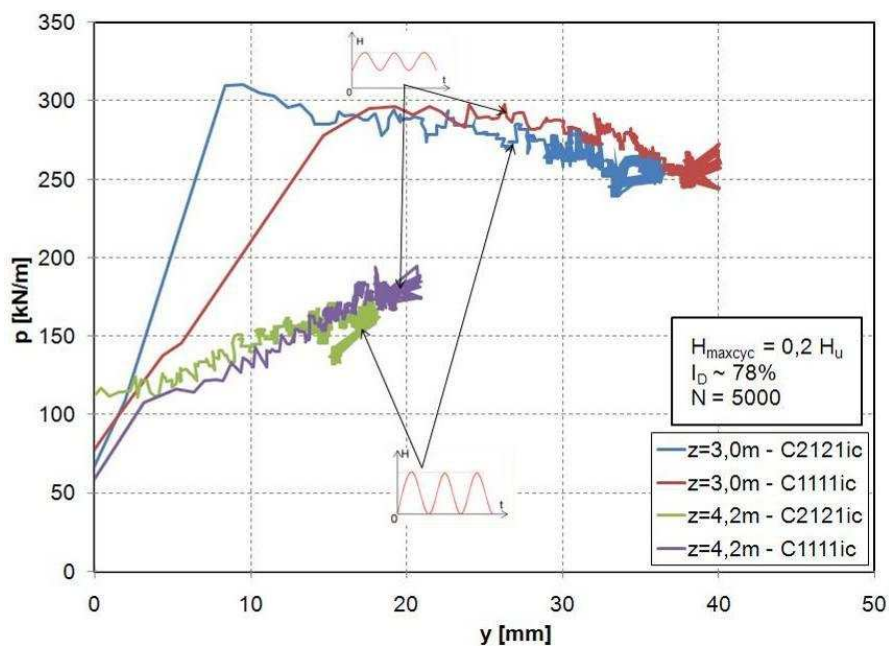


Figure 3-57 - Comparaison des courbes p-y ( $z = 3,0 \text{ m}$  et  $z = 4,2 \text{ m}$ ) pour différentes valeurs de  $H_c/H_m$  ( $I_D \sim 78\%$ ) et pour une même valeur de  $H_{maxcyc}$



Pour la densité de 78%, les courbes p-y semblent même être identiques tellement les valeurs de p et de y à la fin des 5000 cycles sont très proches. Les mêmes tendances ont été observées pour les autres profondeurs entre  $z = 0,0$  m et  $z = 4,2$  m. Comme les coefficients  $r_c$  déterminés précédemment ont été calculés sur la base des essais avec  $H_c/H_m = 0,5$ , et comme les courbes p-y cycliques dans les deux cas ( $H_c/H_m = 0,5$  et 1) se ressemblent (du moins pour  $H_{maxcyc} \leq 0,2 H_u$ ) ; on peut supposer que l'utilisation des coefficients  $r_c$  calculés auparavant est acceptable pour le niveau de chargement  $H_c/H_m = 1$ .

Néanmoins, pour une densité de 48%, les déplacements y sont très faibles dans le cas où  $H_c/H_m = 1$  (Figure 3-58), et les paliers sont légèrement plus faibles.

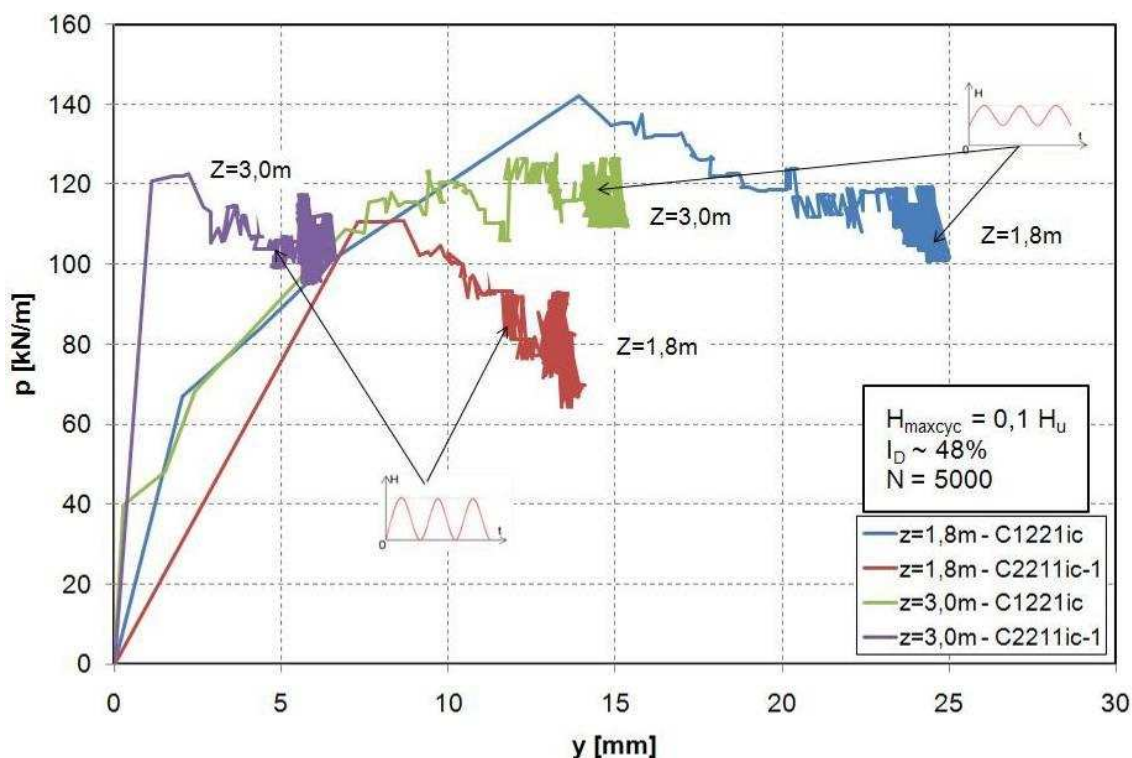


Figure 3-58 - Comparaison des courbes p-y ( $z = 1,8$  m et  $z = 3,0$  m) pour différentes valeurs de  $H_c/H_m$  ( $I_D \sim 48\%$ ) et pour une même valeur de  $H_{maxcyc}$

Cependant, comme les déplacements  $y$  sont très faibles, le tracé de la courbe enveloppe dans le cas de  $H_c/H_m = 1$  est au-dessus de celle obtenue pour  $H_c/H_m = 0,5$ . Ceci veut dire que l'utilisation des coefficients d'abattements  $r_c$  ( $I_D \sim 48\%$ ) dans ce cas est conforme à une approche sécuritaire du dimensionnement des ouvrages.

Les coefficients  $r_c$  déterminés pourraient donc être utilisés dans les deux cas  $H_c/H_m = 1$  et  $H_c/H_m = 0,5$  sans aucun risque pour la sécurité des ouvrages.

#### III.3.6.4 - Comparaison aux courbes p-y cycliques de l'API

Les valeurs des coefficients d'abattement semblent être très faibles comparés au coefficient proposé dans l'API qui est égal à 0,9. Néanmoins, si on compare les courbes p-y cycliques de l'API aux courbes p-y expérimentales, la différence des coefficients n'est pas aussi importante que cela. Pour les profondeurs  $z = 0,6$  m et  $z = 1,2$  m, les courbes p-y expérimentales sont légèrement au-dessus des courbes de l'API. A  $z = 1,8$  m, les courbes ont les mêmes charges limites, et au-delà, les courbes p-y expérimentales ont des réactions nettement inférieures aux courbes de l'API (Figure 3-59). Cette faible différence entre les courbes peut s'expliquer par des réactions mobilisables plus importantes dans le cas du chargement monotone (courbes p-y expérimentales) par rapport aux réactions mobilisables calculées selon les API.

En outre, on remarque, comme dans le cas du chargement statique que les courbes p-y expérimentales sont moins raides que celles de l'API.

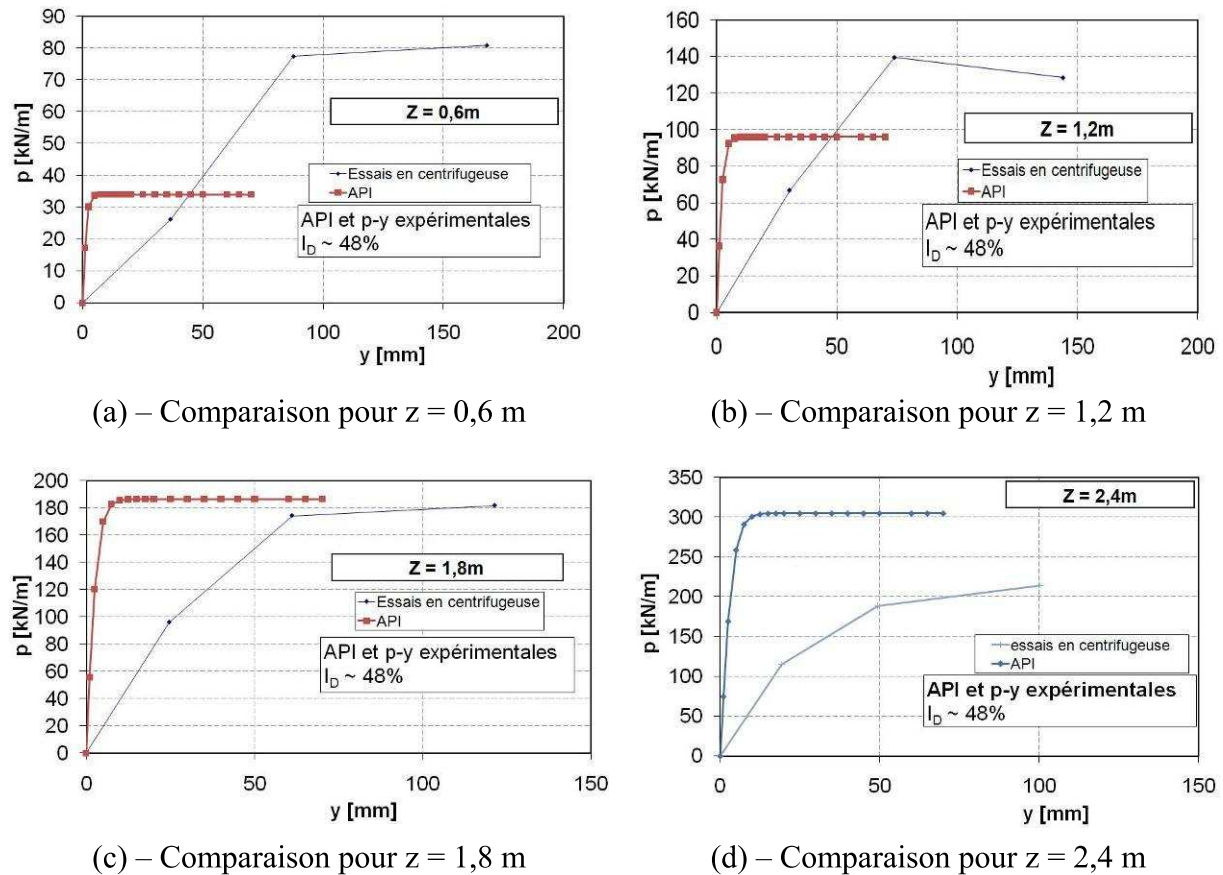


Figure 3-59 - Comparaison des courbes p-y cycliques avec les courbes de l'API

Les différences entre les courbes p-y expérimentales et celles de l'API peuvent aussi être dues au nombre de cycles considérés pour le calcul des courbes enveloppes. Les courbes de l'API ont été déterminées à partir d'essais cycliques pour lesquels N était inférieur à 100 (Cox *et al.*, 1974) alors que nos courbes sont déterminées pour  $N = 10000$  cycles. De plus, les points qui permettent de tracer la courbe enveloppe (Figure 3-53) ont été déterminés à partir d'essais réalisés indépendamment l'un de l'autre. Alors que pour les API, la courbe enveloppe est tracée sur la base d'une séquence d'essais dont les charges appliquées sont de plus en plus élevées (Cox *et al.*, 1974).

### III.4 - Comportement différé

Lors du chargement monotone en début d'essai ou après chargement cyclique, l'application de l'effort horizontal par paliers permet d'observer des déplacements horizontaux différés. Faibles sous faible charge, ces déplacements dus au phénomène de fluage s'accroissent lorsque la charge augmente. Ils sont aussi plus importants pour une même charge appliquée lorsque la densité du sable est plus faible (Figure 3-8).

#### III.4.1 - Chargement initial

Pour un essai, on trace  $y=f(t)$  en modèle, et on observe qu'entre  $H = 375\text{ N}$  (soit  $600\text{ kN}$  en valeur prototype) et  $H = 450\text{ N}$  (soit  $720\text{ kN}$  en prototype), l'augmentation des déplacements

en tête du pieu devient d'un seul coup très important (Figure 3-60), que ce soit à 78% ou à 48%. Pour des efforts H supérieurs à 450 N, il ne semble pas y avoir de stabilisation des déplacements en tête pendant les 45 secondes de durée des paliers de chargement.

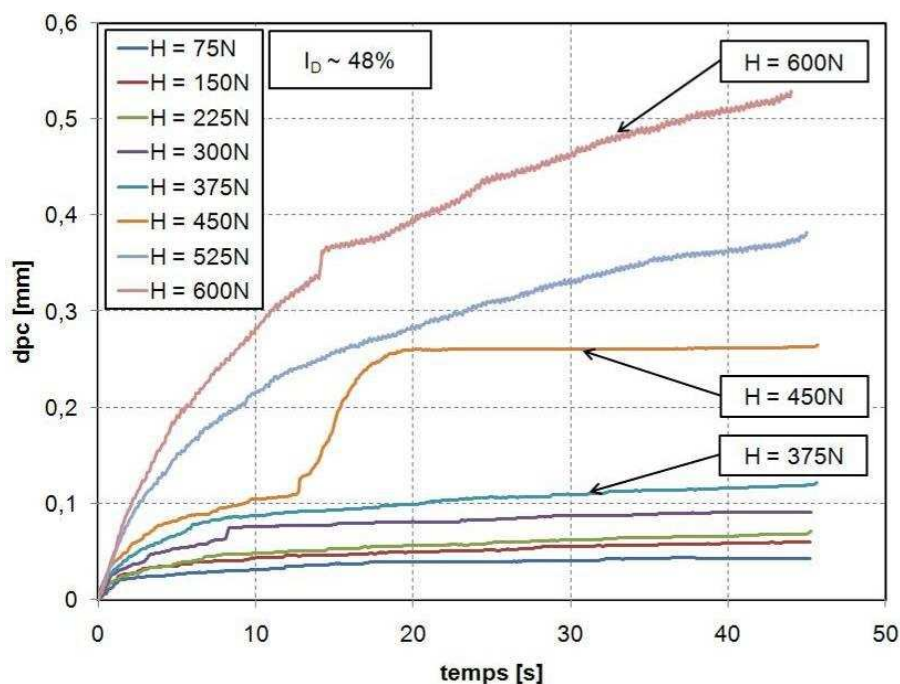


Figure 3-60 - Comportement différé à chaque palier du chargement - Essai C411is

### III.4.2 - Chargement après les cycles

Après les cycles, on réalise la même étude pour l'essai C1231ic et on compare l'évolution du comportement différé (Figure 3-61).

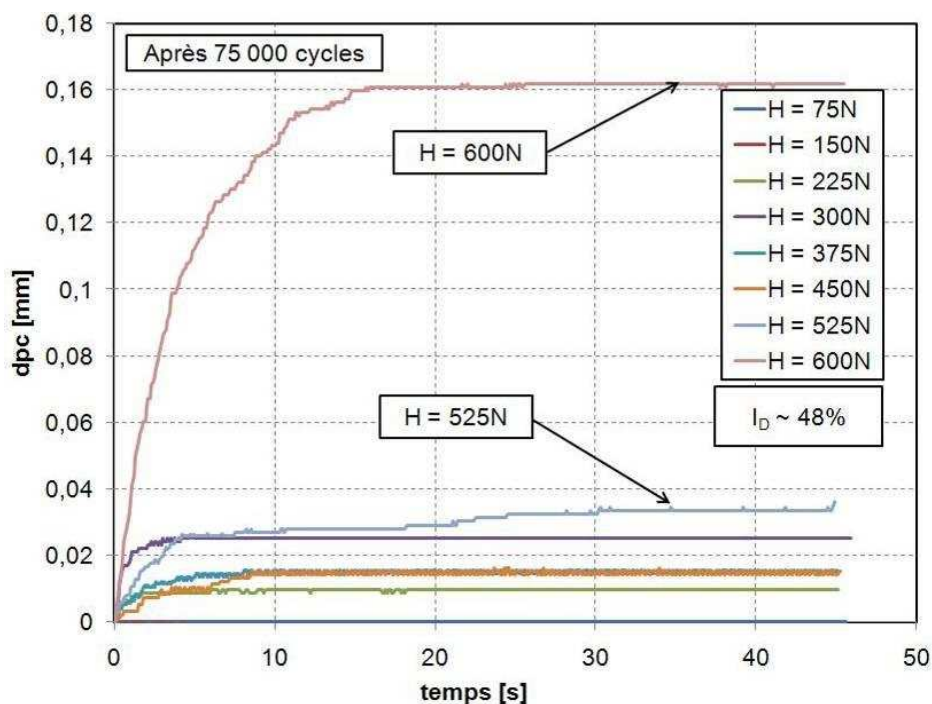


Figure 3-61 - Comportement différé après 75000 cycles - Essai C1231ic



Après le chargement cyclique, l'augmentation brusque des déplacements ne se produit plus qu'à la charge maximale ; de plus, au bout d'une quinzaine de secondes, les déplacements mesurés sont tous stabilisés. Le chargement cyclique ( $N=75000$ ) a donc pour effet de bloquer tout phénomène de comportement différé du système sol-pieu.

### **III.5 - Conclusion:**

Un pieu isolé mis en place dans le sable de Fontainebleau d'indice de densité  $I_D \sim 48$  ou  $78\%$  a été soumis, en centrifugeuse, à des sollicitations cycliques horizontales en tête caractérisées principalement par le ratio  $H_c/H_m=0,5$ , une charge de service maximale  $H_m+H_c$  de 10, 20 ou 30% de la charge ultime  $H_u$ , une fréquence de 1 Hz modèle et un nombre de cycles atteignant 75000.

On observe une accumulation des déplacements en tête beaucoup plus importante que dans le cas d'un chargement monotone. Lorsque le niveau de chargement maximal cyclique ( $H_m+H_c$ ) est inférieur à 10% de  $H_u$ , elle se stabilise entre 500 et 1000 cycles. Lorsque  $H_m+H_c > 0,1H_u$ , on n'observe pas de stabilisation des déplacements en tête du pieu. De plus, la vitesse d'accumulation des déplacements est une fonction croissante de  $H_m+H_c$ . L'accumulation de déplacements en tête du pieu se produit en deux phases. Une première phase durant laquelle elle est relativement importante, et une deuxième phase moins marquée. L'accumulation des déplacements en tête du pieu suit une fonction de la charge maximale cyclique, du déplacement mesuré lors du premier cycle de chargement à  $H_{maxcyc}$  ( $y_{max1}(1)$ ) et du nombre de cycles considéré.

Pour un même rapport  $(H_m+H_c)/H_u$  et un même rapport  $H_c/H_m$ , l'accumulation des déplacements dus aux cycles est plus importante dans un sable dense que dans un sable lâche, et ce jusqu'à 50% de plus. Peut-être est-ce dû à l'intensité de l'effort qui est 1/3 plus fort dans le sable dense.

Comme attendu, pour un même rapport  $(H_m+H_c)/H_u$ , le chargement cyclique  $H_c=H_m$  génère moins de déplacement latéral cyclique que le chargement  $H_c<H_m$ , pour les deux densités étudiées.

Le chargement cyclique a aussi pour effet de bloquer tout phénomène de fluage du système sol-pieu, pour tout chargement inférieur à 600 N (Valeur modèle).

Le moment à la fin d'un chargement cyclique est toujours supérieur à celui mesuré dans le pieu lors d'un chargement statique. Quel que soit le nombre de cycles considéré, on observe une stabilisation des moments proches de la surface et une augmentation relative des moments en profondeur allant de 50 à 100% entre  $z = 7$  et  $10B$ , et plus de 100% au-delà. Ce qui traduit une mobilisation progressive du sol en profondeur. De plus, la courbe des moments dans le pieu n'évolue plus beaucoup à partir de 10000 cycles. On remarque aussi que, même si un pieu est soumis à un chargement cyclique et que des moments résiduels importants demeurent dans le pieu, une fois que la charge maximale cyclique qu'il a subi est surpassée par une autre charge, les moments mesurés sont proches des moments obtenus lors d'un chargement statique.

Pour les densités étudiées ( $I_D \sim 48\%$  et  $78\%$ ), le moment maximum est très peu affecté par la densité du sol.

On remarque aussi que les moments dans le pieu ne s'annulent qu'à des profondeurs de plus en plus importantes à cause du chargement cyclique. Ce qui pourrait signifier que le pieu subit une rotation lorsque le moment ne s'annule qu'en pointe.

La comparaison des courbes p-y cycliques aux courbes p-y statiques montre une diminution importante de la réaction mobilisable en raison du chargement cyclique. Les valeurs des coefficients d'abattement traduisant cette dégradation des courbes p-y statiques pour les couches proches de la surface ont été déterminées et ont montré qu'ils sont légèrement plus faibles à l'indice de densité de 78% qu'à 48%. Ces valeurs semblent également très inférieures aux valeurs d'abattement du règlement API (1993), ce qui se traduit par un abattement plus important des courbes p-y statiques.

Néanmoins, la comparaison des courbes p-y expérimentales montre des similitudes avec les courbes p-y cycliques de l'API (1993).



## Chapitre 4

# COMPORTEMENT DE GROUPES DE PIEUX SOUS SOLLICITATION LATÉRALE

Lorsqu'un groupe de pieux est soumis à un chargement latéral, son comportement est généralement différent de celui d'un pieu isolé à cause de l'interaction avec les autres pieux du groupe. Il en résulte généralement une réduction de la 'capacité portante' moyenne d'un pieu du groupe par rapport au pieu isolé pour un même déplacement lorsque les entraxes entre les pieux du groupe sont faibles. Cette évolution de la capacité portante du groupe est essentiellement fonction de (Gandhi et Selvam, 1997):

- l'entraxe des pieux du groupe ;
- des caractéristiques mécaniques du pieu et du sol ;
- des conditions de liaison en tête des pieux.

L'effet de l'interaction entre les pieux et en particulier de l'interaction entre les rangées est souvent désigné par ce qu'on appelle « effet d'ombre ». Pour en tenir compte, la méthode fréquemment utilisée est la réduction de la résistance du sol,  $p$  des courbes  $p$ - $y$  statiques, à l'aide d'un facteur de réduction appelé  $p_m$  (Rollins *et al.*, 2006a ; Rollins *et al.*, 2006b). Dans le cas du chargement cyclique, il faut considérer l'abattement des courbes  $p$ - $y$  dû au chargement cyclique, en plus de l'effet de groupe.

L'objectif de ce chapitre est d'appréhender l'influence de l'entraxe et du chargement cyclique sur la résistance offerte par le groupe de pieux. Par souci de simplicité, le groupe de pieux étudié est constitué de  $2 \times 2$  pieux, soit quatre pieux. Pour étudier l'influence de l'entraxe, nous étudierons le comportement de ce groupe de  $2 \times 2$  pieux lorsque l'entraxe est égal à  $3B$ ,  $5B$  et  $8B$ . Compte tenu des résultats obtenus avec le pieu isolé, les essais cycliques seront limités à  $N = 10000$  au maximum puisqu'à  $N = 5000$ , on peut déjà déterminer avec une assez bonne précision le comportement du système sol-pieu sous chargement cyclique.

Nous étudierons d’abord le comportement d’un groupe de pieux sous chargement monotone. Cette première partie de l’étude portera surtout sur l’évaluation des efforts à la rupture et du coefficient d’efficacité du groupe. Ensuite, nous étudierons le comportement des groupes de pieux sous sollicitation cyclique.

## **IV.1 - Programme expérimental**

Pour les essais sur les groupes de pieux, on garde la même procédure expérimentale que dans le cas du pieu isolé soumis à un chargement latéral (§ III.1.1 - Nomenclature des essais, procédure de mise en place à 1×g). La liaison en tête des pieux avec le chevêtre peut être assimilée à une articulation, ce qui permet de ne pas avoir de moment en tête des pieux du groupe lors des essais de chargement monotone ou cyclique (cf. chapitre 02). La mise en place de chaque pieu du groupe est réalisée par battage à 1g. Aucun ordre de mise en place n'a été défini, seulement, on mettait d'abord en place les pieux instrumentés par 20 paires de jauges.

### **IV.1.1 - Chargement monotone**

Les essais de chargement monotone ont été réalisés dans le but d’évaluer l’effort à la rupture et d’en déduire le coefficient d’efficacité du groupe par rapport au pieu isolé. Ces essais sont réalisés (Tableau 4-1) avec le même pieu (mêmes dimensions et mêmes caractéristiques mécaniques) que dans le cas des essais à la rupture du pieu isolé.

**Tableau 4-1 - Programme des essais de chargement monotone à la rupture pour un groupe de 2×2 pieux**

Conteneur	$I_D$ [%]	Essais	entraxe [B]
C13	48,3	C1331gs	3B
		C1341gs	3B
		C1351gs	3B
		C1361gs	3B
C14	77,4	C1411gs	3B
		C1421gs	3B
		C1431gs	3B
C15	48,4	C1521gs	5B
		C1541gs	8B
C16	80,5	C1621gs	5B
		C1651gs	8B
C17	47,1	C1711gs	3B
		C1731gs	8B
		C1741gs	3B

Ces essais sont réalisés à déplacement contrôlé avec des pieux rigides non instrumentés car on suppose que la rupture se produit dans le sol (Broms, 1964). Les courbes efforts-déplacements ainsi déterminées sont comparées à celles d’un pieu isolé pour évaluer la réduction de résistance du groupe. On en déduit alors le coefficient d’efficacité du groupe en fonction de l’entraxe.

**IV.1.2 - Chargement cyclique**

Le programme de chargement cyclique a été défini en se basant sur les résultats des essais de chargement monotone. Les valeurs des efforts appliqués sont calculées à l'aide des coefficients d'efficacité déterminés lors des essais de chargement monotone. On a privilégié l'entraxe 3B dans ces études vu que c'est le cas le plus défavorable parmi les trois configurations géométriques considérées. Nous détaillons sur le Tableau 4-2 les différents essais de chargement cyclique réalisés.

**Tableau 4-2 - Programme des essais de chargement cyclique sur un groupe de 2×2 pieux**

Conteneur	$I_D$ [%]	Essais	entraxe [B]	$H_{maxcyc}$ PROTO [kN]	$H_{m\ PROTO}$ [kN]	$H_{c\ PROTO}$ [kN]	N	$H_c/H_m$ [-]
C15	48,4	C1531gc	3B	2560 (0,33 $H_u$ )	1680 (0,22 $H_u$ )	880 (0,11 $H_u$ )	5000	0,52
C16	80,5	C1641gc	3B	3040 (0,30 $H_u$ )	2000 (0,20 $H_u$ )	1040 (0,10 $H_u$ )	5000	0,52
C19	47,1	C1911gc	3B	1680 (0,22 $H_u$ )	1120 (0,15 $H_u$ )	560 (0,07 $H_u$ )	10000	0,5
		C1921gc	8B	2880 (0,29 $H_u$ )	1920 (0,20 $H_u$ )	960 (0,10 $H_u$ )	10000	0,5
		C1931gc	5B	2560 (0,30 $H_u$ )	1680 (0,20 $H_u$ )	880 (0,10 $H_u$ )	7500	0,52
		C1941gc	3B	960 (0,12 $H_u$ )	640 (0,08 $H_u$ )	320 (0,04 $H_u$ )	7500	0,5
C20	77,2	C2011gc	3B	2080 (0,21 $H_u$ )	1280 (0,13 $H_u$ )	800 (0,08 $H_u$ )	4000	0,62
		C2021gc	5B	3200 (0,29 $H_u$ )	2080 (0,19 $H_u$ )	1120 (0,10 $H_u$ )	10000	0,54
C21	80,8	C2141gc- 1	3B	1040 (0,10 $H_u$ )	680 (0,07 $H_u$ )	360 (0,04 $H_u$ )	5000	0,53
		C2141gc- 2	3B	2048 (0,20 $H_u$ )	1024 (0,10 $H_u$ )	1024 (0,10 $H_u$ )	5000	1
C22	52,8	C2221gc	3B	1536 (0,20 $H_u$ )	768 (0,10 $H_u$ )	768 (0,10 $H_u$ )	5000	1
		C2231gc	5B	1680 (0,2 $H_u$ )	840 (0,1 $H_u$ )	840 (0,1 $H_u$ )	5000	1

Ces essais sont réalisés avec quatre pieux instrumentés : deux pieux instrumentés avec 20 paires de jauges et deux autres pieux munis de deux paires de jauges en surface, à  $z = -0,6$  m et  $z = 0,0$  m (prototype). Ces pieux légèrement instrumentés permettent de vérifier la bonne transmission des efforts dans les pieux du groupe entre les deux pieux d'une même rangée.

## IV.2 - Groupe de pieux sous chargement statique

L'étude du comportement des groupes de pieux sous chargement monotone est divisée en deux parties : une première partie sera consacrée à l'étude des chargements à la rupture et une seconde partie à l'étude du comportement pour des charges inférieures au tiers de la charge limite calculée. Comme aucun essai uniquement statique n'a été réalisé avec les pieux instrumentés, nous étudierons principalement les phases de chargement monotone des essais cycliques. En effet, avant de commencer le chargement cyclique, on applique d'abord sur le groupe de pieux un chargement par palier (cf. chapitre 3) jusqu'à  $H_m$ . Chaque palier dure 45 secondes, et l'augmentation de la charge entre deux paliers successifs dure 15 secondes.

### IV.2.1 - Chargement monotone

Comme on l'a vu dans le chapitre 1, pour l'étude des groupes de pieux soumis à un chargement latéral, on distingue principalement le comportement des pieux avant et celui des pieux arrière. En effet, à part la réduction de la capacité portante globale du groupe, on distingue aussi une différence de comportement en fonction de la rangée considérée.

Dans un souci de clarté et de simplification, nous montrons sur la Figure 4-1 ci-après la description des rangées du groupe de  $2 \times 2$  pieux. Les deux pieux instrumentés sont toujours mis l'un derrière l'autre, sur une même ligne.

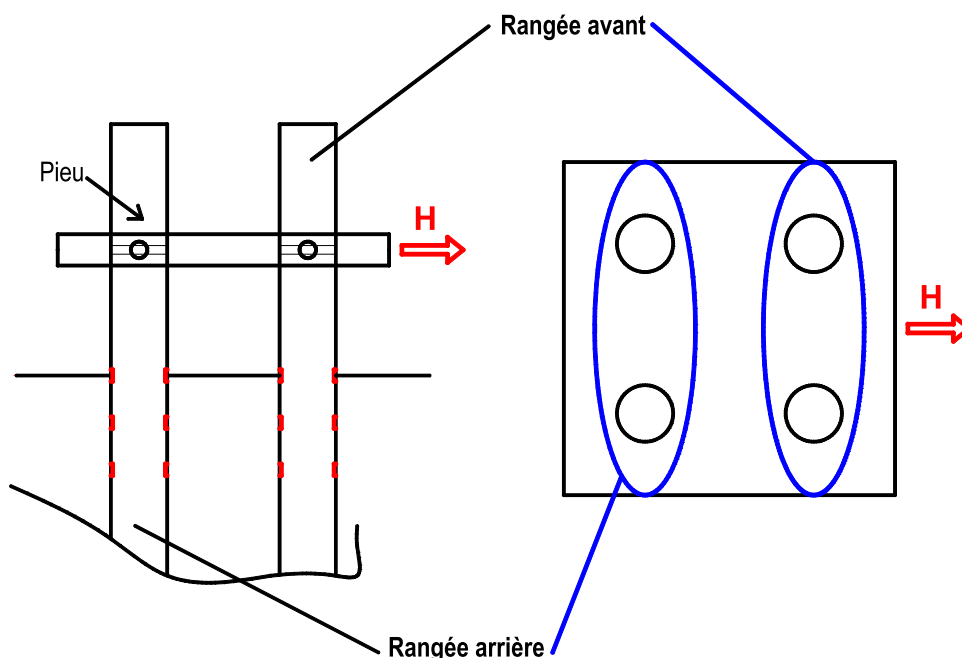


Figure 4-1 - Description des rangées dans le groupe de  $2 \times 2$  pieux

Par la suite, pour désigner à quelle rangée du groupe appartient le résultat montré dans une figure, on lui associera un schéma ressemblant à la Figure 4-1.



IV.2.1.1 - Détermination des efforts pour chaque rangée

La détermination des efforts transmis dans chaque rangée de pieu est effectuée à l'aide des jauges collées sur les pieux aux profondeurs  $z = 0,0 \text{ m}$  et  $z = 0,6 \text{ m}$  (Figure 4-2). On suppose que la réaction du sol sur les  $0,6 \text{ m}$  de profondeur de sol depuis la surface est suffisamment faible pour qu'on puisse faire les hypothèses suivantes (4-1) compte tenu des formules de la résistance des matériaux:

$$\begin{cases} M_f(z = 0,0 \text{ m}) = H \times 1,6 \\ M_f(z = 0,6 \text{ m}) = H \times 2,2 \end{cases} \quad (4-1)$$

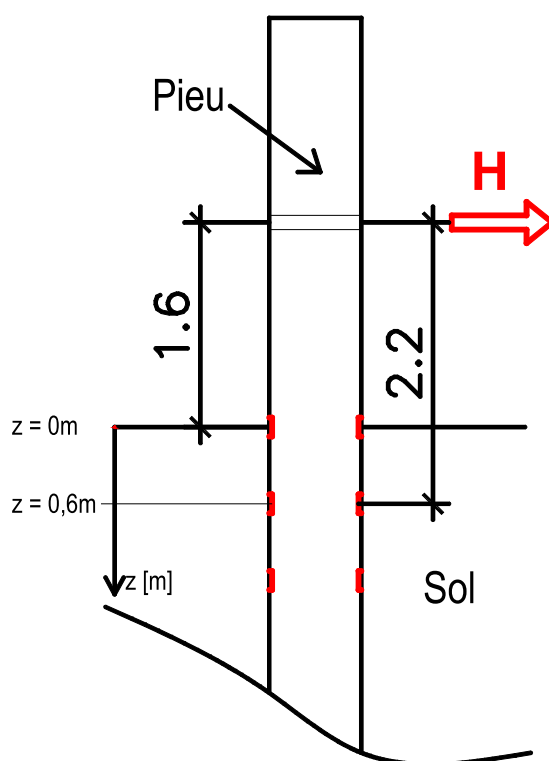


Figure 4-2 - Schéma du principe de calcul des efforts transmis à chaque rangée du groupe (Valeurs prototypes et unités en [m])

Compte tenu de cette expression (4-1), on peut alors calculer à partir des seules données des moments mesurés à  $z = 0,0 \text{ m}$  et  $z = 0,6 \text{ m}$ , les efforts appliqués en tête du pieu à  $z = 1,6 \text{ m}$  de la surface du sol à l'aide de l'expression (4-2).

$$\begin{cases} H = \frac{M_f(z = 0,0 \text{ m})}{1,6} \\ H = \frac{M_f(z = 0,6 \text{ m})}{2,2} \end{cases} \quad (4-2)$$

Nous montrons ci-après un tableau comparatif entre les efforts réellement appliqués en tête du pieu, mesurés par le capteur de force F56, et les valeurs calculées à partir des moments mesurés à  $z = 0,6 \text{ m}$  et  $z = 0,0 \text{ m}$  pour l'essai C221is (Tableau 4-3).

Tableau 4-3 - Comparaison des moments calculés et des moments mesurés pour l'essai C221is

Effort H mesuré par un capteur [kN]	Effort H calculé à partir des expressions (4-2)			
	A partir des $M_f$ à $z = 0.0$ m		A partir des $M_f$ à $z = 0.6$ m	
	H [kN]	Erreur relative par rapport à la mesure [%]	H [kN]	Erreur relative par rapport à la mesure [%]
124,3	116,4	- 6,3	118,7	- 4,5
245,6	232,8	- 5,2	237,5	- 3,3
264,8	365,8	0,3	356,2	- 2,4
483,9	482,2	- 0,4	486,8	0,6
605,6	615,2	1,6	605,5	0,0
724,9	731,6	0,9	724,2	- 0,1
844,4	848,0	0,4	854,8	1,2
964,5	981,1	1,7	973,6	0,9

Le calcul des efforts appliqués en tête des pieux (à 1,6 m de la surface du sol) à partir des moments mesurés dans le pieu à  $z = 0,0$  m et  $z = 0,6$  m constitue donc une bonne méthode pour l'estimation des efforts transmis dans chaque rangée du groupe de pieux. D'autres comparaisons ont été réalisées avec les autres essais sur des pieux isolés réalisés et les écarts relatifs entre les mesures et les calculs sont généralement inférieures ou égales à 6% (dans le domaine des efforts appliqués en tête de chaque pieu compris entre 0 et 960 kN).

#### IV.2.1.2 - Résultats typiques

Les résultats typiques des essais sont similaires aux résultats des pieux isolés, par des courbes force-déplacement en tête et les profils de moment dans le pieu.

(a) Les déplacements et efforts en tête

Un exemple est montré sur la Figure 4-3.

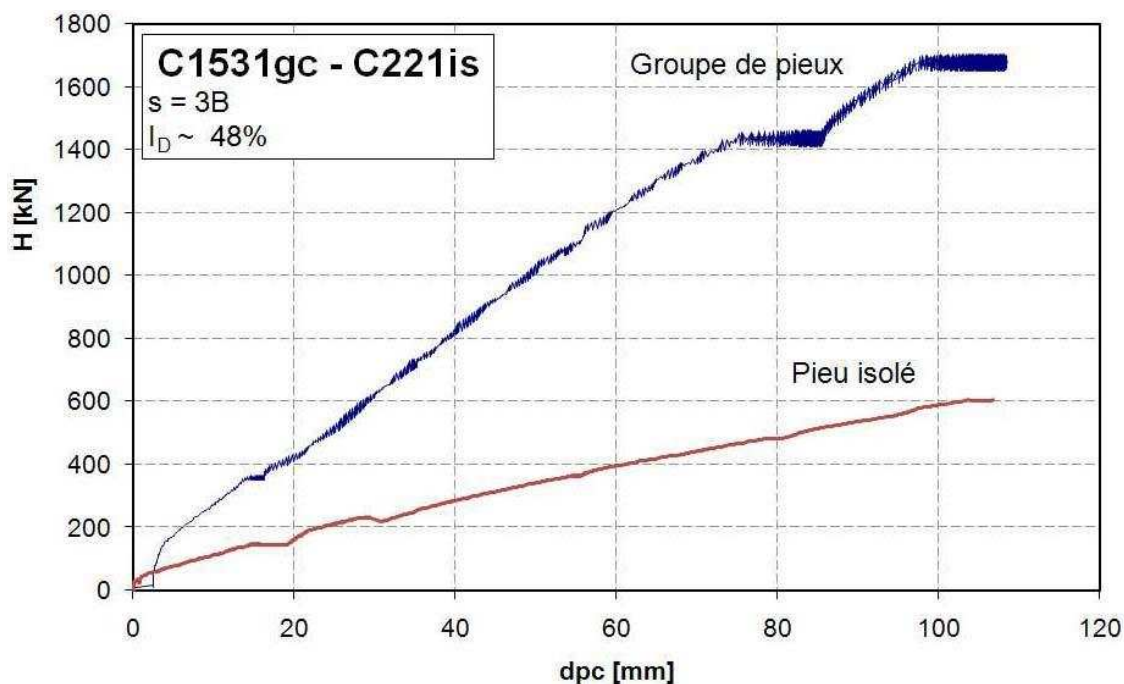


Figure 4-3 - Courbe charge-déplacement pour un groupe 2×2 avec  $s=3B$  et  $I_D = 48\%$

On remarque l'apparition de fluage du groupe de pieux à partir de  $H = 1400$  kN. On peut aussi tracer la courbe des efforts de chaque pieu pour chaque rangée à partir de la méthode de calcul montré précédemment (§ IV.2.1.1 - ). On trace une courbe pour chaque rangée et les deux courbes des deux rangées sont montrées sur Figure 4-4.

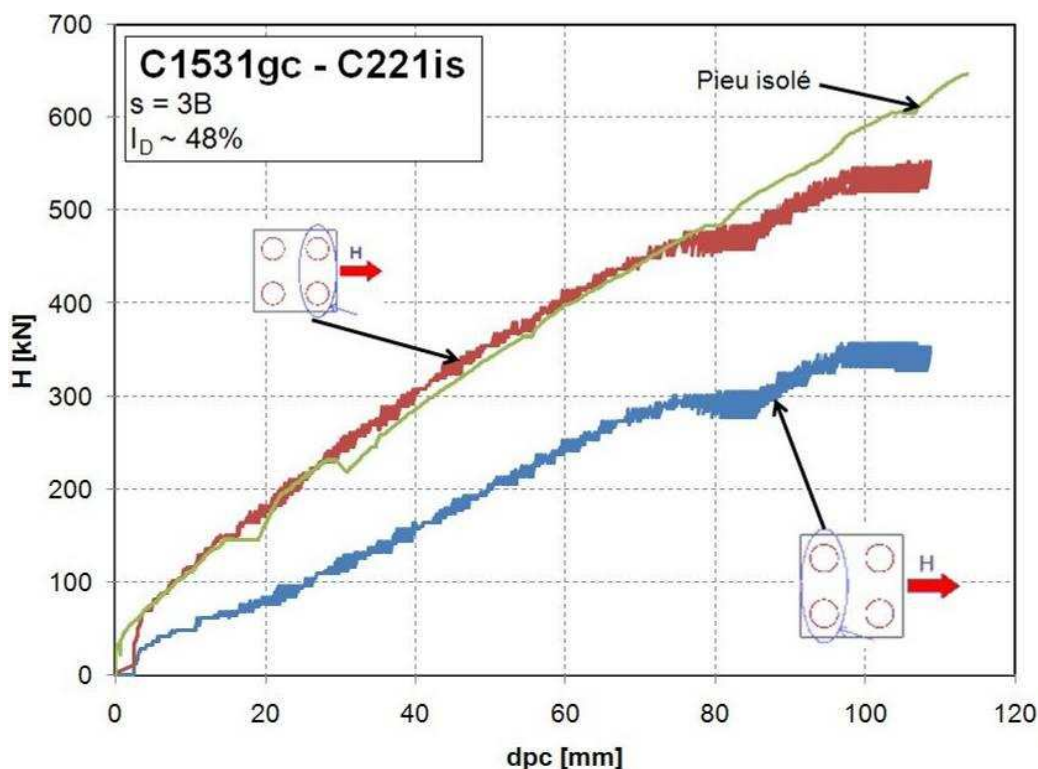


Figure 4-4 - Courbe effort-déplacement d'un pieu pour chaque rangée du groupe 2×2 ( $s=3B$  et  $I_D = 48,4\%$ )

L'effort repris par la rangée avant du groupe est plus important que celui repris par la rangée arrière ; ce résultat est typique de l'effet d'ombre. Dans notre cas, la rangée avant reprend

environ 61% de la charge appliquée à partir de 60 mm de déplacement. Au début, l'effort repris par la rangée est de 70%, puis ce pourcentage diminue au fur et à mesure que le déplacement augmente et il reste stable à partir de 60 mm de déplacement. Cette évolution est probablement due au jeu des pièces mécaniques jouant le rôle d'entretoise, et son effet se dissipe avec l'augmentation du chargement. C'est pourquoi, il convient de prendre comme valeur de référence dans des comparaisons de ce genre les valeurs mesurées à des déplacements proche de 10% du diamètre.

(b) Les moments dans le pieu

Un résultat typique obtenu aussi lors de ces essais est le moment, qui augmente avec la charge appliquée (cf. chapitre 3). Ce qui nous intéresse dans ce cas particulier du groupe est la comparaison des moments mesurés entre le pieu avant et le pieu arrière. On a déjà vu que les efforts repris par les rangées sont différents, ce qui induit des moments mesurés dans le pieu avant plus importants que ceux dans le pieu arrière quel que soit la valeur du chargement monotone appliqué (Figure 4-5).

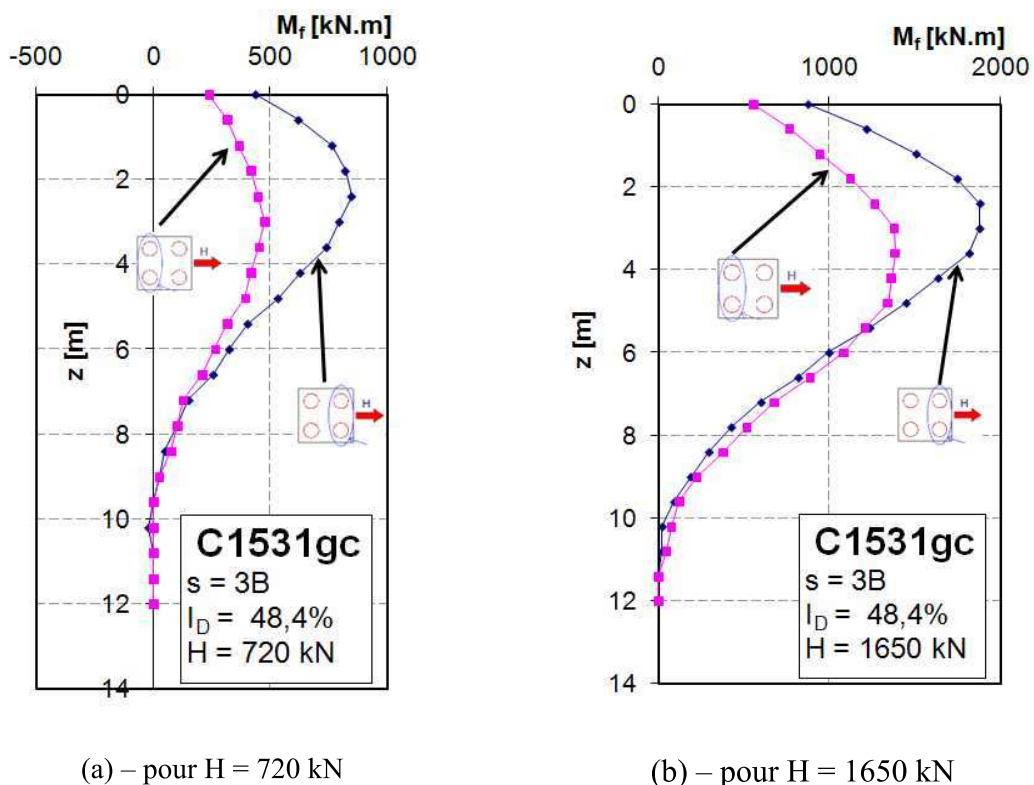


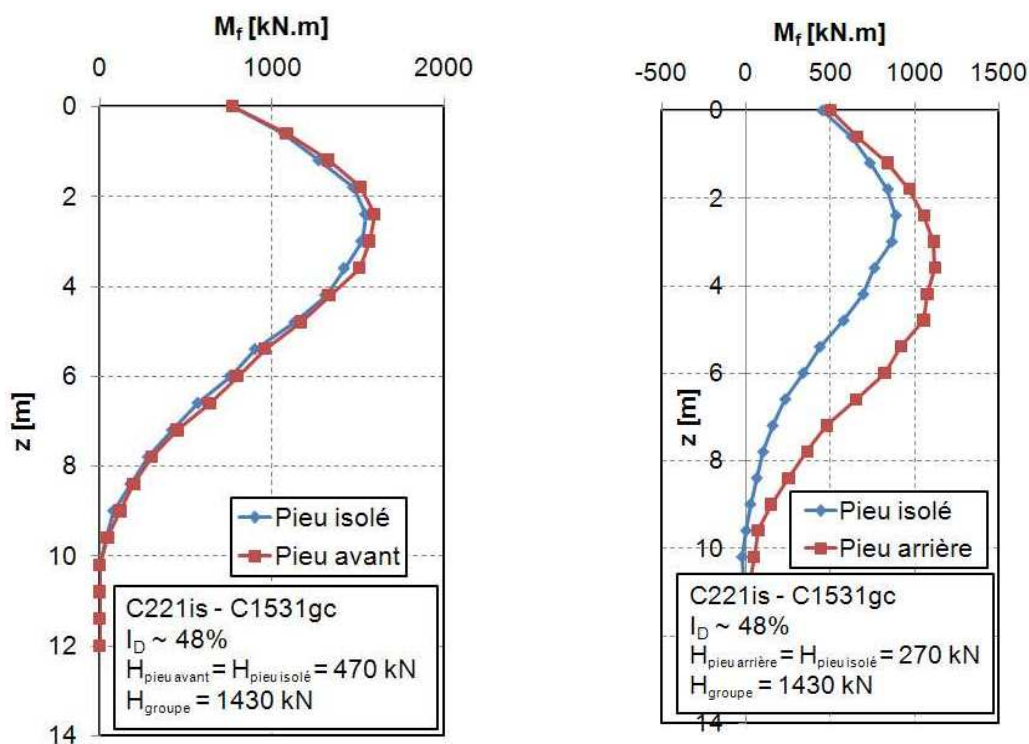
Figure 4-5 - Moments dans les pieux du groupe (avant et arrière) en fonction du chargement

Comme les déplacements en tête sont les mêmes à la charge  $H$  montrée sur les Figure 4-5a et Figure 4-5b, la différence des efforts repris par les deux rangées ainsi que la différence des moments ne peut s'expliquer que par une réaction mobilisée par le sol plus faible pour la rangée arrière. Ceci est une illustration de l'effet d'ombre dans le groupe de pieux.

Si l'on prend en compte la répartition des efforts en tête de chaque pieu, due à l'effet d'ombre éventuel, la comparaison des profils de moment des pieux du groupe et du pieu isolé pour une même charge appliquée en tête indique que les pieux de la rangée avant du groupe se comportent comme un pieu isolé (Figure 4-6a). La configuration du groupe n'a donc aucun effet sur la résistance du sol devant la rangée avant. On peut donc s'attendre à ce que les courbes p-y calculées à partir de ces résultats soient similaires à celles d'un pieu isolé. Pratiquement, ce résultat veut dire aussi que lors du dimensionnement d'un groupe de pieux

soumis à un chargement latéral, notamment la stabilité interne des pieux (ferrailage, ...), le calcul à effectuer pour la rangée de pieux avant du groupe peut être réalisé sur la base d'un pieu isolé.

Pour une même valeur de la charge appliquée en tête d'un pieu arrière (en tenant compte de l'effet d'ombre sur la répartition des efforts avant-arrière), les moments mesurés sont plus importants que ceux d'un pieu isolé (Figure 4-6b). Seules les valeurs des moments proches de la surface concordent bien puisque l'influence du sol est encore très faible voir nulle pour  $z = 0$  m. La cote du moment maximum est plus profonde et sa valeur aussi est beaucoup plus importante pour le pieu arrière ; dans ce cas-ci, le moment maximum dans le pieu arrière est 30% plus important que le moment dans le pieu isolé. L'effet de groupe (effet d'ombre) est donc plus prépondérant pour la rangée arrière et la résistance offerte par le sol est surement plus faible pour les pieux de cette rangée. Cette résistance plus faible est probablement due au mouvement du sol entre les pieux de la rangée arrière et avant; pour la rangée avant, ce phénomène n'existe pas. Les courbes p-y expérimentales seront donc probablement différentes des courbes p-y d'un pieu isolé, et on peut prévoir que les réactions mobilisées seraient plus faibles que celles d'un pieu isolé pour un même déplacement y.



(a) – Pieu avant (dpc = 0,118B) et pieu isolé (dpc = 0,112B)

(b) – Pieu arrière (dpc = 0,118B) et pieu isolé (dpc = 0,054B)

Figure 4-6 - Comparaison des moments dans les pieux du groupe à ceux d'un pieu isolé pour une même charge en tête

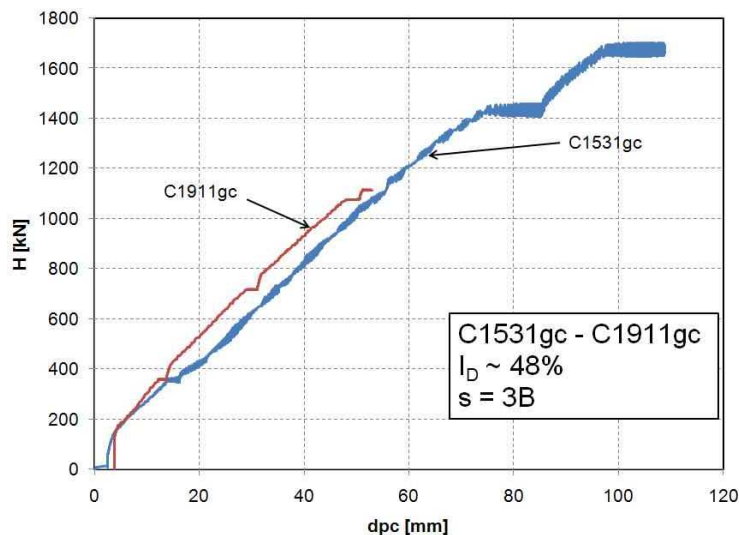
Il est difficile de quantifier l'écart des moments entre le pieu isolé et le pieu arrière pour une même valeur de la force en tête puisque les valeurs évoluent en fonction de la profondeur et du chargement. C'est en étudiant les courbes p-y que cet écart pourra être évalué.



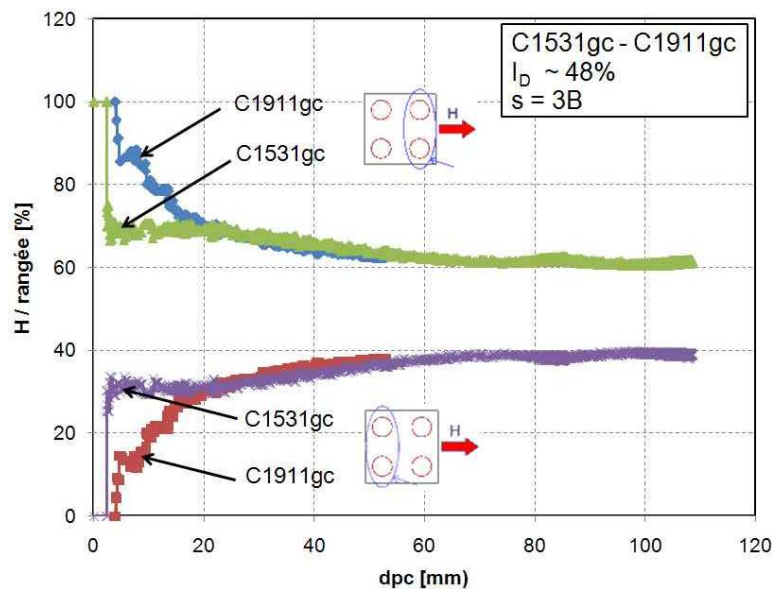
IV.2.1.3 - Répétabilité des essais

La comparaison des essais C1531gc et C1911gc permet d'étudier la répétabilité des essais réalisés sur les groupes, avec les courbes force-déplacement du groupe (fig 4.7a) et les courbes de répartition des efforts entre les rangées (fig 4.7b), qui sont essentielles.

La comparaison des courbes force-déplacement des deux essais montrent une bonne répétabilité (Figure 4-7a). De même, la répartition des efforts entre la rangée avant et la rangée arrière évolue avec l'augmentation des déplacements en tête dans les deux cas. Toutefois, on observe une stabilisation de la répartition des efforts entre 50 et 60 mm de déplacement en tête (Figure 4-7b).



(a) Courbes force-déplacement pour les deux essais C1531gc et C1911gc



(b) Répartition des efforts dans les rangées pour les deux essais comparés

**Figure 4-7 - Répétabilité des essais sur les groupes de pieux lors du chargement monotone**

Cette évolution de la répartition des efforts entre les rangées peut être due au jeu entre les pièces du dispositif qui relie les pieux en tête (entretoise), c'est pourquoi, c'est seulement après un certain déplacement qu'on obtient une stabilisation de la répartition des efforts entre les rangées.

Les essais sur les groupes de pieux sont donc bien répétables et la réalisation d'études sur l'influence de la densité, de l'espacement et du chargement peut être réalisée avec confiance.

#### IV.2.1.4 - Influence de la densité

Dans le cas du pieu isolé, nous avons vu que lorsque la densité augmente, pour une même valeur  $H$  de l'effort appliqué en tête, les déplacements et les moments mesurés sur le pieu mis en place dans le massif dense sont moins importants que ceux mesurés dans le massif moins dense. Ce phénomène est aussi constaté pour les groupes de pieux, mais nous nous intéresserons particulièrement à l'influence de la densité sur la répartition des efforts repris par les deux rangées (Figure 4-8).

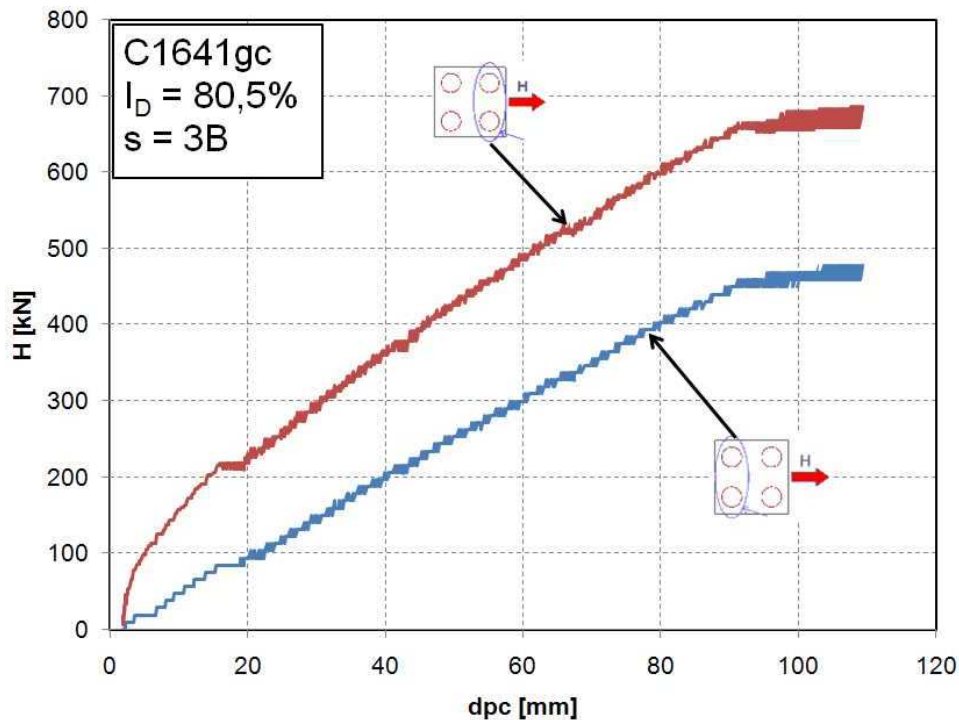
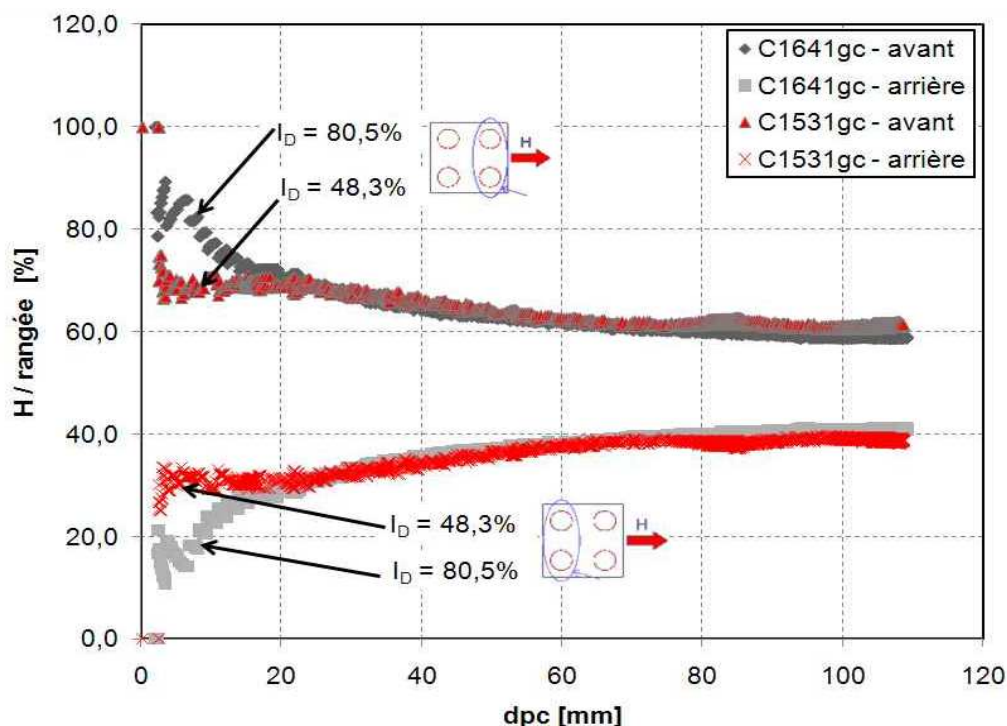


Figure 4-8 - Courbe effort-déplacement d'un pieu pour chaque rangée ( $s=3B$  et  $I_D = 80,5\%$ )

Comme pour le massif avec un indice de densité  $I_D$  de 48,4%, la rangée avant reprend plus d'efforts que la rangée arrière dans le cas où l'indice de densité  $I_D$  est égal à 80,5%. Le comportement du groupe est donc le même quel que soit l' $I_D$  considéré. Le calcul des efforts repris par chaque rangée montre aussi une répartition des efforts entre le pieu avant et le pieu arrière qui évolue de la même manière que dans le cas où  $I_D$  était égal à 48,4%, c'est-à-dire que la rangée avant du groupe reprend de moins en moins de charge avec l'augmentation du déplacement. Toutefois une valeur relativement constante est atteinte dès 60mm de déplacement (Figure 4-9).

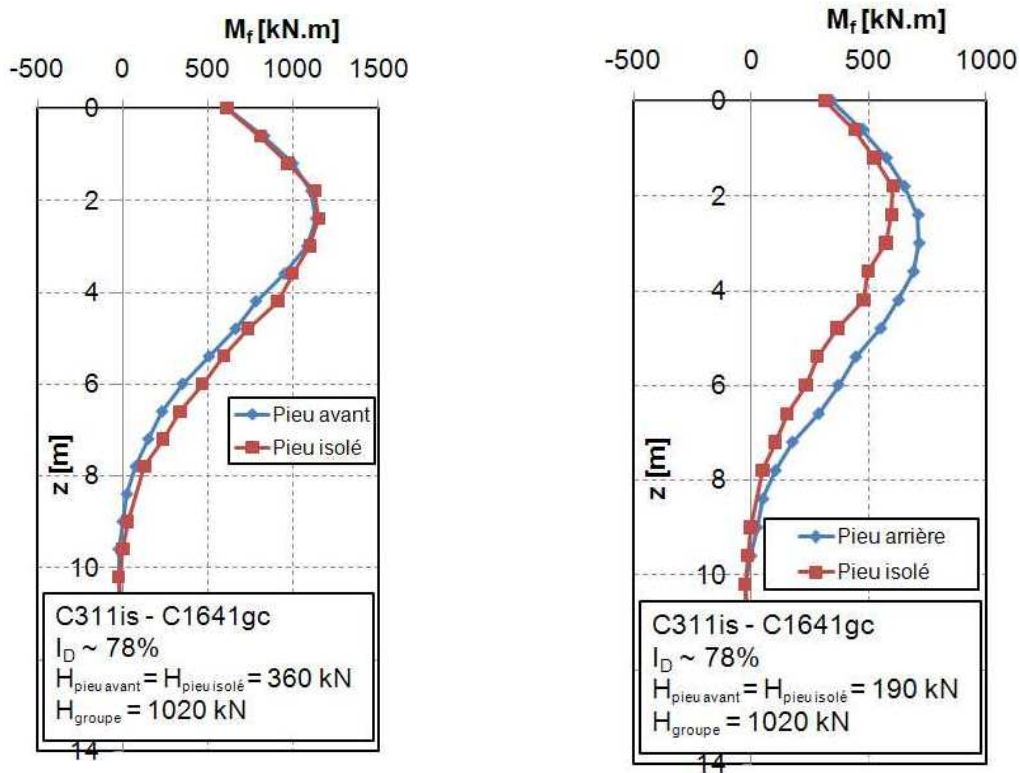




**Figure 4-9 - Pourcentage de la répartition des efforts dans chaque rangée pour les deux densités étudiées et pour  $s = 3B$  (valeurs sur un pieu de la rangée avant et un de la rangée arrière)**

On peut donc dire, à partir de la Figure 4-9, que pour un entraxe de  $3B$  et pour des déplacements importants, la densité ne semble pas avoir d'influence sur la répartition des efforts entre la rangée avant et la rangée arrière du groupe de  $2 \times 2$  pieux. Des résultats similaires ont été retrouvés par Mc Vay *et al.* (1994).

Les moments dans les pieux du groupe mis en place dans le massif avec un indice de densité  $I_D \sim 78\%$  sont bien entendu inférieurs à ceux du groupe mis en place dans le massif avec un indice de densité  $I_D \sim 48\%$  pour un même effort appliqué en tête. La comparaison des moments entre eux et par rapport à un pieu isolé indique que les pieux de la rangée avant du groupe, quelle que soit la densité considérée, se comportent comme un pieu isolé (Figure 4-6 et Figure 4-10) pour une charge quelconque appliquée en tête du groupe de pieux.



(a) – Pieu avant (dpc = 0,06B) et pieu isolé (dpc = 0,07B)

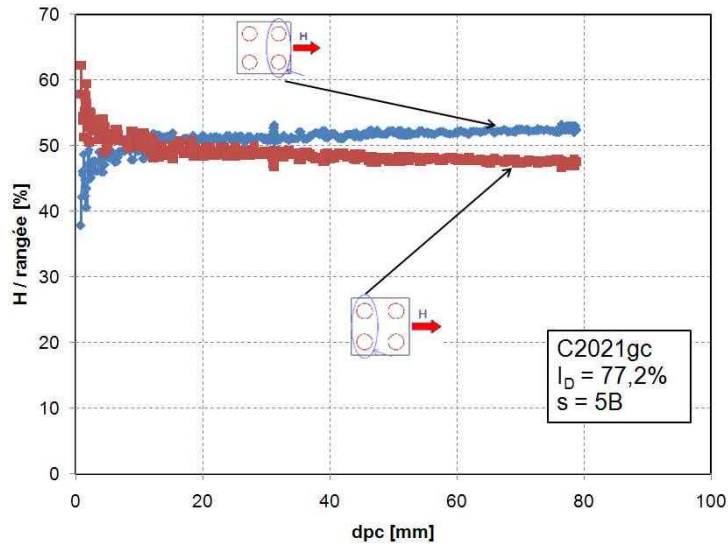
(b) – Pieu arrière (dpc = 0,06B) et pieu isolé (dpc = 0,03B)

**Figure 4-10 - Comparaison des moments dans les pieux du groupe à celui d'un pieu isolé pour une même charge en tête**

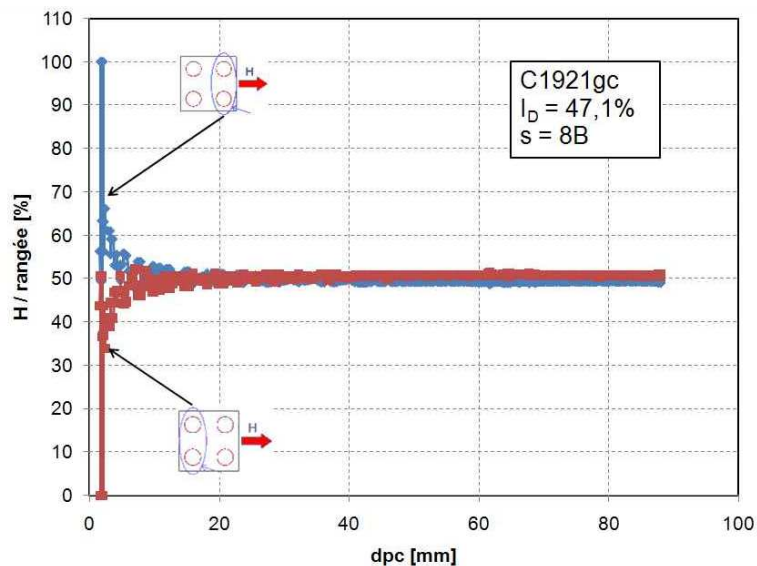
Pour le pieu arrière, le moment maximum est aussi plus grand et situé à une profondeur plus importante. Ainsi, quelle que soit la densité considérée, le comportement du groupe est le même. Le pieu avant se comporte comme un pieu isolé et le pieu arrière reprend des moments plus importants que le pieu isolé pour une même charge en tête.

#### IV.2.1.5 - Influence de l'entraxe

Pour un entraxe  $s = 3B$ , nous avons vu qu'il y a une répartition des efforts entre la rangée avant du groupe et la rangée arrière. Les études mentionnées dans le chapitre 1 (Remaud, 1999 ; Mc Vay *et al.* 1994) montrent que l'entraxe a une influence considérable sur la capacité portante du groupe. Ce qui nous intéresse dans cette partie est la répartition des efforts dans les rangées en fonction de l'entraxe du groupe: 3B, 5B et 8B. La répartition des efforts pour  $s = 5B$  et  $s = 8B$  est montrée sur la Figure 4-11.



(a) Répartition des efforts dans les rangées pour  $s=5B$



(b) Répartition des efforts dans les rangées pour  $s=8B$

**Figure 4-11 - Répartition des efforts dans les rangées en fonction de l'entraxe et du déplacement**

Lorsque l'entraxe entre les pieux du groupe augmente, quelle que soit la densité considérée, la répartition des charges entre les rangées du groupe s'équilibre au fur et à mesure. Ainsi, lorsque  $s = 8B$ , la rangée avant et la rangée arrière du groupe de pieux se partagent exactement la charge totale appliquée sur le groupe. Nous résumons sur le Tableau 4-4 suivant les résultats des répartitions ainsi trouvées.

**Tableau 4-4 - Pourcentage d'effort repris par chaque rangée pour une charge H appliquée au groupe en fonction de l'entraxe (quelle que soit la densité considérée) pour un déplacement  $y/B=10\%$**

Entraxe des pieux	s = 3B	s = 5B	s = 8B	s = 3B Remaud (1999)
Rangée avant [%]	61	52,5	50	57
Rangée arrière [%]	39	47,5	50	43

Cette répartition des efforts entre chaque rangée du groupe en fonction de l'entraxe entraîne que les moments mesurés dans les pieux d'une rangée à l'autre sont différents au même instant t et pour une charge totale H appliquée au groupe. Leur évolution, en fonction de l'entraxe, est similaire à celle de la répartition des efforts. Plus l'entraxe augmente, plus les moments mesurés sur les pieux de la rangée avant et les pieux de la rangée arrière se ressemblent, et à partir de 8B, les trois courbes se confondent : pieu isolé, pieu arrière et pieu avant.

#### IV.2.1.6 - Calcul du coefficient d'efficacité du groupe pour de faibles déplacements

L'évaluation de l'effet de groupe peut aussi être réalisée à l'aide du calcul de son efficacité. Ce calcul est une comparaison entre la charge latérale moyenne par pieu dans le groupe à la charge pour un pieu isolé pour un même déplacement horizontal. Cette efficacité est évaluée à l'aide du coefficient d'efficacité définie par l'expression (4-3):

$$C_e = \frac{H_1 \text{ sur le groupe pour un } dpc \text{ donné}}{n \times H_2 \text{ sur le pieu isolé pour le même } dpc} \quad (4-3)$$

n étant le nombre de pieux du groupe,  $H_1$  la charge latérale sur le groupe et  $H_2$  la charge latérale sur le pieu isolé pour un même déplacement dpc.

Les essais de référence que nous choisissons sont les essais C221is et C321ic, respectivement pour l'indice de densité  $I_D$  de 48 et l'indice de densité  $I_D$  de 78%. Si la valeur de l'efficacité du groupe est égale à 1, cela veut dire qu'il n'y a pas d'interaction entre les pieux du groupe, donc il n'y pas d'effet d'ombre et le comportement de chaque pieu du groupe est analogue à celui d'un pieu isolé. Les coefficients d'efficacité sont calculés pour différents déplacements et on trace sur la Figure 4-12 leur variation en fonction de l'entraxe des pieux pour une densité du massif proche de 48%.

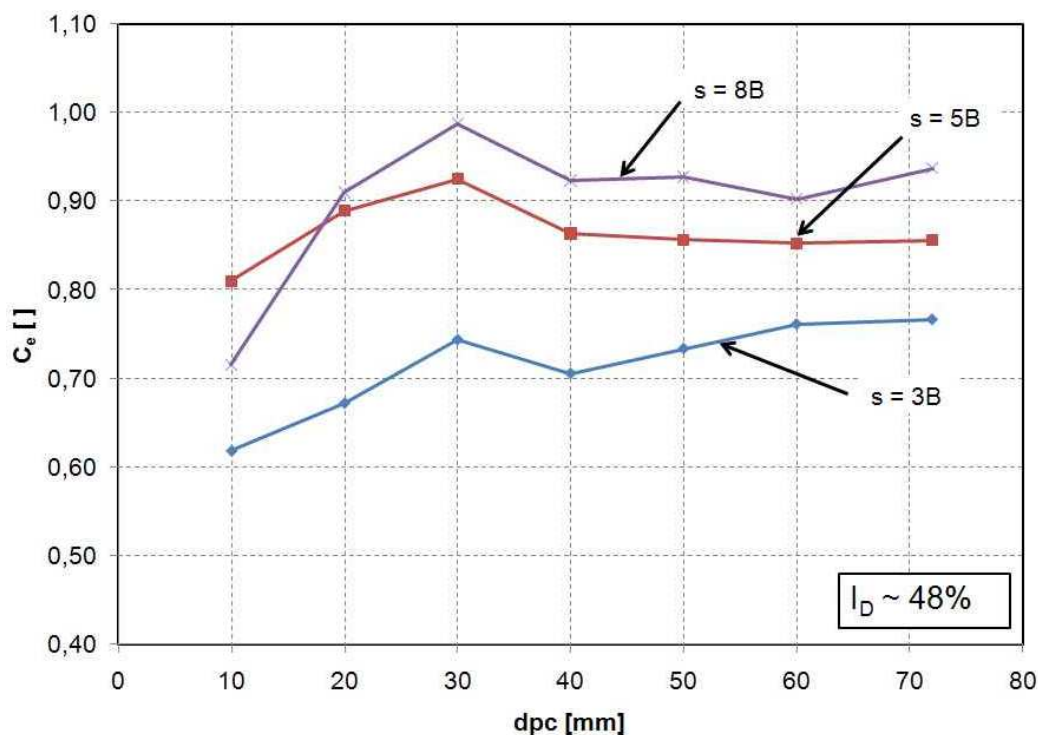


Figure 4-12 - Coefficient d'efficacité du groupe en fonction du déplacement considéré pour le calcul ( $I_D \sim 48\%$ )

Le calcul de l'efficacité des pieux semble dépendre beaucoup du déplacement considéré pour le calcul. Pour de faibles déplacements, il est très faible, et il augmente légèrement et semble se stabiliser à partir de 60 mm, soit une valeur proche de 10% de B. Nous résumons dans le Tableau 4-5 suivant les valeurs des coefficients d'efficacité déterminées pour les essais disponibles.

Tableau 4-5 - Résumé des coefficients d'efficacité calculés avec les pieux instrumentés pour  $y/B=10\%$

s [B]	$I_D \sim 48\%$	$I_D \sim 78\%$
3B	0,77	0,79
5B	0,86	1,00
8B	0,94	-

Lorsque l'entraxe des pieux du groupe augmente, la capacité portante du groupe augmente aussi. Elle est la plus faible, 0,77 ( $\sim 48\%$ ), lorsque l'entraxe des pieux du groupe est égal à 3B et elle est proche de celle de quatre pieux isolés pour un entraxe des pieux égal à 8B. Ce qui veut dire qu'à  $s = 8B$ , l'effet d'ombre est très faible et on peut presque considérer qu'il n'y a presque pas d'effet de groupe. Pour  $s = 5B$ , à 78%, cette valeur 1,00 comme  $C_e$  nous semble erronée, c'est pourquoi, on ne la considèrera pas pour l'analyse.

L'indice de densité, pour un entraxe  $s = 3B$ , semble donc n'avoir aucune influence sur la capacité portante du groupe puisque les coefficients d'efficacité sont quasiment identiques : 0,77 à 48% et 0,79 à 78%. Ceci voudrait dire que l'effet d'ombre (effet de groupe) est surtout fonction de la configuration géométrique.

Une explication peut venir de la relativement faible variation de l'angle de frottement interne ( $4$  à  $6^\circ$ ) entre les deux densités étudiées, ce qui modifie assez peu le volume de mobilisation du sol en butée.

## IV.2.1.7 - Courbes p-y statiques pour les groupes

Connaissant les efforts en tête pour chaque pieu, on peut alors déterminer les courbes p-y des pieux du groupe. On comparera alors ces courbes p-y aux courbes p-y d'un pieu isolé sous chargement monotone.

 (a) Courbes p-y et coefficients  $P_m$ 

Pour un entraxe  $s = 3B$ , on remarque que les courbes p-y du pieu avant et du pieu arrière sont très différentes. Les réactions mobilisées par le pieu avant sont plus élevées que celles mobilisées par le pieu arrière pour un même déplacement y. En comparant ces courbes p-y avec celles d'un pieu isolé, on remarque alors que la courbe p-y du pieu de la rangée avant est similaire à celle d'un pieu isolé (Figure 4-13) comme l'a aussi observé Remaud (1999). Les mêmes tendances ont été observées pour toutes les profondeurs comprises entre 0 et 4,2 m. Néanmoins, lorsque le chargement devient plus important, on remarque un léger décrochement des courbes p-y des pieux de la rangée avant du groupe.

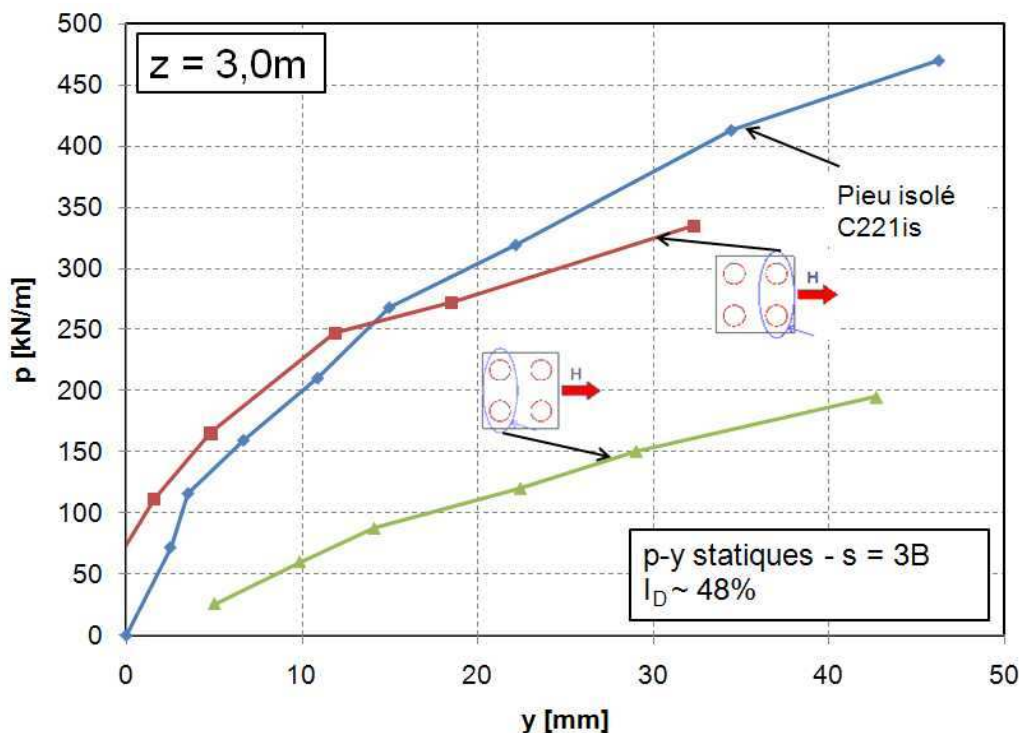


Figure 4-13 - Comparaisons des courbes p-y statiques pour le groupe et le pieu isolé

La différence entre le pieu avant et le pieu arrière peut être évaluée à l'aide des coefficients  $P_m$  (coefficients d'abattement) qui traduisent la réduction de la résistance mobilisable pour les pieux de la rangée arrière du groupe par rapport à un pieu isolé dans les mêmes conditions. L'expression (4-4) permet de calculer la valeur de  $P_m$ . On suppose, compte tenu des résultats montrés précédemment, que le pieu avant se comporte comme un pieu isolé et donc, son coefficient  $P_m$  est proche de 1.

$$P_m = \frac{p \text{ du pieu arrière pour un } y \text{ donné}}{p \text{ du pieu isolé pour le même } y} \quad (4-4)$$

Dans le cas d'un entraxe  $s = 3B$  et une densité proche de 48%, on détermine les coefficients  $P_m$  du pieu de la rangée arrière pour différentes profondeurs comprises entre  $z = 0,6$  et 4,2 m et pour les différentes valeurs de déplacements y (Figure 4-14).



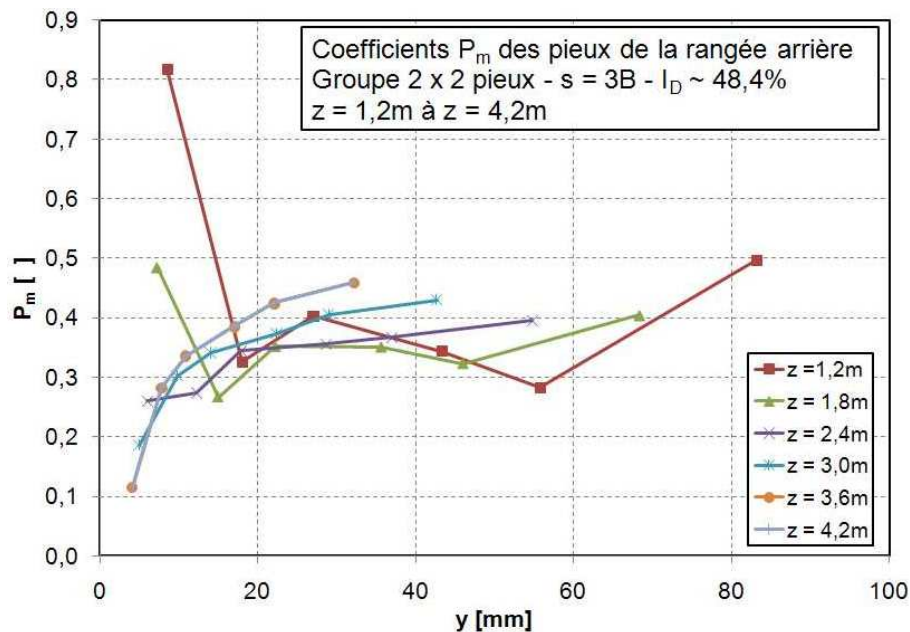


Figure 4-14 - Evolution du coefficient  $P_m$  en fonction de  $y$

On n'a pas tracé sur la Figure 4-14 les coefficients  $P_m$  pour  $z = 0,6\text{ m}$  parce que les valeurs calculées étaient trop dispersées et certaines valeurs semblaient trop importantes. Le calcul des coefficients  $P_m$  paraît dépendre du déplacement  $y$  considéré pour faire le calcul. Néanmoins, les valeurs calculées sont relativement stables lorsque le déplacement  $y$  maximum est atteint pour un  $z$  donné. Pour les études on considèrera donc uniquement les valeurs calculées pour les déplacements  $y$  maximaux.

De plus, on note que le coefficient  $P_m$  calculé varie avec la profondeur (Figure 4-15) comme Remaud (1999) et Brown (1988) l'ont d'ailleurs remarqué. Il semble qu'à partir de  $z = 1,8\text{ m}$ , sa valeur augmente ; toutefois, les valeurs de  $P_m$  suivant la profondeur restent inférieures à  $\pm 15\%$  par rapport à la valeur moyenne qui est égale à 0,46.

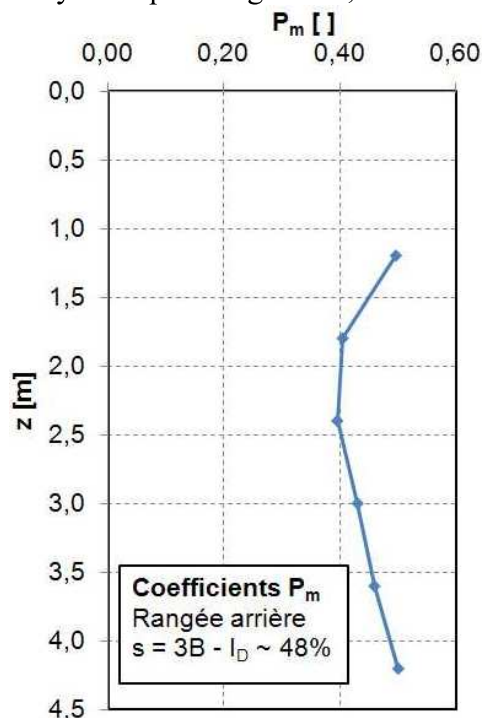


Figure 4-15 - Evolution de  $P_m$  avec la profondeur pour  $s = 3B$



Par la suite, nous considérerons que la valeur moyenne calculée à partir des réactions aux déplacements  $y$  maximaux est représentative de la valeur de  $P_m$ .

(b) Influence de l'entraxe

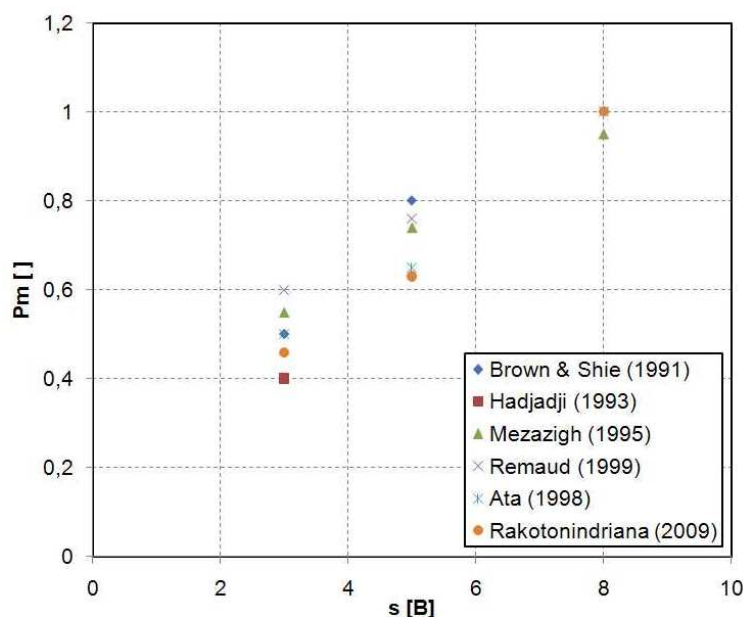
L'influence de l'entraxe est évaluée en comparant pour différents entraxes les valeurs de  $P_m$  calculées. Les mêmes calculs que ceux réalisés pour un entraxe  $s = 3B$  sont réalisés pour les entraxes  $s = 5B$  et  $s = 8B$  et les résultats sont résumés dans le Tableau 4-6.

**Tableau 4-6 - Valeurs moyennes des coefficients  $P_m$  pour  $I_D \sim 48\%$**

Entraxe $s$ [B]	3B	5B	8B
$P_m$	0,46	0,63	1

Le coefficient  $P_m$  augmente avec l'entraxe jusqu'à 1 lorsque l'entraxe est supérieur ou égal à  $8B$ . Les valeurs ainsi retrouvées sont légèrement inférieures à celles retrouvées par Mezazigh (1995) et Remaud (1999) pour un couple de pieux chargée en ligne. Néanmoins, il faut voir que les configurations du groupe ne sont pas pareilles puisqu'ils chargeaient un groupe de  $2 \times 1$  pieux (2 pieux seulement) alors que nos essais concernaient  $2 \times 2$  pieux. Dans le cas du groupe de  $2 \times 2$  pieux, l'effet d'ombre semble donc plus important à cause d'une plus grande zone de superposition des contraintes devant la rangée arrière.

La comparaison de nos résultats avec d'autres résultats est montrée sur la Figure 4-16.



**Figure 4-16 - Confrontations des valeurs du coefficient  $P_m$  aux valeurs de la littérature**

La valeur de  $P_m$  que nous avons calculée est légèrement supérieure à celle retrouvée par Hadjadji (1993) pour  $s = 3B$ , et celle calculée par Ata (1998) pour  $s = 5B$ . Elles sont inférieures à celles retrouvées par Mezazigh (1995) sauf pour  $s = 8B$ .

(c) Influence de la densité

Pour étudier l'influence de la densité, nous comparons les coefficients  $P_m$  pour les deux densités et pour différents entraxes (Tableau 4-7).

**Tableau 4-7 - Comparaison des valeurs de  $P_m$  pour différentes valeurs de la densité**

Entraxe s [B]	3B	5B	8B
48%	0,46	0,63	1
78%	0,54	0,68	-

Pour un entraxe  $s = 3B$ , lorsque la densité est plus forte, le coefficient  $P_m$  augmente, ce qui pourrait vouloir dire que l'effet de groupe est plus faible lorsque l'indice de densité augmente. Cependant, pour  $s = 5B$ , cette augmentation est plus faible et il est difficile de conclure qu'à 78%, il y ait réellement une influence plus faible de l'effet de groupe. Ce qu'on peut conclure, c'est que lorsque l'entraxe augmente, le coefficient  $P_m$  augmente, ce qui traduit une diminution de l'effet de groupe.

#### IV.2.2 - Chargement à la rupture

Les méthodes théoriques pour déterminer les efforts à la rupture pour les groupes de pieux sous chargement latéral ne sont pas nombreuses. Toutefois, on considère généralement que la résistance du groupe est plus réduite. On se propose alors de déterminer les efforts à la rupture pour différents entraxes d'un groupe de  $2 \times 2$  pieux, pour deux densités : 48% et 78%. Les essais sont asservis en déplacement. On étudie d'abord l'influence de la vitesse de chargement.

##### IV.2.2.1 - Influence de la vitesse de chargement :

Quatre vitesses de chargement sont considérées pour la densité de 48,3% et trois vitesses pour la densité de 77,4% (Tableau 4-8), sur des groupes d'entraxe égal à 3B.

**Tableau 4-8 - Les vitesses de chargements des essais à la rupture des groupes de pieux ( $s=3B$ )**

Conteneur	ID [%]	Essai	Vitesse de chargement modèle [mm/mn]
C13	48,3	C1331gs	1
		C1341gs	2
		C1351gs	5
		C1361gs	12
C14	77,4	C1411gs	1
		C1421gs	5
		C1431gs	12

Dans chaque essai décrit dans le Tableau 4-8, les liaisons en tête sont légèrement différentes de celles utilisées pour le pieu instrumenté. Ces liaisons, ou entretoises, sont plus rigides par

rapport au chargement horizontal appliqué et permettent la rotation libre en tête des pieux sans générer de moments en tête.

En traçant dans la même figure les différentes courbes effort-déplacement des différents essais, on peut en déduire qu'il n'y a pas d'influence de la vitesse de chargement (Figure 4-17).

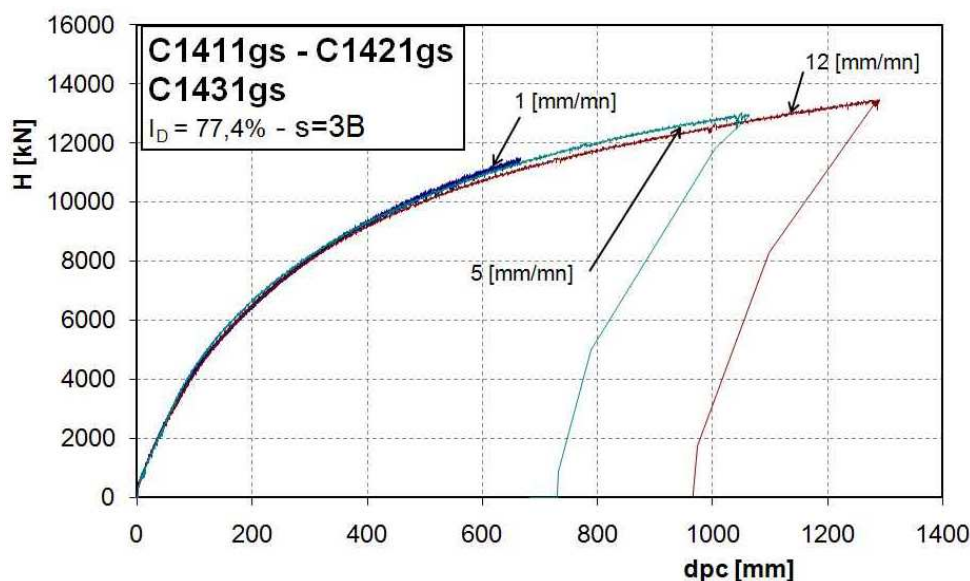


Figure 4-17 - Influence de la vitesse de chargement sur les courbes effort-déplacements

Pour  $I_D \sim 48\%$ , les essais réalisés montrent des résultats semblables.

#### IV.2.2.2 - Influence de l'entraxe des pieux

L'étude réalisée lors d'un chargement monotone (§ IV.2.1 - ) montre que lorsque l'entraxe entre les pieux du groupe augmente, le coefficient d'efficacité du groupe augmente aussi. Des essais à la rupture sur un pieu isolé, puis sur des groupes de pieux avec un entraxe de 3B, 5B et 8B sont réalisés et montrent les mêmes résultats (Figure 4-18).

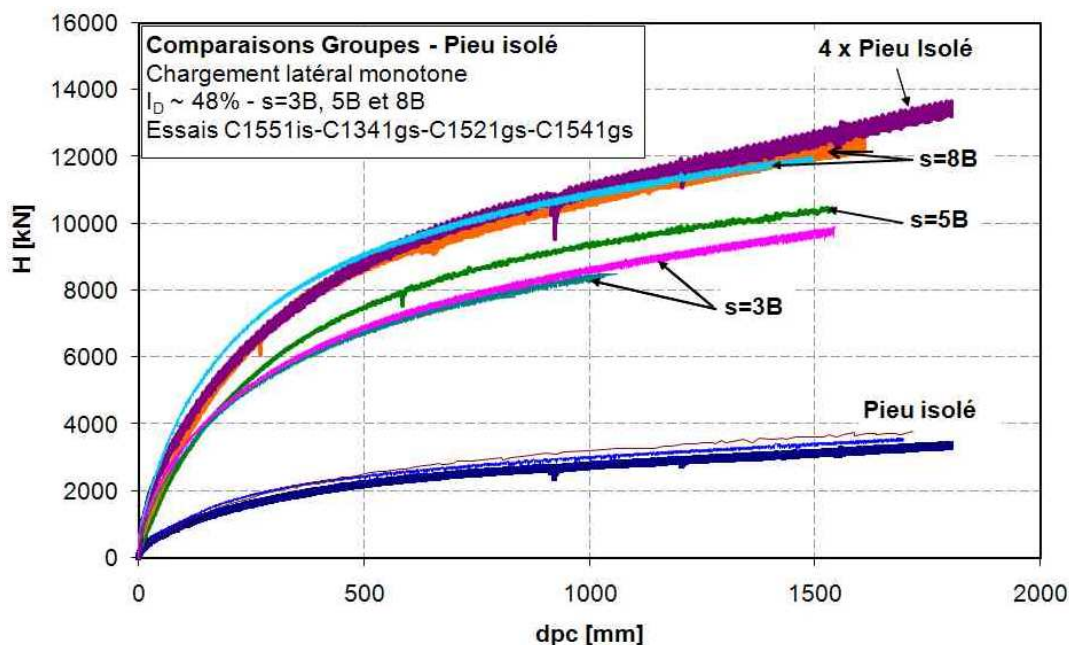


Figure 4-18 - Influence de l'entraxe des pieux sur les résistances mobilisées

On a aussi multiplié la résistance du pieu isolé par le nombre de pieux du groupe, soit quatre, et on a comparé la courbe obtenue à la courbe force-déplacement du groupe pour lequel  $s = 8B$ . Les courbes se superposent bien tel qu'elles sont montrées sur la Figure 4-18. La capacité portante d'un groupe de 4 pieux ayant un entraxe de  $8B$  est donc égale à celle de quatre pieux isolés, et par conséquent, il n'y a pas d'effet d'ombre lorsque l'entraxe est supérieur ou égal à  $8B$ . La quantification de cet effet d'ombre est effectuée en calculant les coefficients d'efficacité décrits dans le paragraphe IV.2.1.6 - .

Lorsque le massif de sable a une densité proche de 78%, on observe le même comportement, sauf pour  $s = 8B$  pour lequel la résistance mobilisée semble plus importante que celle d'un pieu isolé (Figure 4-19). Cependant, la courbe semble rejoindre la courbe représentant la résistance de quatre pieux isolés.

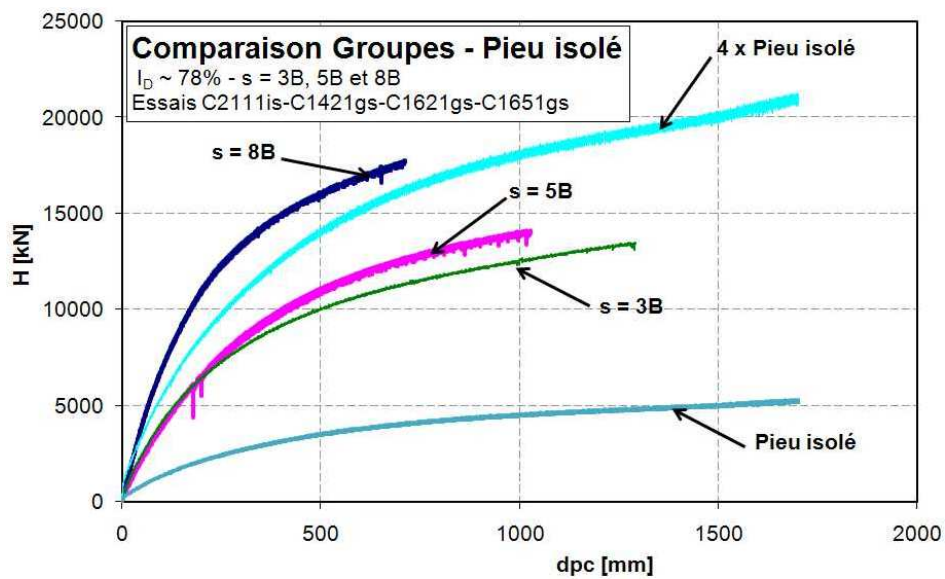


Figure 4-19 - Essais à la rupture de groupes de pieux pour  $I_D \sim 78\%$

On suppose que cette différence est probablement due à un effet de bord compte tenu de la densité du sol et de l'emplacement de l'essai dans le conteneur (Figure 4-20).

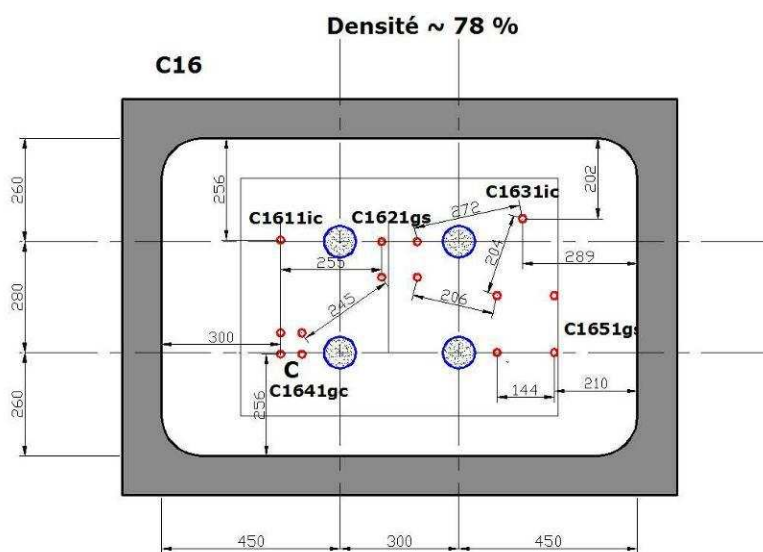


Figure 4-20 - Disposition des essais réalisés dans le conteneur C16

Cette différence est d'autant plus évidente lorsqu'on détermine les coefficients d'efficacité des groupes à cette densité.

IV.2.2.3 - Détermination des coefficients d'efficacité du groupe

Le calcul des coefficients d'efficacité pour les essais à la rupture est réalisé pour des grands déplacements tous les 50 mm. On peut alors tracer l'évolution du coefficient d'efficacité en fonction du déplacement considéré pour le calcul (Figure 4-21).

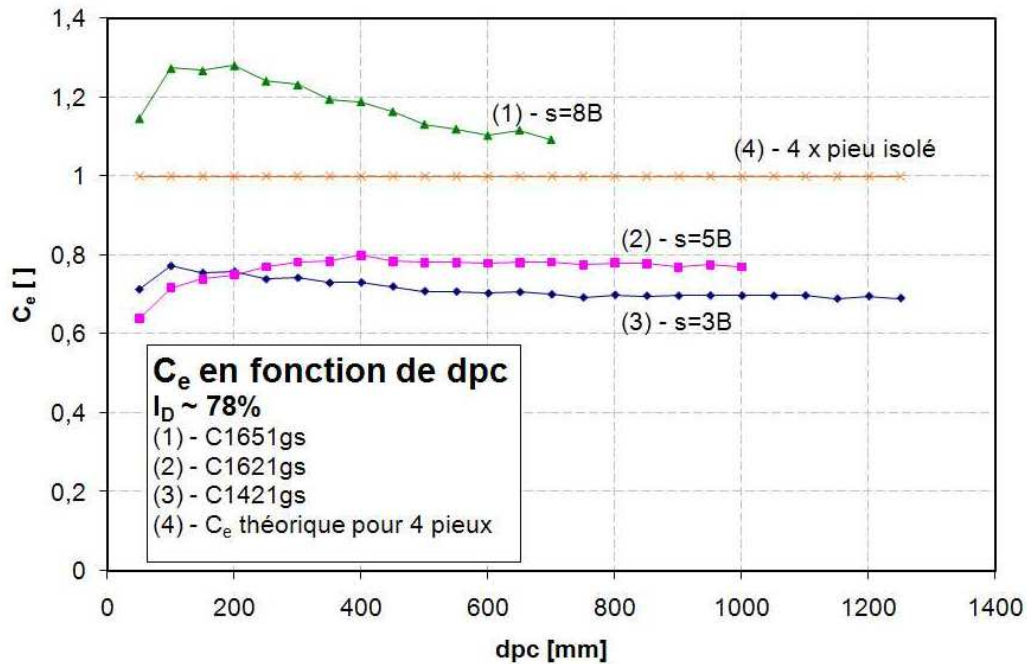


Figure 4-21 - Coefficient d'efficacité du groupe pour un indice de densité  $I_D$  proche de 78%

Les calculs réalisés (Figure 4-21) doivent tenir compte de plusieurs valeurs de déplacement pour voir la tendance. On trouve ainsi une valeur plus ou moins stable, qui dans notre cas est obtenue en fonction de l'entraxe considéré. Néanmoins, pour des déplacements en tête proche de B, les valeurs des coefficients obtenus sont quasiment stables. Les valeurs des coefficients d'efficacité ainsi déterminés en fonction de l'entraxe et de la densité sont résumées dans le Tableau 4-9.

Tableau 4-9 - Valeurs des coefficients d'efficacité pour différentes configurations et pour les deux densités

Entraxe [B]	Coefficient d'efficacité $C_e$	
	$I_D \sim 48\%$	$I_D \sim 78\%$
3B	0,77	0,70
5B	0,84	0,77
8B	0,97	1,10

On peut donc en conclure que le coefficient d'efficacité du groupe est légèrement plus faible lorsque le massif de sable est plus dense. On pourrait dire que lorsque le sable est plus dense, le sol est plus rigide et la superposition des zones de contraintes devant les pieux arrières devient plus importante en volume et en valeurs. Ceci entraînerait une diminution plus



importante de la résistance mobilisable par la rangée arrière. Or ce résultat est semblable un peu différent des résultats retrouvés précédemment. De plus, les différences entre ces coefficients d'efficacité pour un même espacement sont toujours inférieures à 10%. Il semblerait donc que la densité n'a pas d'influence déterminante sur le coefficient d'efficacité du groupe.

#### IV.2.2.4 - Détermination de l'effort à la rupture :

Pour déterminer l'effort à la rupture pour le groupe de pieux, nous traçons une courbe tangente à l'origine et une autre tangente à la dernière partie de la courbe de chargement, comme dans le cas du pieu isolé. L'intersection des deux tangentes représente l'effort à la rupture (Figure 4-22).

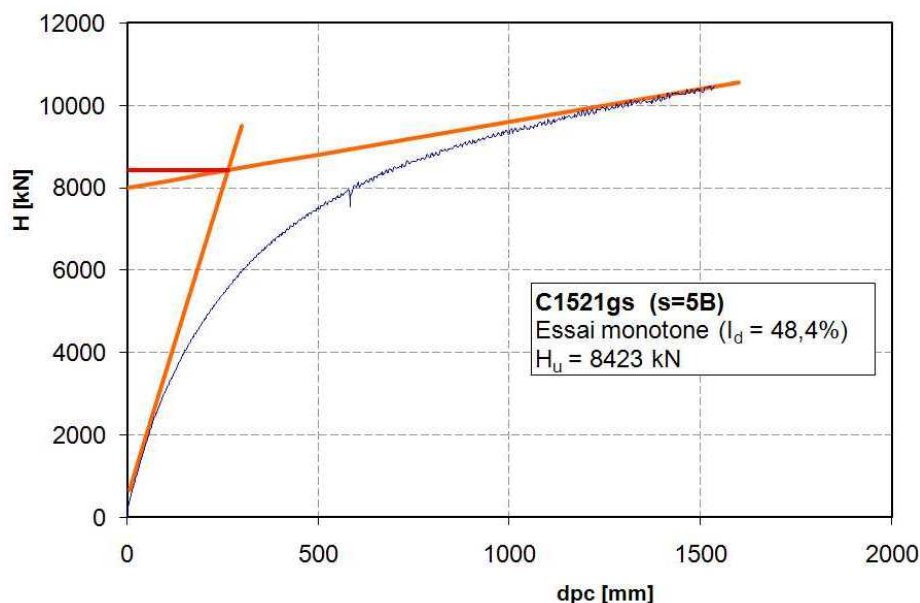


Figure 4-22 - Efforts à la rupture pour un entraxe  $s = 5B$  et pour un indice de densité  $I_D = 48,4\%$

On réalise la même procédure pour tous les autres essais afin d'obtenir l'effort à la rupture et les différentes valeurs mesurées sont résumées dans le Tableau 4-10. On retrouve sur les charges ultimes à peu près les mêmes ratios que pour le coefficient d'efficacité.

Tableau 4-10 - Efforts à la rupture pour les groupes de pieux en fonction de l'entraxe et de la densité

Entraxe [B]	Efforts à la rupture $H_u$ [kN]	
	$I_D \sim 48\%$	$I_D \sim 78\%$
3B	7706	10111
5B	8423	11056
8B	9786	14345

### Conclusion partielle

Les essais de chargement monotone d'un groupe de pieux ont confirmé des résultats antérieurs (Remaud, 1999) quant à l'importance de l'entraxe dans le comportement du groupe de pieu soumis à un chargement latéral. Généralement, la capacité portante du groupe, que

l'on a évalué à l'aide du coefficient d'efficacité, est réduite lorsque l'entraxe des pieux du groupe est inférieur à  $8B$ . Plus cet entraxe est faible, plus le coefficient d'efficacité est faible. Lorsque la densité du massif augmente, on observe une réduction de la capacité portante relativement plus importante.

Lors du chargement d'un groupe de  $2 \times 2$  pieux, on distingue le comportement de la rangée avant du groupe du comportement de la rangée arrière. Les pieux de la rangée avant se comportent comme un pieu isolé. Pour les pieux de la rangée arrière, les moments semblent plus importants que ceux d'un pieu isolé pour une même charge appliquée en tête du pieu individuellement, laquelle est plus faible sur le pieu arrière que sur le pieu avant (pour un même déplacement d'ensemble) si l'entraxe est inférieur à  $8B$ . Toutefois, lorsque l'entraxe des pieux est supérieur ou égal à  $8B$ , le comportement du pieu avant, du pieu arrière et du pieu isolé sont quasiment identiques pour une même charge.

L'influence de la densité sur l'effet de groupe existe mais ne semble pas prépondérante : les écarts entre les coefficients  $P_m$  et  $C_e$ , ou sur le ratio  $H_u(\text{groupe})/H_u(\text{isolé})$  dans le cas des pieux rigides pour un même entraxe sont en général inférieurs à 10%. De plus, la répartition des charges, quelle que soit la densité considérée est toujours la même pour un même entraxe  $s$ . Des résultats similaires ont été retrouvés par Mc Vay *et al.* (1995).

### IV.3 - Groupe de pieux sous chargement cyclique

L'étude du comportement du groupe de pieux sous chargements cycliques est réalisée principalement avec le groupe de pieu ayant un entraxe  $s = 3B$ . L'étude portera notamment sur :

- l'accumulation de déplacement en tête du groupe ;
- la répartition des efforts entre les rangées avec le chargement cyclique ;
- l'évolution des moments dans les pieux.

La procédure expérimentale appliquée au groupe est décrite sur la Figure 4-23, est assez proche de ce qui a été fait pour le pieu isolé.

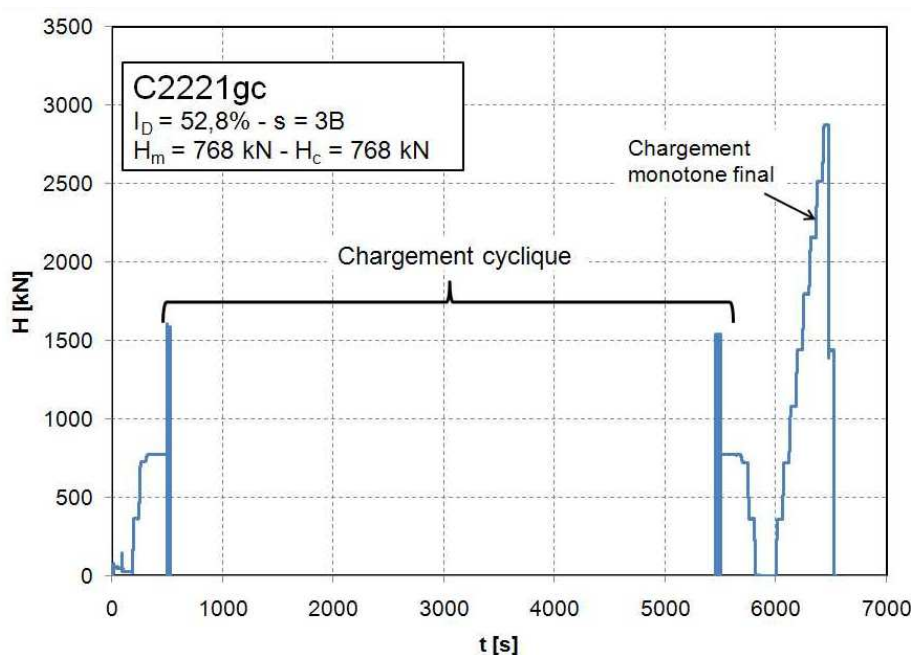


Figure 4-23 - Programme de chargement cyclique du groupe, cas de l'essai C2221gc ( $H_m + H_c = 0,2H_u$ )



Pour certains essais, des problèmes techniques liés à la perte des données (arrêt brusque de la centrifugeuse, panne de réseau entre le pivot et la salle de commandes, ...) ont empêché la réalisation de la dernière séquence du chargement (chargement monotone final), ce qui ne nous permet pas de faire une étude comparative de l'influence du chargement cyclique sur les valeurs mesurées postcycliques.

### IV.3.1 - Résultats typiques

Les principaux résultats sont les déplacements en tête du groupe de pieux et les profils de moment en fonction du chargement appliqué. Pour l'analyse des résultats de ces essais cycliques, nous nous intéresserons uniquement au déplacement correspondant à la charge maximale cyclique ( $H_{\max\text{cyc}}$ ).

#### IV.3.1.1 - Courbe force-déplacement en tête du groupe

La courbe force-déplacement est tracée à partir des mesures de déplacement et de force en tête du pieu. La Figure 4-24 montre que l'accumulation de déplacement en tête du groupe de pieux est plus importante lors des premiers cycles comme dans le cas du pieu isolé.

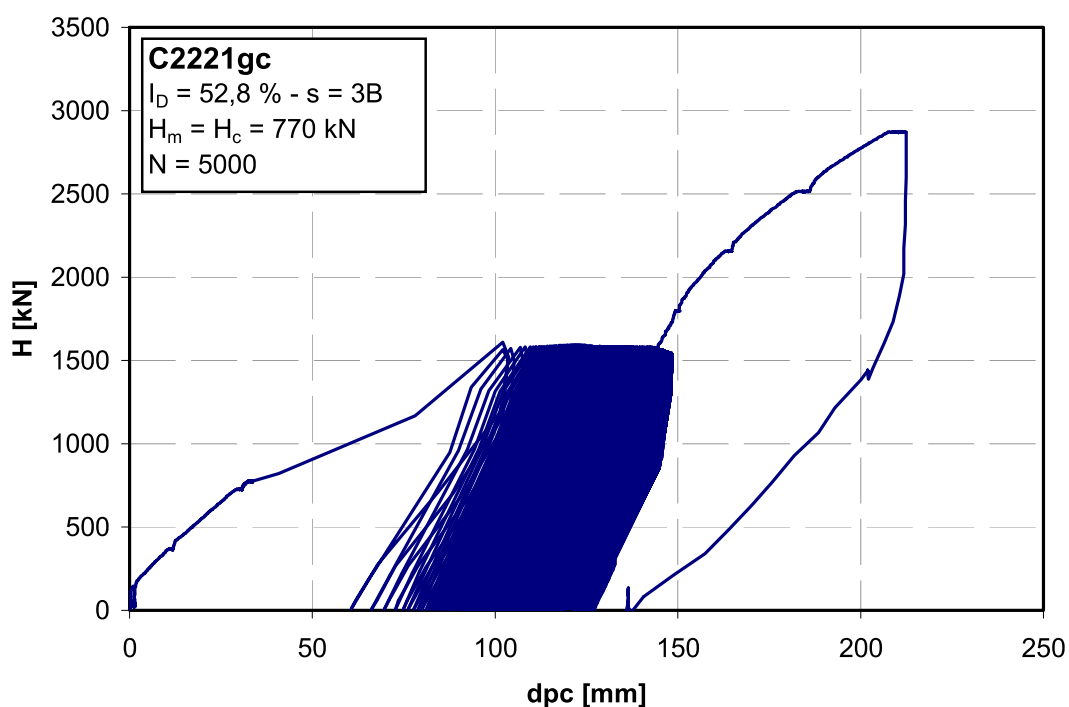


Figure 4-24 - Courbe force-déplacement typique pour un groupe de pieux

Ce comportement est similaire à celui d'un pieu isolé. Dans la suite de l'étude des déplacements du groupe de pieux, nous nous n'intéresserons qu'aux déplacements mesurés à  $H_{\max\text{cyc}}$ . Un exemple de ce genre de courbes est montré sur la Figure 4-25.

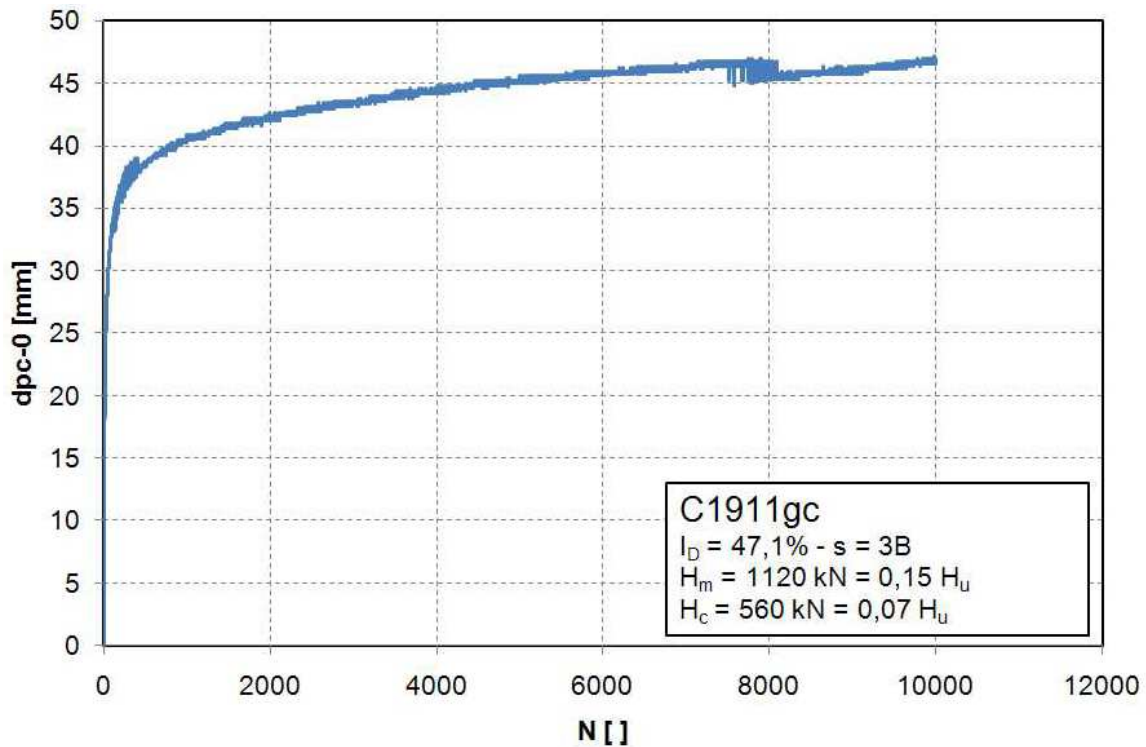


Figure 4-25 - Déplacements maximaux en tête du groupe en fonction du nombre de cycles

L'accumulation des déplacements en tête du groupe de pieux a une allure logarithmique (Figure 4-25) comme dans le cas du pieu isolé. L'accumulation de déplacement est très importante au début des cycles puis devient plus faible avec l'augmentation du nombre de cycles (Figure 4-25). Ceci nous permet de supposer qu'en traçant la même courbe dans une échelle semi-logarithmique, on devrait avoir les mêmes allures que dans le cas du pieu isolé (Figure 4-26).

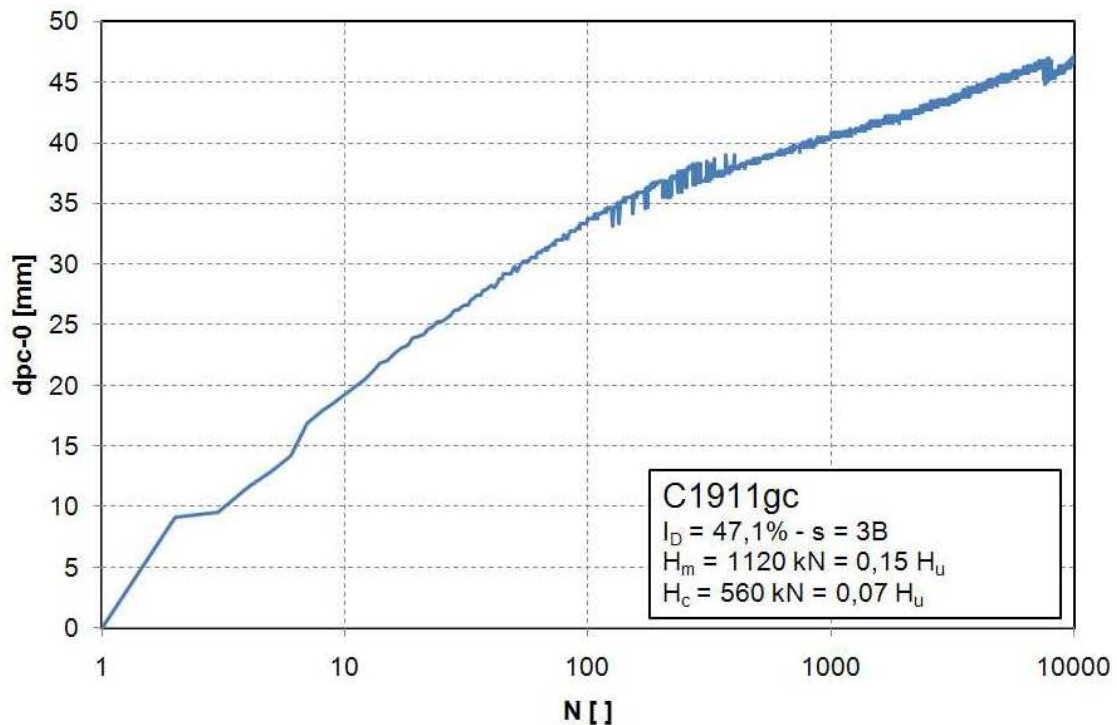


Figure 4-26 – Courbe des déplacements maximaux en tête du groupe dans une échelle semi-logarithmique

Comme dans le cas du pieu isolé, on distingue deux pentes pour l'accumulation des déplacements en tête du pieu. La première pente semble être plus raide que la seconde ; toutefois, la distinction dans le cas du groupe n'est pas aussi évidente que dans le cas du pieu isolé. Des coefficients similaires à ceux retrouvés pour le pieu isolé pourraient donc être aussi déterminés pour le groupe de pieux sous chargement cyclique.

#### IV.3.1.2 - Courbes des moments

Les mesures des moments sur les pieux instrumentés nous permettent de voir comment le moment maximum dans le pieu avant et dans la rangée arrière évolue. Une comparaison des courbes des moments des pieux du groupe (avant et arrière) est montrée sur la Figure 4-27.

Pour une charge quelconque appliquée en tête du groupe, comme le pieu avant est celui qui reprend le plus d'effort, le moment maximum mesuré sur ce pieu est supérieur à celui mesuré sur le pieu arrière, quel que soit le nombre de cycles considéré. Dans les deux cas, le chargement cyclique fait augmenter le moment maximum dans le pieu avant et le pieu arrière. Pour l'essai C1531gc par exemple, cette augmentation est respectivement égale 12,3% et 11,4% pour le pieu avant et le pieu arrière. Toutefois, l'écart entre les moments maximums du pieu avant et du pieu arrière demeure relativement constant (~ 20%) pendant le chargement cyclique.

On remarque aussi qu'en profondeur, à  $N = 5000$ , la différence entre le moment du pieu avant et du pieu arrière est relativement faible, et les courbes semblent se rejoindre.

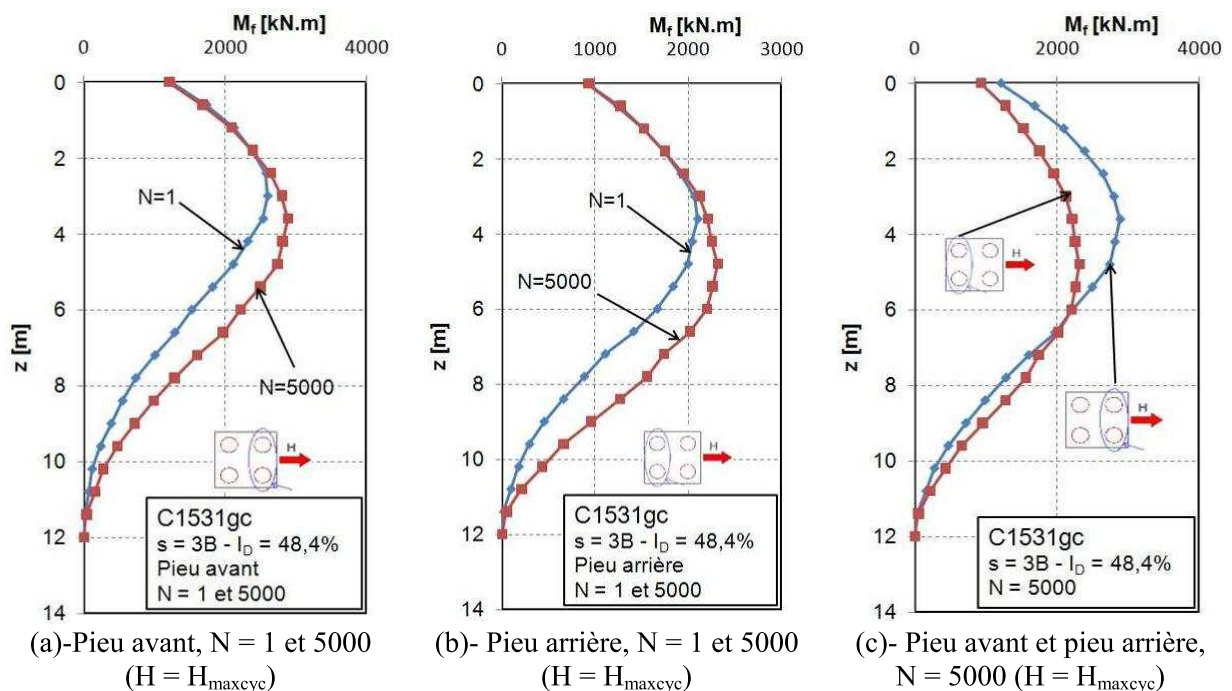


Figure 4-27 - Moments dans le pieu en fonction du chargement cyclique -  $H_m = 0,22H_u$  et  $H_c = 0,11H_u$

On retrouve pour  $N = 1$  (chargement monotone) que la profondeur du moment maximum est plus importante pour le pieu de la rangée arrière, mais que son intensité est plus faible (effet d'ombre). Le chargement cyclique ( $N = 5000$ ) contribue à augmenter la profondeur du moment maximum qui descend de 1,2 m pour le pieu arrière et de 0,6 m pour le pieu avant. Ces valeurs sont relativement proches de celles retrouvées pour le pieu isolé soumis à un chargement cyclique.

### IV.3.2 - Répartition des efforts entre les rangées

Lors d'un essai de chargement monotone, on avait vu que la répartition des efforts entre la rangée avant et la rangée arrière du pieu évoluait en fonction de l'entraxe des pieux. Lors du chargement cyclique, cette répartition des efforts évolue peu (fig 4.28).

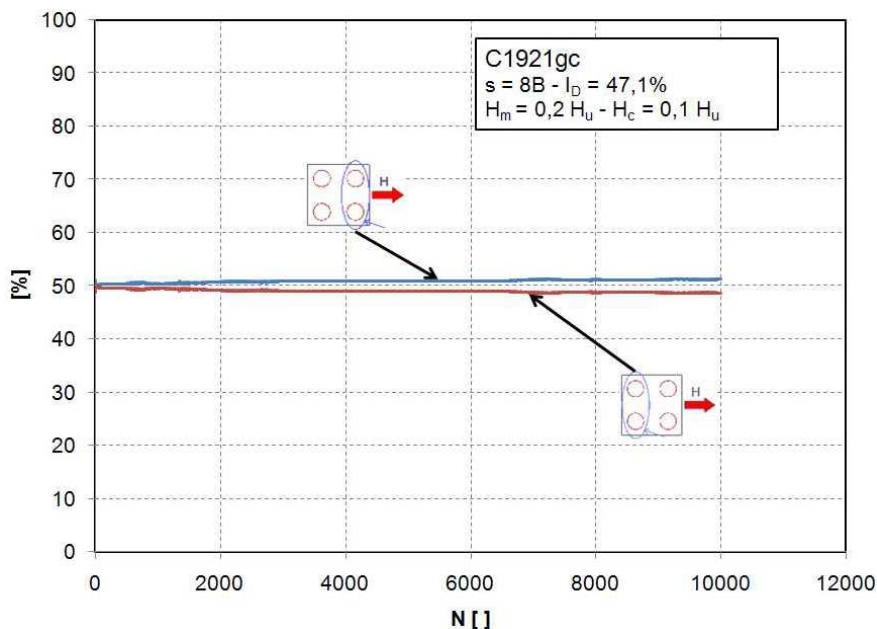


Figure 4-28 – Répartition des efforts entre la rangée avant et la rangée arrière

Les répartitions des efforts entre les rangées à la fin de chaque essai cyclique sur un groupe sont résumées dans le Tableau 4-11 .

Tableau 4-11 - Répartition des efforts entre les rangées à la fin du chargement cyclique (N = 5000 –  $H_c/H_m \sim 0,5$ )

$H_{maxcyc}/H_u$ [-]	$I_D \sim 48\%$						$I_D \sim 78\%$			
	s = 3B		s = 5B		s = 8B		s = 3B		s = 5B	
	Av*	Ar**	Av	Ar	Av	Ar	Av	Ar	Av	Ar
0,3	C1531gc 57,5	42,5	C1931gc 53	47	C1921gc 51	49	C1641gc 57	43	C2021gc 55	45
0,2	C1911gc 58,0	42,0					C2011gc 59,6	40,4		
0,1	C1941gc 63,3	36,7					C2141gc-1 58,8	41,2		
0,2 <sup>1</sup>	<u>C2221gc</u> <u>65,6</u>	<u>34,4</u>	<u>C2231gc</u> <u>63,1</u>	<u>36,9</u>			<u>C2141gc-2***</u> <u>57,5</u>	<u>42,5</u>		

<sup>1</sup> : Cas où  $H_c/H_m \sim 1$

\*Av : Avant

\*\*Ar : Arrière

\*\*\* : Essai précédé d'une autre séquence de chargement cyclique

La répartition des efforts entre les rangées avant et arrière du groupe sont légèrement différentes de celles obtenues lors des essais monotones. Pour  $s = 3B$ , la rangée avant semble reprendre moins d'effort tandis que la rangée arrière en reprend plus, sauf pour les essais C2221gc et C1941gc. Pour l'essai C1941gc, le niveau de chargement cyclique est égal à  $0,1 H_u$  et le déplacement maximal à la fin des cycles ( $N=7500$ ) est seulement de 73,5 mm.

Pour l'essai C2221gc, la différence par rapport aux autres essais pourrait s'expliquer par le niveau de chargement cyclique. C'est le seul cas, pour un indice de densité  $I_D \sim 48\%$  et  $s = 3B$ , pour lequel  $H_m = H_c$ ; de plus pour  $s = 5B$ , l'essai C2231gc présente les mêmes caractéristiques de chargement  $H_m = H_c$ , et des changements de répartitions d'efforts qui sont similaires à l'essai C2221gc. Ceci semblerait montrer que lorsque  $H_c/H_m$  augmente, le pieu avant reprend plus d'efforts que le pieu arrière.

Néanmoins, compte tenu du faible nombre d'essais et des faibles écarts par rapport aux valeurs de répartition des efforts dans le cas monotone, prendre comme hypothèse que la répartition des efforts ne varie pas avec le chargement cyclique est certainement judicieux.

D'autre part, on observe aussi que la densité du massif n'a pas d'influence sur la répartition des efforts. La configuration géométrique du groupe (entraxe) demeure donc le paramètre déterminant pour la distribution des efforts entre les rangées.

### IV.3.3 - Déplacements en tête

En considérant que l'entretoise en tête du pieu est rigide par rapport à la charge horizontale qu'elle transmet au groupe de pieux, les déplacements de la rangée arrière et de la rangée avant sont identiques. L'étude des déplacements en tête du pieu sera donc axée sur l'influence de l'entraxe et du niveau de chargement sur l'accumulation de déplacements en tête du pieu.

#### IV.3.3.1 - Influence du nombre de cycles

Pour le groupe de pieux, l'accumulation de déplacements en tête est aussi très importante lors des premiers cycles et diminue au fur et à mesure de l'augmentation de  $N$  (Figure 4-29).

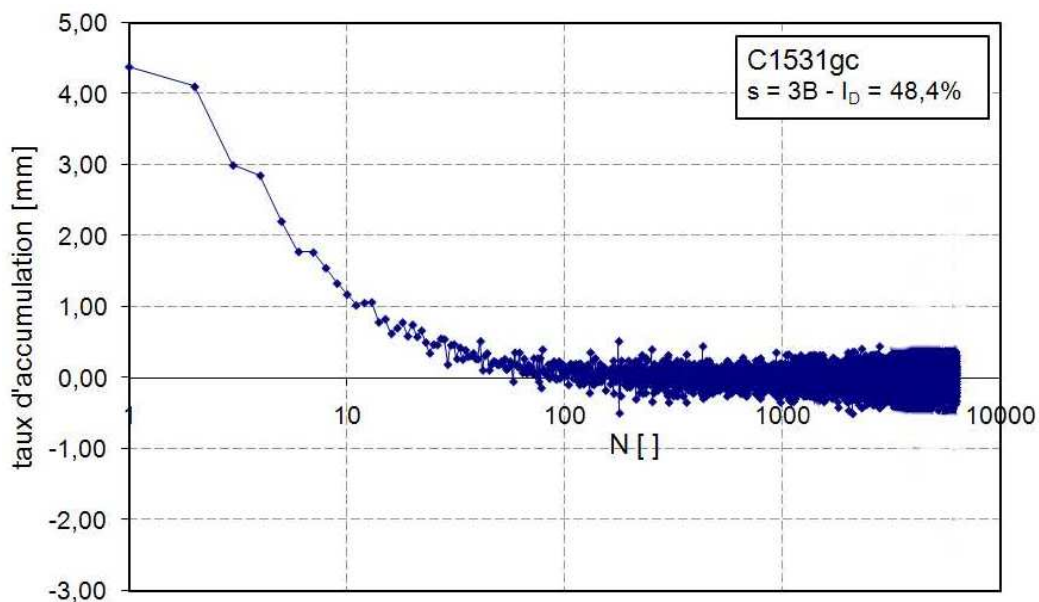


Figure 4-29 - Taux d'accumulation de déplacements en tête du groupe de pieux –  $H_{maxcyc} = 0,33 H_u$



L'accumulation de déplacements en tête du groupe de pieux se produit principalement durant les 100 premiers cycles. Dans l'exemple montré sur la Figure 4-29, plus de 60% de l'accumulation de déplacements se produit durant les 100 premiers cycles.

#### IV.3.3.2 - Influence du niveau de chargement

Trois niveaux de chargement ont été étudiés ainsi que la comparaison de l'accumulation des déplacements en tête pour  $s = 3B$  et pour différents niveaux de chargement maximal cyclique, sous sollicitation non alternée ( $H_m - H_c > 0$ ).

L'accumulation de déplacements en tête du groupe de pieux a une allure logarithmique, comme dans le cas du pieu isolé sous chargement cyclique, c'est pourquoi on a représenté cette évolution dans une échelle semi-logarithmique. Entre 0 et quelques centaines de cycles, l'accumulation de déplacements en tête du pieu semble plus important et au-delà, elle semble s'atténuer légèrement lorsque le niveau de chargement cyclique diminue (Figure 4-30).

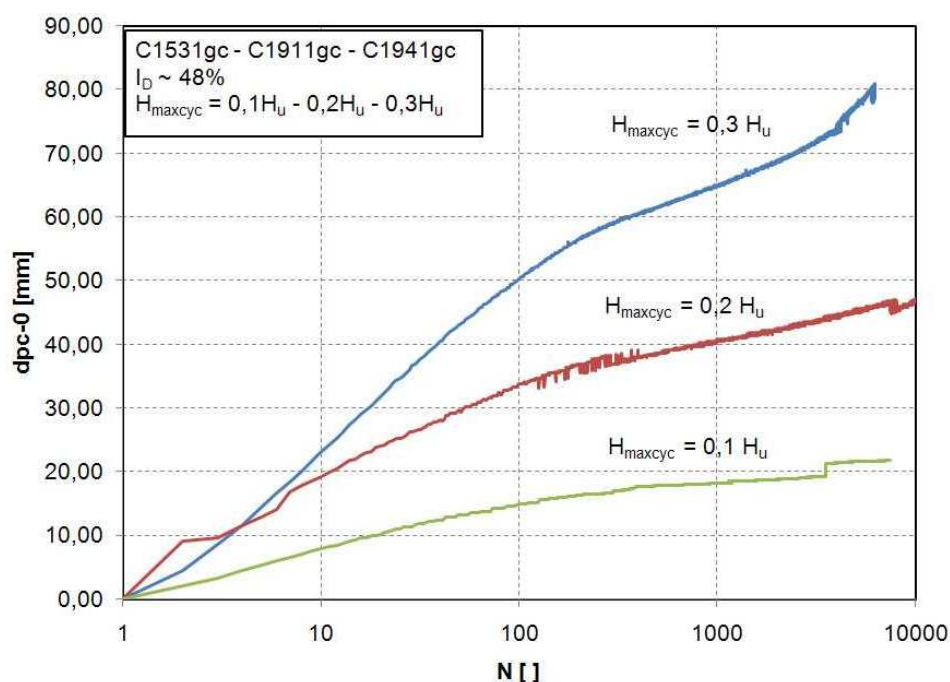


Figure 4-30 - Influence du niveau de chargement sur les déplacements cycliques dpc-0 ( $s = 3B$ )

L'accumulation de déplacements cycliques en tête du groupe de pieux est donc fonction du niveau de chargement maximal cyclique. Contrairement au cas du pieu isolé, il n'y a pas de stabilisation de l'accumulation de déplacements en tête du pieu pour  $H_{maxcyc} = 0,1 H_u$ .

Un essai avec  $H_m - H_c \sim 0$  a pu être réalisé pour  $s = 3B$ , et on compare l'accumulation de déplacements cycliques dans les deux cas (Figure 4-31).

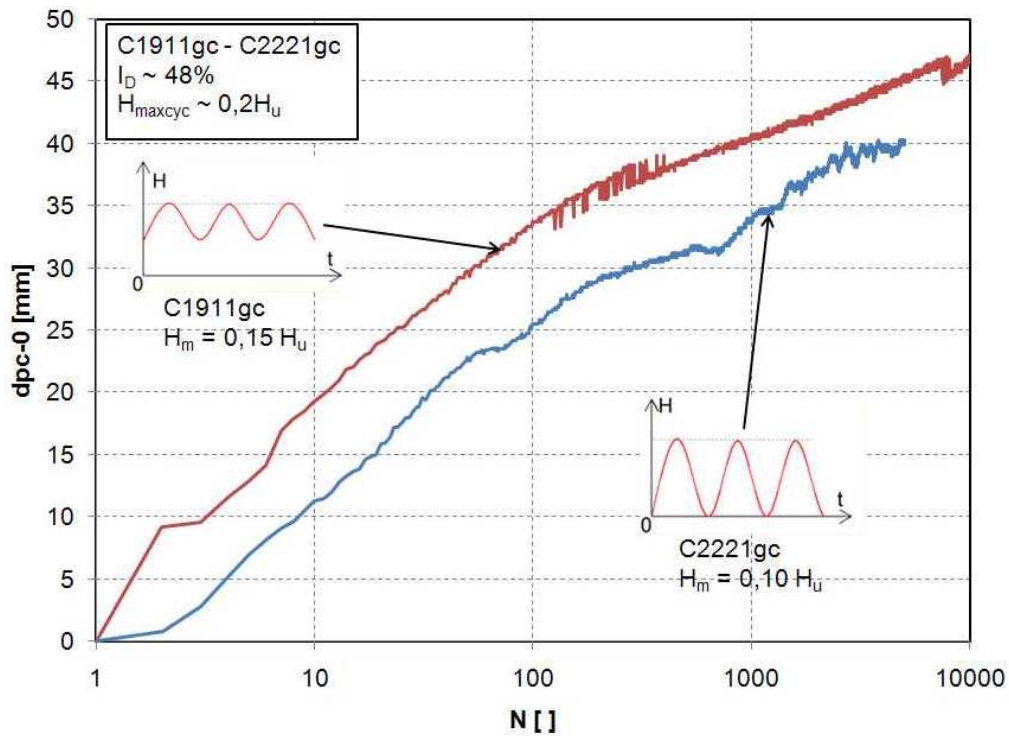


Figure 4-31 - Influence du type de chargement sur l'accumulation de déplacements cycliques

La Figure 4-31 présente deux essais ayant relativement le même  $H_{maxcyc} = 0,2 H_u$ , mais des valeurs de  $H_c$  différentes. On remarque que lorsque  $H_c$  augmente pour un chargement non alterné, l'accumulation de déplacements cyclique est beaucoup plus faible. On notera que pour une même charge maximale cyclique, lorsque  $H_c$  augmente,  $H_m$  diminue. Ce qui pourrait vouloir dire que la charge moyenne appliquée lors d'un chargement cyclique a plus d'influence que l'intensité de la charge cyclique appliquée traduite par  $H_c$ . Autrement dit, il serait plus important de connaître la charge moyenne qui sera appliquée en tête d'un pieu puisque son influence est plus prépondérante que celle de  $H_c$ . Cela ne réduit pas l'effet du chargement cyclique à un phénomène de fluage puisque les essais de fluage réalisés par Rosquoët (2004) démontrent que ce phénomène a peu d'influence comparé à l'influence des cycles de chargements (3<sup>ème</sup> partie - p. 71).

Ce résultat est important puisque la formulation d'une équation pour l'accumulation des déplacements en tête pour le pieu isolé (cf. chapitre 3) est principalement fonction de  $H_m$  ou  $H_{maxcyc}$ . On peut donc supposer qu'une formulation en fonction de  $H_m$  est une bonne estimation de l'accumulation de déplacements en tête.

#### IV.3.3.3 - Influence de la densité

L'influence de la densité sur l'accumulation de déplacements en tête du groupe de pieux n'est pas nette (Figure 4-32). Pour les trois niveaux de chargements étudiés, il n'y a pas de tendance pour une densité ou pour une autre. On n'observe pas une accumulation de déplacements en tête plus importante lorsque la densité est plus forte, contrairement à ce qu'on a observé pour le pieu isolé soumis à un chargement cyclique.

Au contraire, on remarque que pour un niveau de chargement similaire ( $H_{maxcyc}$  et  $H_m$  équivalentes par rapport à  $H_u$ ), les comportements sont aussi relativement semblables. On pourrait donc supposer que la densité n'a pas d'influence évidente sur l'accumulation de déplacements cycliques en tête du groupe.



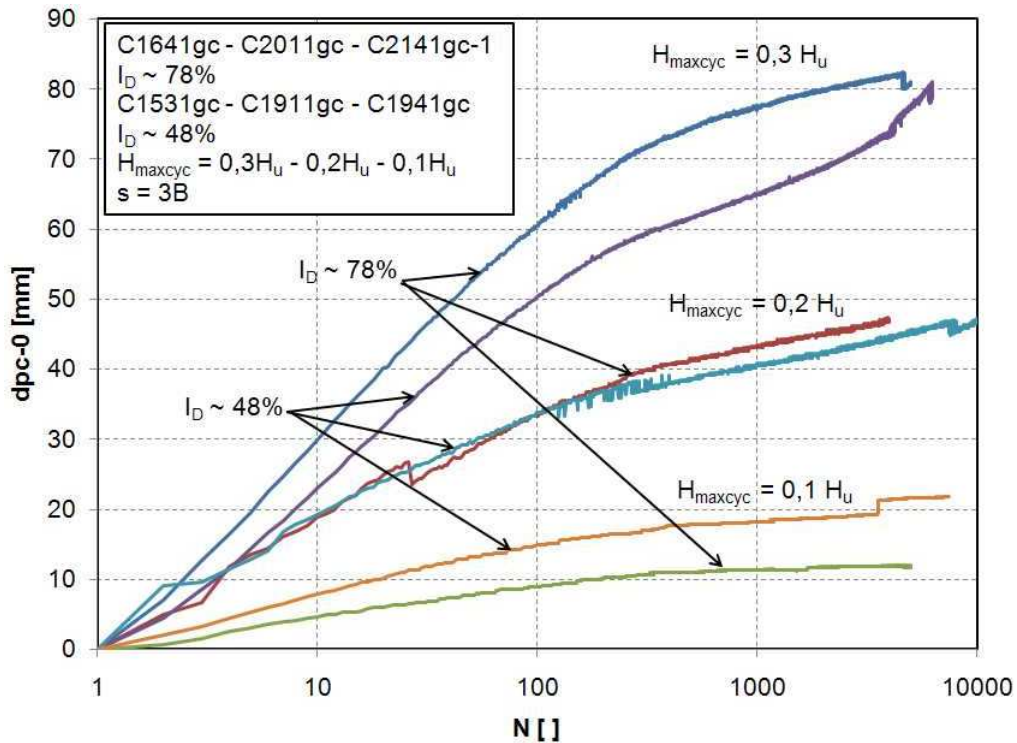


Figure 4-32 - Influence de la densité sur l'accumulation des déplacements en tête du groupe ( $s = 3B$ )

Comme dans le cas du pieu isolé, lorsque  $H_{maxcyc} = 0,2 H_u$ , les deux courbes d'accumulations de déplacement en tête du groupe sont quasiment identiques. On en déduit que pour une même valeur de la charge appliquée (en kN), l'accumulation de déplacement en tête du groupe de pieux est plus faible dans le massif dense que dans le massif lâche, au moins dans le cas où  $s = 3B$ .

#### IV.3.3.4 - Influence de l'entraxe

Pour étudier l'influence de l'entraxe, nous étudions l'accumulation des déplacements en tête des différents groupes pour un même niveau de chargement  $H_{maxcyc} = 0,3 H_u$  (Figure 4-33).

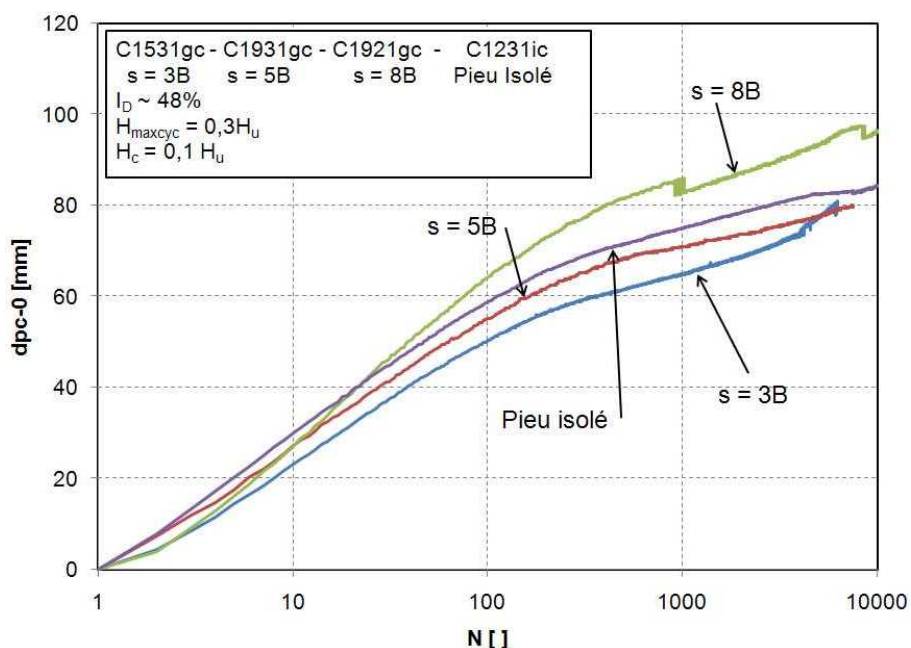


Figure 4-33 - Influence de l'entraxe sur l'accumulation des déplacements cycliques ( $H_c/H_m = 0.5$ )

La Figure 4-33 semble montrer que lorsque l'entraxe des pieux augmente, l'accumulation de déplacement cyclique en tête du groupe devient plus importante pour un même nombre de cycles. Cela ne veut pas dire que le coefficient d'efficacité du groupe avec  $s = 8B$  devient inférieur aux autres car la force maximale cyclique appliquée en tête de chaque groupe est toujours constante. Le coefficient d'efficacité, tel qu'il est défini dans l'expression (4-3) resterait constant quel que soit le déplacement considéré pour le calculer pendant le chargement cyclique.

Cet écart peut être attribué à l'intensité de l'effort appliqué en tête du groupe. Les efforts maximaux cycliques appliqués sur les groupes représentent 30% de la charge ultime pour chaque entraxe étudié. Néanmoins, en valeur absolue (en kN mais pas en  $H_u$ ), l'effort appliqué est plus grand lorsque  $s = 8B$  que lorsque  $s = 5B$ , d'où cette différence.

Si on considère que les déplacements accumulés pendant le chargement cyclique, tels qu'ils sont montrés sur la Figure 4-33, forment un fuseau et qu'une valeur moyenne peut être déterminée. On peut dire que la seule connaissance du niveau de chargement cyclique appliqué par rapport à  $H_u$  pour une configuration donnée (groupe ou isolé) suffit pour déterminer l'accumulation de déplacements cycliques.

#### IV.3.3.5 - Détermination des équations des déplacements en tête du groupe de pieux.

Dans cette partie, on s'appuiera principalement sur les expressions déjà déterminées dans le chapitre 3. Pour le groupe de pieux, on peut aussi observer deux pentes d'accumulation de déplacement en tête du groupe de pieux (Figure 4-34).

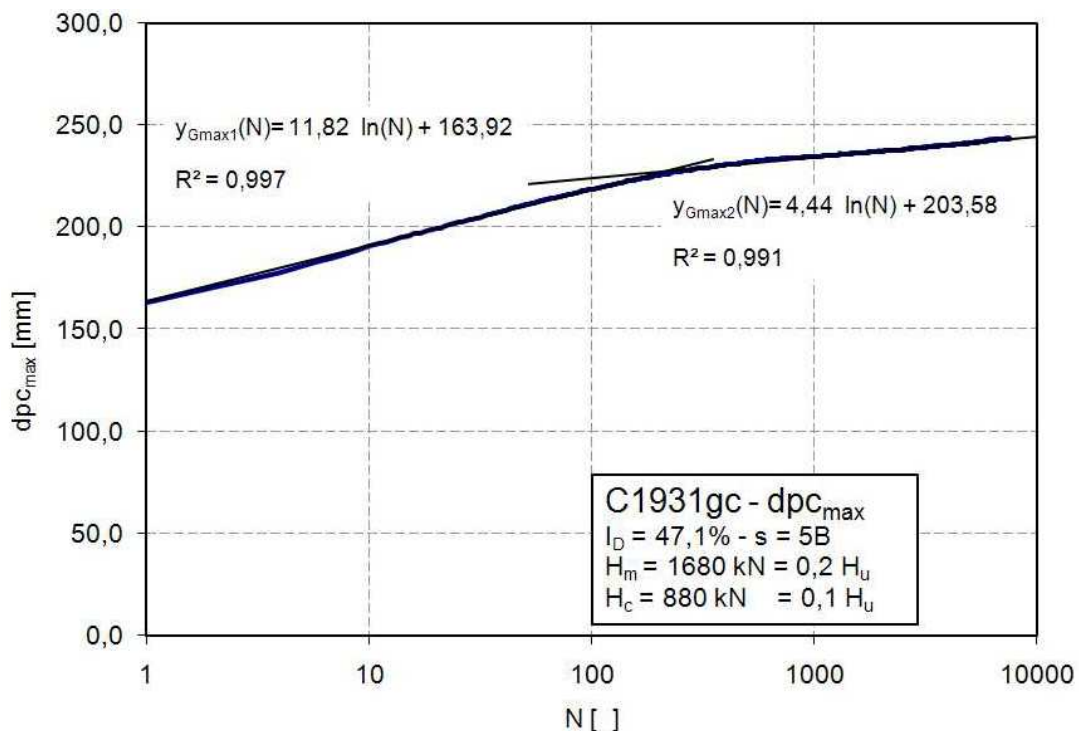


Figure 4-34 - Droites d'ajustements des déplacements en tête du groupe de pieux

L'expression (4-5) correspond à l'équation de la première droite représentant l'accumulation des déplacements en tête du pieu.

$$y_{G_{max1}}(N) = a_{G1} \cdot \ln(N) + b_{G1} \quad (4-5)$$

$y_{G_{max1}}(N)$  déplacement en tête du groupe à un nombre de cycle  $N$ ,  
 $a_{G1}$  pente de la droite,

$b_{G1}$  est égal à  $y_{G\max1}(1)$ .

L'équation de la deuxième droite est similaire à la première et est donnée par l'expression (4-6) :

$$y_{G\max2}(N) = a_{G2} \cdot \ln(N) + b_{G2} \quad (4-6)$$

$y_{G\max2}(N)$  déplacement en tête du groupe à un nombre de cycle N,  
 $a_{G2}$  pente de la droite,  
 $b_{G2}$  est une constante.

La méthode de détermination de ces paramètres est identique à celle utilisée pour le pieu isolé. Compte tenu du nombre d'essais relativement limités pour les entraxes de 5B et 8B, on cherchera uniquement à encadrer les caractéristiques de l'accumulation de déplacements. Les résultats des calculs permettent alors d'écrire pour  $H_{\max\text{cyc}} = 0,3 H_u$  :

$$a_{G1}(s = 3B) \leq a_{G1}(s = 5B) \leq a_{G1}(s = 8B) \text{ (à 78\% et 48\%)} \quad (4-7)$$

Pour le coefficient  $a_{G2}$ , aucune tendance nette n'est observée en fonction de l'entraxe.

(a) Equation de la première droite

La détermination de l'équation des droites est réalisée à partir des équations des droites calculées sur les données des différents essais pour lesquels  $s = 3B$ . Nous résumons dans le Tableau 4-12 les données de la première droite pour les deux densités. Les valeurs du coefficient de détermination sont toujours supérieures à 0,95 et la majorité est égale à 0,99 ou 1,0.

**Tableau 4-12 - Les paramètres de la première droite pour les deux densités**

Essai	$I_D$ [%]	$H_m$ [kN]	$H_c$ [kN]	$a_{G1}$	$b_{G1}$	$dpc_{\max}(N=1)$ [mm]
C1531gc	48,4	1680 (0,22 $H_u$ )	880 (0,11 $H_u$ )	11,79	160,5	164
C1911gc	47,1	1120 (0,15 $H_u$ )	560 (0,07 $H_u$ )	6,88	90,15	87,3
C1941gc	47,1	640 (0,08 $H_u$ )	320 (0,04 $H_u$ )	3,41	51,76	51,8
C2221gc	52,8	768 (0,10 $H_u$ )	768 (0,10 $H_u$ )	6,62	91,92	95,5
C1641gc	80,5	2000 (0,20 $H_u$ )	1040 (0,10 $H_u$ )	12,59	163,07	161,04
C2011gc	77,2	1280 (0,13 $H_u$ )	800 (0,08 $H_u$ )	6,32	102,98	99,02
C2141gc-1	80,8	680 (0,07 $H_u$ )	360 (0,04 $H_u$ )	1,9	40,62	40,4

Notons que  $dpc_{\max}(N=1)$  est la valeur mesurée lors du premier cycle de l'essai pour une valeur de  $H = H_{\max\text{cyc}}$ . La comparaison de ces valeurs mesurées aux valeurs de  $b_{G1}$ , montrent bien que :  $b_{G1} = dpc_{\max}(N=1) = y_{G\max1}(N)$ .

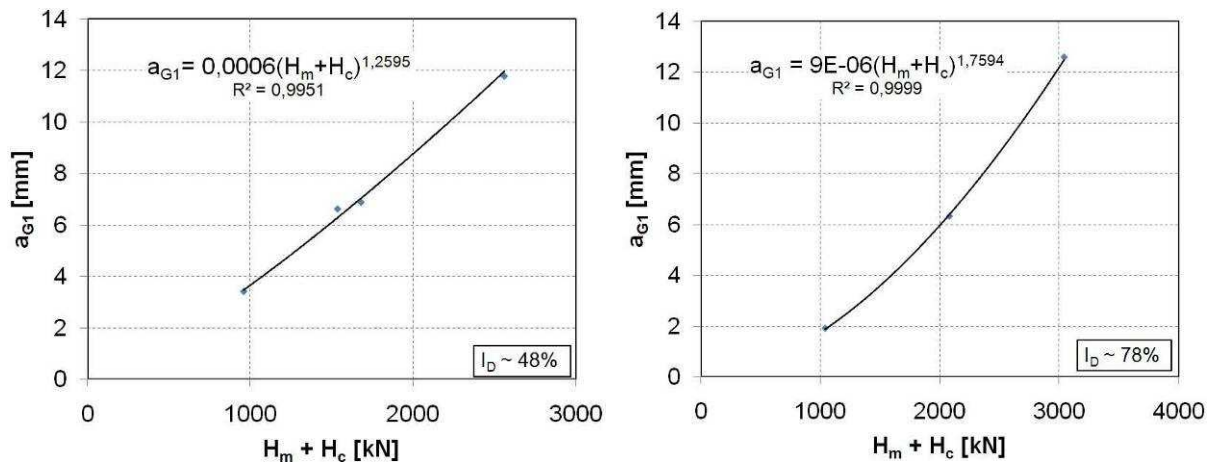
L'équation (4-5) peut donc s'écrire comme :

$$y_{G\max1}(N) = a_{G1} \cdot \ln(N) + y_{G\max1}(1) \quad (4-8)$$

Et en divisant chaque membre de l'équation (4-8) par  $y_{G\max1}$ , nous obtenons une expression similaire à celle du pieu isolé :

$$\frac{y_{G\max1}(N)}{y_{G\max1}(1)} = \frac{a_{G1} \cdot \ln(N)}{y_{G\max1}(1)} + 1 \quad (4-9)$$

L'étude des corrélations entre ces différents paramètres permet de d'observer que le coefficient  $a_{G1}$  est une fonction croissante de  $(H_m + H_c)$  et qu'il peut être bien représenté par une loi puissance (Figure 4-35).



(a) – Pour une densité proche de 48%

(b) – Pour une densité proche de 78%

Figure 4-35 - Corrélation entre  $(H_m+H_c)$  et le coefficient  $a_{G1}$

Compte tenu de ces corrélations (Figure 4-35), on peut donc déterminer l'accumulation des déplacements en tête d'un groupe de pieux pour un nombre de cycles  $N$ , connaissant  $H_m$ ,  $H_c$  et  $dpc_{\max}(1)$  en utilisant les expressions en fonction de la densité:

Pour un massif à 48% :

$$\frac{y_{G\max1}(N)}{y_{G\max1}(1)} = \frac{0,0006 \cdot (H_m + H_c)^{1,2595} \cdot \ln(N)}{y_{G\max1}(1)} + 1 \quad (N < 500) \quad (4-10)$$

Pour un massif à 78% :

$$\frac{y_{G\max1}(N)}{y_{G\max1}(1)} = \frac{9 \cdot 10^{-6} \cdot (H_m + H_c)^{1,7594} \cdot \ln(N)}{y_{G\max1}(1)} + 1 \quad (N < 500) \quad (4-11)$$

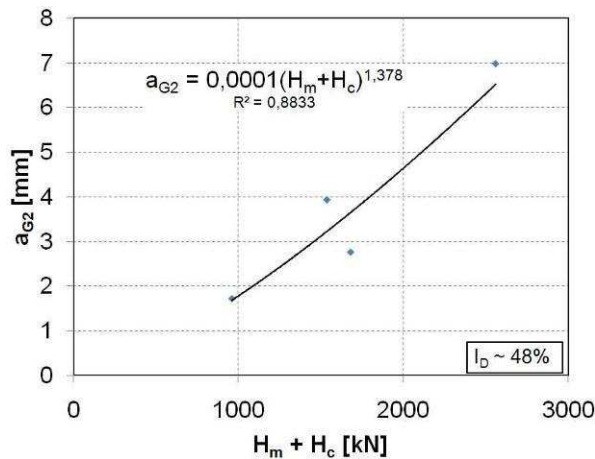
(b) Equation de la seconde droite

Les mêmes calculs réalisés précédemment ont permis de déterminer les coefficients de la seconde droite, et les valeurs de ces paramètres sont résumées dans le Tableau 4-13 .

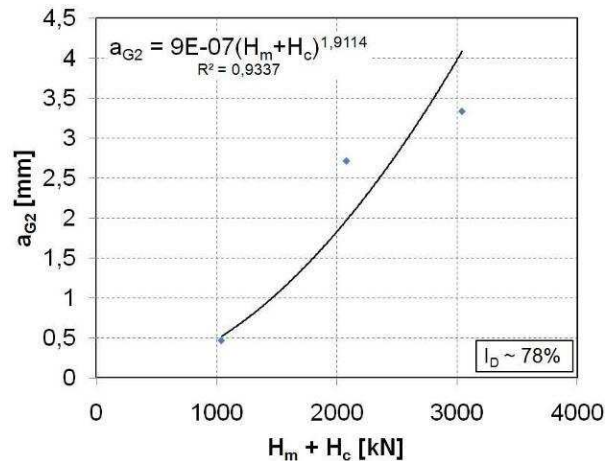
**Tableau 4-13 - Les paramètres de la seconde droite pour les deux densités**

Essai	$I_D$ [%]	$H_m$ [kN]	$H_c$ [kN]	$a_{G2}$	$b_{G2}$	$R^2$	$b_{G1}$
C1531gc	48,4	1680 (0,22 $H_u$ )	880 (0,11 $H_u$ )	6,97	181,04	0,95	160,5
C1911gc	47,1	1120 (0,15 $H_u$ )	560 (0,07 $H_u$ )	2,76	108,74	0,98	90,15
C1941gc	47,1	640 (0,08 $H_u$ )	320 (0,04 $H_u$ )	1,73	58,07	0,85	51,76
C2221gc	52,8	768 (0,10 $H_u$ )	768 (0,10 $H_u$ )	3,93	102,81	0,96	91,92
C1641gc	80,5	2000 (0,20 $H_u$ )	1040 (0,10 $H_u$ )	3,33	215,12	0,93	163,07
C2011gc	77,2	1280 (0,13 $H_u$ )	800 (0,08 $H_u$ )	2,71	123,4	0,99	102,98
C2141gc-1	80,8	680 (0,07 $H_u$ )	360 (0,04 $H_u$ )	0,47	48,44	0,89	40,62

De même que pour la première droite, des corrélations ont été déterminées entre la charge appliquée et  $a_{G2}$ . De plus, cette corrélation peut être exprimée à l'aide d'une fonction puissance (Figure 4-36).



(a) – Pour une densité proche de 48%



(b) – Pour une densité proche de 78%

**Figure 4-36 – Corrélation entre  $(H_m+H_c)$  et le coefficient  $a_{G2}$**

De plus, on peut aussi déterminer une relation linéaire en  $b_{G1}$  et  $b_{G2}$  telle qu'elle est montrée sur la Figure 4-37.

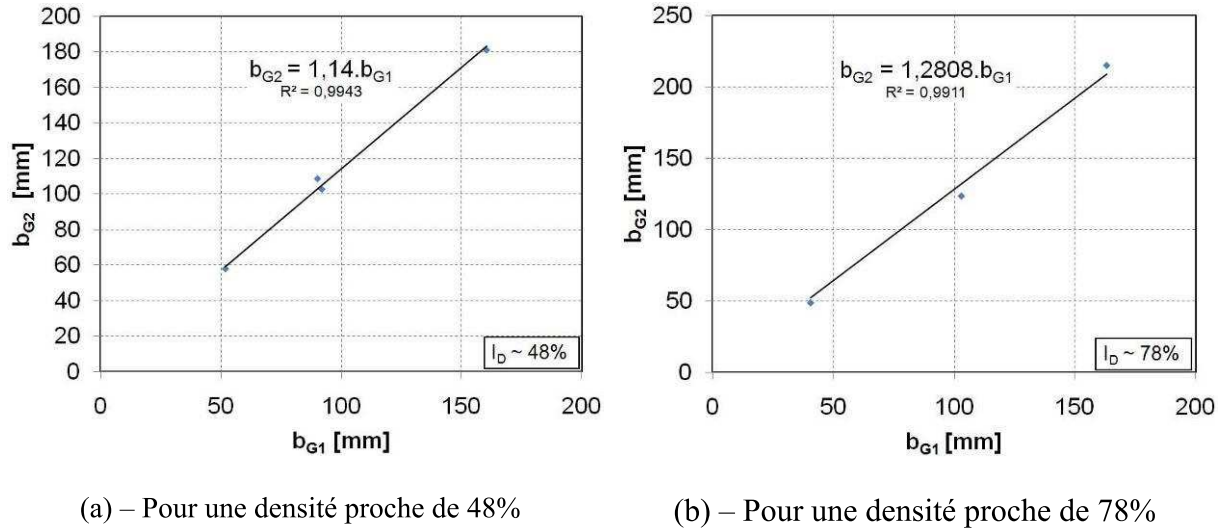


Figure 4-37 - Corrélations entre les valeurs de  $b_{G1}$  et  $b_{G2}$

D’où les expressions de la deuxième droite en fonction de la densité:

Pour un massif à 48% :

$$\frac{y_{G_{\max 1}}(N)}{1,14 \cdot y_{G_{\max 1}}(1)} = \frac{0,0001 \cdot (H_m + H_c)^{1,378} \cdot \ln(N)}{1,14 \cdot y_{G_{\max 1}}(1)} + 1 \quad (4-12)$$

Pour un massif à 78% :

$$\frac{y_{G_{\max 1}}(N)}{1,2808 \cdot y_{G_{\max 1}}(1)} = \frac{9 \cdot 10^{-7} \cdot (H_m + H_c)^{1,9114} \cdot \ln(N)}{1,2808 \cdot y_{G_{\max 1}}(1)} + 1 \quad (4-13)$$

Connaissant  $H_m$ ,  $H_c$  et le déplacement monotone correspondant à  $H_m+H_c$ , les expressions (4-10), (4-11), (4-12) et (4-13) nous permettent de déterminer l’accumulation de déplacements en tête du pieu pour un chargement maximal cyclique limité à  $0,3 H_u$ . On remarquera que l’équation de la première droite ne pourra être utilisée que dans un domaine limité à quelques centaines de cycles, n’excédant pas 500 cycles. Au-delà de 500 cycles, il faudra utiliser la seconde droite.

Une comparaison des coefficients  $a_G$  aux coefficients  $a$  du pieu isolé semblent montrer que pour un même niveau de chargement ( $H_{\max cyc} = 0,3 H_u$ ), on a moins d’accumulations de déplacements en tête du groupe que pour le pieu isolé.

#### IV.3.4 - Moments dans le groupe

Pour le groupe de pieux sous chargements cycliques, comme dans le cas du pieu isolé, on observe une augmentation du moment maximum dans le pieu (Figure 4-27 et Figure 4-38).



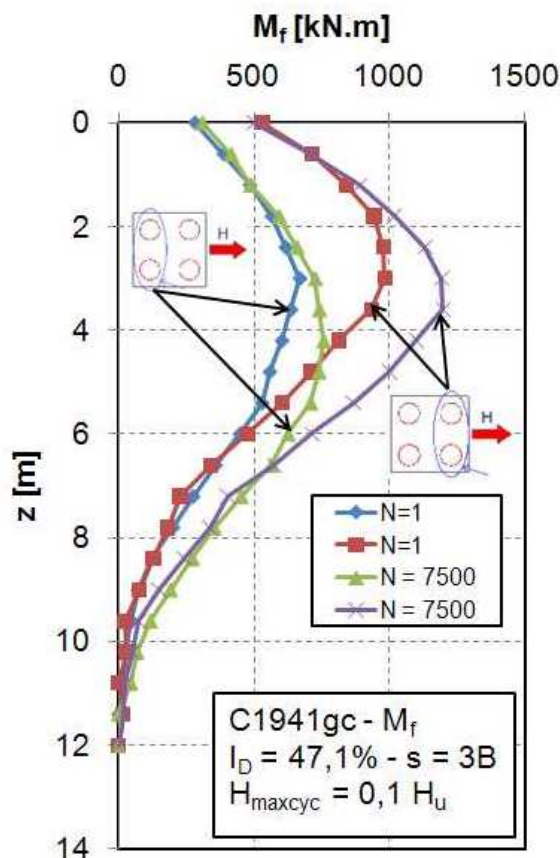


Figure 4-38 - Evolution des courbes des moments dans le groupe en fonction des cycles

En profondeur, les courbes des moments entre le pieu avant et le pieu arrière se rejoignent, tant pour le premier cycle que pour le dernier. C'est sur les 6,6m (environ  $10B$ ) de profondeur que se situent les différences entre les courbes de moments pour  $H = H_{maxcyc} = 0,1 H_u$ . Pour  $H = H_{maxcyc} = 0,3 H_u$  (Figure 4-27), des résultats similaires sont observés. L'influence de la configuration du groupe sur les moments semble donc être limitée en profondeur sur les 10 premiers diamètres du pieu.

#### IV.3.4.1 - Influence du niveau de chargement

L'influence du niveau de chargement cyclique sur le comportement du groupe est similaire au cas du pieu isolé. Plus la valeur de  $H_{maxcyc}$  est élevée, plus le moment dans le pieu est important (Figure 4-38 et Figure 4-39).



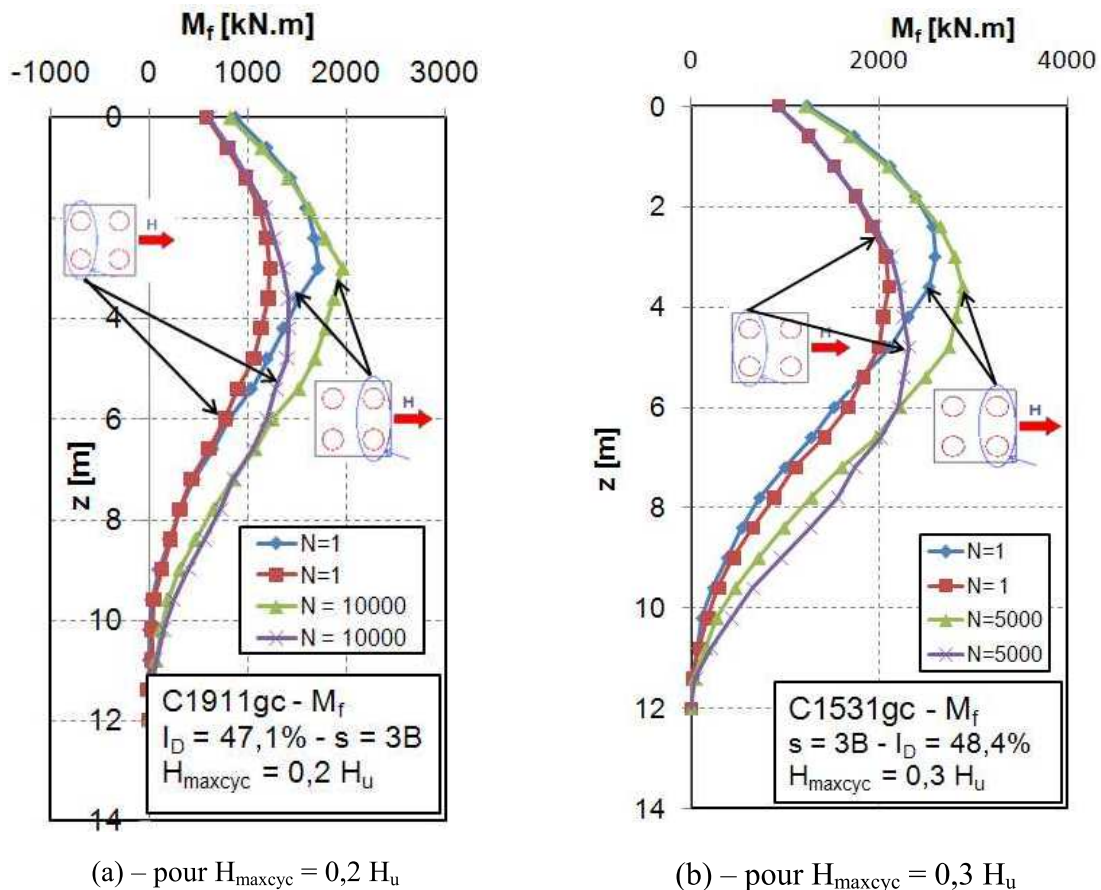


Figure 4-39 - Influence du niveau de chargement cyclique sur les moments

Les résultats montrés ci-dessus montrent aussi que sur une certaine hauteur à partir de la surface du massif, les moments dans le pieu n'évoluent plus même si le nombre de cycles augmente. Cette hauteur est d'autant plus importante que le niveau de chargement cyclique est important. De plus, pour la rangée arrière, cette profondeur semble être plus importante que pour la rangée avant. Ainsi, pour le pieu de la rangée arrière, pour  $H_{maxcyc} = 0,1 H_u$ , cette hauteur est égale à environ 1,8 m, et à  $H_{maxcyc} = 0,3 H_u$  elle est égale à 3,0 m.

Ce comportement est probablement dû au fait qu'on a atteint des paliers pour la résistance du sol à ces profondeurs, ce qui justifierait le fait que plus la charge augmente, plus la hauteur citée ci-dessus augmente.

#### IV.3.4.2 - Influence de l'entraxe et de la densité

Par souci de simplicité, nous avons regroupé l'étude de l'influence de la densité et de l'entraxe dans une même partie. On admet que pour les mêmes valeurs de charge appliquée en tête d'un groupe de pieux, les moments dans les pieux d'un groupe installé dans un massif dense sont inférieurs aux moments des pieux du groupe mis en place dans un massif lâche.

Pour les pieux isolés soumis à un chargement cyclique, installé dans un massif de densité égale à 48%, nous avons vu que le moment maximum dans le pieu augmente d'environ 10% lors du chargement cyclique pour  $H = 0,3 H_u$ . On compare alors l'augmentation des moments dans le pieu avant et dans le pieu arrière après 5000 cycles et par rapport au moment maximum mesuré lors du premier cycle (Tableau 4-14).

**Tableau 4-14 - Pourcentage d'augmentation des moments maxima dans le pieu en fonction de la rangée, du niveau de chargement et de l'Indice de densité**

$H_{\max\text{cyc}}/H_u$ [-]	$I_D \sim 48\%$						$I_D \sim 78\%$			
	s = 3B		s = 5B		s = 8B		s = 3B		s = 5B	
	Av*	Ar**	Av	Ar	Av	Ar	Av	Ar	Av	Ar
0,3	C1531gc [%] <b>12,3 11,4</b>		C1931gc [%] <b>10,8 6,4</b>		C1921gc [%] <b>9 10,5</b>		C1641gc [%] <b>14,3 13,0</b>		C2021gc [%] <b>15,8 13,7</b>	
0,2	C1911gc [%] <b>14,06 15,96</b>						C2011gc [%] <b>14,1 4,8</b>			
0,1	C1941gc <b>24,8 16,4</b>						C2141gc-1 [%] <b>15,0 10,1</b>			
0,2 <sup>1</sup>	<u>C2221gc</u> [%] <b><u>15,0</u> <u>-29,2</u></b>		<u>C2231gc</u> [%] <b><u>21,0</u> <u>12,2</u></b>				C2141gc-2* [%] <b><u>12,0</u> <u>-1,2</u></b>			

<sup>1</sup> : dans ces cas,  $H_c/H_m \sim 1$ , contrairement aux autres essais pour lesquels  $H_c/H_m \sim 0,5$

\*: Essai précédé d'une autre séquence de chargement cyclique

Pour les deux essais pour lesquels  $H_c/H_m = 1$  et  $s = 3B$ , les moments maximaux dans la rangée arrière semblent avoir diminué à la fin des 5000 cycles, pour l'essai C2231gc et  $s = 5B$ , ce phénomène semble être atténué. Il semblerait donc que lorsque  $H_c/H_m$  augmente, les moments dans les pieux de la rangée avant augmentent beaucoup plus que pour les pieux de la rangée arrière. Cependant, ces résultats sont à modérer puisque la répartition des efforts entre le pieu avant et le pieu arrière (Tableau 4-11) ne permet pas d'avoir un avis clair sur cette question. En effet, si pour  $s = 3B$  et pour un indice de densité  $I_D \sim 48\%$ , l'effort repris par le pieu arrière semble diminuer avec le chargement cyclique (essai C2221gc), pour l'essai C2141gc-2, la répartition des efforts entre le pieu arrière et le pieu est stable par rapport à la répartition obtenue lors du chargement monotone. De plus, pour l'essai C2231gc,  $s = 5B$ , si le moment maximum dans le pieu arrière augmente, le pieu arrière reprend moins d'effort que dans le cas monotone.

(a) Influence de l'entraxe :

Compte tenu des résultats pour  $H_{\max\text{cyc}} = 0,3 H_u$  montrés dans le Tableau 4-14, il semblerait que l'entraxe des pieux a une influence sur l'augmentation des moments dans la rangée avant et dans la rangée arrière des pieux. Pour l'essai C1931gc ( $s = 5B$ ), la valeur de 6,4% pour le pieu arrière est difficile à expliquer compte tenu de la répartition de la charge entre le pieu avant et le pieu arrière qui est similaire à la répartition obtenue lors du chargement monotone. Néanmoins, on peut considérer que pour ce niveau le chargement  $H_{\max\text{cyc}} = 0,3 H_u$ , et un indice de densité  $I_D \sim 48\%$ , lorsque l'entraxe diminue, l'augmentation du moment maximum est légèrement atténuée. A 78%, il semblerait que l'influence de l'entraxe soit plus modérée. On notera aussi que pour la densité de 48%, il semblerait que le pourcentage d'augmentation des moments avec les cycles soit inversement proportionnel à l'accroissement du niveau de chargement maximal cyclique.

(b) Influence de la densité

Lorsque la densité du massif est égale à 48%, l'augmentation du moment maximum pour le pieu avant et le pieu arrière diminue lorsque le niveau de chargement augmente. Pour un indice de densité  $I_D \sim 78\%$ , et  $s = 3B$ , les résultats du Tableau 4-14 montrent que l'augmentation du moment maximum pour le pieu de la rangée avant est quasiment constant quel que soit le niveau de chargement. Pour la rangée arrière, à part l'essai C2011gc, les deux autres essais (C1641gc et C2141gc-1) montrent des valeurs d'augmentation du moment maximum qui sont assez proches, mais aucune tendance claire ne s'affirme. Le niveau de chargement ne semble donc pas avoir d'impact sur la réponse du pieu avant.

IV.3.4.3 - Comportement post cyclique

Dans le cas du pieu isolé, le moment maximum cyclique dans le pieu était « dépassé » une fois que le chargement post cyclique dépassait la charge maximale cyclique  $H_{maxcyc}$ . On compare alors le comportement des pieux du groupe au comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement monotone (Figure 4-40).

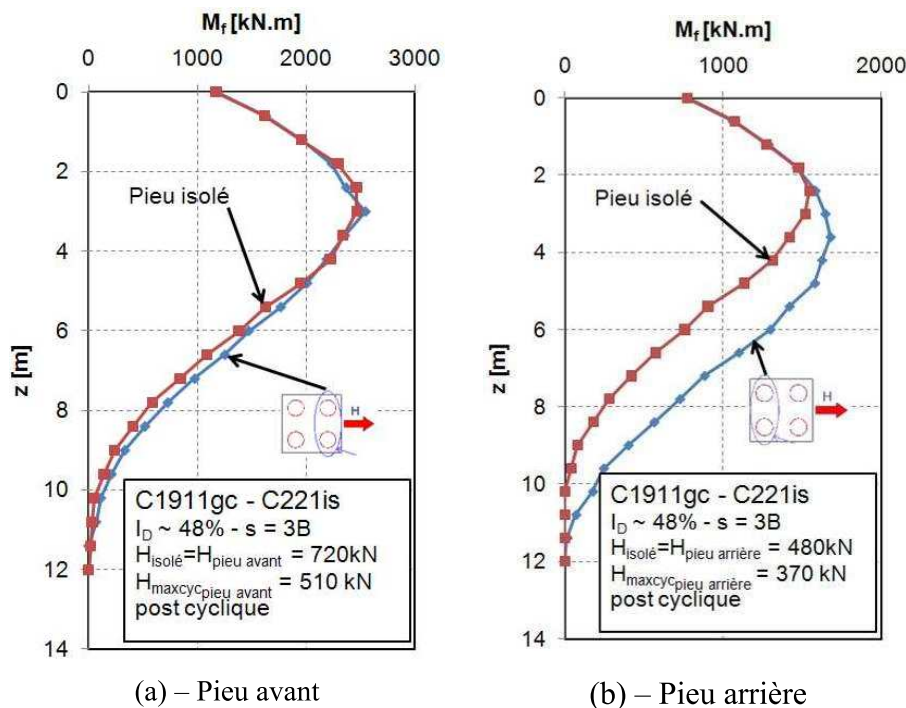


Figure 4-40 - Moments post cycliques pour les pieux du groupe

La Figure 4-40a montre qu'après le chargement cyclique, lorsque le chargement appliqué en tête du groupe est supérieur à la charge maximale cyclique, le pieu avant se comporte réellement comme un pieu isolé. Les moments en profondeur, au-delà de la profondeur du moment maximum, sont légèrement plus élevés, mais en général les deux courbes se superposent bien. Pour le pieu arrière (Figure 4-40b), pour une même charge appliquée en tête du pieu, les moments dans le pieu arrière sont toujours plus importants que celui du pieu isolé. Ce genre de comportement a aussi été observé dans le cas du pieu isolé. On peut donc dire que pour le groupe aussi, ce qui importe pour le dimensionnement des pieux de la rangée avant (résistance interne), c'est la valeur du chargement maximal qui sera appliqué. Même si le chargement cyclique contient des dizaines de milliers de cycles, si le chargement maximal qui sera appliqué au pieu est supérieur à la charge maximale cyclique, ce sera cet effort qui sera dimensionnant pour les moments.

### IV.3.5 - Courbes p-y cycliques pour le groupe

Les courbes p-y expérimentales obtenues pour un chargement cyclique donné sont comparées aux courbes p-y statiques (Figure 4-41) pour la rangée avant du groupe.

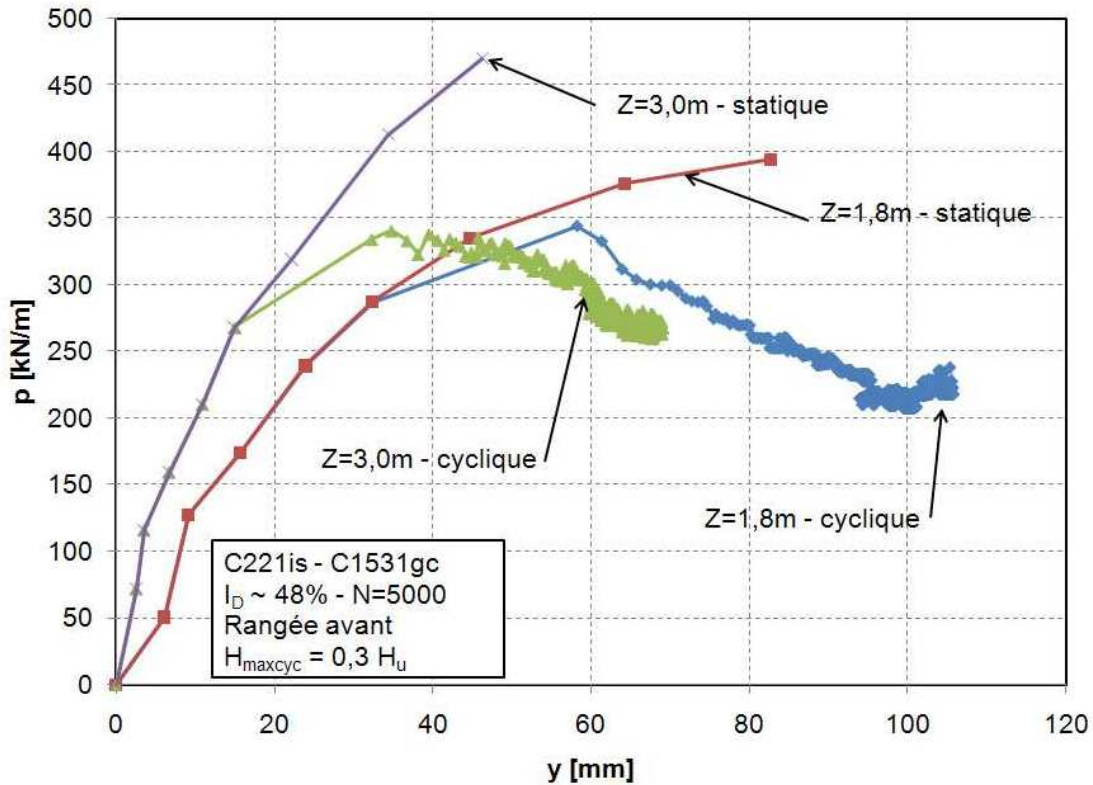


Figure 4-41 - Comparaison des courbes p-y expérimentales cycliques et statiques pour  $z = 1,8$  m et  $3,0$  m –  $s = 3B$

Le chargement cyclique sur le groupe a pour effet de diminuer la réaction mobilisable à une profondeur donnée pour un même déplacement. Ce phénomène a aussi été observé pour le cas du pieu isolé. On peut donc admettre que des courbes enveloppes cycliques peuvent être aussi calculées à partir des données des essais.

Pour la rangée avant du groupe, on peut déterminer à une profondeur donnée différentes courbes enveloppes en fonction du nombre de cycles (Figure 4-42). Les résultats des essais montrent que durant les 100 premiers cycles, la diminution de la réaction mobilisable à un déplacement donné est très importante. On observe le même comportement sur les profondeurs étudiées ( $z = 0,0$  m à  $z = 4,2$  m).



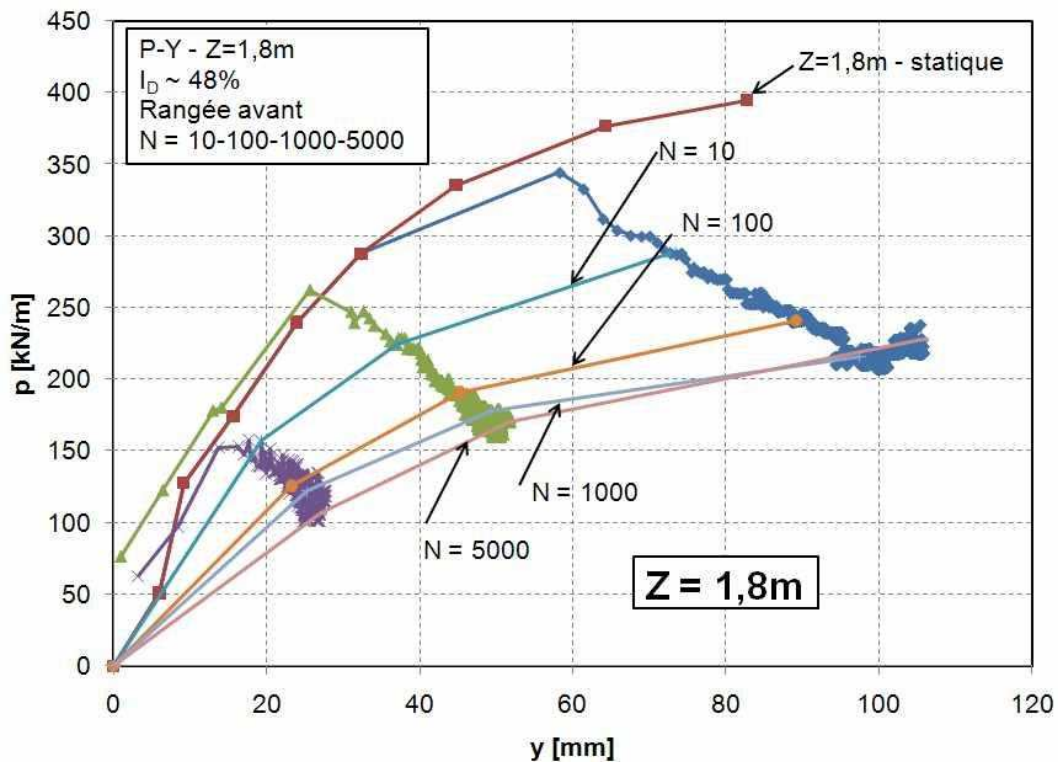


Figure 4-42 - Courbes p-y cycliques en fonction du nombre de cycles et pour  $z = 1,8$  m

Pour le pieu de la rangée arrière, des courbes similaires à celles montrées sur la Figure 4-42 sont obtenues. Ces courbes présentent des réactions encore plus faibles que celles des pieux avant pour un même déplacement et à un nombre de cycle  $N$  donné (Figure 4-43).

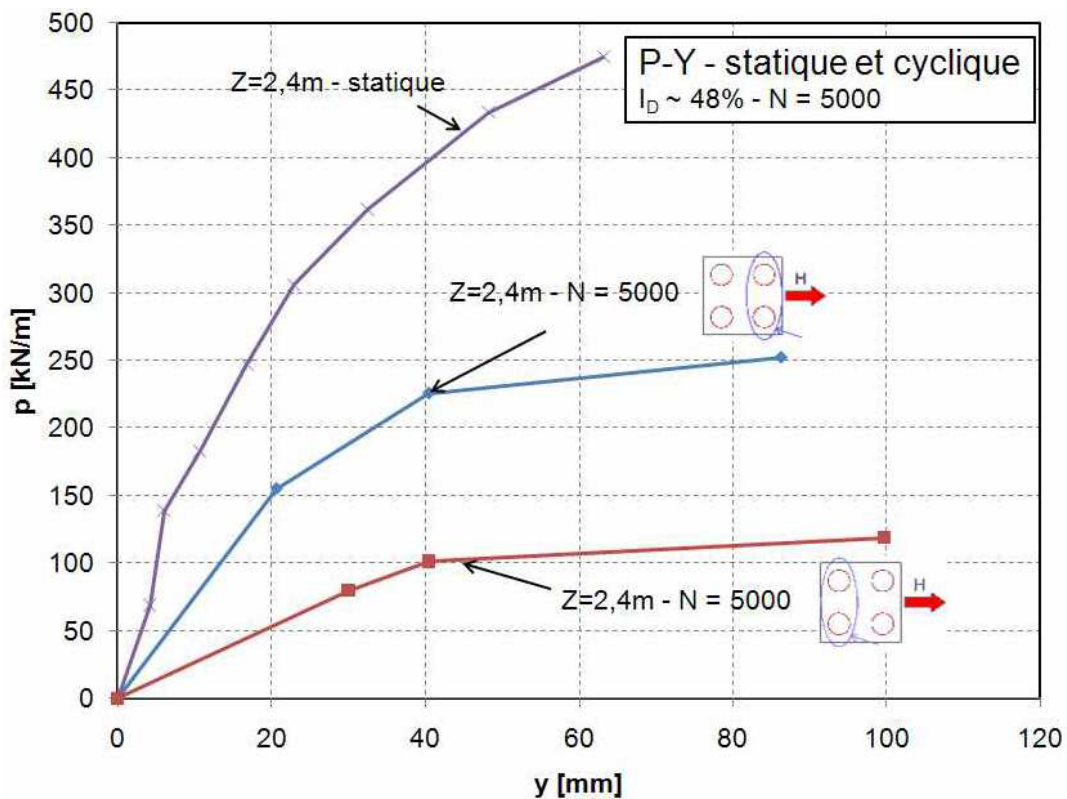


Figure 4-43 - Courbes p-y cycliques du pieu avant et pieu arrière pour  $N = 5000$ ,  $Z = 2,4$  m

On peut donc déterminer des courbes p-y cycliques distinctes pour les deux rangées du groupe puisque lors du chargement monotone, on en avait deux distinctes. La détermination des courbes p-y cycliques sera réalisée uniquement pour les groupes de pieux ayant un entraxe de 3B en raison des données disponibles. La méthode de calcul est la même que celle qu'on a utilisée pour le pieu isolé, sauf que le nombre de cycles sera limité à 5000. Tout d'abord, on déterminera les coefficients d'abattement des courbes p-y pour les pieux avant et les pieux arrières. Ceux obtenus pour le pieu de la rangée avant seront comparés aux coefficients d'abattements  $r_c$  des courbes p-y obtenus pour le pieu isolé. Ensuite, on comparera les coefficients d'abattement des courbes p-y de la rangée arrière par rapport aux coefficients  $P_m$  du groupe.

IV.3.5.1 - Coefficient d'abattement  $r_{cav}$  pour le pieu avant :

On prendra pour courbe p-y de référence pour ces calculs la courbe p-y obtenue pour l'essai C221is. Les coefficients  $r_{cav}$  sont calculés sur 3 points comme montrés sur la Figure 4-44.

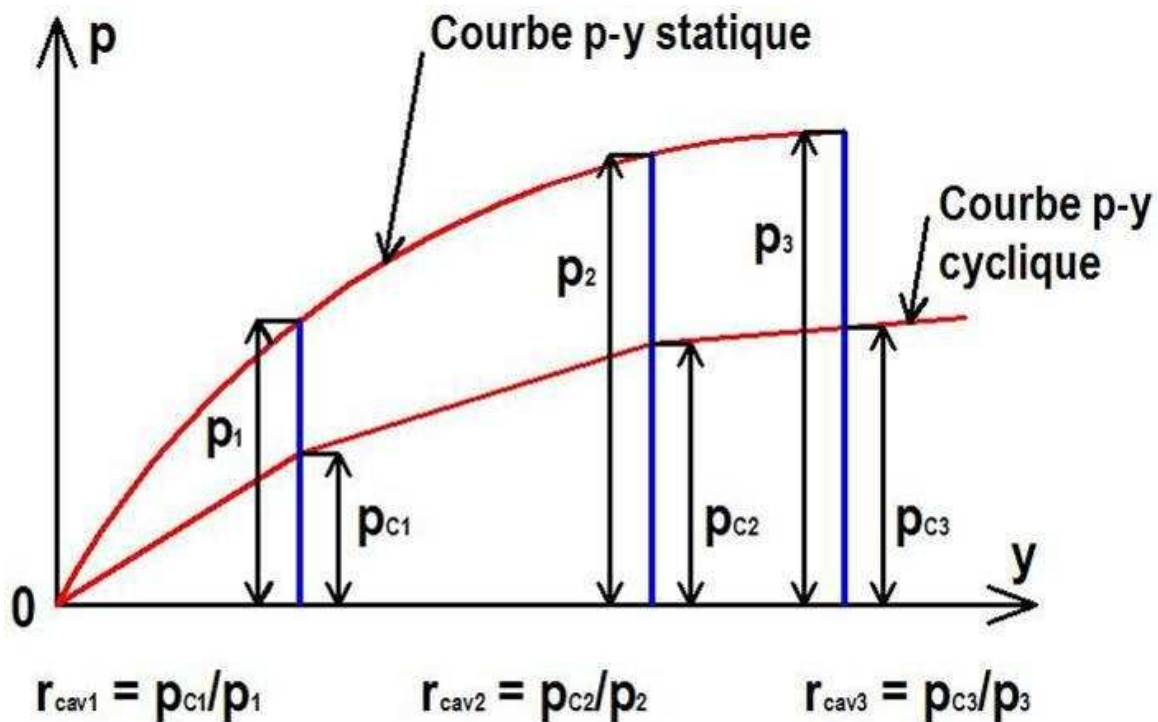


Figure 4-44 - Description de la méthode de calcul des coefficients d'abattement

Le calcul des coefficients d'abattement permet donc d'obtenir 3 valeurs du coefficient  $r_{cav}$  en fonction du déplacement  $y$  considéré pour le calcul. Dans une première approche, nous avons choisi de faire une moyenne sur les trois valeurs ainsi calculées et nous obtenons pour chaque profondeur les coefficients d'abattement tenant compte du chargement cyclique (Figure 4-15).

Tableau 4-15 - Valeurs des coefficients  $r_{cav}$

Z [m]	ID ~ 48%		ID ~ 78%	
	Pieu isolé ( $N_{max}=10000$ )	Pieu avant ( $N_{max}=5000$ )	Pieu isolé ( $N_{max}=10000$ )	Pieu avant ( $N_{max}=5000$ )
0,6	0,46	0,53	0,49	0,81
1,2	0,48	0,49	0,52	0,61
1,8	0,44	0,47	0,39	0,56
2,4	0,42	0,54	0,37	0,76
3,0	0,44	0,64	0,40	0,50
3,6	0,45	0,67	0,41	0,57
4,2	0,38	0,62	0,30	0,61
4,8	0,43	0,63	-	-
<b>Moyenne</b>	<b>0,44</b>	<b>0,57</b>	<b>0,41</b>	<b>0,63</b>

Les valeurs des coefficients d'abattement pour le pieu avant sont largement supérieures à celles calculées pour le pieu isolé. En analysant l'évolution des coefficients  $r_{cav}$  pour chaque profondeur en fonction du déplacement considéré pour le calcul, on remarque que pour de faibles déplacements, à part pour  $z = 0,6$  m et  $z = 1,2$  m, les coefficients calculés ne sont pas encore des valeurs stabilisées (Figure 4-45) et comme dans le cas du pieu isolé, on n'en tient pas compte.

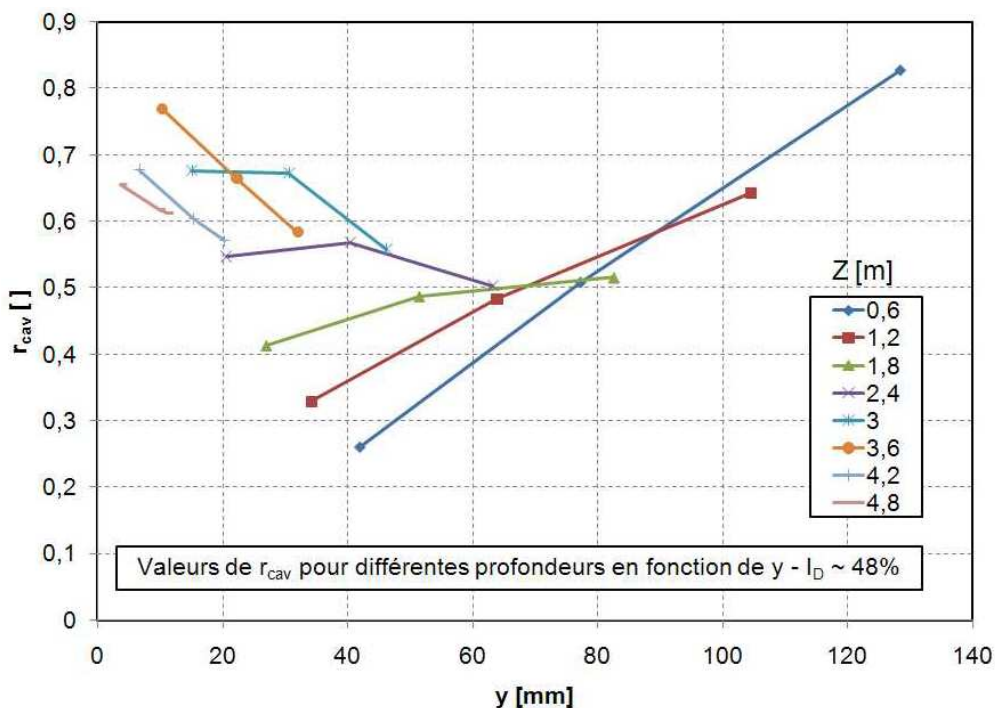


Figure 4-45 - Evolution du coefficient  $r_{cav}$  en fonction de  $y$  pour un indice de densité  $I_D \sim 48\%$



Il semble donc judicieux, compte tenu de la Figure 4-45, de prendre 0,5 comme valeur de  $r_{cav}$  pour la densité de 48% ; de même, pour la densité de 78%, une valeur de 0,46 semble plus judicieuse compte tenu du même phénomène. Les valeurs des coefficients corrigés sont résumées dans le Tableau 4-16.

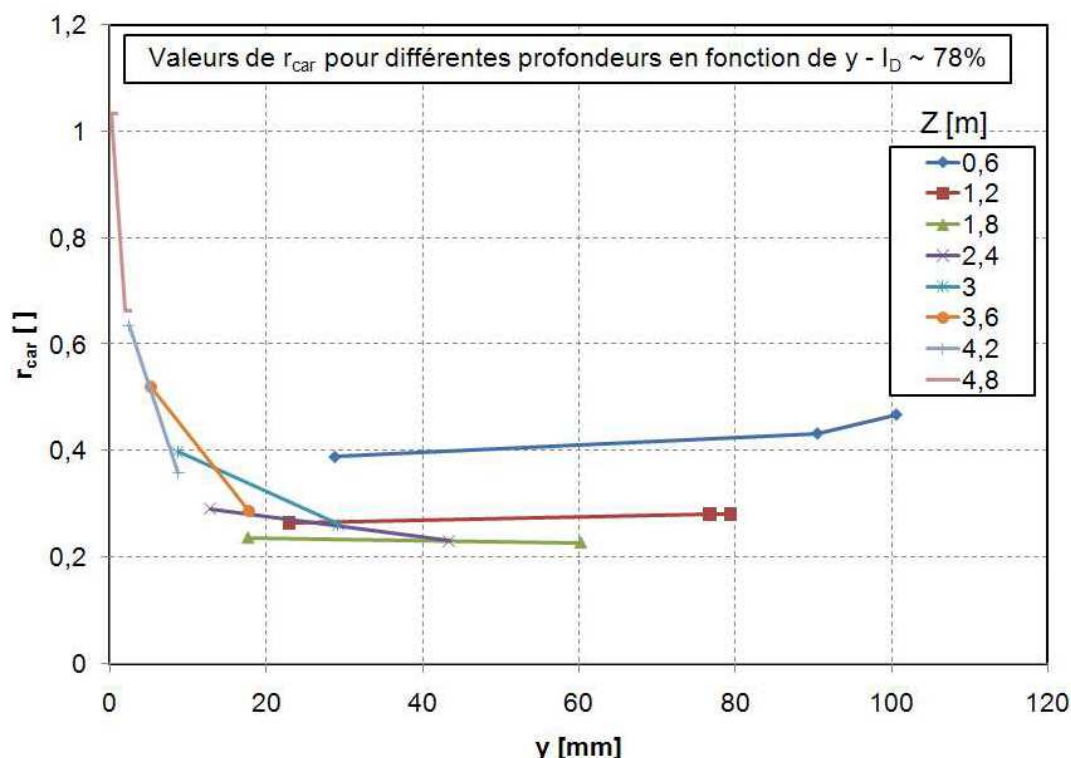
**Tableau 4-16 - Valeurs des coefficients  $r_{cav}$  corrigés**

$I_D \sim 48\%$		$I_D \sim 78\%$	
Pieu isolé ( $N_{max}=10000$ )	Pieu avant ( $N_{max}=5000$ )	Pieu isolé ( $N_{max}=10000$ )	Pieu avant ( $N_{max}=5000$ )
<b>0,44</b>	<b>0,50</b>	<b>0,41</b>	<b>0,46</b>

Les valeurs du coefficient d'abattement du pieu avant du groupe ( $r_{cav}$ ) sont supérieures d'environ 12% à celles des coefficients d'abattement des courbes p-y pour le pieu isolé. Ce qui voudrait alors dire que le chargement cyclique d'un pieu isolé est plus défavorable que le chargement d'un groupe dans le cas d'un massif sableux, mais cette différence est probablement due au nombre de cycles considérés pour le calcul des coefficients. En effet, c'est la raison la plus probable compte tenu du fait que le comportement du pieu avant (moment et déplacements en tête) est similaire à celui d'un pieu isolé.

**IV.3.5.2 - Coefficient d'abattement  $r_{car}$  pour le pieu arrière :**

Le calcul des coefficients  $r_{car}$  est réalisé de la même manière que pour le coefficient d'abattement  $r_{cav}$  du pieu avant. Les mêmes dispersions que celles montrées dans le Tableau 4-15 sont rencontrées et en étudiant l'évolution des coefficients  $r_{car}$  en fonction de y, les valeurs moyennes ont du être reconsidérées pour tenir compte de l'influence du déplacement (Figure 4-46).



**Figure 4-46 - Evolution du coefficient  $r_{car}$  en fonction de y pour un indice de densité  $I_D \sim 78\%$**

En faisant une moyenne sur les valeurs stabilisées, les valeurs corrigées ainsi obtenues sont résumées dans le Tableau 4-17 :

**Tableau 4-17 - Coefficients d'abattement des courbes p-y après chargement cyclique pour le pieu isolé et le groupe (Hc/Hm=0.5)**

I <sub>D</sub> ~ 48%			I <sub>D</sub> ~ 78%		
Pieu isolé	Pieu avant	Pieu arrière	Pieu isolé	Pieu avant	Pieu arrière
r <sub>c</sub>	r <sub>cav</sub>	r <sub>car</sub>	r <sub>c</sub>	r <sub>cav</sub>	r <sub>car</sub>
0,44 (N <sub>max</sub> =10000)	0,50 (N <sub>max</sub> =5000)	0,26 (N <sub>max</sub> =5000)	0,41 (N <sub>max</sub> =10000)	0,46 (N <sub>max</sub> =5000)	0,27 (N <sub>max</sub> =5000)

La densité du massif de sable semble donc avoir peu d'influence sur les coefficients d'abattement des courbes p-y après du chargement cyclique. De plus, si on fait la somme des coefficients d'abattement entre le pieu avant et le pieu arrière (McVay *et al.* 1994), à 48%, cette somme est égale à 0,76 et à 78%, elle est égale à 0,73, soit une différence d'environ 4%. Cette somme représente le coefficient d'abattement total du groupe et il semblerait donc que la densité du massif n'ait pas d'influence significative sur le comportement du groupe de pieux lors d'un chargement cyclique. Cette conclusion semble être en contradiction avec les résultats des essais de chargement monotone à la rupture. Néanmoins, les essais de chargement monotone avec des pieux instrumentés ont montrés aussi qu'il n'y a pas d'influence significative de la densité. De plus, les écarts entre les valeurs des coefficients d'efficacité à 78% et 48% sont toujours inférieurs à 10%.

En comparant les valeurs des coefficients des courbes p-y r<sub>cav</sub> et r<sub>car</sub> aux coefficients P<sub>m</sub> (Tableau 4-7), on trouve que :

- à 48% :

$$\frac{r_{car}}{r_{cav}} = 0,52 = 1,13 \cdot P_m \quad (4-14)$$

- à 78% :

$$\frac{r_{car}}{r_{cav}} = 0,59 = 1,09 \cdot P_m \quad (4-15)$$

En supposant que 1,13 et 1,09 sont suffisamment proches pour qu'on puisse les remplacer par 1,1 (arrondi supérieur et inférieur), et en considérant que le pieu avant du groupe se comporte comme le pieu isolé, les expressions (4-14) et (4-15) peuvent alors s'écrire sous une forme unifiée dans le cas du groupe de 2×2 pieux avec un entraxe s = 3B:

$$r_{car} = 1,1 \cdot P_m \cdot r_c \quad (4-16)$$

Ceci voudrait dire que :

- soit la dégradation des courbes p-y des pieux de la rangée arrière à cause du chargement cyclique (N=5000) est 10% moins importante que celle de la rangée de pieu avant (pour s = 3B) et ceci en considérant que P<sub>m</sub> est constant;

- soit le chargement cyclique ( $N = 5000$ ) engendre une augmentation du  $P_m$  statique de 10%, donc un effet bénéfique des cycles (pour  $s = 3B$ ) pour les pieux de la rangée arrière.

#### **IV.4 - Conclusion**

Des groupes de pieux  $2 \times 2$  espacés d'une distance entre-axes de 3, 5 ou 8 diamètres installés dans du sable de Fontainebleau dense ou moyennement dense, ont été testés en centrifugeuse sous sollicitation latérale monotone ou cyclique, en condition de service ( $H_m + H_c \leq 0,3 H_u$ ).

Les résultats obtenus sous chargement monotone avec des pieux rigides ou avec des pieux souples instrumentés confirment les premières tendances observées par Remaud (1999) pour un sable très dense. En particulier, l'effet d'ombre pour  $s < 8B$ , qui se traduit par une sollicitation plus faible du pieu arrière que celle du pieu avant, dont le comportement est proche d'un pieu isolé. De plus, la densité ne semble pas jouer de rôle prépondérant. L'efficacité du groupe augmente avec  $s/B$  dans des proportions quasi-identiques pour des pieux souples et des pieux rigides. La charge ultime du groupe suit également la même évolution.

Le pieu arrière, moins sollicité pour les petits entraxes développe un moment supérieur à celui du pieu isolé soumis au même effort en tête. Cela s'explique sans doute par une moins forte densification du sol entre 2 pieux rapprochés qu'en amont du pieu isolé.

Sous sollicitations cycliques ( $H_c/H_m = 0,5$  ou  $1$ ), le comportement du groupe de pieux montre des caractéristiques typiques du groupe sous chargement monotone (effet d'ombre) et du pieu isolé sous charge cyclique (accumulation des déplacements en tête, l'accumulation des déplacements est plus faible pour de plus grands cycles et est prépondérante dans les 100 premiers cycles tout en suivant une évolution bilinéaire en diagramme semi-logarithmique, augmentation des moments maximum, abaissement de la cote du moment maximum, profils de moment avant et après chargement cyclique superposables près de la surface, moments augmentés en profondeur après les cycles). Cependant, quelques spécificités se dégagent :

- la répartition des charges entre les pieux avant et arrière n'est pas modifiée par l'application d'un grand nombre de cycles ;
- la dégradation des courbes de réaction  $p-y$  est plus importante (coefficient d'abattement plus faible) pour les pieux arrières que pour les pieux isolés, et plus faible pour le pieu avant que pour le pieu isolé ;
- la dégradation des courbes  $p-y$  dues à l'effet d'ombre est atténuée avec les cycles : pour  $s = 3B$ , le coefficient  $P_m$  est augmenté de 10% environ après les cycles ;
- pour un même déplacement du groupe de pieux, les profils de moment des pieux avants et arrières sont très proches en profondeur tant pour  $N = 1$  que pour  $N = 5000$  (ou même 10000) ;
- une charge cyclique de service faible ( $H_m + H_c = 0,1 H_u$ ) génère pour un groupe à  $s = 3B$ , sous le même nombre de cycles, des déplacements accumulés identiques à ceux d'un pieu isolé chargé dans les mêmes conditions ; la réduction des déplacements latéraux accumulés au cours des cycles s'accroît pour des charges de service maximales de  $0,2 H_u$  et  $0,3 H_u$ .

Plusieurs pistes restent encore à explorer, notamment:

- Compléter le jeu de données pour obtenir une vue plus complète de l'évolution des courbes  $p-y$  du groupe en fonction de l'entraxe des pieux et du niveau de chargement cyclique appliqué.

- Dans cette étude, on s'est limité à  $N = 5000$  compte tenu des observations faites avec le pieu isolé, il serait intéressant d'étudier le comportement avec un plus grand nombre de cycles, pour voir si les observations faites avec le pieu isolé restent valables, et pourquoi pas faire une série d'essais avec un nombre de cycles  $N = 10000$  pour compléter les études sur les courbes p-y.

- Pour étudier le comportement du sol autour d'un groupe de pieux, surtout entre les rangées du groupe, on pourrait réaliser dans un premier temps des expérimentations en 2D avec deux pieux en ligne dans le conteneur à faces transparentes. Ensuite, à l'aide d'un équipement approprié (type lumière structurée) on pourrait aussi étudier le mécanisme de déformation du sol à proximité d'un groupe de pieux (2x2 ou 3x3, ...).

## Chapitre 5

# MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU PIEU ISOLÉ CHARGÉ HORIZONTALEMENT

Plusieurs types de modélisation ont été développés pour représenter le comportement d'un pieu isolé sous chargement latéral. La principale différence entre ces approches se trouve dans la représentation du comportement du sol. La majorité des modélisations du sol peuvent être regroupées en deux catégories.

La première concerne toutes les approches qui modélisent le sol par une série de ressorts (linéaires ou non) indépendants, chaque ressort représentant le comportement d'une couche de sol de hauteur donnée. Elle permet de bien représenter toute variation dans le profil du sol en modifiant les caractéristiques des ressorts, qui sont souvent représentées par les courbes p-y. Cette méthode est pratiquement la plus utilisée et des procédures normalisées de calcul des courbes p-y ont déjà été publiées (Fascicule 62, API, ...). Le principal inconvénient de cette approche est la difficulté de détermination des courbes p-y réalistes et appropriées par rapport au comportement du sol.

La deuxième catégorie regroupe les approches dans lesquelles le sol est représenté comme un milieu continu (Poulos, 1971 ; Banerjee et Davies, 1978 ; Randolph, 1981 ; Kooijmann, 1989). Ce choix présente l'avantage de pouvoir introduire directement dans le modèle les propriétés mécaniques mesurables du sol. La détermination des paramètres dépend du modèle de sol utilisé.

Dans ce chapitre, nous présentons une modélisation de type milieu continu, en utilisant la méthode des éléments finis pour la résolution numérique des problèmes de comportement non linéaire (module MCNL de CESAR-LCPC). Pour tenir compte du chargement cyclique, plusieurs modèles de comportement du sol ont été étudiés, nous en énumérons quelques uns. Puis, une explication sur le modèle choisi, issu de la littérature, est proposée. Enfin, nous

présenterons les premiers résultats obtenus à partir des simulations numériques et nous proposerons les différentes perspectives d'amélioration du modèle.

## V.1 - Choix du modèle de comportement du sol

Pour tenir compte du chargement cyclique du sol, les modèles proposés dans la littérature suggèrent d'utiliser plusieurs mécanismes de plasticité. Nous expliquons brièvement ci-après quelques modèles de comportement qui nous ont intéressés.

### V.1.1 - Modèles de comportement du sol étudiés

#### V.1.1.1 - Modèle de Prevost (Prevost, 1977 ; Prevost, 1978 ; Prevost, 1985)

Le modèle de Prevost présente plusieurs surfaces de charges imbriquées similaire au modèle de Mroz (1967). Le nombre de surfaces de charge imbriquées dépend de la non-linéarité et de la précision recherchée par rapport au comportement. Le modèle combine des propriétés de plasticité isotrope et cinématique en introduisant le concept d'un champ de modules plastiques défini dans l'espace des contraintes par la configuration relative des surfaces de charge (Figure 5-1).

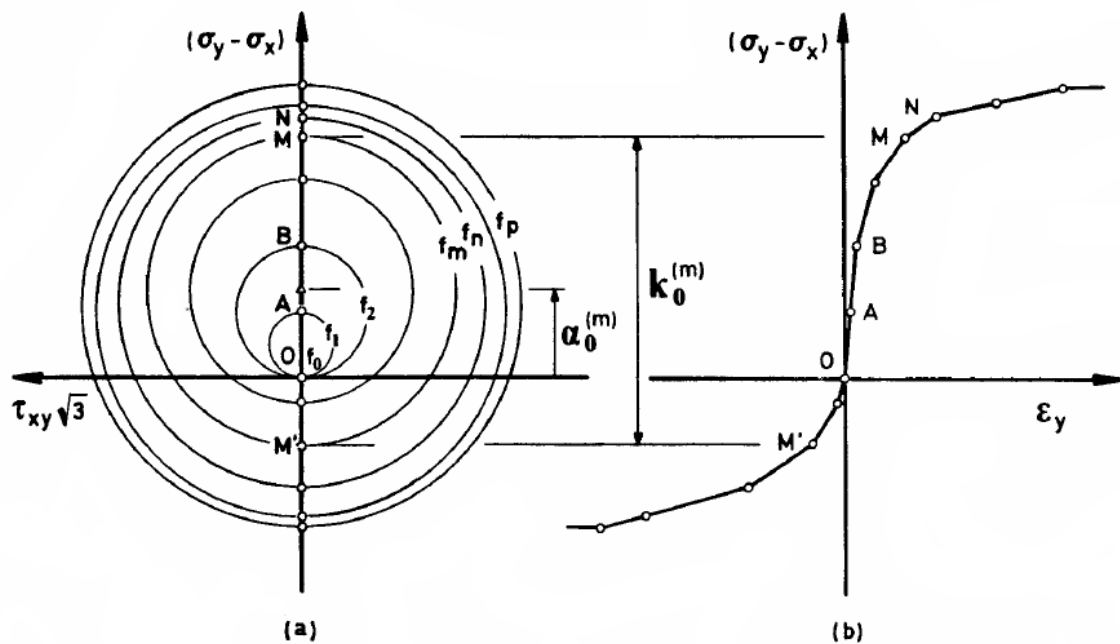


Figure 5-1 - Illustration du modèle de Prevost (1977)

Pour tout chargement (ou déchargement), la configuration instantanée est déterminée en calculant la translation et la contraction (ou l'expansion) de chaque surface de charge. Chaque surface évolue lorsque l'état de contrainte atteint sa frontière. Le comportement en contrainte-déformation peut donc être déterminé pour des chemins de contraintes complexes et en particulier pour le chargement cyclique. Le modèle a été développé à la base pour les argiles et les paramètres requis pour caractériser le comportement de n'importe quelle argile peuvent être déterminés à partir d'essais triaxiaux conventionnels ou des résultats d'essais de cisaillement simples et cycliques. L'extrême polyvalence du modèle a été démontrée en l'employant pour modéliser le comportement de la « Drammen clay » sous des sollicitations

monotones et cycliques. Les paramètres sont déterminés en utilisant uniquement les résultats issus d'essais de cisaillement simples monotones et cycliques en déformations contrôlées. Un avantage de ce modèle est l'écroûissage cinématique des surfaces de charge qui permet d'obtenir une accumulation progressive de déformations plastiques. En effet, dans le cas d'un écroûissage isotrope, il est difficile d'obtenir ce phénomène lors d'un chargement cyclique. Cependant, ce modèle a un inconvénient majeur, sa mise en œuvre dans un programme de calcul est complexe puisque, à chaque pas de calcul, on doit analyser la position de l'état de contraintes par rapport aux surfaces de charge et mémoriser les positions des différentes surfaces de charges. Cela multiplie le nombre de calculs par le nombre de surfaces nécessaires pour bien représenter le comportement, et par conséquent augmente la durée des simulations. De plus, la détermination des paramètres demande un très grand nombre d'essais ; on peut les faire sur des métaux (le modèle de Mroz, à l'origine, n'est pas destiné aux géomatériaux), mais pour les sols, notamment les sables, c'est plus compliqué. Un exemple de calage du modèle de Prévost pour le sable de Fontainebleau a été donné par Anastasopoulos (Anastasopoulos *et al.*, 2008).

#### V.1.1.2 - Modèle de Wichtmann (2005)

La méthodologie proposée par Wichtmann (2005) est la combinaison d'une loi implicite hypoplastique avec une loi d'accumulation de déformations plastiques. La loi hypoplastique permet de représenter l'évolution des déformations pour chaque état de contrainte d'un cycle ; le modèle d'accumulation (explicite) permet de représenter l'accumulation des déformations plastiques en fonction du nombre de cycles.

Le modèle hypoplastique est utilisé uniquement lors des étapes de calculs implicites, c'est-à-dire pour l'équilibre initial, les deux premiers cycles et les cycles de contrôle (Figure 5-2). Le modèle d'accumulation est similaire aux modèles viscoplastiques, à la différence qu'au lieu d'utiliser le temps  $t$ , on utilise le nombre de cycles  $N$ . La combinaison des deux modèles est illustrée sur la Figure 5-2.

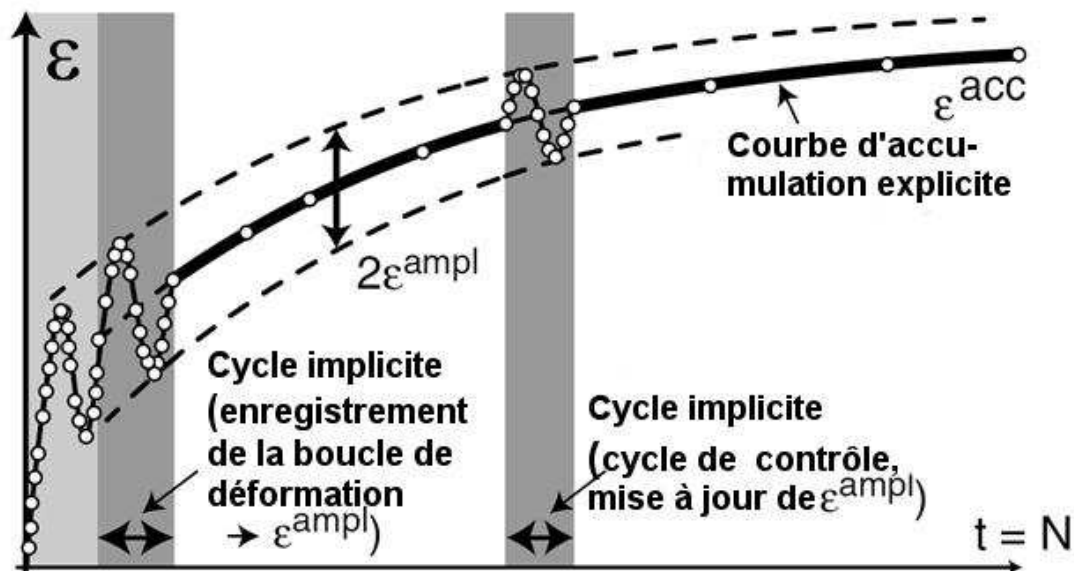


Figure 5-2 - Procédure de l'accumulation de la déformation en fonction du nombre de cycles (Wichtmann, 2005)

Ainsi, les deux premiers cycles sont calculés de manière implicite avec les incréments de déformation correspondants en utilisant un modèle hypoplastique. Durant le second cycle, chaque point d'intégration dans la boucle des déformations est enregistré en une série de



points de déformations. La méthode d'enregistrement des points suit plusieurs critères qui tiennent compte par exemple du changement de direction du chemin de déformation, d'une distance minimale par rapport au dernier point enregistré. L'amplitude des déformations  $\varepsilon^{amp}$  est ainsi déterminée à partir de ce second cycle (Figure 5-2) et sera celle utilisée lors des prochains cycles puisqu'il est considéré comme la plus représentative des amplitudes des cycles subséquents.

L'accumulation n'est donc calculée qu'à partir de ce second cycle (Figure 5-2). Ce qui veut dire que l'incrément de contrainte ou de déformation résiduelle est obtenu directement à l'aide d'un lot de cycles  $\Delta N$ . Selon les conditions aux limites, on peut obtenir une accumulation de déformations ou une accumulation de contraintes.

Dans la Figure 5-2, l'amplitude de déformation  $\varepsilon^{amp}$  est supposée constante pour un ensemble de cycles  $\Delta N$ . Or, à cause d'une redistribution des contraintes, la rigidité et donc l'amplitude des déformations peuvent changer. Le calcul explicite peut être interrompu après un nombre de cycles défini et l'amplitude des déformations  $\varepsilon^{amp}$  mise à jour lors d'un calcul implicite intermédiaire appelée « cycle de contrôle » (Figure 5-2).

Cette approche de Wichtmann (2005) semblerait être une bonne manière d'aborder la problématique des sollicitations cycliques en introduisant une approche explicite du comportement après le deuxième cycle. Ce modèle a été développé à partir de plusieurs essais triaxiaux cycliques et la détermination de l'accumulation de déformation plastique est obtenue en multipliant 6 scalaires représentant chacun un paramètre du chargement triaxial cyclique.

Cependant, la simulation d'un essai triaxial cyclique est différente d'un calcul sur une structure 3D comme le pieu chargé latéralement, il devient rédhibitoire d'utiliser des modèles aussi lourds. En outre, on ne contrôle ni l'orientation des contraintes, ni leur valeur. Il serait donc plus intéressant d'étudier les modèles simples et bien connus (Mohr Coulomb, Drucker Prager, ...) et de les améliorer pour tenir compte du chargement cyclique.

### **V.1.2 - Choix du modèle de comportement pour les simulations**

#### **V.1.2.1 - Choix du modèle utilisé pour les simulations**

Les essais réalisés en centrifugeuse (cf. Chapitre 3) ont montré que l'accumulation des déplacements cycliques semble ne pas se stabiliser même à 75000 cycles. On observe aussi que la vitesse d'accumulation des déplacements est plus grande durant les premiers cycles et diminue ensuite avec l'augmentation du nombre de cycles. Il faudra donc que le modèle puisse représenter un phénomène similaire à un phénomène de rochet lors des premiers cycles de chargement. Ceci veut dire que l'érouissage cinématique de la surface de charge, comme décrit dans le modèle de Prevost (1977, 1978), devra être adopté. En effet, un modèle élastoplastique habituel, avec un érouissage isotrope, après le premier cycle, reste essentiellement dans le domaine (quasi-)élastique, et ne peut pas reproduire l'accumulation des déplacements observés pendant les essais.

L'application prévue du modèle étant surtout une application en ingénierie, il faut que le calcul ne soit pas trop long, le modèle doit être relativement simple mais suffisant pour reproduire les caractéristiques principales du comportement.

L'examen de la littérature disponible sur la modélisation du comportement mécanique non linéaire des matériaux (Saï, 1993 ; Besson *et al.*, 2001) conduit à examiner les modèles à érouissage cinématique non linéaire, qui peuvent permettre de reproduire un phénomène de rochet (accumulation des déformations plastiques). Ces modèles sont relativement anciens et classiques dans le domaine des métaux, mais peu employés en géotechnique. De manière

générale, la construction de ces modèles suppose de déplacer la surface de charge dans l'espace des contraintes, en fonction du chemin de contraintes suivi. On cherche ici à définir le modèle le plus simple possible, afin de tester ses possibilités dans le cadre des applications que l'on vise (le comportement latéral cyclique des pieux).

#### V.1.2.2 - Modèle de Chaboche (1977, (Armstrong et Frederick, 1966))

Le modèle le plus souvent utilisé pour le sable est le modèle de Mohr Coulomb. Des simulations et des études paramétriques avec ce modèle ont donc été réalisées dans le cas du chargement monotone. Mais compte tenu des particularités du modèle (arêtes de la surface de charge dans le plan déviatorique), il était difficile de lui adjoindre un écrouissage cinématique. C'est pourquoi, on s'est orienté vers des modèles ayant une surface de charge régulière comme le modèle de Drücker-Prager, associés à un écrouissage cinématique pour obtenir l'accumulation des déformations lors des chargements cycliques. On propose donc d'écrire le critère de plasticité sous la forme :

$$F(\underline{\underline{\sigma}}, \underline{\underline{X}}) = f(\underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{X}}) \leq 0 \quad (5-1)$$

$\underline{\underline{X}}$  est une variable tensorielle susceptible d'évoluer au cours du chargement et  $f$ , le critère de Drücker-Prager. Pour obtenir un modèle permettant de reproduire le phénomène d'accumulation des déplacements, on introduit un écrouissage cinématique non linéaire, du type :

$$\dot{\underline{\underline{X}}} = \frac{2}{3} \cdot C \cdot \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}^p} - D_{\text{ecr}} \cdot \underline{\underline{X}} \cdot \dot{\xi} \quad (5-2)$$

avec :

$$\dot{\xi} = \left( \frac{2}{3} \cdot \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}^p} : \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}^p} \right)^{1/2} \quad (5-3)$$

C a la dimension d'une contrainte et  $D_{\text{ecr}}$  est sans dimension ;

$\underline{\underline{\varepsilon}}^p$  est le tenseur des déformations plastiques.

Le terme  $\dot{\xi}$  correspond à la valeur absolue de la norme du taux de déformation plastique : il reste positif même si l'on change le signe de la vitesse de déformation plastique, et permet une accumulation progressive de la déformation plastique. Ce modèle, présenté par Besson *et al.*, (2001), est attribué à Chaboche (1977).

#### (a) Influence des paramètres C et $D_{\text{ecr}}$ (Essais monotones)

Il est difficile de connaître la signification physique de C et  $D_{\text{ecr}}$ . Pour étudier leur influence sur la réponse lors de la modélisation, nous reprenons le modèle de Drücker-Prager en imposant un angle de frottement nul. Si  $\varphi = 0$ , le critère devient celui de Von Mises :

$$f(\underline{\underline{\sigma}}) = \frac{1}{2} \cdot \underline{\underline{s}} : \underline{\underline{s}} - k^2 \quad (5-4)$$

où  $\underline{\underline{s}}$  est le déviateur de  $\underline{\underline{\sigma}}$ . La loi d'écoulement plastique s'écrit, comme dans le cadre habituel

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p = \dot{\lambda} \cdot \frac{\partial F}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} = \dot{\lambda} \cdot \frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} (\underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{X}}) \quad (5-5)$$

Afin d'étudier l'influence des paramètres  $C$  et  $D_{ecr}$ , on a étudié un essai de cisaillement triaxial en compression monotone ; les équations se résolvent analytiquement. La contrainte initiale est sphérique, égale à  $\sigma^0$ , et on applique progressivement un déviateur croissant. La fin du régime élastique correspond à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = -\sigma^0 - k\sqrt{3} \\ \sigma_3 = -\sigma^0 \\ \varepsilon_1 = -\frac{k\sqrt{3}}{E} \\ \varepsilon_3 = k\sqrt{3} \cdot \frac{\nu}{E} \end{array} \right. \quad (5-6)$$

On rappelle que, la valeur de la contrainte de compression est négative à cause de la convention de signe de la mécanique des milieux continus.

En régime plastique, on établit les expressions suivantes de la déformation longitudinale et radiale à mesure que le déviateur augmente :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_1(q) = -\frac{q}{E} + \frac{\ln\left(1 + (k\sqrt{3} - q)D_{ecr} / C\right)}{D_{ecr}} \\ \varepsilon_3(q) = \frac{\nu \cdot q}{E} - \frac{\ln\left(1 - (k\sqrt{3} - q)D_{ecr} / C\right)}{2D_{ecr}} \end{array} \right. \quad (5-7)$$

La valeur maximale du déviateur est alors donnée par :

$$q_{max} = k\sqrt{3} + C / D_{ecr} \quad (5-8)$$

Le rapport  $C/D_{ecr}$  représente donc la différence entre la valeur du déviateur à la rupture et sa valeur à la fin du régime élastique (cf. expression (5-6) et (5-8)).

Il n'est malheureusement pas possible d'établir un résultat analytique analogue si on utilise le critère de Drucker-Prager au lieu de celui de Von Mises.

#### (b) Influence des paramètres $C$ et $D_{ecr}$ (Essais cycliques)

En prenant toujours  $\varphi = 0$ , on simule des essais triaxiaux monotones avec le modèle proposé. L'état de contrainte initial est sphérique ( $\sigma^0 = 100$  kPa). Le comportement du matériau combine une élasticité linéaire isotrope ( $E = 30$  MPa,  $\nu = 0,3$ ) avec le critère de Drucker-Prager ( $\varphi = 0$ ), pour  $k = 40$  kPa. On choisit d'utiliser des valeurs de  $C$  et  $D_{ecr}$  ayant un rapport constant :  $C/D_{ecr} = 0,25$  MPa. La valeur ultime du déviateur est donc donnée par l'expression (5-8) et est égale à 444 kPa.

Lors de la simulation, on augmente progressivement le déviateur jusqu'à 440 kPa, et on effectue ensuite des cycles d'amplitude variable. Pour  $C = 15$  MPa et  $D_{ecr} = 60$ , et pour des

cycles d'amplitude égale à 200 kPa (la contrainte verticale variant entre 340 et 540 kPa), on obtient le résultat montré sur la Figure 5-3 :

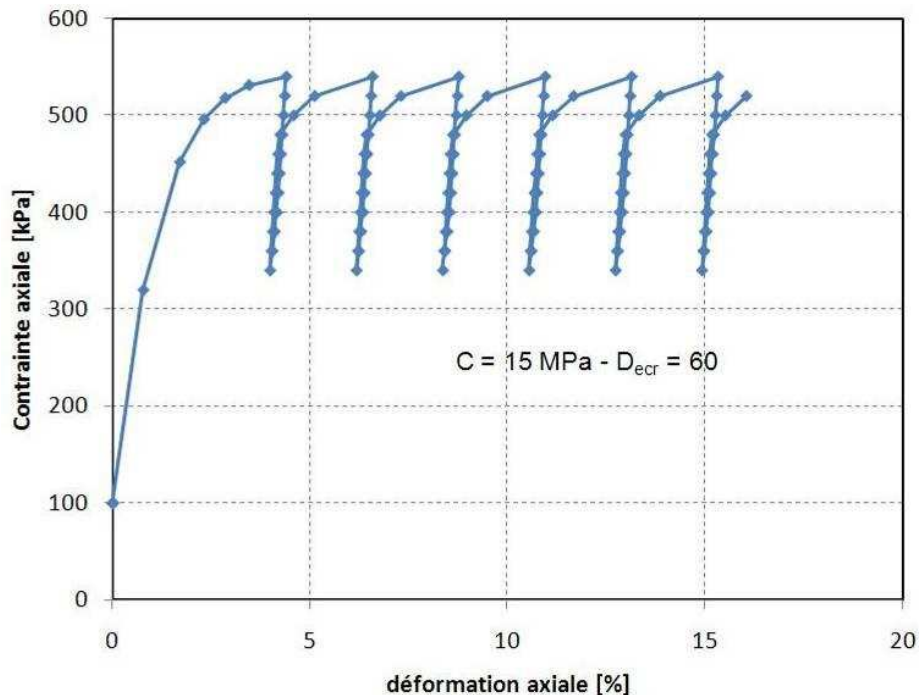


Figure 5-3 - Résultats d'une simulation d'un essai triaxial cyclique,  $C = 15 \text{ MPa}$  et  $D_{ocr} = 60$

On constate alors que, progressivement, on accumule une déformation verticale à chaque cycle. Une analyse détaillée montre que l'accumulation sur chaque cycle est sensiblement la même (dans ce cas égale à 2,18%).

Ce modèle représente donc l'avantage de produire des accumulations de déformations cycliques importantes lors des premiers cycles, toutefois il ne semble pas y avoir une évolution (diminution) de cette accumulation avec le nombre de cycles. Cependant, il pourrait quand même être utilisé dans une formulation du type Wichtmann (2005) pour simuler les premiers cycles.

On étudie maintenant l'influence de différentes valeurs de  $C$  et  $D_{ocr}$ , pour un rapport  $C/D_{ocr}$  constant :  $(C, D_{ocr}) = (15 \text{ MPa}, 60), (30 \text{ MPa}, 120), (45 \text{ MPa}, 180)$ . Les résultats de ces simulations sont montrés sur la Figure 5-4.

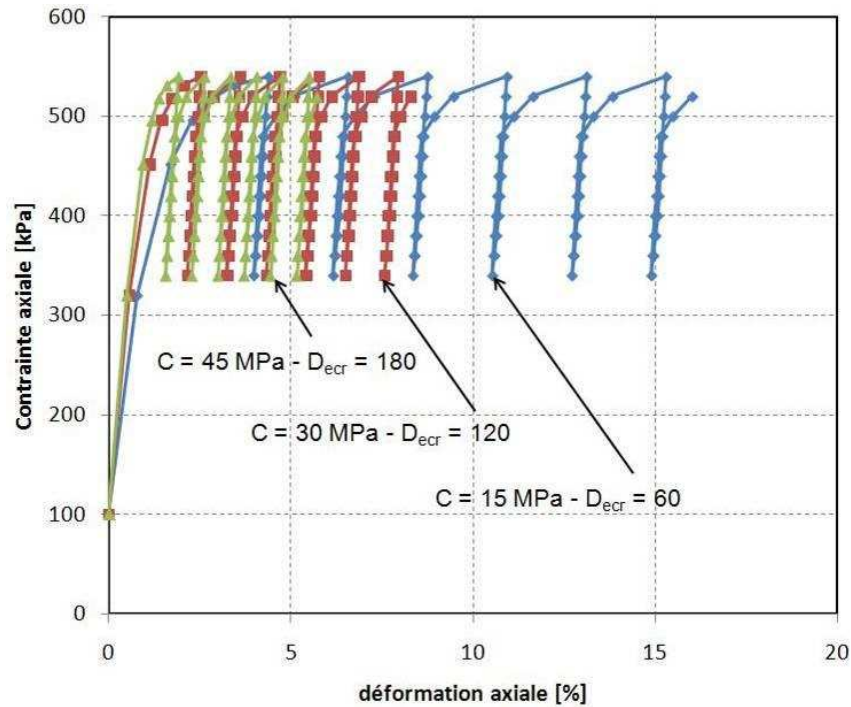


Figure 5-4 - Résultats des simulations pour différentes valeurs de C et D, mais pour un même rapport C/D

Il apparaît que lorsqu'on multiplie C et  $D_{ocr}$  par le même facteur, la déformation accumulée au cours d'un cycle diminue : on trouve respectivement 1,08% et 0,78% pour C = 45 MPa et 67,5 MPa.

Par ailleurs, la déformation accumulée au cours d'un cycle dépend de l'amplitude de ce cycle, comme l'illustre la figure suivante, qui compare les résultats obtenus, pour les mêmes paramètres de comportement (C = 22,5 MPa,  $D_{ocr}$  = 60), et pour des cycles d'amplitude 200, 150 et 140 kPa (Figure 5-5).

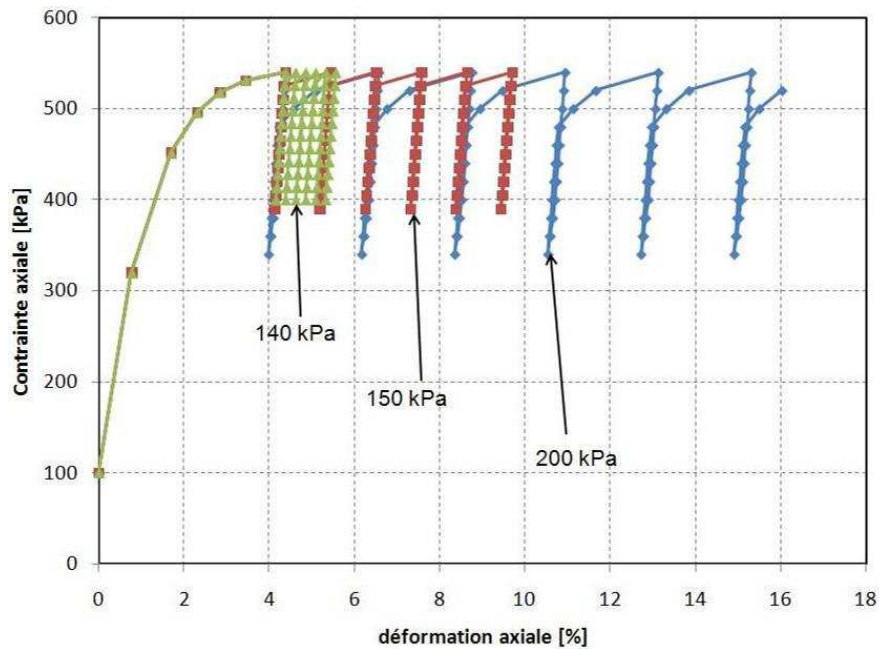


Figure 5-5 - Résultats de la simulation numérique pour différentes valeurs des cycles de chargement

Le modèle semble donc bien représenter les caractéristiques principales du comportement d'un système sol-pieu, notamment pour le sol, lorsque le pieu est soumis à un chargement horizontal cyclique :

- accumulation de déplacements avec le nombre de cycles ;
- dépendance de l'accumulation de déplacements en fonction de l'intensité du chargement cyclique.

Ce modèle a été introduit dans le logiciel CESAR-LCPC et a été utilisé lors des simulations présentées ci-dessous.

### V.1.3 - Détermination des paramètres

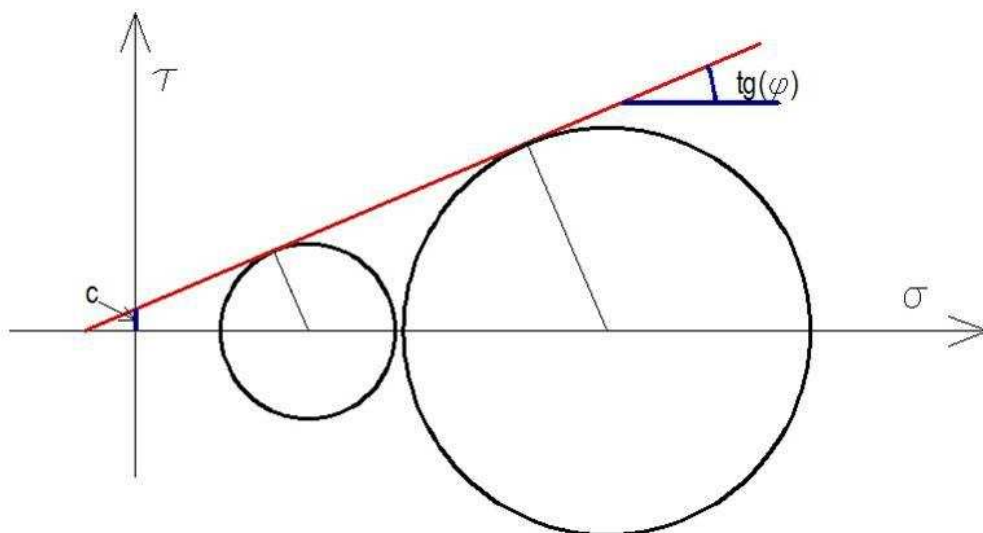
La détermination des paramètres du modèle est réalisée à partir des résultats de deux essais triaxiaux de compression à deux pressions de confinement (compression isotrope) différentes.

$$E = \frac{dq}{d\varepsilon_1} \quad (5-9)$$

$$\nu = \frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1} \quad (5-10)$$

- Cohésion  $c$  et angle de frottement  $\varphi$  :

La détermination des paramètres  $c$  et  $\varphi$  est réalisée en traçant dans le plan de Mohr les cercles de Mohr des deux essais réalisés. On détermine l'angle de frottement à partir de la pente de la tangente aux deux cercles et  $c$  est égale à la valeur de l'intersection de la droite à l'axe des ordonnées (contraintes de cisaillement) pour une contrainte normale nulle (Figure 5-6).



**Figure 5-6 - Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement du sol**

Des détails sur la détermination de ces paramètres  $E$ ,  $\nu$ ,  $c$  et  $\varphi$  sont données par Mestat et Arafati (Mestat et Arafati, 1992).

Faute de savoir résoudre les équations du modèle même pour des chargements simples, on n'a pas pu définir une méthode de détermination des paramètres d'écroûssage ( $C$  et  $D_{\text{ecr}}$ ) du modèle. Cependant, plusieurs études paramétriques sur la simulation d'essais de cisaillement triaxial en compression monotone (Figure 5-4 et Figure 5-5) ont permis d'en étudier les principaux effets.

## V.2 - Choix du maillage et hypothèses de calcul

L'étude du comportement d'un pieu isolé sous chargement latéral à l'aide des éléments finis doit tenir compte des différents phénomènes mis en jeu. Toutefois, certains choix doivent être faits par rapport au comportement dominant observé lors des essais réalisés.

Lorsqu'un pieu est chargé latéralement, il y a une mobilisation d'une zone de sol devant le pieu. Cette zone de sol mobilisée est tridimensionnelle et restreindre le comportement à un comportement en 2D implique d'adopter des hypothèses fortes (Chaudhry, 1994) sur le comportement du système. C'est pourquoi nous avons effectué une modélisation par éléments finis en trois dimensions. Les éléments utilisés sont des éléments de massif dont les fonctions d'interpolation sont quadratiques.

### V.2.1 - Taille du maillage

La taille du maillage est définie de telle manière qu'il n'y ait pas d'influence des conditions aux limites du maillage. Nous avons suivi les recommandations de Karthigeyan *et al.* (2006), décrites sur la Figure 5-7, où  $D$  représente la fiche du pieu et  $B$  son diamètre.

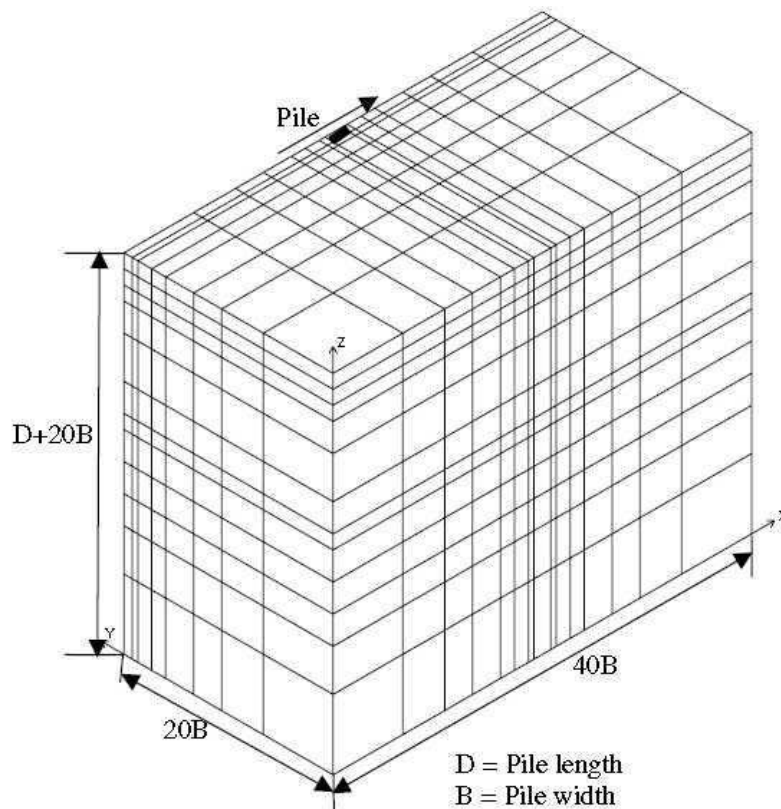


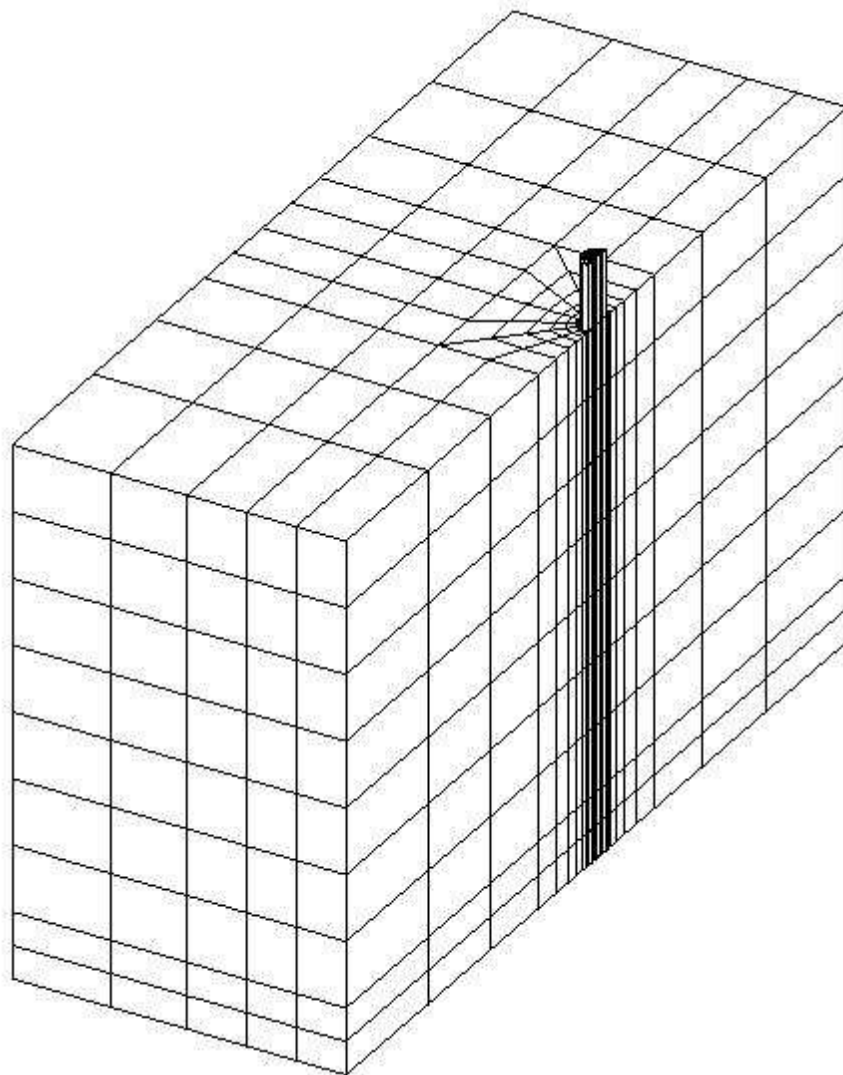
Figure 5-7 - Taille du maillage selon Karthigeyan *et al.* (2006)



Pour la hauteur du modèle, la hauteur de  $20 B$  sous la pointe n'est nécessaire que dans le cas d'un chargement axial du pieu. Une partie des études réalisées par les auteurs concernaient ce cas (Karthigeyan *et al.*, 2006). Ce maillage présente une symétrie par rapport à un plan parallèle au plan  $Ozx$  et passant par le centre du pieu. L'avantage d'une telle configuration est de tirer profit de la symétrie et de gagner ainsi du temps lors des simulations.

Le premier maillage réalisé, appelé mail1, avait une longueur de  $44 B$ , une largeur de  $33 B$  et une hauteur égale à  $D+2B$ .

Des études réalisées avec un maillage plus petit (mail3) montrent que les résultats de la simulation sont identiques entre le nouveau maillage, mail3, et le maillage mail1. C'est ce nouveau maillage qui a été utilisé pour les simulations. Le maillage mail3 (Figure 5-8) avait une longueur de  $29 B$  et une largeur de  $11 B$ , sa hauteur étant toujours égale à  $D+2 B$ . On rappelle que la dimension du conteneur centrifugé dans le sens du chargement du pieu est égale à  $44,4 B$  et elle est de  $67 B$  dans le sens perpendiculaire.



**Figure 5-8 - Maillage mail3 utilisé pour les études paramétriques**

Pour l'interface, compte tenu de la direction du chargement, aucun élément d'interface spécial n'a été utilisé. L'interface est seulement modélisée par une couche relativement mince qui a les mêmes propriétés mécaniques que le massif de sol. Ceci veut dire qu'il n'y a pas de

décollement possible entre le pieu et le sol, et par conséquent, aucun vide ne peut se créer derrière le pieu et le sol derrière le pieu est en traction durant le chargement. Cette traction offre une résistance additionnelle au système sol-pieu par rapport au chargement appliqué et pourrait avoir pour conséquence une accumulation de déplacements plus faible en tête.

### V.2.2 - Hypothèses de calcul

Des simulations de chargement monotone avec un maillage prototype et un maillage modèle ont été réalisées au préalable. La comparaison des résultats obtenus (déplacements en tête, moments, déformée) ne montre aucune différence, et on a choisi d'utiliser un maillage simulant le modèle.

#### V.2.2.1 - Caractéristiques mécaniques du sol

En utilisant le modèle de Drücker-Prager pour le sable, Brown et Shie (Brown et Shie, 1990b) ont rencontré certains problèmes numériques lors de la simulation de chargements de pieux. Pour résoudre le problème, ils ont proposé de donner une valeur non nulle, mais faible, à la cohésion. Lors des simulations réalisées ici, une valeur non nulle, égale à 1 kPa, a été introduite.

Compte tenu des essais réalisés au CERMES par De Gennaro (1999), l'angle de frottement correspondant à un indice de densité de 48% est égal à 34 degrés (Tableau 3-5). Dans les simulations, nous nous limiterons au cas de l'indice de densité de 48%.

Pour la valeur de E, compte tenu des données retrouvées dans la littérature, nous avons étudié différentes valeurs de E comprises entre 20 et 50 MPa. Le calage réalisé par rapport aux essais expérimentaux a conduit à choisir la valeur de E = 30 MPa lors des comparaisons entre simulations numériques et résultats expérimentaux. La valeur de  $\nu$  est choisie et est égale à 0,33.

La loi d'écoulement est associée, et l'angle de dilatance  $\psi$  est égal à l'angle de frottement  $\phi$ .

La masse volumique du sol est égale à celle mesurée lors des essais en centrifugeuse pour un indice de densité  $I_D \sim 48\%$  et est égale à 15,52 kN/m<sup>3</sup>.

Plusieurs simulations numériques ont été comparées aux résultats expérimentaux et les valeurs de C et  $D_{\text{ecr}}$ , sauf mention contraire dans les essais, sont respectivement égales à 300 MPa et 1000.

Les valeurs des différents paramètres de l'essai sont résumées dans le Tableau 5-1.

**Tableau 5-1 - Caractéristiques du sol lors des simulations numériques**

E [MPa]	$\nu$	c [kPa]	$\phi$ [degré]	$\psi$ [degré]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	C [MPa]	$D_{\text{ecr}}$
30	0,33	1	34	34	15,52	300	1000

Il n'a pas été envisagé une étude sur l'influence de la contrainte initiale autour du pieu, donc de l'installation, et on fait l'hypothèse que la mise en place du pieu ne perturbe pas le massif. En outre, on pourrait supposer que lorsque la charge latérale augmente, elle devient prépondérante par rapport aux effets de l'état de contrainte initial.

#### V.2.2.2 - Caractéristiques mécaniques du pieu :

Dans le dimensionnement d'un pieu soumis à un chargement latéral, ce qui importe, c'est la résistance à la flexion du pieu. Il faudra donc que la rigidité du pieu utilisé pour les simulations soit identique à celle du pieu utilisé pour les essais. Comme le pieu est constitué par des éléments de massif, son inertie est déjà fixée par sa géométrie. Pour avoir les mêmes rigidités, il faut donc modifier le module d'Young E du pieu pour avoir la même inertie en

flexion, d'où les caractéristiques du pieu de la simulation présentées dans le Tableau 5-2. Le pieu est supposé être élastique pendant tout le chargement.

**Tableau 5-2 - Caractéristiques du pieu utilisé pour la simulation numérique**

Caractéristiques	Pieu modèle utilisé en centrifugeuse (grandeurs modèle)	Pieu de la simulation numérique
D [m]	0,3	0,3
B <sub>ext</sub> [m]	0,018	0,018
B <sub>int</sub> [m]	0,015	-
E [Pa]	$7,4 \cdot 10^{10}$	$3,83 \cdot 10^{10}$
I [m <sup>4</sup> ]	$2,67 \cdot 10^{-9}$	$5,153 \cdot 10^{-9}$
E I [Nm <sup>4</sup> ]	197,43	197,36

### V.3 - Etudes paramétriques

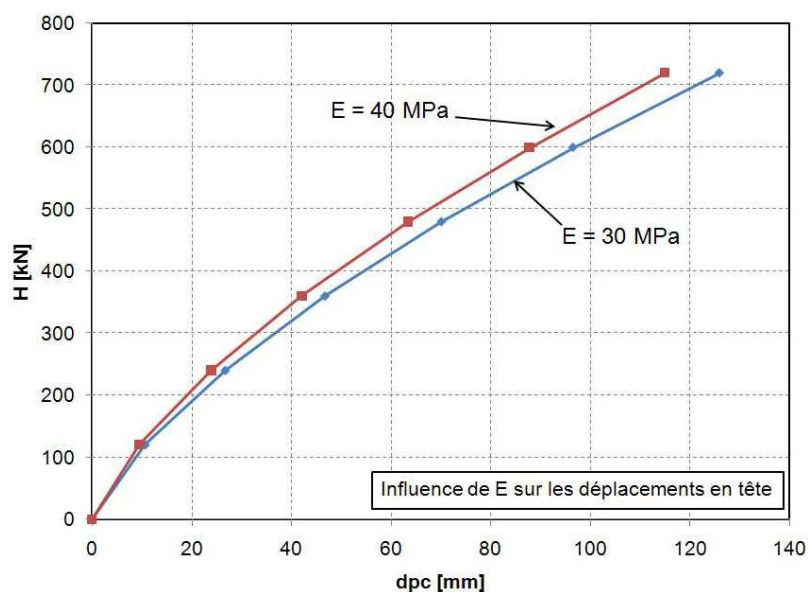
Nous étudierons ci-après l'influence des quatre paramètres suivants  $\varphi$ , E, C et  $D_{ecr}$  en fonction du chargement appliqué, surtout pour le déplacement en tête.

#### V.3.1 - Chargement monotone

Les simulations ont été réalisées avec le maillage mail3 et on s'intéresse principalement aux déplacements en tête du pieu et aux courbes des moments dans le pieu.

##### V.3.1.1 - Influence de E

Pour étudier l'influence de la variation du module E, différents essais avec différentes valeurs de E ont été réalisés. On remarque alors que lorsque E augmente, les déplacements en tête du pieu diminuent (Figure 5-9).

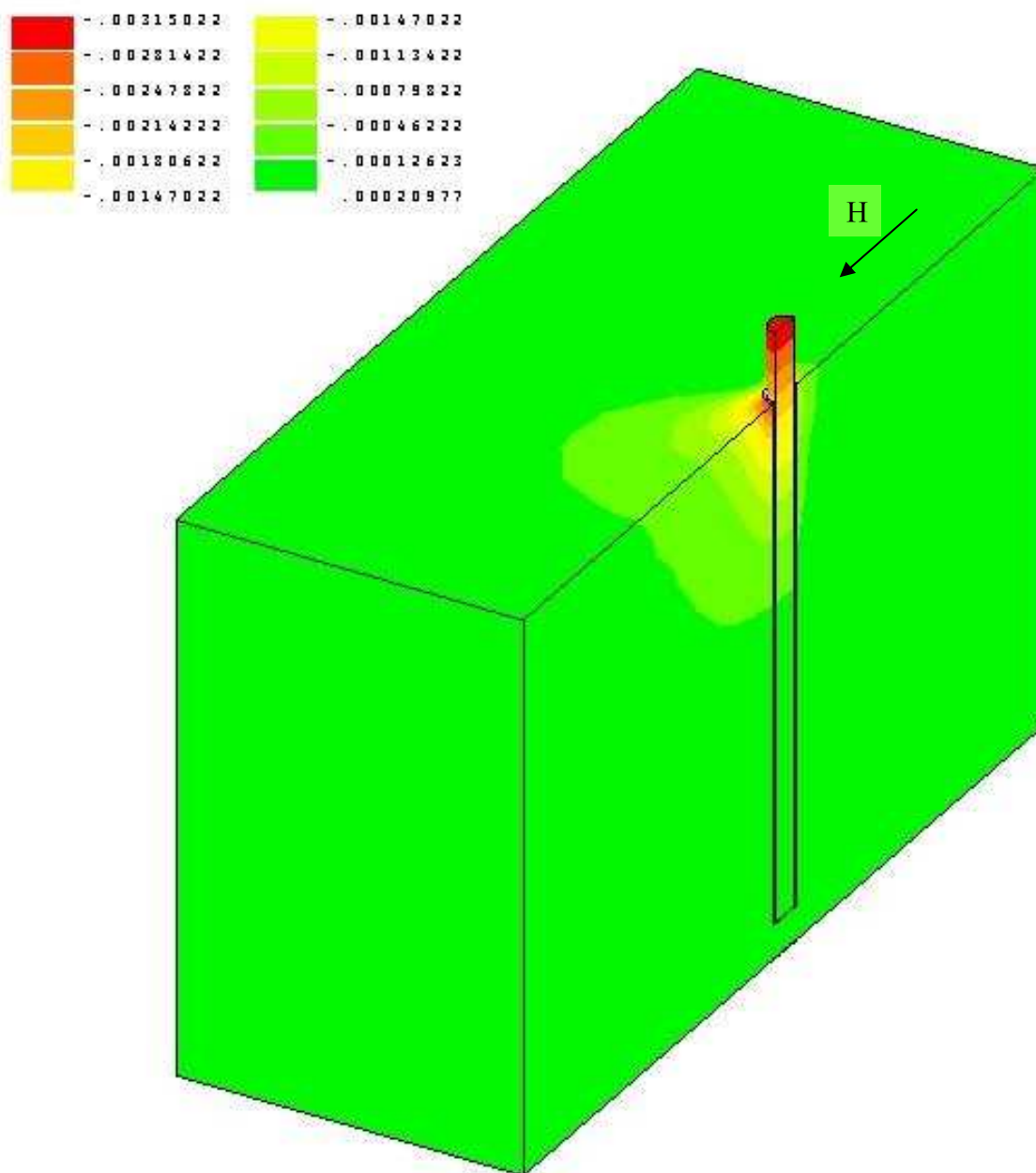


**Figure 5-9 - Influence de E sur les déplacements en tête du pieu**

On peut dire que la différence entre les déplacements mesurés en tête reste assez modérée (~ 10%) pour une variation du module d'Young de 30 à 40 MPa.

En étudiant les zones d'isovaleurs du déplacement latéral (dans la direction du chargement) du sol devant le pieu, on constate aussi que la zone devant le pieu est la zone la plus déformée. Derrière le pieu,

Derrière le pieu, à cause de l'impossibilité du décollement entre le pieu et le sol, des contraintes de tractions sont générées et on observe une localisation de la déformation.



**Figure 5-10 - Zones des déplacements latéraux suivant la direction du chargement ( $H = 450 \text{ N}$ ) – unités en [m] – Valeurs modèles**

De plus, on remarque que la zone influencée n'atteint pas les limites du maillage dans le cas étudié. Pour les différentes valeurs de  $E$  étudiées, la zone influencée par le chargement reste pratiquement constante (Figure 5-10).

V.3.1.2 - Influence de  $\varphi$ 

Lorsque l'angle de frottement du massif de sol augmente, le déplacement en tête du pieu diminue aussi (Figure 5-11).

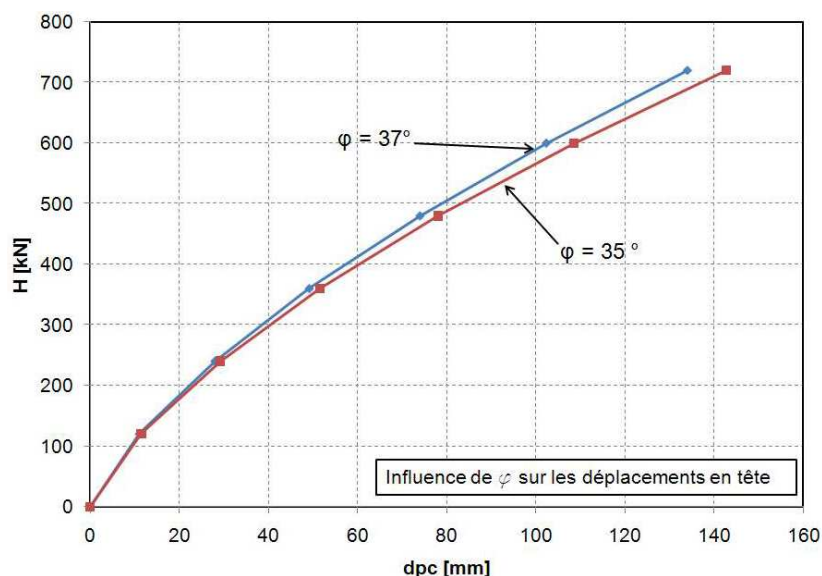
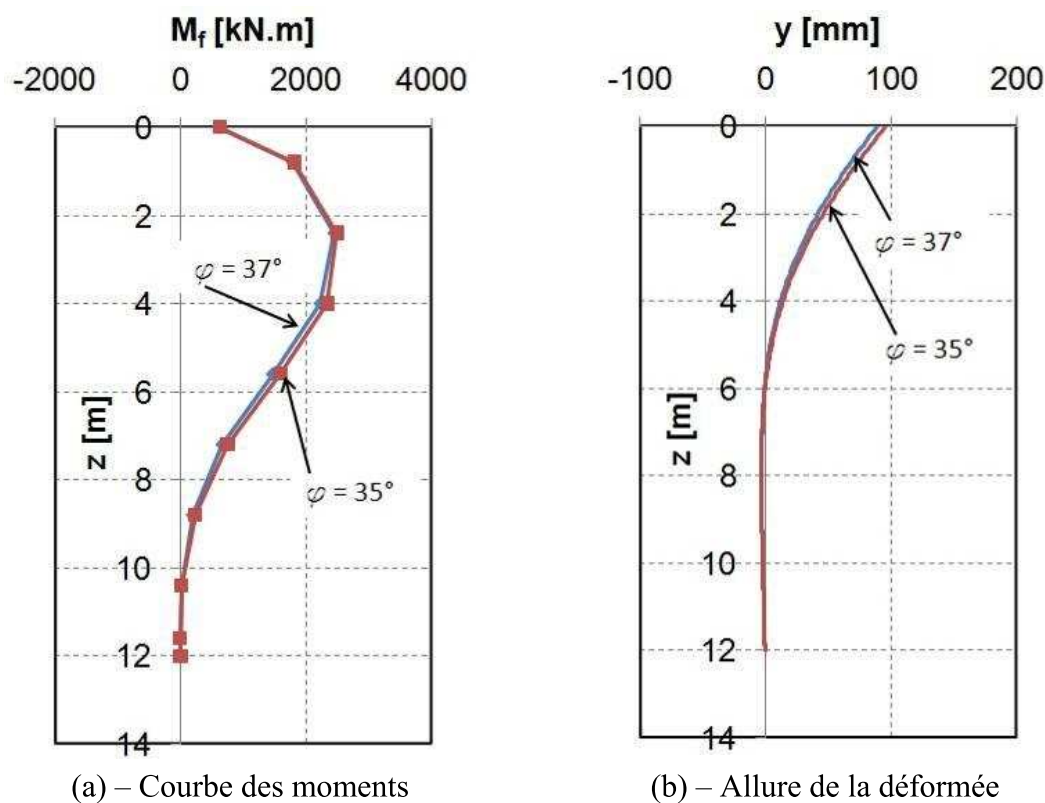


Figure 5-11 - Influence de  $\varphi$  sur les déplacements en tête du pieu

Pour les moments et la déformée du pieu, l'influence de la variation de l'angle de frottement est très faible et on perçoit à peine la différence pour une profondeur inférieure à celle où se situe le moment maximum (Figure 5-12), conformément aux études comparatives réalisées pendant les essais.



(a) – Courbe des moments

(b) – Allure de la déformée

Figure 5-12 - Influence de la variation de l'angle de frottement sur les moments et l'allure de la déformée

Près de la surface, les moments dans le pieu semblent ne pas être influencés par la variation de l'angle de frottement. C'est seulement au-delà de la profondeur du moment maximum que l'on perçoit des valeurs de moment plus importantes lorsque l'angle de frottement diminue. Pour la déformée du pieu, proche de la surface, on observe des déplacements légèrement plus importants lorsque  $\phi$  diminue. Au-delà de la profondeur égale à 6 m, les déformées du pieu se superposent bien.

### V.3.1.3 - Influence de C et $D_{\text{ecr}}$

Lors d'un essai triaxial, lorsque la valeur de C et  $D_{\text{ecr}}$  augmentent, tout en gardant constant le rapport  $C/D_{\text{ecr}}$  (Figure 5-4), les déplacements de l'échantillon diminuent. Une étude similaire a été réalisée en multipliant les valeurs de C et  $D_{\text{ecr}}$  par 1,5 (Figure 5-13).

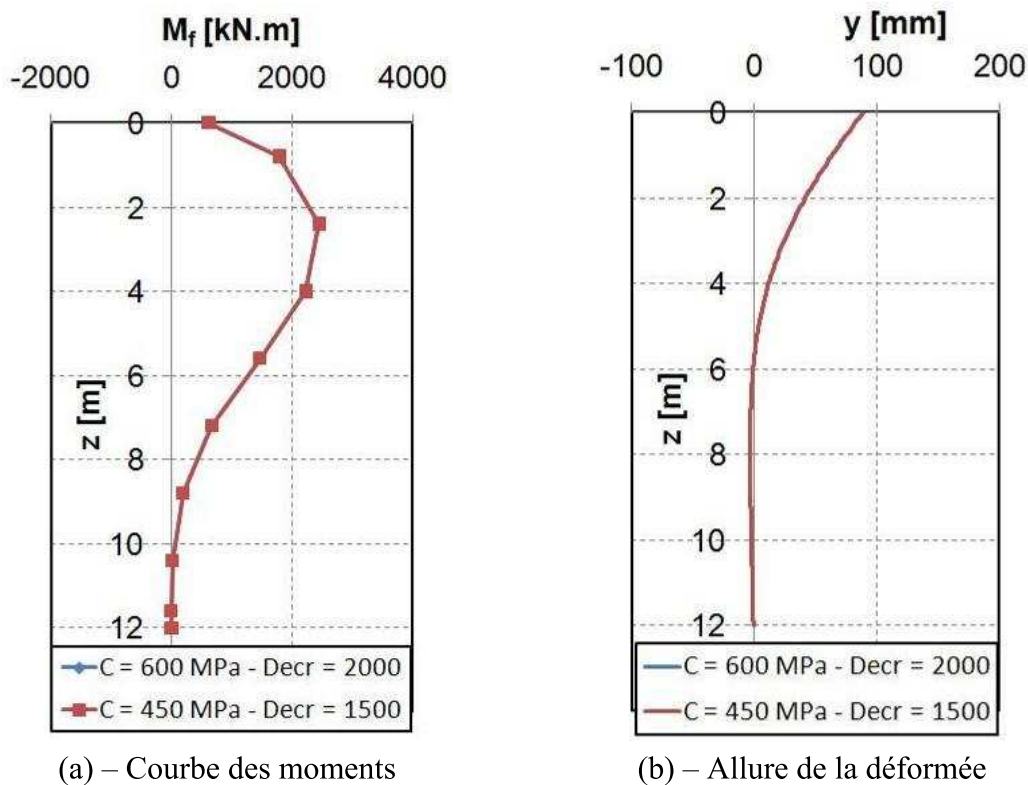


Figure 5-13 - Influence des paramètres d'écroutissage C et  $D_{\text{ecr}}$ .

Contrairement à la simulation des essais triaxiaux, la variation du couple de valeurs C et  $D_{\text{ecr}}$  n'a pratiquement pas d'influence sur les simulations numériques du comportement des pieux sous chargement latéral. D'autres simulations, en faisant varier uniquement la valeur de C pour une valeur fixe de  $D_{\text{ecr}}$  ont été réalisées et on observe la même invariance des résultats. Il est difficile d'interpréter les résultats, sans doute est-on loin de la charge ultime au cours des cycles. Du coup, on ne fait pas une grosse erreur même si C et  $D_{\text{ecr}}$  sont choisis un peu arbitrairement. Il se pourrait aussi que cette absence d'influence est due au fait que le chargement est monotone.

### V.3.1.4 - Comparaison avec les résultats expérimentaux

La comparaison des résultats expérimentaux aux résultats des simulations numériques montre que le modèle permet de simuler relativement bien la phase monotone du chargement latéral d'un pieu isolé (Figure 5-14).



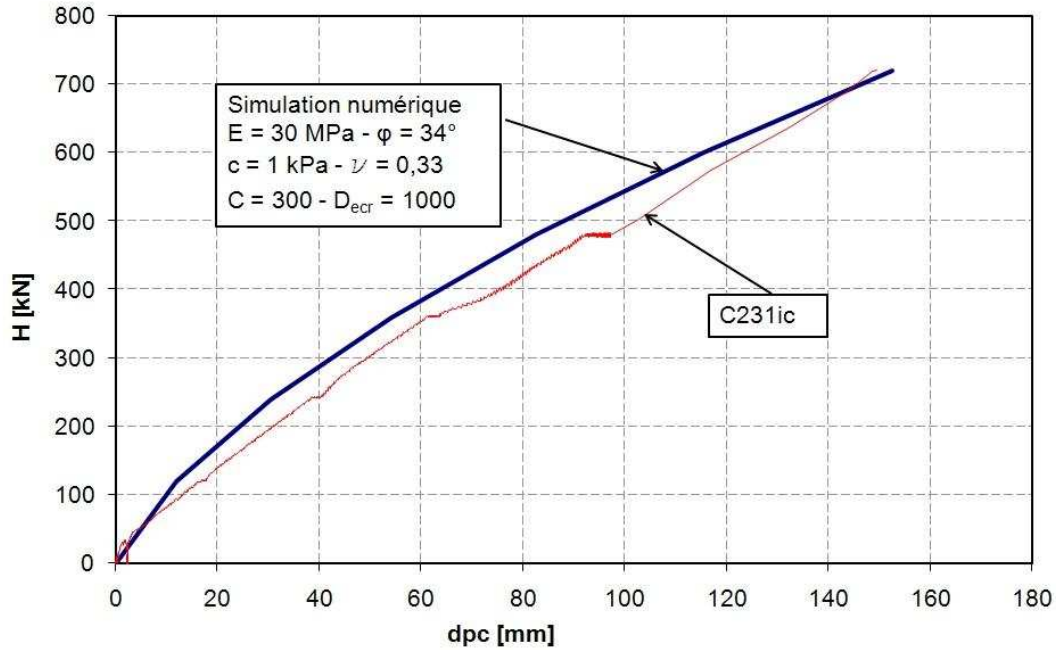


Figure 5-14 - Comparaison des déplacements monotone de la simulation et des essais

L'évolution des déplacements en tête est relativement semblable entre les résultats des essais expérimentaux et les simulations numériques. Les valeurs de déplacement en tête (dpc) atteintes pour  $H = 720$  kN sont quasiment identiques. Pour les moments, des résultats comparables sont observés.

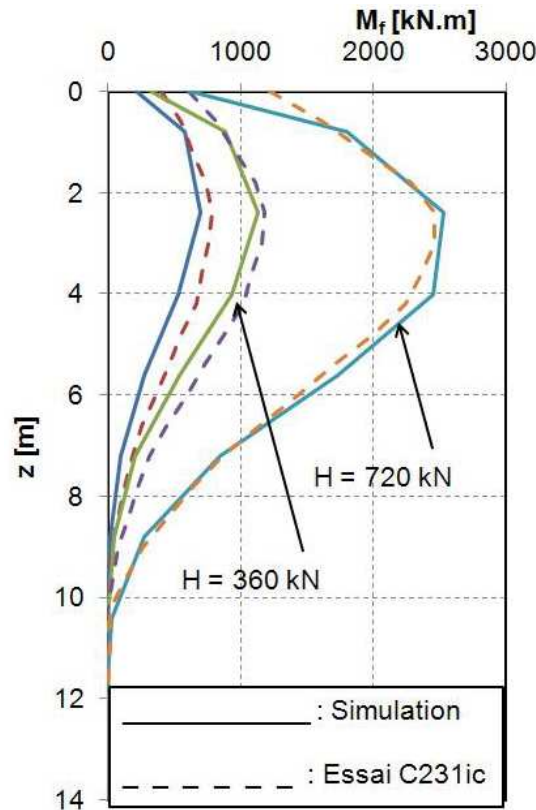


Figure 5-15 - Comparaison des moments monotones (Simulation et Essais)



### V.3.2 - Chargement cyclique

Les simulations d'essais cycliques ont été limitées à une dizaine de cycles compte tenu du temps de calcul relativement long. Néanmoins, un calcul avec un nombre de cycles égal à 100 a été réalisé et on étudie l'influence du nombre de cycles.

#### V.3.2.1 - Influence de N

Les déplacements en tête du pieu ressemblent bien à ce qu'on a observé lors des essais de chargement cyclique d'un pieu isolé. L'accumulation de déplacements en tête du pieu est importante lors des premiers cycles et diminue lorsque le nombre de cycles augmente. Dans le cas d'un modèle de Drucker-Prager simple sans écrouissage cinématique, on n'aurait pas eu cette accumulation de déplacements avec le nombre de cycles, on n'aurait eu juste une droite.

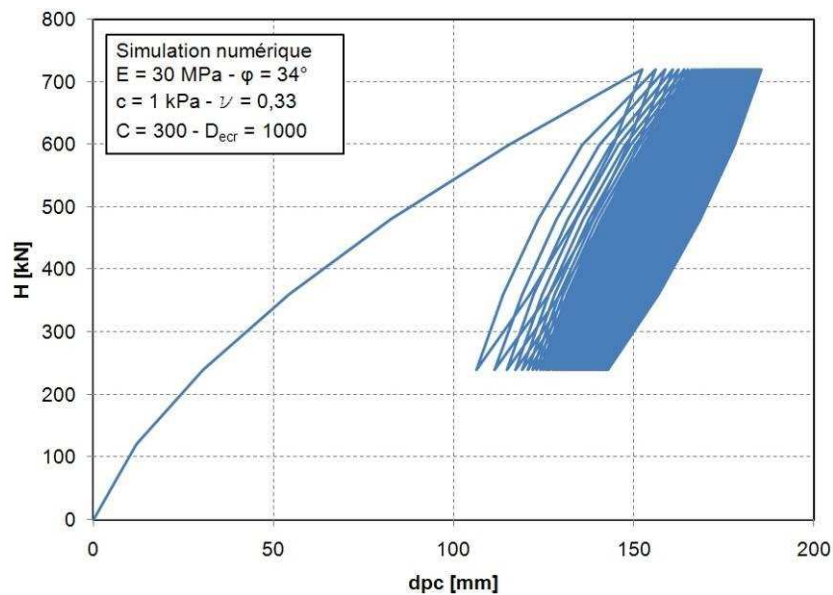


Figure 5-16 - Déplacements en tête du pieu lors du chargement cyclique

L'étude des déplacements maximums des cycles montre une courbe logarithmique pour l'accumulation des déplacements en tête du pieu (Figure 5-17).

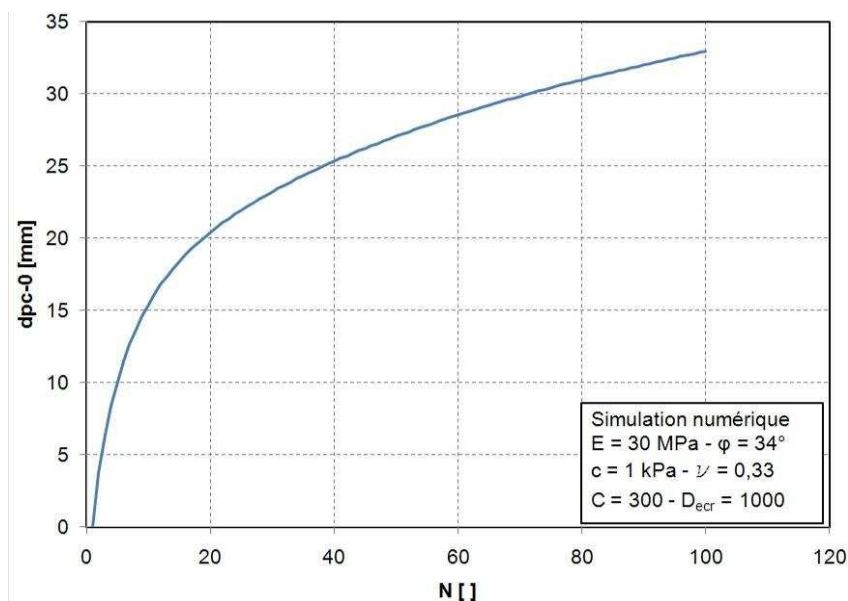


Figure 5-17 - Accumulation des déplacements cycliques en tête

Toutefois, la représentation de la même figure dans une échelle semi-logarithmique ne permet pas de voir les deux pentes d'accumulation des déplacements en tête du pieu que l'on a observées lors des essais en centrifugeuse.

Le moment maximum dans le pieu augmente avec le nombre de cycles (Figure 5-18a). Près de la surface, les moments dans le pieu sont quasiment constants quel que soit le nombre de cycles (entre 1 et 100). C'est en profondeur que le moment augmente le plus, traduisant ainsi une diminution de la résistance mobilisée en haut du pieu. Le modèle permet donc de bien modéliser l'augmentation du moment maximum dans le pieu avec le nombre de cycles.

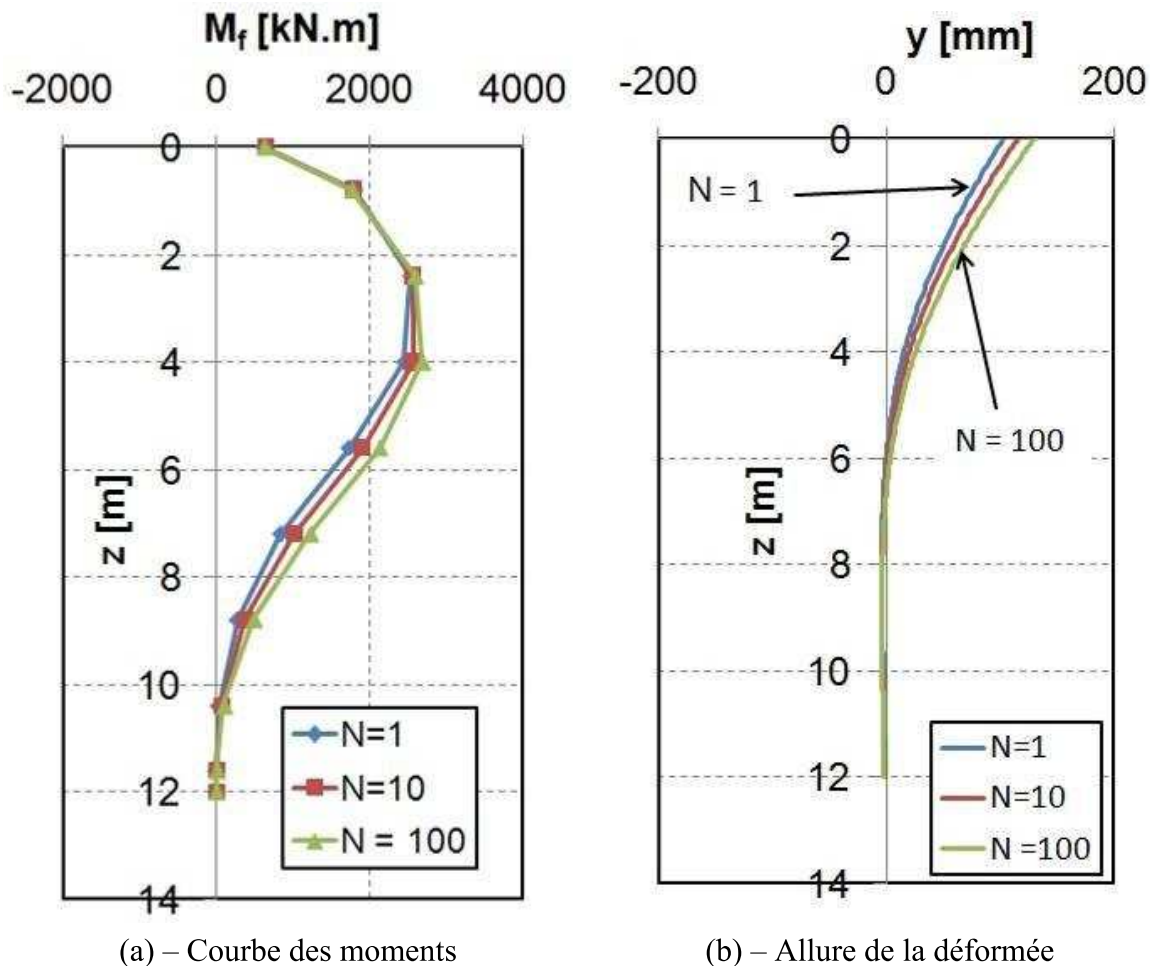


Figure 5-18 - Influence du nombre de cycles sur le moment et la déformée du pieu

La déformée est aussi influencée par les premiers cycles (Figure 5-18b).

#### V.3.2.2 - Zone influencée du massif

Lors du chargement monotone, on a vu que la zone influencée était relativement petite par rapport à la taille du maillage (Figure 5-10). La comparaison de la zone subissant une déformation latérale entre le premier et le 100<sup>ème</sup> cycle montre une augmentation importante de cette zone (Figure 5-19). Il conviendrait donc, pour des simulations avec un nombre de cycles très important, d'augmenter la taille du maillage.

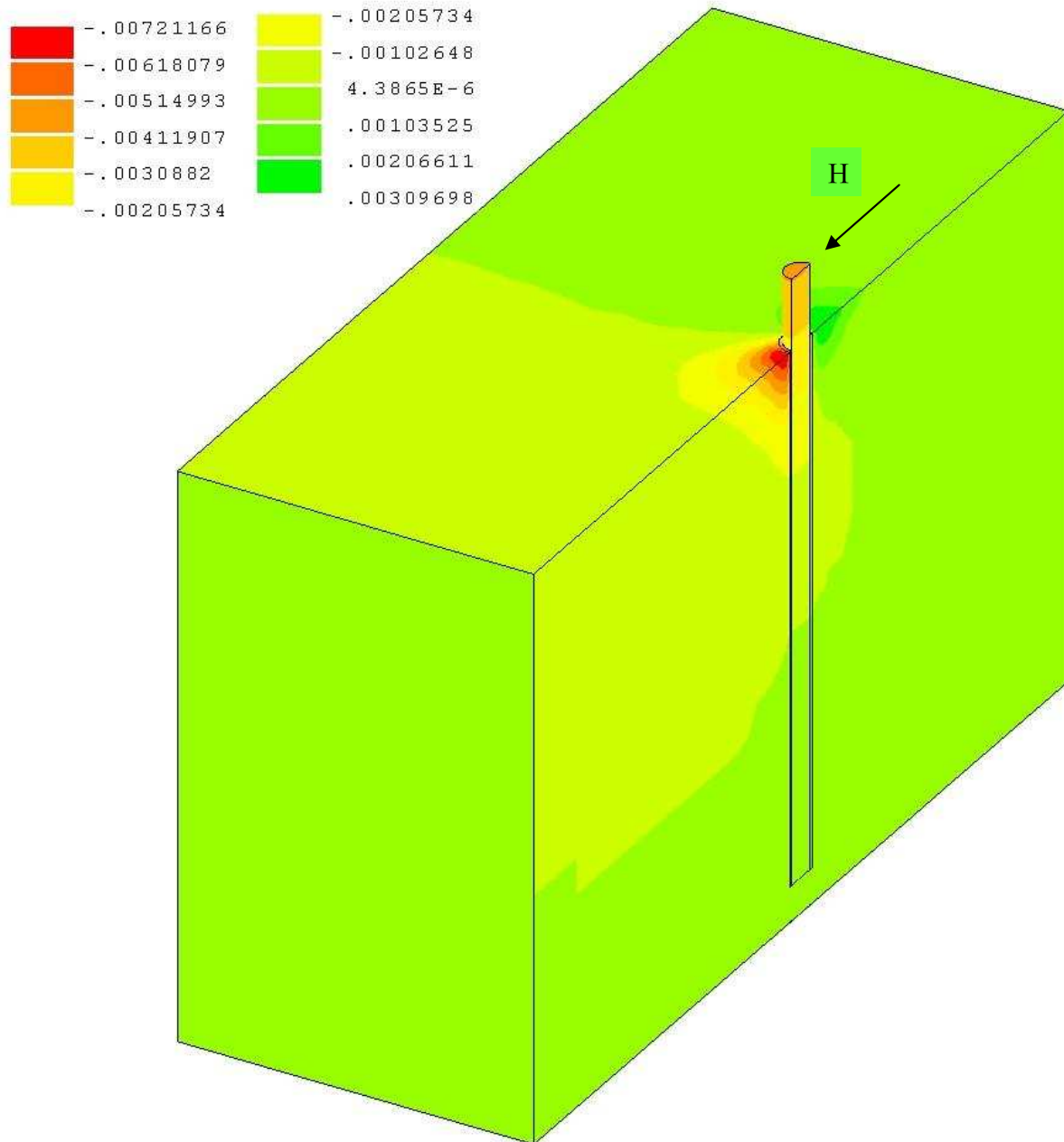


Figure 5-19 - Etendue de la zone déformée après 10 cycles – Valeurs modèles

### V.3.2.3 - Comparaison avec les résultats expérimentaux

La comparaison des essais expérimentaux aux résultats de la simulation numérique montre que le modèle simule assez bien le comportement cyclique du système lors des premiers cycles (Figure 5-20).

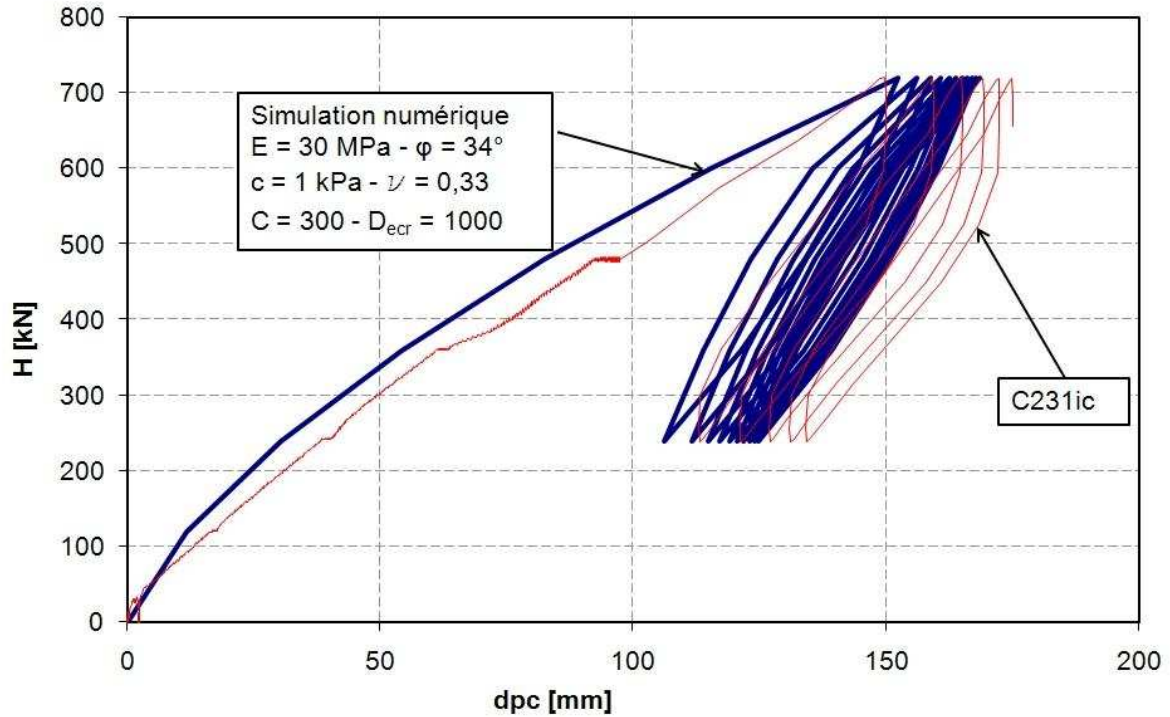


Figure 5-20 - Comparaison des déplacements cycliques en tête du pieu (simulation et essais)

Pour la simulation numérique, la vitesse d'accumulation des déplacements en tête du pieu est plus faible que pour les essais réalisés. Le modèle, tel qu'il est actuellement, ne permet donc pas de simuler des chargements cycliques au-delà d'une dizaine de cycles. Des améliorations sont nécessaires pour tenir compte d'un plus grand nombre de cycles.

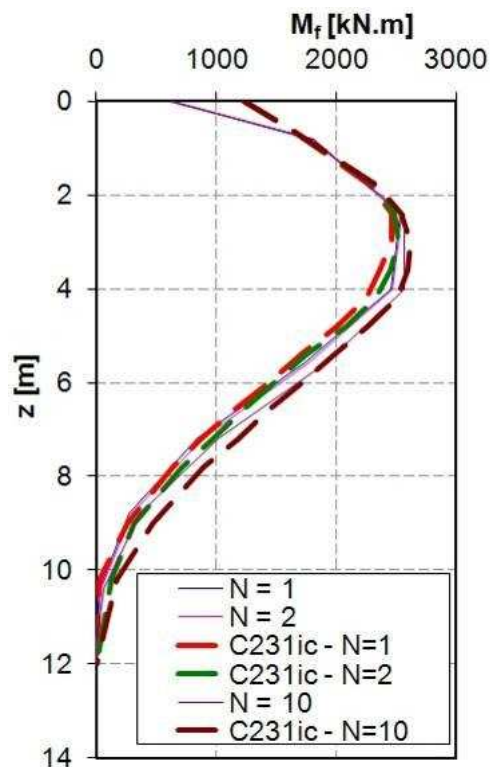


Figure 5-21 - Evolution des moments dans le pieu en fonction du nombre de cycles

Toutefois, on remarque que les profils de moment dans le pieu obtenus lors des simulations se superposent bien avec ceux obtenus expérimentalement jusqu'à 10 cycles.

#### **V.4 - Conclusions et perspectives d'améliorations**

Les résultats des simulations numériques montrent que le modèle de Chaboche (1977) permet une bonne modélisation du comportement du pieu isolé sous chargement latéral monotone. Dans le cas du chargement cyclique, ce modèle permet de bien représenter la diminution de l'accumulation des déplacements avec le nombre de cycles et l'augmentation des moments dans le pieu. Néanmoins, dans le cas d'un chargement cyclique, la vitesse d'accumulation des déplacements en tête du pieu diminue assez rapidement par rapport aux essais ; même si l'augmentation des moments est bien reproduite. Les propositions suivantes peuvent servir à améliorer ce modèle pour la modélisation du chargement latéral d'un pieu isolé :

- Détermination des paramètres  $C$  et  $D_{\text{ecr}}$  : Lors des simulations numériques, on pu observer une influence de ces paramètres sur le comportement du sol. Néanmoins, lors des simulations numériques en 3D du pieu, aucune influence notable de ces paramètres n'est observée. Une étude approfondie devrait être faite à ce sujet.
- Elaboration d'une loi d'écrouissage plus complexe que celle proposée par l'expression (5-2), de telle manière à avoir une vitesse d'accumulation de déplacement plus importante au début des cycles.
- Développement de la méthode de Wichtmann (2005) : associer au modèle de Chaboche (1977) un modèle explicite d'accumulation des déformations en fonction du nombre de cycles. Cela permettrait de réaliser des calculs plus rapides pour l'étude du comportement cyclique d'un ouvrage et vraisemblablement de mieux décrire le comportement aux grands nombres de cycles.







## **CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES**

Une étude expérimentale sur le comportement des pieux et des groupes de 2 x 2 pieux sous chargement latéral cyclique a été entreprise avec des modèles réduits centrifugés. Les pieux prototypes, mis en place dans du sable de Fontainebleau, ont une fiche de 12 m, un diamètre de 0,72 m et des jauges sont collées, pour les pieux instrumentés, tous les 0,6 m afin de mesurer les moments dans le pieu.

Les chargements cycliques appliqués sont caractérisés par un rapport  $H_c/H_m = 0,5$  et des valeurs de la charge maximale cyclique ( $H_m+H_c$ ) égales à 10, 20 ou 30% de la charge ultime  $H_u$ . La fréquence de chargement est égale à 1 Hz et des chargements variant de 1000 à 75000 cycles ont été étudiés.

Les essais de chargements cycliques sur un pieu isolé montrent une accumulation de déplacements en tête qui survient en deux phases. Une première phase d'accumulation relativement importante jusqu'à environ 400-500 cycles, et une deuxième phase d'accumulation beaucoup plus faible à partir de 500 cycles.

Lorsque  $H_m+H_c \leq 0,1 H_u$ , les déplacements en tête du pieu se stabilisent. Pour des chargements supérieurs à 10% de  $H_u$ , on n'observe aucune stabilisation des déplacements en tête quelle que soit la densité considérée. De plus, pour un même niveau de chargement maximal cyclique, même rapport  $(H_m+H_c)/H_u$ , l'accumulation de déplacements en tête est plus importante dans un sable dense que dans un sable lâche. Cette accumulation de déplacements en tête du pieu, jusqu'à 75000 cycles, peut être déterminée sur la base d'essais limitée à seulement 5000 cycles.

Les moments mesurés dans le pieu augmentent avec le chargement cyclique et sont toujours supérieurs à ceux mesurés dans le pieu pour la même valeur de chargement appliquée en statique. Des moments résiduels dont l'intensité augmente avec le nombre de cycles sont mesurés dans le pieu. Toutefois, lorsque la charge appliquée en tête dépasse la charge maximale cyclique, les moments mesurés sont proches de ceux obtenus lors d'un chargement statique.

En surface, les moments cycliques se stabilisent assez rapidement, alors qu'en profondeur, ils augmentent toujours même si cette augmentation est très faible à partir de 10000 cycles.

Des coefficients d'abattement sont proposés pour tenir compte du chargement cyclique. Ils sont calculés pour les courbes p-y entre 0 et 6B. L'abattement semble être légèrement plus important pour le massif dense,  $r_c = 0,41$ , que pour le massif moyennement dense,  $r_c = 0,44$ . Les paliers des courbes p-y ainsi calculées sont toutefois assez similaires à ceux des courbes règlementaires de l'API.

Le groupe de 2x2 pieux, lors d'un chargement statique, montre des effets d'ombre importants lorsque l'entraxe des pieux est inférieur à 8B. La rangée avant du pieu reprend alors plus d'efforts que la rangée arrière. Le pieu de la rangée avant se comporte exactement comme un pieu isolé pour une même charge appliquée en tête tandis que le pieu arrière affiche des moments plus grands que ceux mesurés dans un pieu isolé pour une même charge H. Ce qui

entraîne une réduction de la capacité portante du groupe qui est d'autant plus prononcée que l'entraxe des pieux est faible.

Le groupe de 2x2 pieux présente aussi les mêmes accumulations de déplacements en tête, légèrement plus faibles pour le même niveau de chargement, avec les mêmes phases de comportement que le pieu isolé lors d'un chargement cyclique. Il en est de même pour l'évolution des moments dans les pieux avec le chargement cyclique. De plus, on peut remarquer que la répartition des charges entre les rangées n'évolue quasiment pas avec le chargement cyclique.

Les courbes p-y statiques ont des paliers plus faibles pour les rangées à l'arrière et on en tient compte à l'aide d'un coefficient d'abattement  $P_m$ . Pour le pieu avant, la courbe p-y est la même que celle du pieu isolé.

La dégradation des courbes p-y du pieu de la rangée arrière est accentuée par le chargement cyclique et des coefficients  $r_{car} \sim 0,26$  ont été calculés pour les profondeurs jusqu'à 4,2 m afin d'en tenir compte. Ce coefficient semble être indépendant de la densité du massif.

Des simulations numériques du comportement du pieu isolé sous chargement latéral ont été réalisées avec le logiciel CESAR-LCPC. Le modèle de comportement, de type Drucker-Prager auquel on associe un écrouissage cinématique prenant en compte le chargement cyclique, a été intégré dans CESAR-LCPC et la comparaison des résultats des simulations avec ceux des essais expérimentaux montrent une bonne correspondance des moments jusqu'à une dizaine de cycles. Pour les déplacements en tête, les deux premiers cycles du chargement sont bien reproduits, mais au-delà la vitesse d'accumulation des déplacements du modèle est trop faible pour qu'il y ait une harmonie entre les résultats.

Enfin, pour étudier le comportement d'un pieu sous chargement axial cyclique, un pieu instrumenté a été développé en tenant compte des contraintes de mise en place en vol en centrifugeuse. Les premiers résultats montrent qu'une mise en place en vol du pieu engendre des contraintes résiduelles importantes à la fin du fonçage. Des phénomènes de slip-stick sont observés et leur intensité est d'autant plus importante que la densité du massif est faible.

Le chargement monotone d'un pieu mobilise d'abord le frottement latéral avant la résistance en pointe. Cette mobilisation du frottement latéral se fait progressivement de la surface vers la pointe du pieu, près de laquelle, le frottement mobilisé est très élevé à cause de l'« effet de la pointe ». Au cours d'un chargement cyclique non alterné en tête, la variation des efforts de frottements le long du pieu indique un comportement alterné qui diminue avec la profondeur et vers la pointe, le comportement est entièrement non alterné. Après des essais de chargement cyclique à déplacements contrôlés, pour un indice de densité de 78%, on note une dégradation du frottement latéral de l'ordre de 50 à 55%, et une dégradation de 20% de la résistance en pointe.

Des travaux complémentaires peuvent encore être réalisés afin d'achever la phase de validation du pieu instrumenté, notamment, une amélioration du dispositif de mise en place et de chargement du pieu et une comparaison avec un autre mode d'installation : le moulage.

Pour le chargement horizontal cyclique d'un pieu isolé, des études de validation des coefficients d'abattement devraient être réalisées. Cette validation pourrait aussi être complétée par des études par analyse inverse des résultats des essais de chargement horizontal cyclique *in situ*.

Les coefficients d'abattement proposés dans ce mémoire ont été déterminés à partir d'un rapport  $H_c/H_m = 0,5$ , pour lequel, les courbes p-y sont plus dégradées (plus de déplacement ou moins de réaction mobilisable) que pour un rapport  $H_c/H_m = 1$ . L'utilisation des coefficients d'abattement déterminés est donc sécuritaire.

Pour des cas spécifiques, d'autres travaux à des efforts plus importants devraient être réalisés afin d'évaluer la dégradation des courbes p-y pour des profondeurs plus élevées, au moins jusqu'à une profondeur de 10 fois le diamètre.

Dans le cas des groupes de pieux, l'étude réalisée pourrait être étendue à un groupe de pieux plus important, en se limitant à un groupe de 3x3 pieux, puisqu'au-delà de la troisième rangée, les coefficients d'abattement semblent être constants et égaux à celui de la troisième rangée. Plus précisément, les pistes restant à explorer pour les groupes sont :

- compléter les données, par rapport à l'entraxe des pieux et le niveau de chargement cyclique appliqué, pour obtenir une vue plus complète de l'évolution des courbes p-y ;
- étudier le comportement du sol autour d'un groupe de pieux et entre les pieux du groupe par des expérimentations en modèles réduits qui permettraient d'observer la déformation du sol.

Des études complémentaires pourraient aussi être réalisées dans la modélisation numérique par la méthode des éléments finis. Notamment, le développement d'une loi de comportement pour les grands nombres de cycles combinant les avantages du modèle explicite, tel celui de Wichtmann (2005), et d'un modèle implicite comme celui attribué à Chaboche (1977) par Besson *et al.* (2001). L'étude du comportement du groupe de pieux, par une simulation numérique tridimensionnelle, constitue également une prochaine étape à ce travail.



---

---

# **ANNEXES**

---

---



---

---

# **ANNEXE 1**

Description de la centrifugeuse et conditions de similitude

---

---





## ANNEXE 1

## DESCRIPTION DE LA CENTRIFUGEUSE ET CONDITIONS DE SIMILITUDE

1 - La centrifugeuse géotechnique du LCPC :

La centrifugeuse du LCPC est en fonctionnement depuis 1985. La machine a été conçue et réalisée par la société ACUTRONIC. Les spécifications sont données ci-dessous (Garnier et Cottineau, 1988):

Rayon :	5,50 m
Accélération maximale à 5 m :	200 g
Masse maximale du modèle :	2000 Kg à 100 g
	500 Kg à 200 g

Le bras est constitué de deux barres cylindriques de 6,5 de longueur et 0,5 m de diamètre. A l'arrière, ces barres sont filetées pour permettre le déplacement des contrepoids de 18 tonnes, grâce à un ensemble d'engrenages.

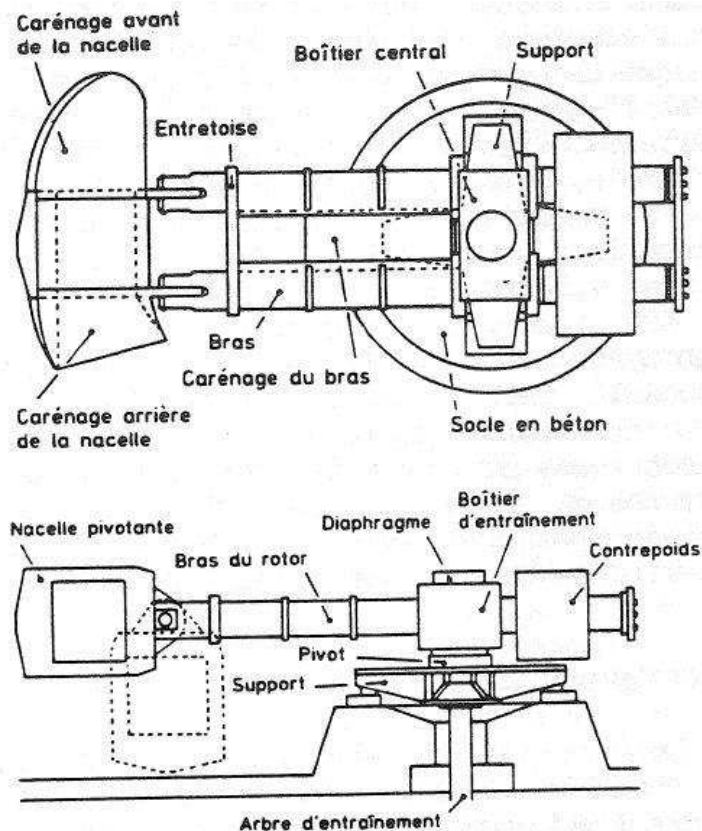


Figure 1 – Vue de dessus et en élévation de la centrifugeuse du LCPC (Garnier et Cottineau, 1988)

## 2 - La modélisation physique en centrifugeuse :

### 2.1 - Les conditions de similitude:

Les conditions de similitude expriment un ensemble de règles à respecter pour qu'il soit possible de transposer les valeurs caractérisant le modèle aux valeurs caractérisant le prototype (cf. Chapitre 2). Un ouvrage de génie civil est souvent caractérisé par différentes variables mécaniques et physiques  $x_i$  (longueur, force, module d'Young, ...). Supposons que les variables  $x_i^m$  représentent les caractéristiques de l'ouvrage modèle, il existe alors des valeurs  $x_i^*$  appelée « facteurs d'échelles » qui permettent de les relier aux caractéristiques de l'ouvrage prototype  $x_i^p$  (11)

$$x_i^* = \frac{x_i^m}{x_i^p} \quad (11)$$

Pour connaître les valeurs de ces facteurs d'échelle  $x_i^*$  pour chaque caractéristique de l'ouvrage, on effectue une analyse dimensionnelle, ou on utilise la méthode des équations de départ. Pour déterminer les facteurs d'échelle, nous avons choisi d'utiliser la méthode des équations de départ. Un bref aperçu de la méthode d'analyse dimensionnelle est donnée par Remaud (1999).

### 2.2 - La méthode des équations de départ :

En supposant que le système étudié (le modèle) en centrifugeuse est continu, la mécanique des milieux continus, dans le cas des petites déformations, nous permet d'écrire son équation d'équilibre qui est exprimée par l'équation (12):

$$\sum_j \frac{\partial \sigma_{ij}^m}{\partial x_j^m} + \rho^m \cdot \left[ g_i^m - \frac{d^2 \xi_i^m}{dt^{m2}} \right] = 0 \quad (12)$$

où

- $\sigma_{ij}^m$  : Composantes du tenseur de contraintes
- $x_j^m$  : Coordonnées
- $\rho^m$  : Masse volumique
- $g_i^m$  : Composantes du champ d'accélération de la pesanteur
- $\xi_i^m$  : Composantes du tenseur de déplacements
- $t^m$  : Temps

Pour que la modélisation physique soit valable, il faut que les valeurs caractérisant le modèle et le prototype satisfassent les équations (11) et (12). En remplaçant les valeurs caractéristiques du modèle par les valeurs prototypes en respectant les équations (11), nous obtenons :

$$\frac{\sigma^*}{L^*} \sum_j \frac{\partial \sigma_{ij}^p}{\partial x_j^p} + \rho^* \cdot \rho^p \cdot \left[ g^* \cdot g_i^p - \frac{\xi^*}{t^{*2}} \frac{d^2 \xi_i^p}{dt^{p2}} \right] = 0 \quad (13)$$

Le développement de cette équation (13), afin de respecter les conditions de similitude (Philips, 1869), qui a aussi été traité par Scott (Scott, 1989), nous permet d'écrire les conditions de similitude à respecter suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{ij}^* = \rho^* \cdot g^* \cdot L^* \\ \xi^* = g^* \cdot t^{*2} \end{cases} \quad (14)$$

A ces 2 relations s'ajoute une troisième sur les déformations compte tenu de l'égalité des facteurs d'échelles de la longueur et du déplacement ( $\xi^* = L^*$ ) (Remaud, 1999 ; Rosquoët, 2004) et aussi de l'harmonisation des comportements entre le modèle et le prototype (Scott, 1989):

$$\varepsilon^* = \frac{\xi^*}{L^*} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{\sigma_{ij}^*}{E^*} = 1 \quad (15)$$

Ce qui veut dire que les déformations sur le modèle et le prototype sont les mêmes. Dans tous les cas, les coefficients adimensionnels doivent être le même pour le modèle et pour le prototype.

Comme les masses volumiques des matériaux (sols) que l'on peut utiliser sont généralement limités, on est aussi limité dans le choix du facteur d'échelle pour la masse volumique. C'est pourquoi, on utilise le même sol pour le modèle et le prototype, d'où  $\rho^* = 1$ .

### 2.3 - La modélisation physique en centrifugeuse

Si les essais sont réalisés à une gravité normale ( $g^* = 1$ ), avec des sols réels ( $\rho^* = 1$ ), les conditions de similitude citées en (14) impliquent que les contraintes dans le modèle sont réduites dans le même rapport que les dimensions ( $\sigma^* = L^*$ ). Ces modèles ne satisfont donc pas à la condition  $\sigma^* = 1$ , et par conséquent, il y a une incompatibilité entre les différentes valeurs du facteur d'échelle (Garnier, 1995).

Afin de produire des relations contrainte-déformation similaires lors des essais sur des modèles réduits, il est souhaitable de reproduire les mêmes contraintes en des points homologues du prototype et du modèle réduit. Ce qui implique que  $\sigma^* = 1$ , et donc, d'après les équations (14) et (15), la similitude peut seulement être obtenue si  $g^*$  et  $L^*$  sont inversement proportionnels. En réduisant la taille du modèle de  $N_g$  ( $L^* = 1/N_g$ ), le respect des conditions de similitudes énoncés précédemment imposent donc que  $g^* = N_g$ . Le modèle doit donc être testé à une accélération  $N_g$  fois supérieure à la gravité terrestre.

Plusieurs techniques, citées par Garnier (Garnier, 1995) et Corté (Corté, 1989a), ont été envisagées pour produire des champs de macro gravité : caisses à chocs, masses additionnelles, tables à frottement, gradient hydraulique et la centrifugation. C'est cette dernière qui s'est imposée malgré la nécessité d'installations lourdes et coûteuses. On place alors le modèle dans la centrifugeuse pour y reproduire le champ d'accélération voulue en variant la vitesse de rotation de la machine.

### 3 - Dispositif expérimental pour le chargement latéral

#### 3.1 - Caractéristiques des pieux modèles et prototypes

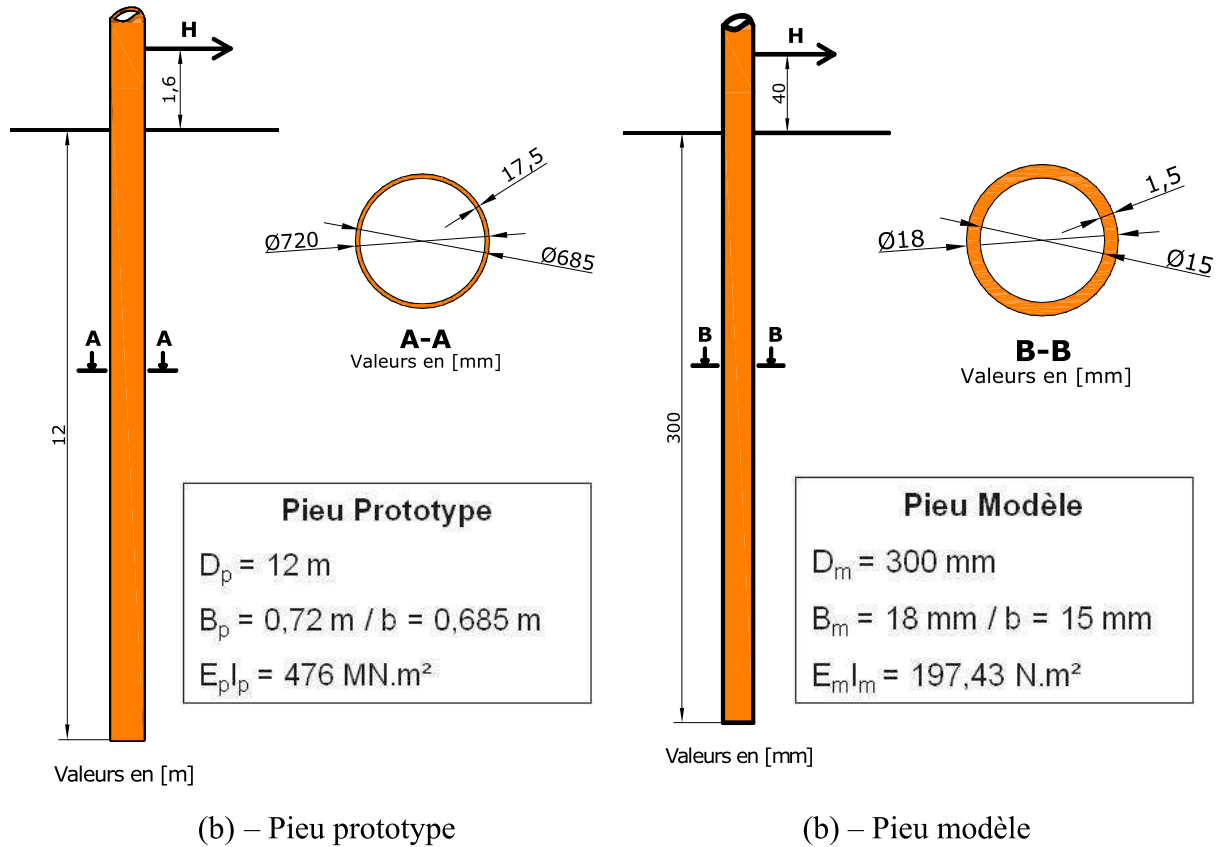


Figure 2 - Schémas et caractéristiques du pieu modèle et du pieu prototype

Des essais réalisés par Rosquoët (2004) ont permis de déterminer la limite d'élasticité du pieu modèle  $\sigma_e = 245 \text{ MPa}$  ; cette limite ne devra pas être dépassée lors des essais pour ne pas plastifier le pieu.

Dans l'hypothèse d'une flexion pure, les formules des poutres en Résistance des matériaux nous permettent d'écrire l'équation (16) qui relie la contrainte au moment :

$$\sigma_e = \frac{M_f \cdot (B_m / 2)}{I_m} \quad (16)$$

$M_f$  le moment fléchissant dans ce pieu,  $I_m$  est l'inertie du pieu modèle par rapport à l'axe du moment de flexion. On peut donc déterminer le moment maximum admissible par le pieu modèle avant la plastification du pieu à l'aide de la formule (17):

$$M_f = \frac{\sigma_e \cdot I_m}{(B_m / 2)} = 72,7 \text{ Nm} \quad (17)$$

Ce qui correspond en valeur prototype limite à un moment égal à 4650 kN.m.

### 3.2 - Instrumentation des pieux modèles

Les moments dans le pieu sont calculés à partir des mesures de déformation sur la fibre extérieure du pieu en flexion avec des jauges, collées sur le pieu. Les jauges, montées en demi-pont, sont compensées en température, et permettent une mesure directe de la déformation due au moment en éliminant celle de l'effort normal. Pour chaque niveau de jauges, ces dernières sont collées en regard sur les deux génératrices diamétralement opposées (Mezazigh, 1995 ; Remaud, 1999 ; Rosquoët, 2004). Vingt niveaux de jauges régulièrement espacés ont été réalisés.

Les jauges sont collées à l'extérieur du pieu modèle tous les 15 mm avec une précision de 0,1 mm. Des perçages sont aménagés sur les génératrices perpendiculaires à la direction de l'effort afin de faire passer les fils des jauges qui ressortent ensuite en tête du pieu (Figure 3). Quand les jauges sont bien collées, on les protège en enduisant le pieu d'une couche d'époxy.

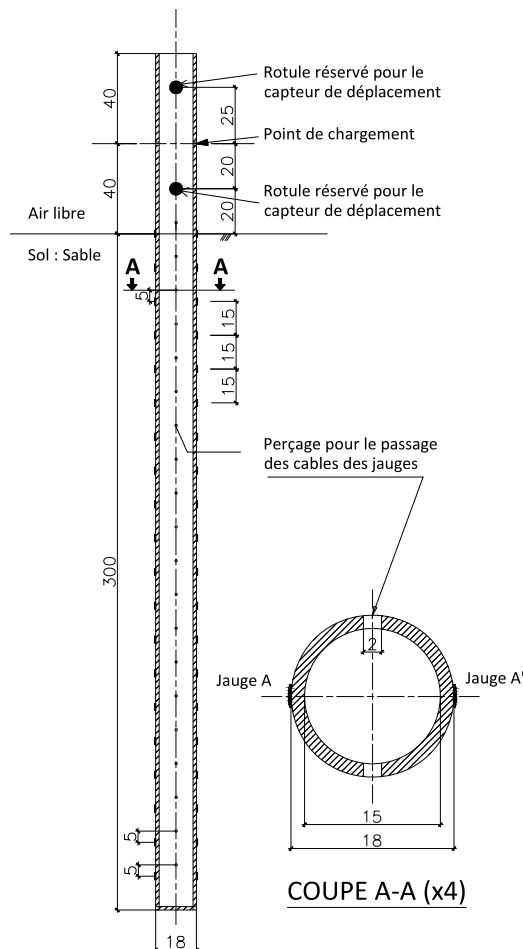


Figure 3 - Schéma du pieu modèle instrumenté (pour  $N_g = 40$ ) avec les 20 niveaux de jauges

Un deuxième pieu ayant les mêmes caractéristiques géométriques que celui décrit dans le Tableau 2-3 a été développé pour réaliser les essais de groupe. L'étalonnage de ces pieux a été réalisé au LCPC et les détails de cet étalonnage sont donnés en annexe 2.

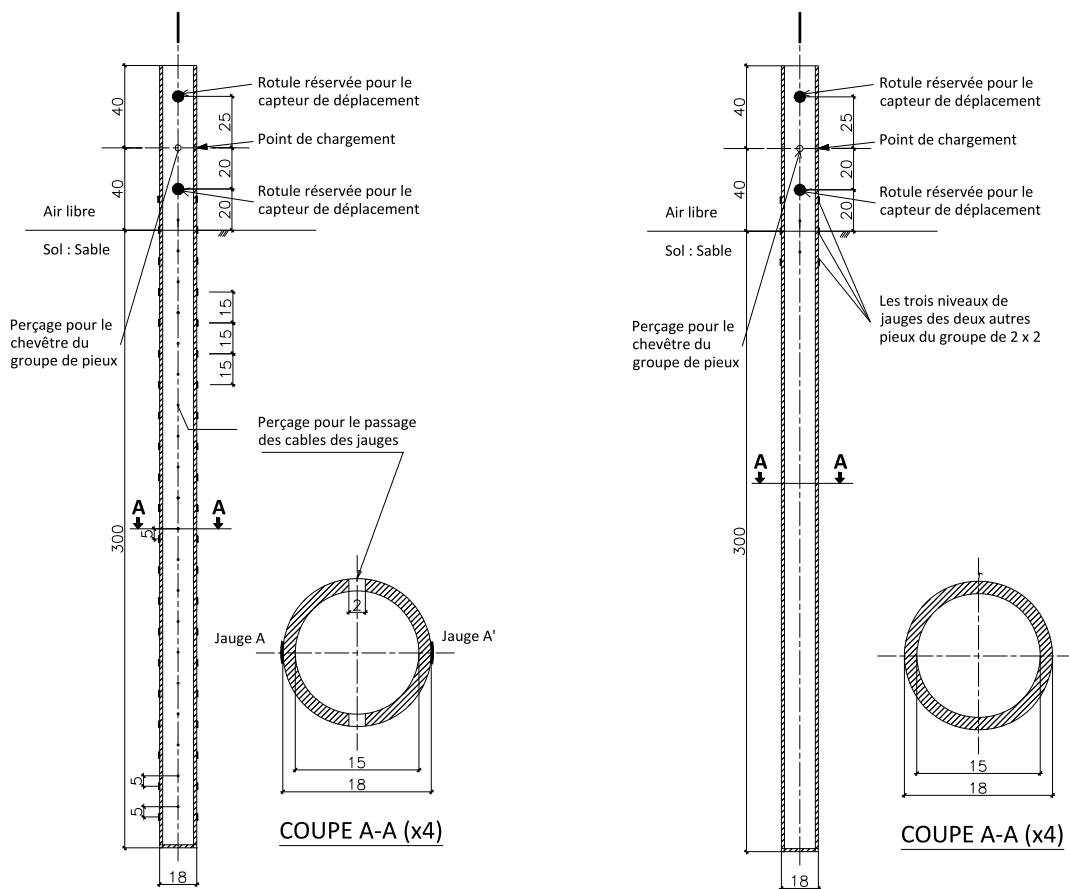
### 3.3 - Cas des groupes de pieux

Pour étudier l'effet de groupe dans le cas d'un chargement latéral, la plupart des configurations rencontrées *in situ* (Brown *et al.*, 1988 ; Rollins *et al.*, 2005a) et en centrifugeuse (Mc Vay *et al.*, 1995) sont des groupes de 3 x 3 pieux. Pour l'étude des effets de

groupe sous sollicitations statiques et cyclique, il a semblé préférable de traiter le cas des groupes de 2 x 2 pieux qui constituent une première approche pour l'évaluation de l'effet d'ombre pour ce type de sollicitation.

Les quatre pieux nécessaires pour les essais ont les mêmes caractéristiques mécaniques que celles décrites dans le chapitre 2. Deux pieux sont instrumentés de 20 paires de jauges (Figure 3), l'un des deux bénéficiant en plus d'une jauge hors sol avec le même espacement de 15mm, portant ainsi le nombre total de jauges de ce pieu à 21 (Figure 4a).

Les deux pieux instrumentés sont disposés l'un derrière l'autre afin de pouvoir évaluer l'effet d'ombre à partir de l'étude des deux pieux instrumentés. Les deux autres pieux du groupe sont instrumentés chacun avec seulement 3 niveaux de jauges : un niveau hors sol (à 15mm de la surface), un à la surface du sol, et un à 15mm de la surface du massif (Figure 4b). Ces 3 niveaux de jauges permettent de vérifier les moments dans les 2 autres pieux munis de 20/21 niveaux de jauges, mais aussi de calculer les efforts transmis dans chaque rangée de pieux en fonction de leur position dans le groupe.



(b) Pieu instrumenté sur toute la fiche avec une jauge hors sol

(b) – Pieu instrumenté partiellement avec 3 niveaux de jauges

Figure 4 - Schémas des pieux modèles utilisés dans le cas des groupes

Les caractéristiques du chevêtre reliant les pieux du groupe ont nécessité quelques développements et des modifications sur les pieux. Une réservation de 3 mm de diamètre est ainsi aménagée sur la fibre neutre du pieu, au niveau du point de chargement (Figure 4).



---

---

## **ANNEXE 2**

Étalonnage d'un pieu instrumenté pour le chargement latéral

---

---



## ANNEXE 2

### ETALONNAGE D'UN PIEU INSTRUMENTE POUR LE CHARGEMENT LATERAL

#### 1 - Introduction :

L'étalonnage des pieux instrumentés (décrits au chapitre 2 et dans Rosquoët, 2004, p45) a pour but de déterminer les coefficients de proportionnalité entre la réponse électrique des jauges et la grandeur physique que l'on veut mesurer. Dans le cas d'un chargement latéral, ce qui nous intéresse, c'est le moment de flexion du pieu. Pour cela, nous appliquons au pieu un chargement, on calcule alors les moments dans le pieu provoqués par ce chargement.

#### 2 - Procédure d'étalonnage du pieu instrumenté pour le chargement latéral :

L'étalonnage est réalisé en configurant le pieu comme une poutre console (Figure 5).

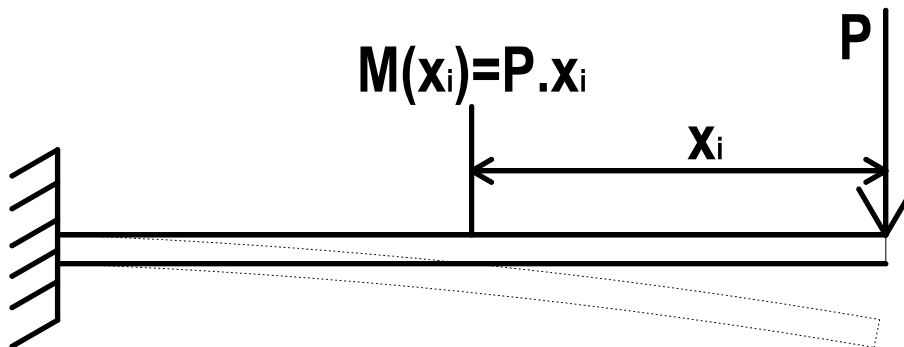


Figure 5 - Principe de l'étalonnage du pieu pour le chargement latéral

Un dispositif d'étalonnage est montré sur la Figure 6 suivante :



**Figure 6 - Dispositif d'étalonnage du pieu**

Le chargement appliqué pendant l'étalonnage est défini à l'avance, ce qui nous permet de déterminer à chaque étape la valeur du moment appliqué à chaque niveau de jauges et pour un chargement donné.

Soit  $C_i$ , le coefficient du demi-pont de jauges  $i$ , et  $n_i$  la mesure électrique. On détermine alors le coefficient  $C_i$  à l'aide de l'expression :

$$C_i = \frac{M(x_i)}{n_i} \quad (1)$$

On vérifie ensuite la linéarité entre les mesures électriques et le moment théorique calculé sur la base des formules de la Théorie des Poutres.

### **3 - Résultats obtenus lors de la calibration :**

Les essais de calibration ont été réalisés au moins trois fois sur un pieu. Nous montrons ci-après un exemple de résultats d'un essai de calibration (Figure 7). Les mesures montrées sur la Figure 7 sont réalisées en phase de charge et de décharge.

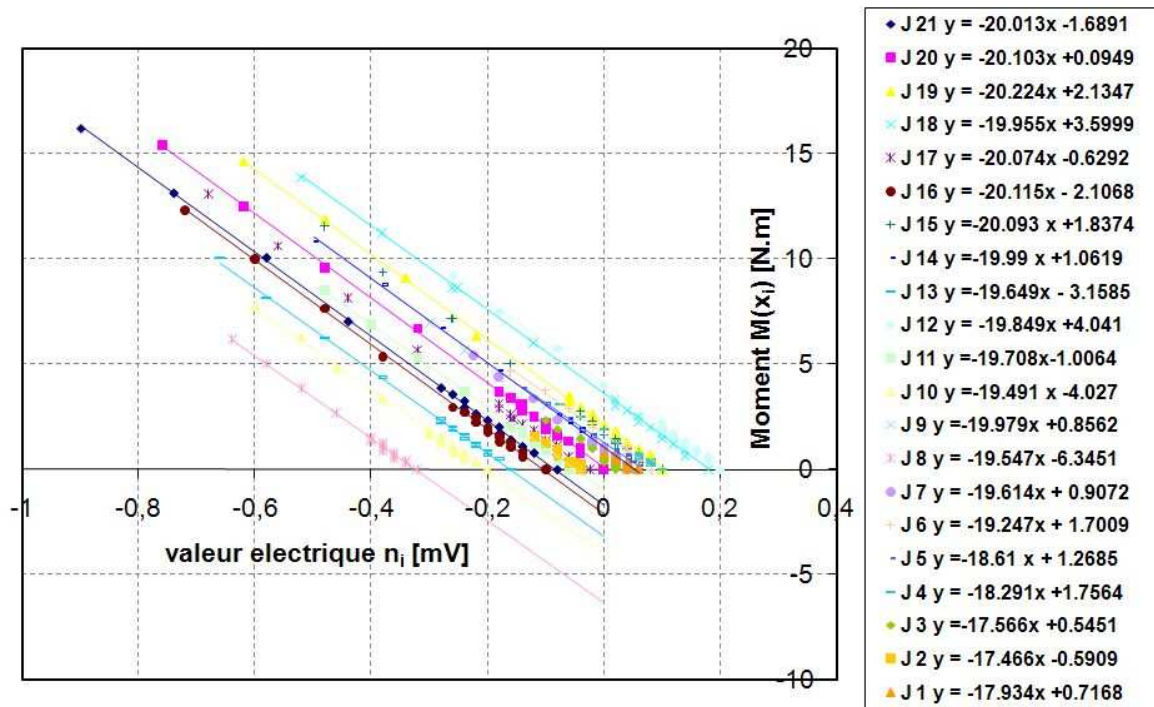


Figure 7 - Exemple de résultats d'un essai de calibration

La relation entre la valeur électrique et le chargement appliqué est donc bien linéaire compte tenu de la Figure 7. Une fois que ces coefficients sont déterminés, on les intègre dans le logiciel d'acquisition des données. Puis on refait la même opération que précédemment pour vérifier si les moments mesurés à différentes sections coïncident bien avec les moments théoriques. En général, les valeurs mesurées concordent bien avec les valeurs théoriques (différences inférieures à 1%), sauf près de l'encastrement. Cette différence est probablement due à l'encastrement qui n'est pas parfait.

Les valeurs des coefficients des jauges retenues pour les deux pieux sont résumées dans le Tableau 1 suivant :

**Tableau 1 - Valeurs des coefficients des jauges retenues**

N° Jauge - profondeur [m]	Pieu 1	Pieu 2
1 – z = 0,0m	-20,103	20,059
2 – z = 0,6m	-20,224	20,671
3 – z = 1,2m	-19,955	-20,486
4 – z = 1,8m	-20,074	-20,408
5 – z = 2,4m	-20,115	-20,589
6 – z = 3,0m	-20,093	-20,711
7 – z = 3,6m	-19,99	-20,795
8 – z = 4,2m	-19,649	-20,455
9 – z = 4,8m	-19,849	-20,538
10 – z = 5,4m	-19,708	-20,509
11 – z = 6,0m	-19,491	-20,68
12 – z = 6,6m	-19,979	-20,433
13 – z = 7,2m	-19,547	-19,672
14 – z = 7,8m	-19,614	-20,256
15 – z = 8,4m	-19,247	-19,801
16 – z = 9,0m	-18,61	-19,541
17 – z = 9,6m	-18,291	-19,056
18 – z = 10,2m	-17,566	-19,658
19 – z = 10,8m	-17,466	-18,13
20 – z = 11,4m	-17,934	-18,097

---

---

# **ANNEXE 3**

Procédure de détermination des courbes p-y

---

---





**ANNEXE 3****PROCÉDURE DE DÉTERMINATION DES COURBES P-Y****1 - Introduction<sup>7</sup> :**

Les jauges de déformations collées sur le pieu modèle permettent d'obtenir le profil des moments le long du pieu au cours du chargement. Les équations de la théorie des poutres sur appuis élastiques permettent de déterminer le profil de la réaction du sol  $p(z)$ , par double dérivation (2), et du déplacement en fonction de la profondeur  $y(z)$ , par double intégration (3).

$$p = \frac{d^2 M}{dz^2} \quad (2)$$

$$y = \iint \frac{M}{E \cdot I} dz \quad (3)$$

Les principales difficultés dans ce type d'analyse sont l'interpolation des profils de moment fléchissant et la définition des conditions aux limites. Un mauvais lissage des moments fléchissant entraînera d'importantes perturbations lors de la double dérivation et un mauvais choix des conditions aux limites influencera la précision de la double intégration. Nous présentons dans cette annexe les diverses procédures pour déterminer les courbes p-y.

**2 - Double dérivation :**

La courbe des moments fléchissant obtenus à l'aide des jauges de déformation est une courbe discrète, or nous devons déterminer la courbure de la courbe. La fonction d'interpolation des moments doit être dérivable deux fois et la fonction obtenue ne doit pas être perturbée par de légères variations de la courbure.

La détermination de cette fonction peut se faire par une interpolation polynômiale ou à l'aide de splines. Dans notre cas, nous avons utilisé des splines quintiques et on se servira du logiciel SLIVALIC 5 développé au LCPC par Degny E. (1985).

**2.1 - Le logiciel SLIVALIC 5 (Degny, 1985)**

Il permet de tracer le profil de la réaction (pression) du sol en fonction de la profondeur à partir des données des moments obtenus lors des essais. La courbe des moments est interpolée par des splines quintiques, chaque spline étant calculée à partir de six valeurs.

---

<sup>7</sup> Les équations présentées dans cette annexe sont largement repris des thèses de Mezazigh (1995), Remaud (1999), et Rosquoët (2004)

L'inconvénient du programme SLIVALIC 5 est la nécessité de déterminer le paramètre d'ajustement  $\rho$  qui joue un rôle de " poids " pour les données expérimentales. En fonction de sa valeur, la courbe obtenue est plus ou moins proche des valeurs expérimentales. Si la valeur de  $\rho$  est trop élevée, la fonction spline sera très proche des données, alors qu'une valeur trop faible produira un lissage trop marqué.

Aux bornes de l'intervalle de lissage, en tête et en pied du pieu, l'interpolation par spline n'est pas possible car les coefficients de chaque " morceau " de la spline sont calculés à partir de six points. En tête de pieu, on résout le problème en calculant trois valeurs du moment hors du sol, respectivement à  $z$  égal à  $-0,6\text{m}$ ,  $-1,2\text{m}$ , et  $-1,8\text{m}$ , en supposant que l'évolution du moment hors du sol est linéaire. En pied, on impose un déplacement et un moment nul ; ces conditions permettent d'utiliser un spline cubique, en considérant donc le profil des pressions comme linéaire en pied (après la double dérivation).

## 2.2 - Choix du paramètre $\rho$

Les études de sensibilité réalisées par Rosquoët (2004) et Remaud (1999) montrent qu'une valeur de  $\rho$  comprise entre 5 et 20 n'a pas beaucoup d'influence sur les profils de réaction, et par conséquent des moments obtenus. Ainsi une valeur du paramètre d'ajustement égale à 10 a été choisie (Figure 8).

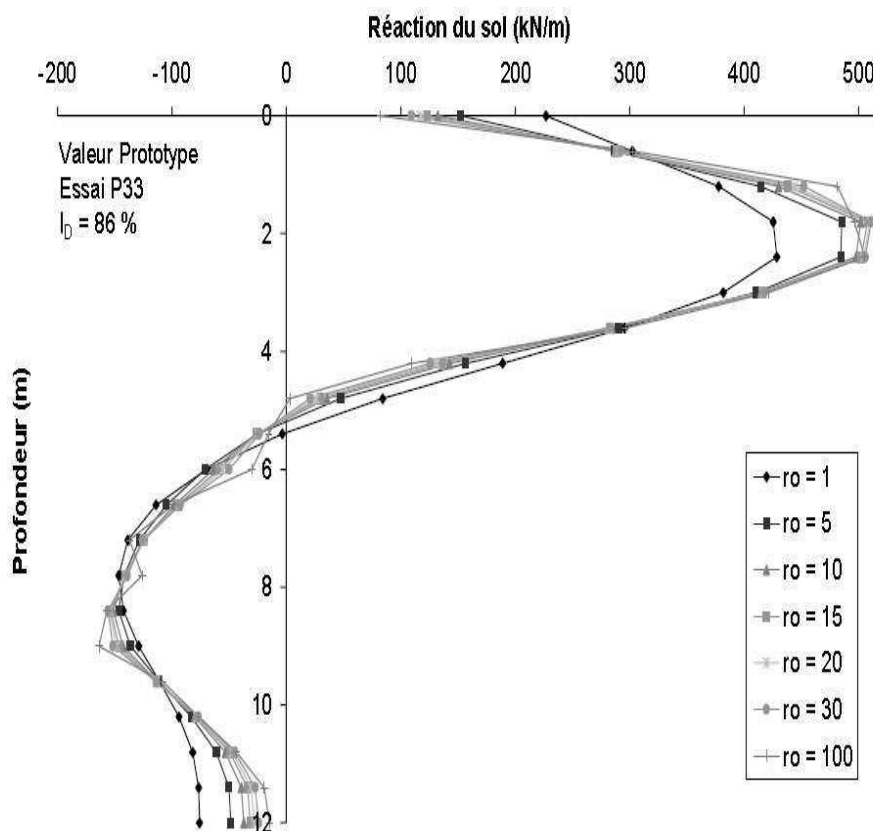


Figure 8 - Influence de la valeur de  $\rho$  (Rosquoët, 2004)

## 3 - Double intégration:

Le logiciel SLIVALIC 5 (Degny, 1985) ne permet pas d'obtenir les équations analytiques des moments, c'est pourquoi, on détermine une fonction polynômiale qui nous permettra, après une double intégration, de déterminer les déplacements  $y(z)$ .

**3.1 - Interpolation polynômiale:**

Le déplacement peut s'écrire sous la forme:

$$y(z) = \frac{1}{E_p \cdot I_p} \int_0^z \left( \int_0^u M(t) dt \right) du + C_1 \cdot z + C_2 \quad (4)$$

Avec  $C_1$  et  $C_2$  des constantes d'intégration.

Cette double intégration du profil des moments ressemble au calcul de la surface comprise entre l'axe des profondeurs et la courbe des moments. L'approximation des mesures de moments par un polynôme est réalisée par la méthode des moindres carrés, et ensuite, on effectue une intégration analytique.

**3.2 - Mises en équation:**

Le polynôme d'interpolation qui représente le mieux la courbe des moments correspond à la fonction  $f(z)$  qui minimise la valeur de la fonctionnelle  $Q$  décrite par l'expression:

$$Q = \sum_{i=1}^m (M(z_i) - f(z_i))^2 \quad (5)$$

Avec:  $Q$ : la somme des distances des points  $R_i$  de coordonnées  $(x_i, y_i)$  au polynôme;  
 $m$ : le nombre de points de mesure sur le pieu;  
 $M(z_i)$ : le moment mesuré en chaque point;  
 $M(z_1)$ : Moment fléchissant mesuré sur la jauge situé à  $z_1 = 0,0$  m;  
 $M(z_2)$ : Moment fléchissant mesuré sur la jauge situé à  $z_2 = 0,6$  m;  
.....  
 $M(z_{20})$ : Moment fléchissant mesuré sur la jauge situé à  $z_{20} = 11,4$  m;  
 $M(z_{21})$ : Moment fléchissant mesuré sur la jauge situé à  $z_{21} = 12,0$  m.  
 $f(z_i)$ : le polynôme d'interpolation.

Comme le pieu est long (cf. chapitre 2), on peut supposer que le moment en pointe du pieu est nul et aux 20 points de mesures, on rajoute un 21<sup>ème</sup> point pour lequel le moment est nul.

Un polynôme de degré sept est choisi pour la fonction  $f(z_i)$ .

$$f(z) = a_0 + a_1 z_i + a_2 z_i^2 + a_3 z_i^3 + a_4 z_i^4 + a_5 z_i^5 + a_6 z_i^6 + a_7 z_i^7 \quad (6)$$

En développant l'équation (6), on obtient:

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum_{i=1}^{21} \left( M(z_i) - (a_0 + a_1 z_i + a_2 z_i^2 + \dots + a_7 z_i^7) \right)^2 \\
 &= \sum_{i=1}^{21} \left( \begin{aligned}
 &M^2(z_i) + a_0^2 + a_1^2 z_i^2 + a_2^2 z_i^4 + a_3^2 z_i^6 + a_4^2 z_i^8 \\
 &+ a_5^2 z_i^{10} + a_6^2 z_i^{12} + a_7^2 z_i^{14} \\
 &- 2M(z_i)(a_0 + a_1 z_i + a_2 z_i^2 + \dots + a_7 z_i^7) \\
 &+ 2a_0(a_0 + a_1 z_i + a_2 z_i^2 + \dots + a_7 z_i^7) \\
 &+ 2a_1 z_i(a_0 + a_1 z_i + a_2 z_i^2 + \dots + a_7 z_i^7) \\
 &+ 2a_2 z_i^2(a_0 + a_1 z_i + a_2 z_i^2 + \dots + a_7 z_i^7) \\
 &\dots \\
 &+ 2a_6 z_i^6(a_7 z_i^7)
 \end{aligned} \right) \tag{7}
 \end{aligned}$$

La dérivée de Q par rapport aux inconnues  $a_0, a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6,$  et  $a_7,$  doit être nulle afin de minimiser Q, d'où:

$$\begin{aligned}
 \frac{dQ}{da_0}(a_0, a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6, a_7) &= 0 \\
 \frac{dQ}{da_1}(a_0, a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6, a_7) &= 0 \\
 \dots \\
 \frac{dQ}{da_7}(a_0, a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6, a_7) &= 0
 \end{aligned} \tag{8}$$

On obtient donc:

$$\begin{aligned}
 \frac{dQ}{da_0} &= \sum_{i=1}^{21} (2a_0 - 2M(z_i) + 2(a_1 z_i + a_2 z_i^2 + \dots + a_7 z_i^7)) = 0 \\
 \Leftrightarrow \sum_{i=1}^{21} M(z_i) &= \sum_{i=1}^{21} a_0 + a_1 \sum_{i=1}^{21} z_i + a_2 \sum_{i=1}^{21} z_i^2 + \dots + a_7 \sum_{i=1}^{21} z_i^7 \\
 \frac{dQ}{da_1} &= \sum_{i=1}^{21} (2a_1 z_i^2 - 2M(z_i) z_i + 2a_0 z_i + 2z_i(a_2 z_i^2 + \dots + a_7 z_i^7)) = 0 \\
 \Leftrightarrow \sum_{i=1}^{21} M(z_i) z_i &= a_0 \sum_{i=1}^{21} z_i + a_1 \sum_{i=1}^{21} z_i^2 + a_2 \sum_{i=1}^{21} z_i^3 + \dots + a_7 \sum_{i=1}^{21} z_i^8 \\
 \frac{dQ}{da_2} &= \dots \\
 \dots \\
 \frac{dQ}{da_7} &= \dots
 \end{aligned} \tag{9}$$

Sous forme matricielle, cette équation s'écrira:

$$\begin{bmatrix}
 21 & \sum_{i=1}^{21} z_i & \sum_{i=1}^{21} z_i^2 & \dots & \dots & \dots & \dots & \sum_{i=1}^{21} z_i^7 \\
 \sum_{i=1}^{21} z_i & \sum_{i=1}^{21} z_i^2 & \sum_{i=1}^{21} z_i^3 & \dots & \dots & \dots & \dots & \sum_{i=1}^{21} z_i^8 \\
 \sum_{i=1}^{21} z_i^2 & \sum_{i=1}^{21} z_i^3 & \sum_{i=1}^{21} z_i^4 & \dots & \dots & \dots & \dots & \sum_{i=1}^{21} z_i^9 \\
 \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\
 \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\
 \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\
 \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\
 \sum_{i=1}^{21} z_i^7 & \sum_{i=1}^{21} z_i^8 & \sum_{i=1}^{21} z_i^9 & \dots & \dots & \dots & \dots & \sum_{i=1}^{21} z_i^{14}
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 a_0 \\
 a_1 \\
 a_2 \\
 a_3 \\
 a_4 \\
 a_5 \\
 a_6 \\
 a_7
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 \sum_{i=1}^{21} M(z_i) \\
 \sum_{i=1}^{21} M(z_i)z_i \\
 \sum_{i=1}^{21} M(z_i)z_i^2 \\
 \dots \\
 \dots \\
 \dots \\
 \dots \\
 \sum_{i=1}^{21} M(z_i)z_i^7
 \end{bmatrix}
 \tag{10}$$

Avec  $\mathbf{a}_0, \mathbf{a}_1, \mathbf{a}_2, \mathbf{a}_3, \mathbf{a}_4, \mathbf{a}_5, \mathbf{a}_6$ , et  $\mathbf{a}_7$  sont les inconnues que l'on veut déterminer (coefficients du polynôme).

**3.3 - Résolution du système linéaire:**

Les coefficients du polynôme sont calculés en faisant une décomposition LU qui est une méthode de décomposition d'une matrice en une matrice triangulaire inférieure L et une matrice triangulaire supérieure U. Dans notre cas, l'équation (10) peut s'écrire sous la forme  $[A] [a] = [M]$ , et en faisant une décomposition LU, on obtient:  $[L] [U] [a] = [M]$ . La résolution de ce système d'équations revient alors à déterminer les deux matrices [L] et [U]. Une macro Excel a été développée afin d'automatiser la procédure.

**3.4 - Double intégration**

Les coefficients constants  $\mathbf{a}_0, \mathbf{a}_1, \mathbf{a}_2, \mathbf{a}_3, \mathbf{a}_4, \mathbf{a}_5, \mathbf{a}_6$ , et  $\mathbf{a}_7$  déterminés, l'intégration du polynôme d'interpolation définie par l'expression (6) peut maintenant être réalisée et son expression est donnée par:

$$\begin{aligned}
 \iint f(z_i) dz_i &= C_2 + C_1 z_i + \frac{1}{2} a_0 z_i^2 + \frac{1}{6} a_1 z_i^3 + \frac{1}{12} a_2 z_i^4 + \frac{1}{20} a_3 z_i^5 \\
 &+ \frac{1}{30} a_4 z_i^6 + \frac{1}{42} a_5 z_i^7 + \frac{1}{56} a_6 z_i^8 + \frac{1}{72} a_7 z_i^9
 \end{aligned}
 \tag{11}$$

$C_1$  et  $C_2$  sont les constantes d'intégration. Elles sont déterminées à partir des conditions aux limites. La mesure des déplacements au point d'application de la charge représente la première condition aux limites. En supposant que le pieu est souple et compte tenu des essais réalisés par Remaud (1999) (Annexe 03), le déplacement en pied du pieu est aussi égal à zéro. La détermination de  $C_1$  et  $C_2$  est réalisée en remplaçant par leurs valeurs les constantes et les variables dans l'équation (11), d'où:

$$\begin{cases} y(z = -1,6m) = \frac{1}{E_p I_p} \int_0^{-1,6} \left( \int_0^t M(t) dt \right) dt + C_1(-1,6) + C_2 \\ y(z = 12m) = 0 = \frac{1}{E_p I_p} \int_0^{12} \left( \int_0^t M(t) dt \right) dt + C_1(12) + C_2 \end{cases} \quad (12)$$

Pour chaque profil de moments, les mêmes séries de calcul sont répétées, c'est pourquoi, la procédure a été automatisée à l'aide d'une macro sous Excel développée par Remaud (1999), révisée par Rosquoët (2004), et remodifier pour les besoins de ce mémoire.



---

---

## **ANNEXE 4**

Quelques résultats importants des essais de chargement latéral d'un  
pieu isolé

---

---



## ANNEXE 4

**QUELQUES RÉSULTATS IMPORTANTS DES ESSAIS DE CHARGEMENT  
LATÉRAL D'UN PIEU ISOLÉ**

**1 - Introduction:**

Nous présentons dans cette annexe quelques résultats qui complètent les données présentées dans le texte. L'objectif était de ne pas alourdir le texte. De même, quelques courbes des essais de chargement latéral (monotone ou cyclique) d'un pieu isolé sont aussi présentées ici.

**2 - Récapitulatif des coefficients des droites d'ajustement:**

Pour chaque essai de chargement cyclique réalisé, nous avons déterminé les coefficients des droites permettant de représenter les accumulations de déplacements en tête des pieux dans une échelle semi-logarithmique (Chapitre 3, § III.3.4.4). Les résultats présentés dans le chapitre 3 (§ II.3.4.4) sont limitées aux valeurs obtenues pour le nombre de cycle maximum. Nous présentons dans le Tableau 2 suivant tous les résultats obtenus pour tous les nombres de cycles considérés.

**Tableau 2 - Coefficients des droites d'ajustement des déplacements en tête du pieu**

	<b>N</b>	<b>1000</b>	<b>2000</b>	<b>2500</b>	<b>5000</b>	<b>10000</b>	<b>14400</b>	<b>15000</b>	<b>20000</b>	<b>25000</b>
Essais										
C231ic	<b>a1</b>	14,98								
	<b>a2</b>	6,54								
	<b>Nint</b>	119								
	<b>b2</b>	190,12								
C241ic	<b>a1</b>	13,82	13,82	13,88	14,13	14,12	14,12	14,12	14,13	14,14
	<b>a2</b>	5,4	4,54	4,61	5,88	6,27	6,22	6,16	5,89	5,91
	<b>Nint</b>	272	272	259	144	138	139	139	144	154
	<b>b2</b>	213,14	218,6	218,1	209,33	206,6	206,96	207,42	209,52	209,41
C251ic	<b>a1</b>	14,52								
	<b>a2</b>	7,06								
	<b>Nint</b>	312								
	<b>b2</b>	217,43								
C321ic	<b>a1</b>	16,05	16,01	16,01	15,61	15,51	16,64	16,76	17,05	17,05
	<b>a2</b>	6	5,03	4,66	3,57	3,01	3,29	3,36	3,65	3,56
	<b>Nint</b>	353	359	359	414	429	274	258	224	224

	<b>b2</b>	239,99	246,28	248,78	256,41	260,7	258,28	257,63	255,3	256,04
C421ic	<b>a1</b>	4,13								
	<b>a2</b>	6,25								
	<b>Nint</b>	200								
	<b>b2</b>	187,73								
C431ic	<b>a1</b>	17,57	18,21	18,17	18,08	18,11	18,13			
	<b>a2</b>	15,06	11,61	11,01	10,2	9,97	10,11			
	<b>Nint</b>	293	740	776	841	822	802			
	<b>b2</b>	201,78	224,97	188,04	235,19	236,9	235,74			
C1111ic	<b>a1</b>	9,28	8,54	8,89	9,59	9,81				
	<b>a2</b>	2,6	2,01	2,13	2,04	2,29				
	<b>Nint</b>	122	197	160	94	76				
	<b>b2</b>	144,11	147,85	147	147,52	145,7				
C1121ic	<b>a1</b>	5,43	5,52	5,65	5,7	5,7				
	<b>a2</b>	2,23	1,72	1,58	1,07	0,7				
	<b>Nint</b>	61	52	37	29	29				
	<b>b2</b>	57,11	60,04	60,78	63,97	66,52				
C1131ic	<b>a1</b>	11,07	10,86	10,86	11,15	11,3	11,24	11,24	11,44	11,64
	<b>a2</b>	3,52	2,8	2,67	2,64	2,36	2,13	2,13	2,24	2,39
	<b>Nint</b>	254	287	287	242	220	228	228	199	168
	<b>b2</b>	164,91	169,52	170,33	170,44	172,5	174,29	174,34	173,38	172,15
C1211ic	<b>a1</b>	9,5	9,49	9,5	9,8	10,27				
	<b>a2</b>	3,53	3,24	3,26	3,25	3,58				
	<b>Nint</b>	170	172	170	132	82				
	<b>b2</b>	111,34	113,15	112,98	113,06	110,6				
C1221ic	<b>a1</b>	3,94	4,05	3,68	3,22	3,68				
	<b>a2</b>	2,03	1,26	1,2	0,82	0,62				
	<b>Nint</b>	292	113	74	44	74				
	<b>b2</b>	47,7	52,54	52,85	55,13	56,65				
C1231ic	<b>a1</b>									
	<b>a2</b>									
	<b>Nint</b>									
	<b>b2</b>									
C1611ic	<b>a1</b>	10,66	10,42	10,3	10,53	10,7				
	<b>a2</b>	5,19	3,92	3,62	2,91	3,56				
	<b>Nint</b>	270	339	370	308	267				
	<b>b2</b>	225,16	233,33	235,41	240,24	235,4				
	<b>a1</b>	3,53	3,66	3,61	3,32					

Annexe 4 – Quelques résultats importants des essais de chargement latéral d'un pieu isolé

C1631ic (1)	<b>a2</b>	1,89	1,24	1,12	0,81
	<b>Nint b2</b>	76	104 39,77	91	40
C1631ic (2)	<b>a1</b>	7,48	7,45	7,48	7,48
	<b>a2</b>	3,47	2,85	3,25	3,53
	<b>Nint</b>	115	125	64	64
	<b>b2</b>	102,24	105,97	103,29	101,52
C1631ic (3)	<b>a1</b>	9,64	9,53	9,53	9,48
	<b>a2</b>	5,66	4,98	4,78	4,21
	<b>Nint</b>	126	150	150	161
	<b>b2</b>	182,3	186,46	187,72	191,56
C2121ic	<b>a1</b>	10,01	9,96	9,92	10,05
	<b>a2</b>	4,9	4,23	3,95	2,98
	<b>Nint</b>	146	160	168	107
	<b>b2</b>	119,9	124,02	125,83	132,12
C2131ic (1)	<b>a1</b>	2,14	2,45	2,47	2,47
	<b>a2</b>	2,27	1,39	1,29	1,13
	<b>Nint</b>	91	342	411	411
	<b>b2</b>				
C2131ic (2)	<b>a1</b>	9,6	9,58	9,65	9,6
	<b>a2</b>	5,25	3,83	3,53	3,44
	<b>Nint</b>	102	97	117	175
	<b>b2</b>	115,83	124,18	126,2	126,97
C2131ic (3)	<b>a1</b>	14,56	14,46	14,44	14,6
	<b>a2</b>	10,12	10,7	11,21	11,96
	<b>Nint</b>	269	211	204	388
	<b>b2</b>	212,22	208,41	205,06	199,92
C2211ic (1)	<b>a1</b>	1,42	1,51	1,51	1,51
	<b>a2</b>	1,25	1,01	0,9	0,66
	<b>Nint</b>	51	30	30	30
	<b>b2</b>	35,42	36,86	37,46	39,02
C2211ic (2)	<b>a1</b>	5,79	5,79	5,8	5,77
	<b>a2</b>	4,18	3,74	3,45	2,94

	<b>Nint</b>	47	47	97	117
	<b>b2</b>	81	83,52	85,42	88,78
C2211ic (3)	<b>a1</b>	8,56	8,53	8,5	8,5
	<b>a2</b>	6,05	5,49	5,39	4,73
	<b>Nint</b>	217	293	319	319
	<b>b2</b>	151,44	155	155,98	160,21

### 3 - Détermination du coefficient $a_2$ en fonction du chargement appliqué :

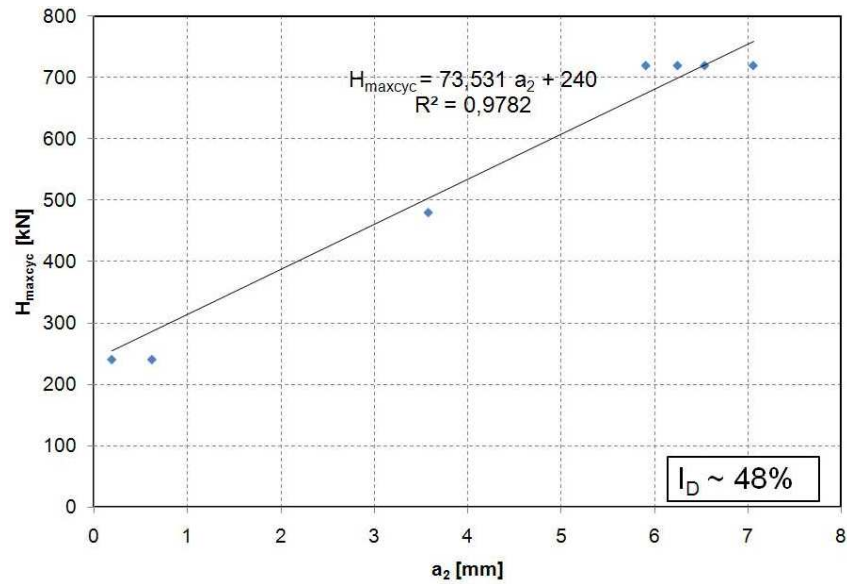


Figure 9 - Coefficient  $a_2$  en fonction de  $H_{maxcyc}$  pour  $I_D \sim 48\%$

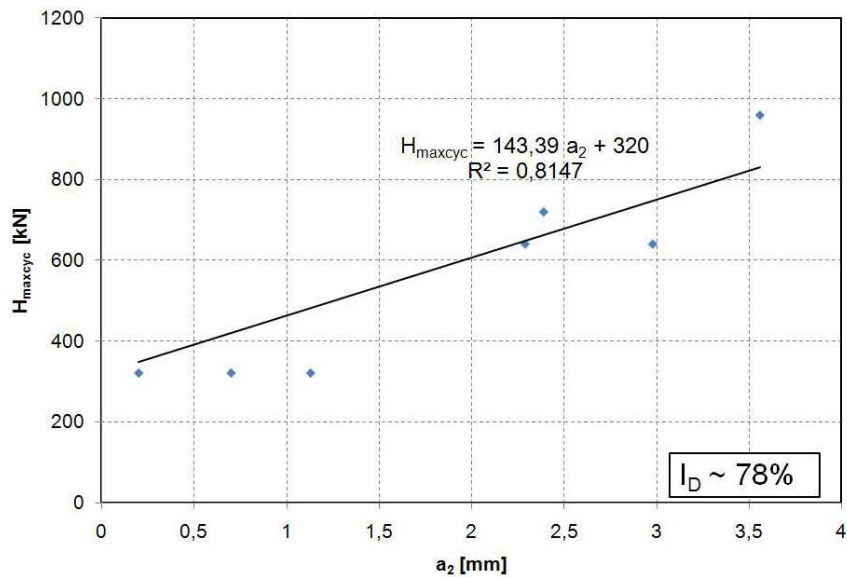


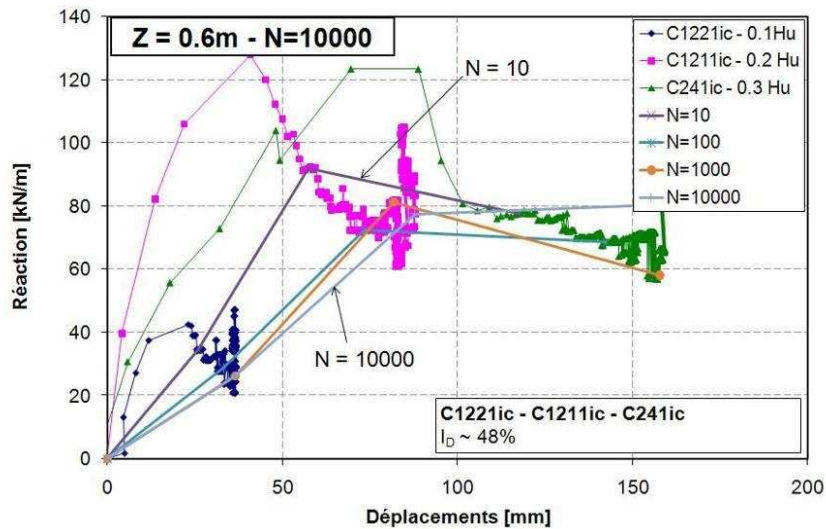
Figure 10 - Coefficient  $a_2$  en fonction de  $H_{maxcyc}$  pour  $I_D \sim 78\%$

#### 4 - Quelques courbes p-y cycliques typiques

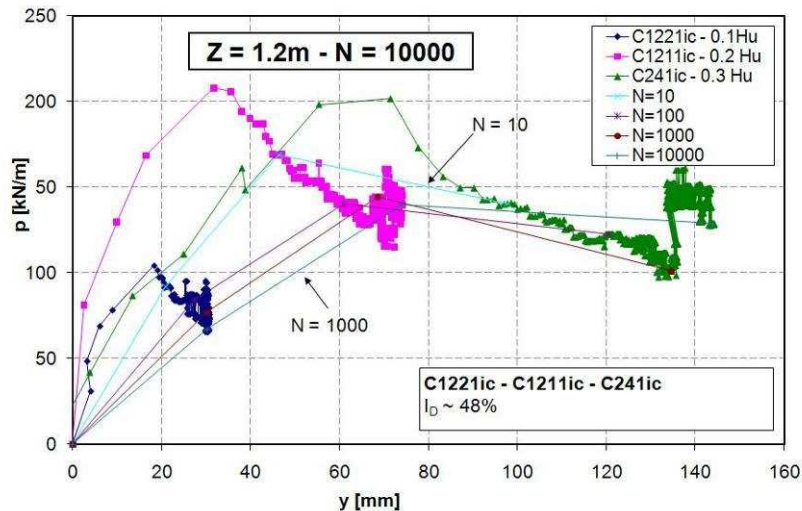
Nous présentons ci-dessous les courbes p-y enveloppes déterminées à partir des essais de chargements cycliques pour différentes profondeurs.

##### 4.1 - Pour $I_D \sim 48\%$ :

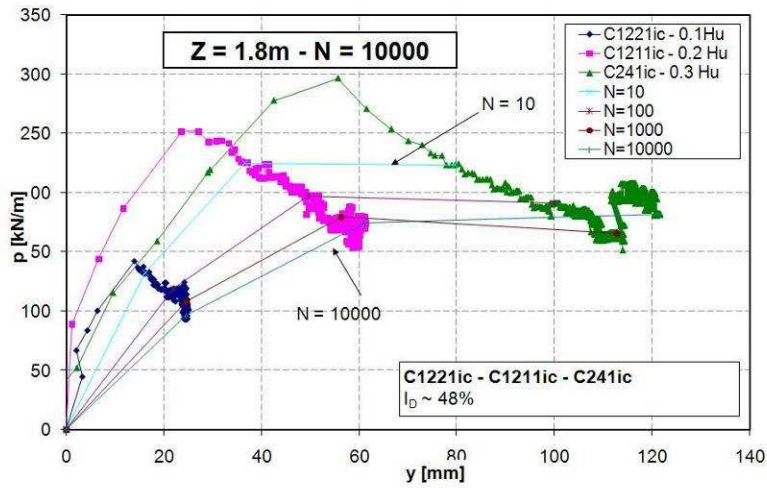
Z=0,6m



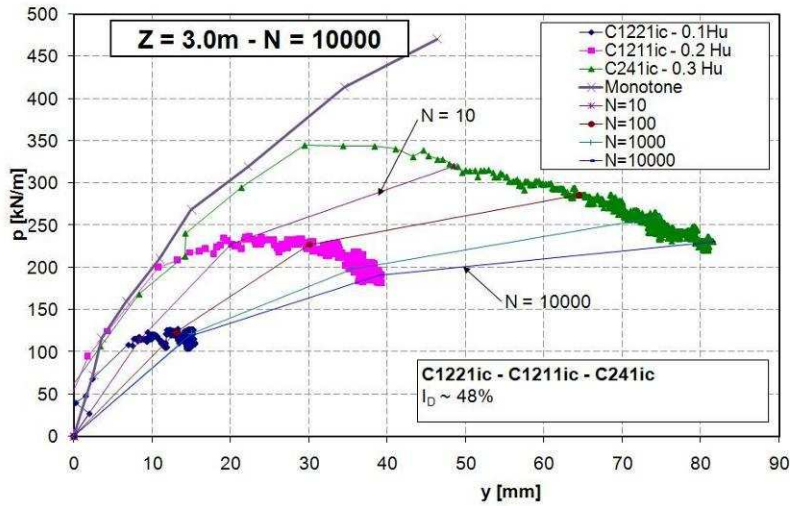
Z=1,2m



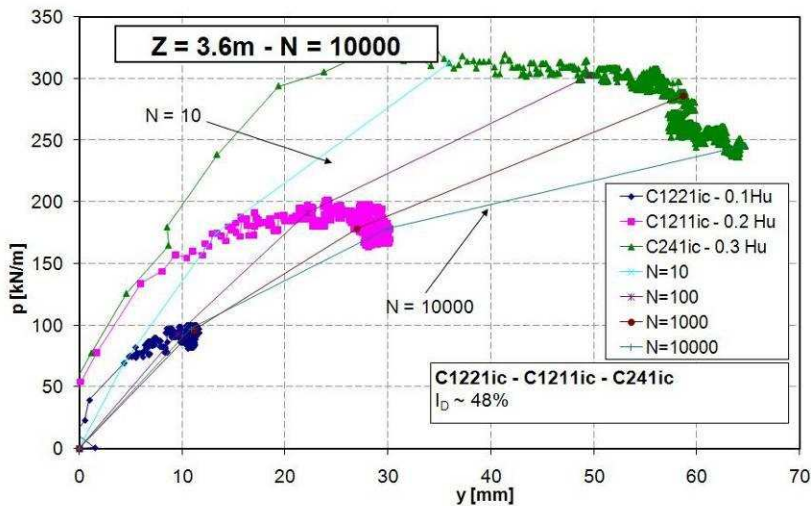
Z=1,8m



Z=3,0m

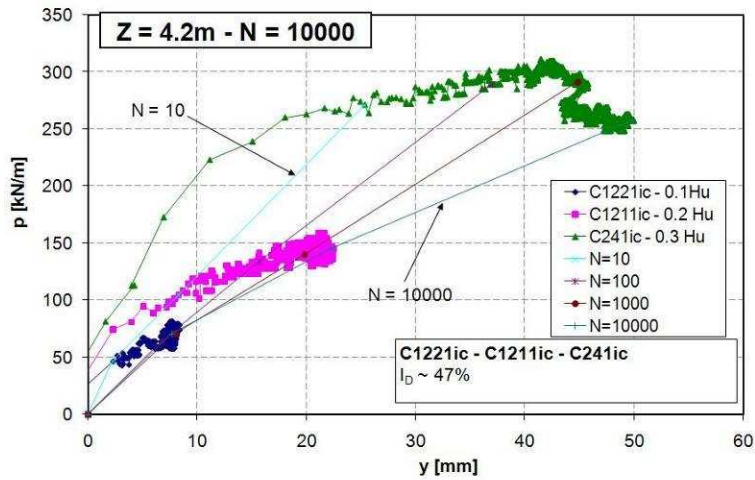


Z=3,6m



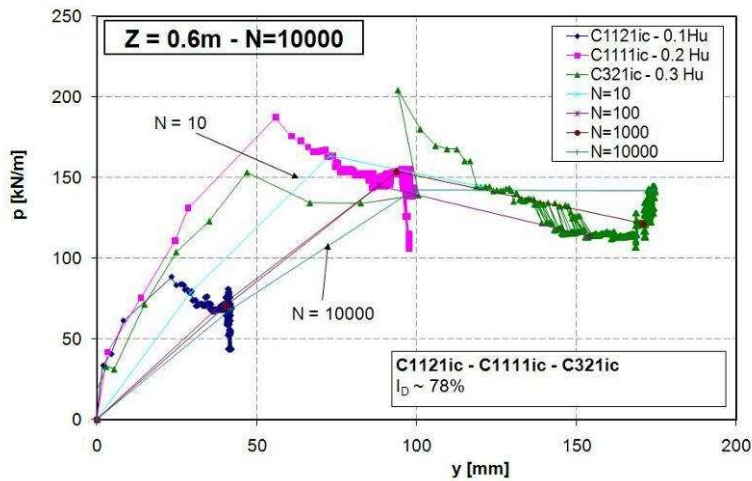


Z=4,2m

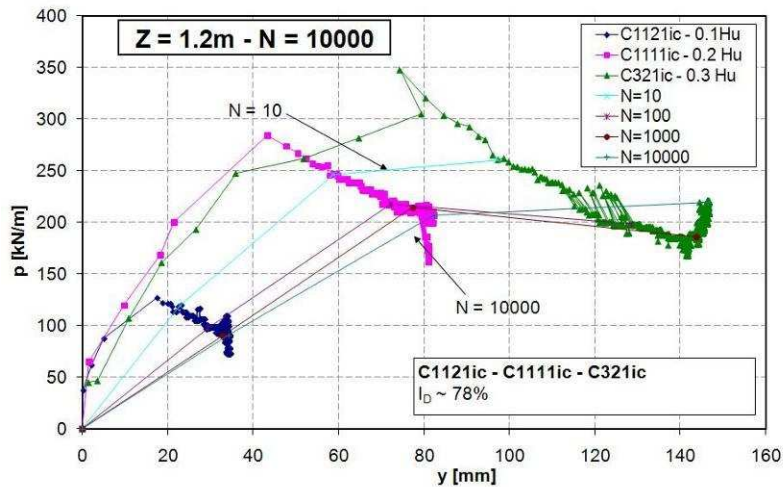


4.2 - Pour  $I_D \sim 78\%$ :

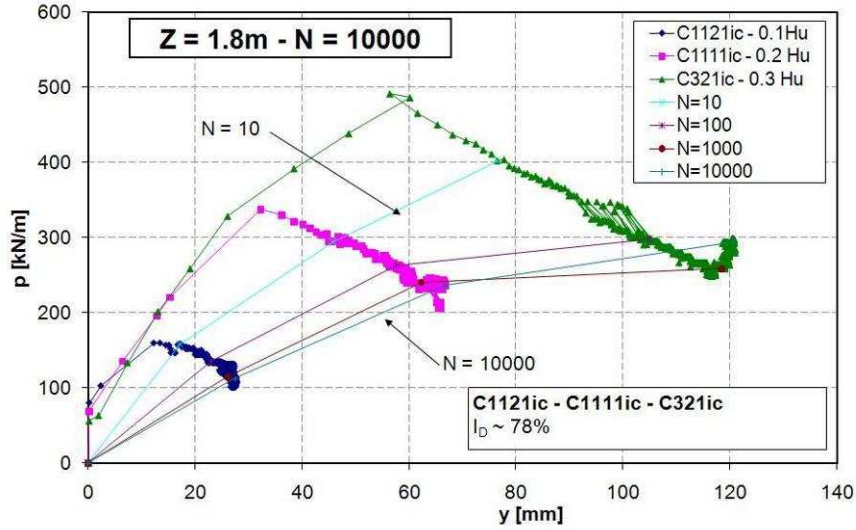
Z=0,6m



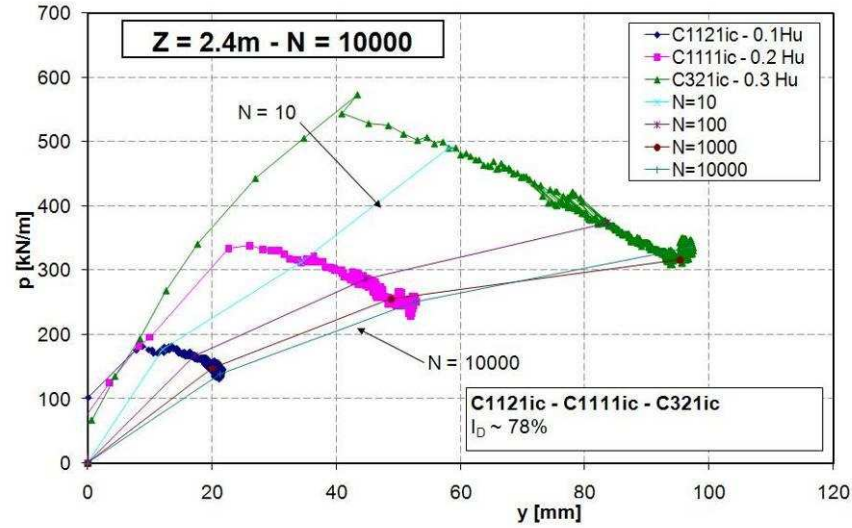
Z=1,2m



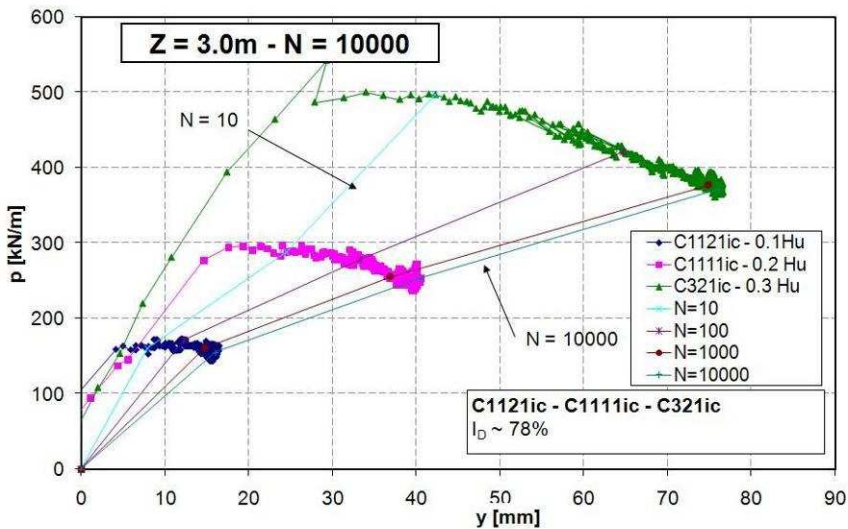
Z=1,8m



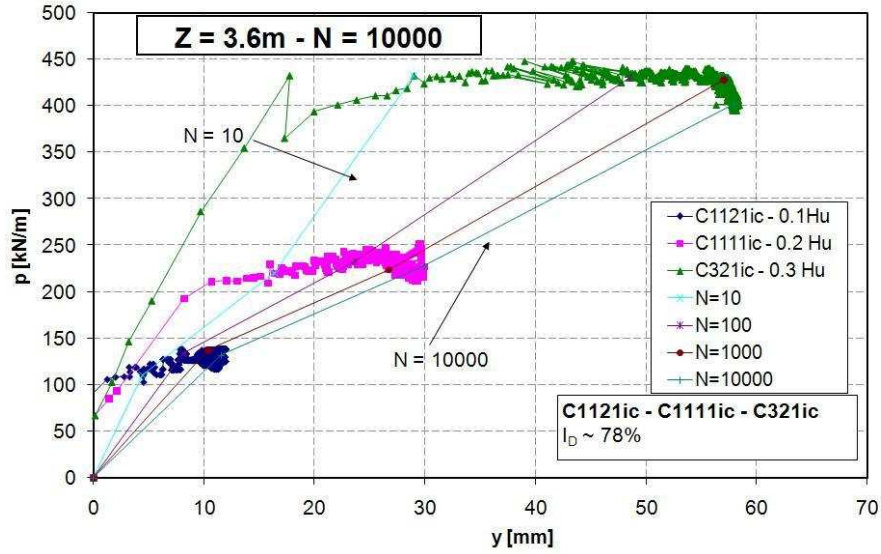
Z=2,4m



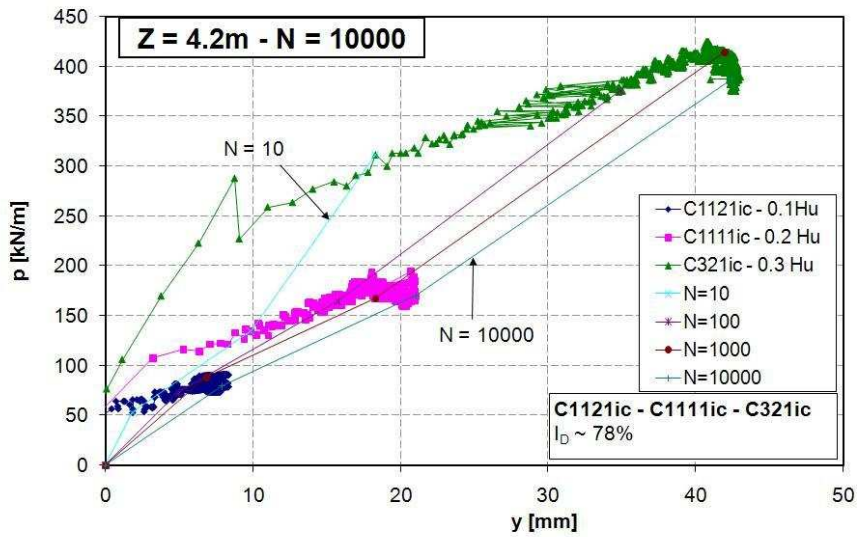
Z=3,0m



Z=3,6m



Z=4,2m





---

---

# **ANNEXE 5**

Développements et détails des essais sur le groupe de pieux

---

---



## ANNEXE 5

### DÉVELOPPEMENTS ET DÉTAILS DES ESSAIS SUR LE GROUPE DE PIEUX

#### 1 - Introduction:

Afin de déterminer les efforts que l'on appliquera lors des essais de chargement cyclique d'un groupe de pieux, il est nécessaire de déterminer les efforts à la rupture du même groupe de pieux. Des essais monotones à déplacement contrôlé sont alors réalisés afin de déterminer ces charges de rupture en fonction de la densité et de la vitesse de chargement.

En comparant les résultats des essais avec les charges de rupture d'un pieu isolé, nous pouvons déterminer de manière quantitative l'effet de groupe.

Dans cette annexe, nous développons plus en détail le dispositif expérimental utilisé pour le chargement latéral des groupes de pieux (cf. chapitre 2, § II.4.42) et on présente aussi les différents plans de mise en place des pieux lors des essais de groupe.

En outre, quelques détails importants des résultats relatifs aux déplacements en tête sont explicités vers la fin de cette annexe.

#### 2 - Dispositif expérimental :

##### 2.1 - Caractéristiques des pieux

Les pieux utilisés lors de ces essais ont les mêmes dimensions que le pieu instrumenté utilisé lors des essais de chargement latéral sur un pieu isolé. La fiche du pieu est de 300mm et son diamètre est de 18mm.

Les pieux instrumentés doivent être suffisamment souples pour que les moments dans le pieu soient assez importants pour être mesurés. Dans ce cas, le pieu ressemble à un tube creux en aluminium dont la rigidité n'est pas trop élevée et permet alors une déformation en flexion du pieu lors du chargement latéral.

Dans le cas où l'on recherche la charge limite, on utilise plutôt des pieux rigides puisqu'on suppose que la rupture observée est liée uniquement au sol. Cette rupture sera alors déduite de la courbe "effort-déplacement", et la charge de rupture correspond à l'intersection entre la tangente à l'origine et l'asymptote pour les grands déplacements (méthode de l'asymptote tangente).

Les pieux seront donc fabriqués avec de l'acier ( $E=210000\text{MPa}$ ) et ce seront des tubes pleins et non plus creux comme dans le cas des pieux instrumentés. Ce qui augmente alors la rigidité du pieu de  $198\text{ Nm}^2$  à  $1082\text{ Nm}^2$ , soit près de 5,5 fois plus raide.

Le groupe de pieux étudié est composé de 4 pieux identiques en acier et qui sont espacés entre eux de 3 fois le diamètre des pieux, soit une entraxe de  $3 \times 18\text{ mm} = 54\text{ mm}$  ou un espacement de 36 mm entre les bords des pieux (Figure 11).



Dans la Figure 11, nous présentons des pieux instrumentés après les avoir mis en place dans le massif de sable. Mais dans les essais qu'on a réalisés pour calculer la charge à la rupture, nous n'avons utilisé que des pieux rigides.



Figure 11 - Espacement entre les pieux du groupe (entraxe = 3B)

## 2.2 - Dispositifs et procédures expérimentaux:

Le dispositif expérimental utilisé dans cette étude est constituée d'un dispositif de mise en place des pieux (à 1 g) et d'un dispositif de chargement.

### 2.2.1 - Dispositif expérimental de mise en place

La mise en place des pieux est réalisée à une gravité normale de 1g. Pour avoir une entraxe entre les pieux égale à 3B, un dispositif de guidage des pieux a été réalisé. Ce dispositif de guidage permet de respecter l'espacement entre les pieux (Figure 12).

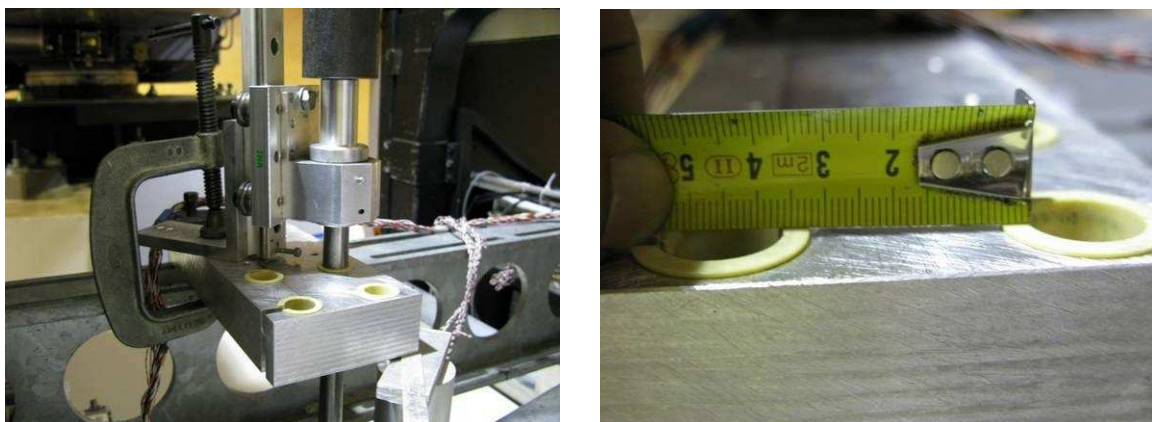


Figure 12 - Aperçu du dispositif de guidage des pieux avec une entraxe de 3B



Pratiquement, vers la fin de la mise en place, compte tenu des difficultés pour l'ajustage de la hauteur de fin de battage, on enlève le système de battage. Puis on finit la mise en place à l'aide d'une vis et d'un marteau. Nous pouvons voir sur la Figure 12 que les espacements entre les pieux sont respectés à l'aide du guidage. Toutefois, on remarque qu'à la fin de la mise en place des 4 pieux, au moment de la mise en place du "chevêtre", on est obligé de pousser un peu sur les pieux pour que les vis entrent bien à leur place.

Le dispositif de guidage que l'on a montré plus haut est prévu pour un espacement de 3B, donc, il faut en fabriquer d'autres pour chaque espacement qu'on veut étudier. C'est l'inconvénient d'un tel dispositif. L'épaisseur du guidage semble être correcte, puisqu'à la fin de la mise en place des 4 pieux, les écarts entre la position théorique et pratique sont assez faibles.

### 2.2.2 - Dispositif de chargement:

En tenant compte des essais réalisés par Remaud David (1999) lors de sa thèse, nous voulions utiliser le même système (Figure 13) avec des fils métalliques pour la transmission des efforts entre les rangées de pieux.

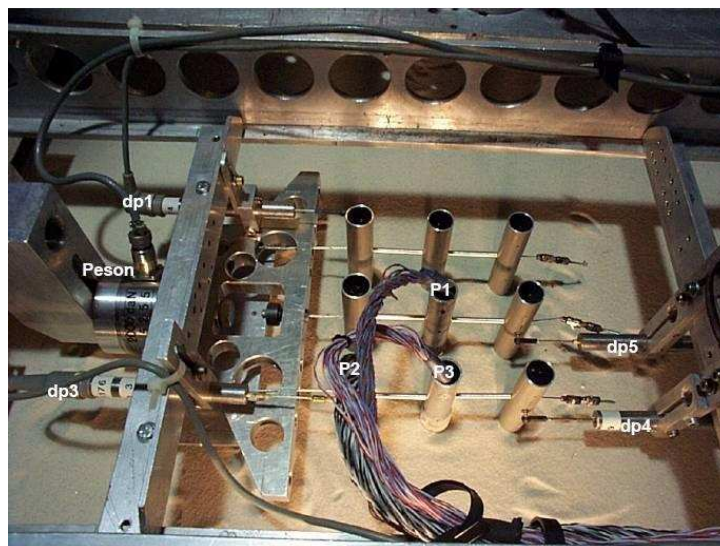
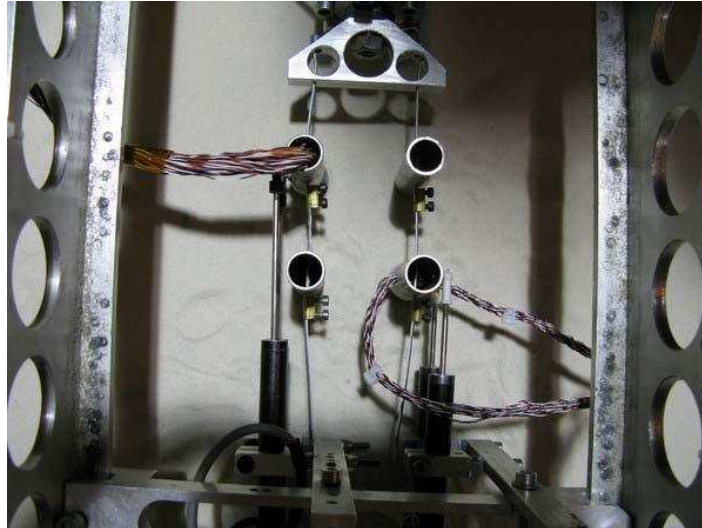


Figure 13- Groupe de 9 pieux chargés latéralement [Remaud D., 1999]

On remarquera que l'essai avec un groupe de 9 pieux de la figure ci-dessus, tiré de la thèse de Remaud (1999), n'a été réalisé qu'une seule fois pour la validation des modifications des courbes p-y dans le logiciel GOUPIL.

Dans un premier essai, nous n'avons pas utilisé des entretoises entre les pieux (Figure 14). Or, dans ce cas, nous avons remarqué que la transmission des efforts entre le pieu arrière et le pieu avant était mal assurée. En effet, le pieu avant peut être sollicité avant le pieu arrière et inversement.



**Figure 14 - Groupe de 2x2 pieux (e= 3B) sans entretoises entre les pieux mais des sortes de "bloqueurs"**

Puis en voulant améliorer le dispositif, on a mis en place des entretoises entre les pieux de la première et deuxième rangée (Figure 14) en supposant que cela améliorerait la transmission des efforts entre les 2 rangées.



**Figure 15 - Groupe de 2x2 pieux (e=3B) avec entretoises entre les 2 rangées**

Toutefois, en analysant les résultats avec les pieux instrumentés, on s'est rendu compte que le système n'était pas non plus adapté dans le cas des groupes de 2 x 2 pieux. En effet, les résultats montrent qu'il existe un décalage de réaction entre le pieu de la première rangée et celui de la deuxième rangée et ce problème est très difficile à résoudre tant qu'on utilise des câbles pour le chargement (à part le fait qu'on ne peut pas faire des chargements 2-ways).

Les principales causes de ce problème sont:

- D'abord, l'entretoise, comme on le voit sur la Figure 15 est fabriquée avec des dimensions précises. Or, lors de la mise en place des pieux, les espacements entre les pieux ne sont pas exactement les mêmes, ce qui fait qu'il existe un jeu entre les pieux et qui est difficilement ajustable. Or cela engendre déjà un retard de réaction pour le pieu avant.
- A l'arrière des 2 files de pieux, on a une sorte de "bloqueur" qui permet de transmettre l'effort transmis par le servovérin vers le pieu arrière puis vers le pieu avant grâce à l'entretoise. Dans ce cas, si le jeu entre le "bloqueur" et le pieu n'est pas le même pour les 2 files de pieux, il s'ensuit obligatoirement un déséquilibre entre les 2 files. L'une des 2 files supportera plus de charges que l'autre, ce qui pourrait entraîner une erreur

dans les résultats. La solution serait de mettre les 2 pieux instrumentés dans la même file dans ce cas là.

Compte tenu de ces problèmes engendrés par l'utilisation de l'entretoise, on pourrait peut être même dire que le dispositif sans entretoise décrit dans la Figure 14 est plus appropriée, à condition qu'on arrive à bien serrer et bien ajuster les "bloqueurs" avant le début de l'essai. Ce qui suppose une attention particulière à la mise en place des "bloqueurs": espacements, serrages, tension du câble des 2 files, .... Ce genre de système sans entretoise semble plus souple, plus facile à réaliser et plus pratique.

Néanmoins, dans certains essais, on avait constaté que malgré un serrage très fort des "bloqueurs", à un certain niveau de chargement assez élevé, les "bloqueurs" glissaient le long du câble. Donc, il n'était même pas envisageable d'utiliser ce système pour les chargements à la rupture qu'on prévoit de réaliser. D'où l'idée d'un système "rigide" pour transmettre les efforts aux pieux et qui pourrait aussi permettre de les relier entre eux de manière plus rigide (Figure 16). Il faut cependant faire attention à ne pas créer des moments en tête des pieux car cela rendrait difficile le travail d'interprétation des données. Pour cela, un système d'articulation a été prévu en tête de chaque pieu. Cette articulation permet de transmettre le chargement au pieu sans empêcher la rotation de ce dernier autour de l'axe. De plus, il faut savoir que tout mauvais ajustement des "bloqueurs" entraînera les mêmes problèmes que dans le cas du système avec entretoises.

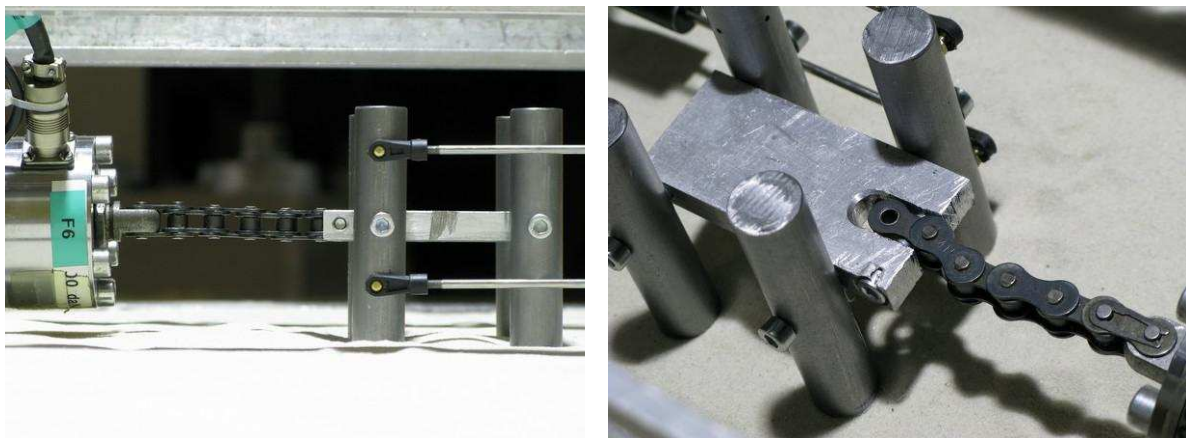


Figure 16 - Groupe de pieux avec entretoise rigide (plan) et articulation en tête des pieux (rotation libre)

Ce système avec entretoise "rigide" est une alternative raisonnable dans le cas des chargements à la rupture. En effet, il permet de bien relier les pieux entre eux et de les faire réagir quasiment au même instant. Certes, l'articulation en tête n'est peut être pas parfaite mais vu les efforts mis en jeu lors du chargement, les moments engendrés par le frottement entretoise-pieu dans ce cas sont négligeables. C'est ce système qui a été utilisé dans tous les essais à la rupture décrits dans ce rapport.

### **2.2.3 - Plans de mise en place des groupes de pieux pour les essais à la rupture – s = 3B:**

La mise en place des pieux du groupe est réalisée suivant un plan défini à l'avance (Figure 17 et Figure 18).

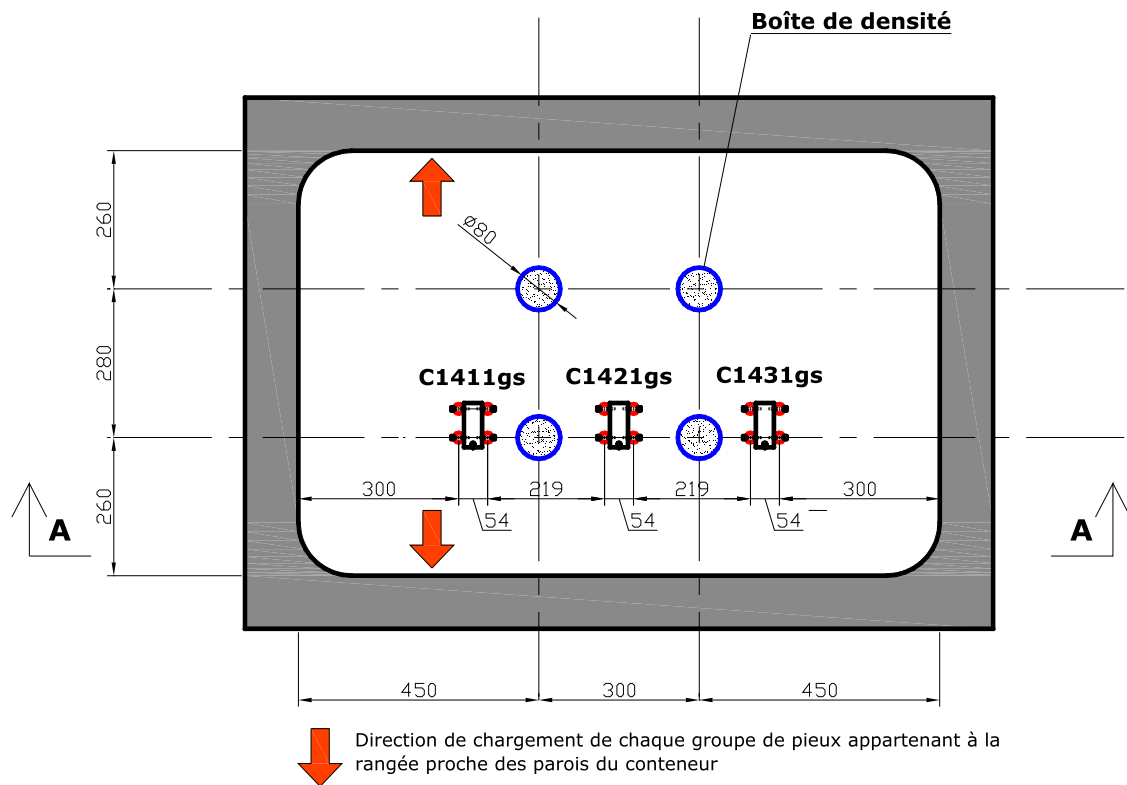


Figure 17 - Essais du conteneur C14

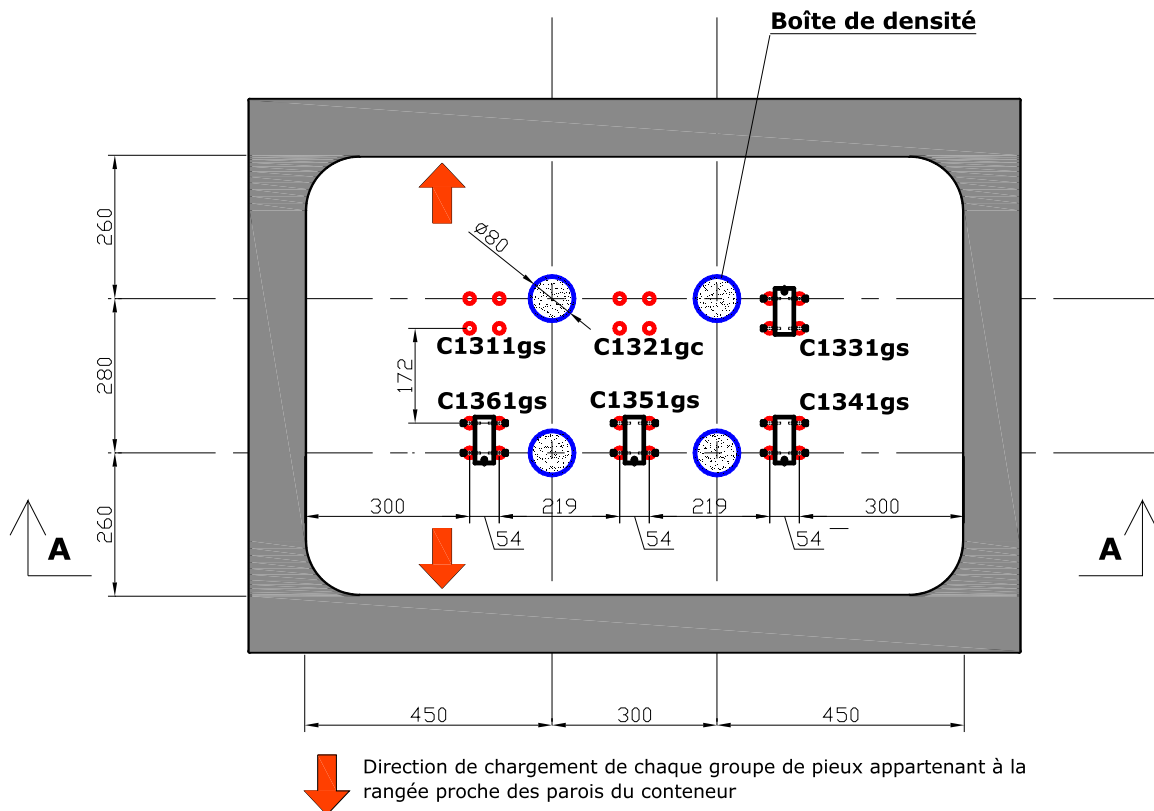


Figure 18 - Essais du conteneur C13

### 2.3 - Résultats des essais de groupe pour $s = 3B$

Les résultats des études sur l'influence de la vitesse de chargement monotone ne montrent aucune influence de ce paramètre tant que cette dernière est comprise entre 1 et 12 mm/mn (Figure 19 et Figure 20).

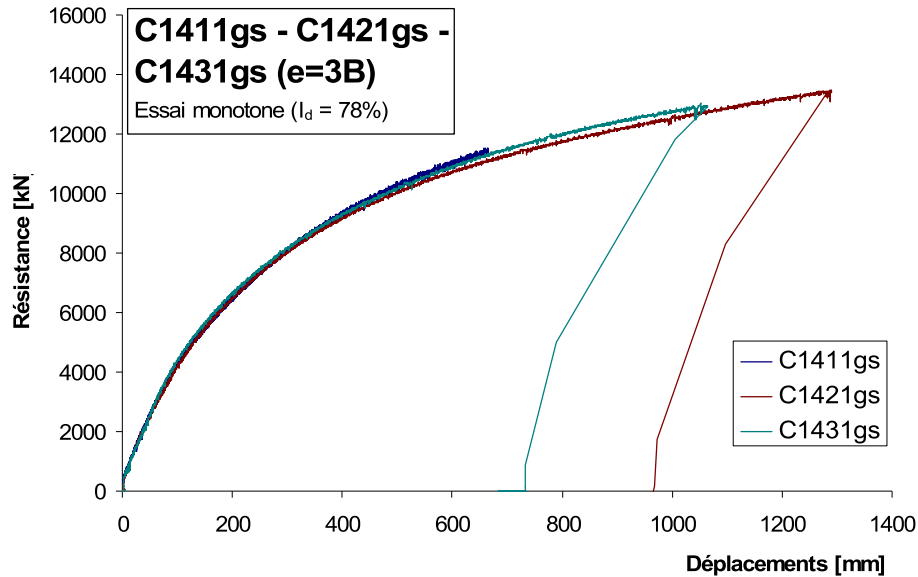


Figure 19 - Essais à la rupture -  $e=3B$  -  $I_D \sim 78\%$

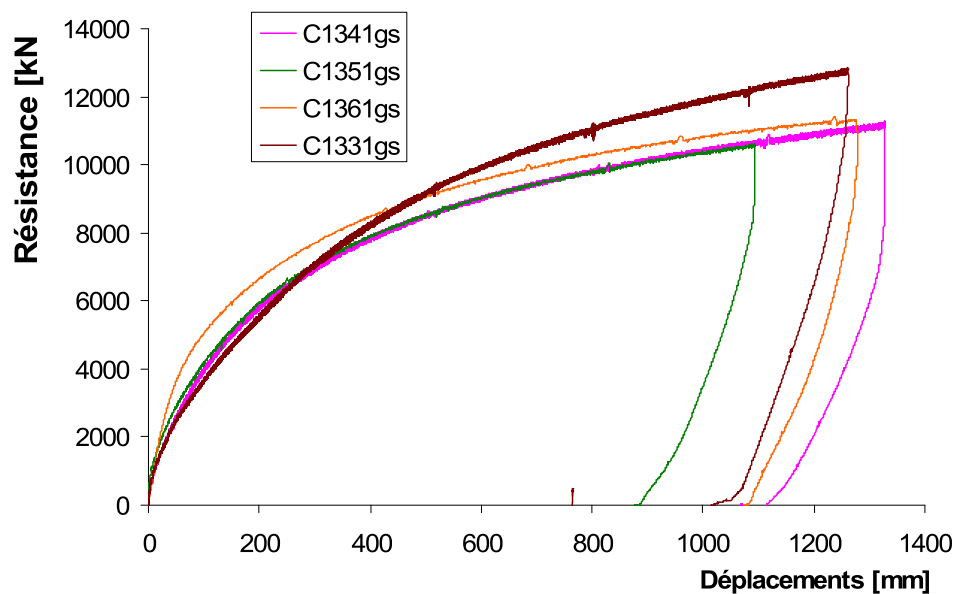


Figure 20 - Essais à la rupture -  $e=3B$  -  $I_D \sim 48\%$



Nous présentons par la suite quelques résultats importants qui complètent les données présentées dans le chapitre 4 notamment concernant l'accumulation des déplacements en tête.

**3 - Plan de mise en place des groupes de pieux instrumentés et d'autres essais à la rupture:**

Comme dans le cas des essais à la rupture de groupes de pieux pour  $s = 3B$ , différents plans de mise en place ont été définis pour chaque conteneur et nous montrons ci-après ces derniers.

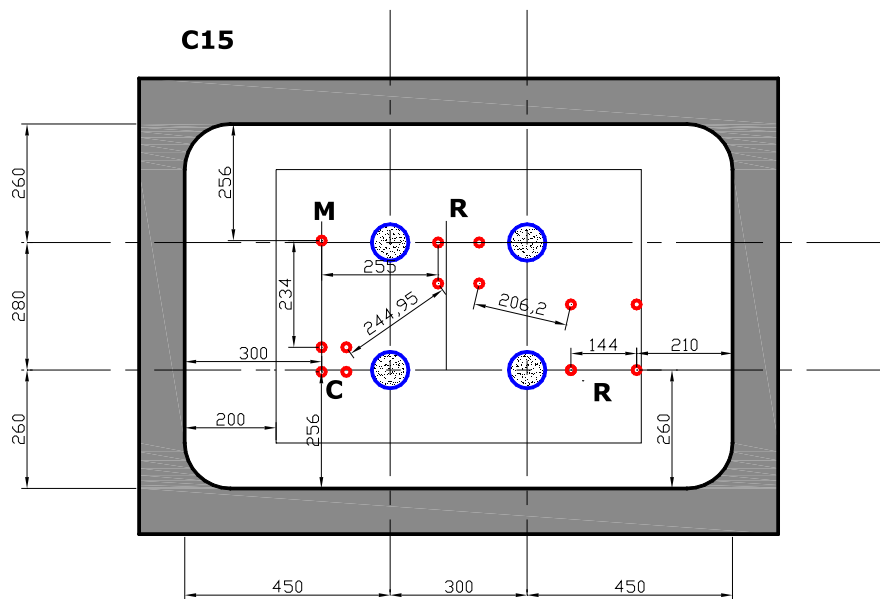


Figure 21 - Conteneur C15 ( $I_D \sim 48\%$ ) - (M: Monotone, R: Essai à la rupture, C: Essai de chargement cyclique)

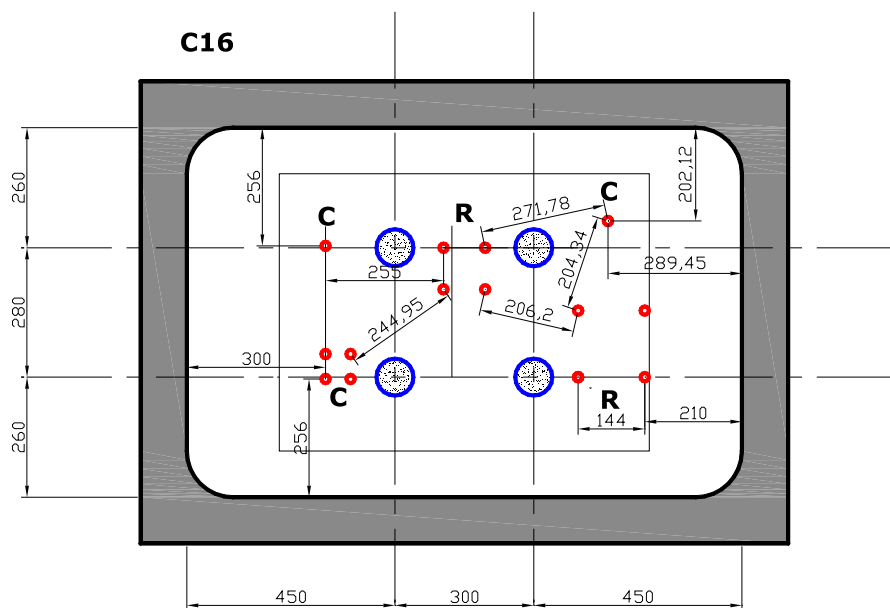


Figure 22 - Conteneur C16 ( $I_D \sim 78\%$ ) - (M: Monotone, R: Essai à la rupture, C: Essai de chargement cyclique)

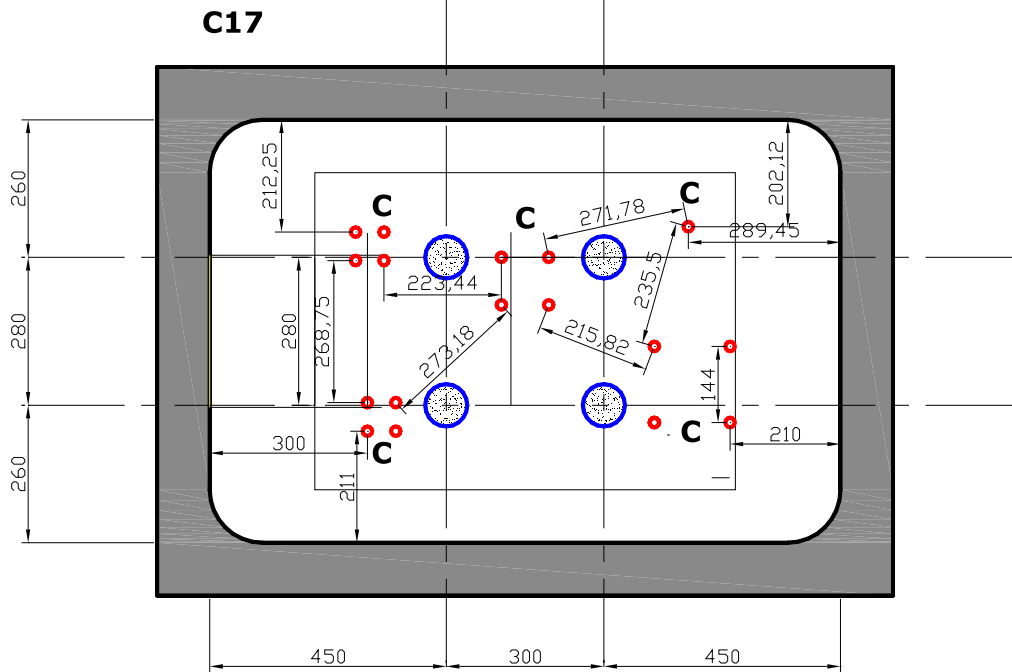


Figure 23 - Conteneur C17 ( $I_D \sim 48\%$ ) - (M: Monotone, R: Essai à la rupture, C:Essai de chargement cyclique)

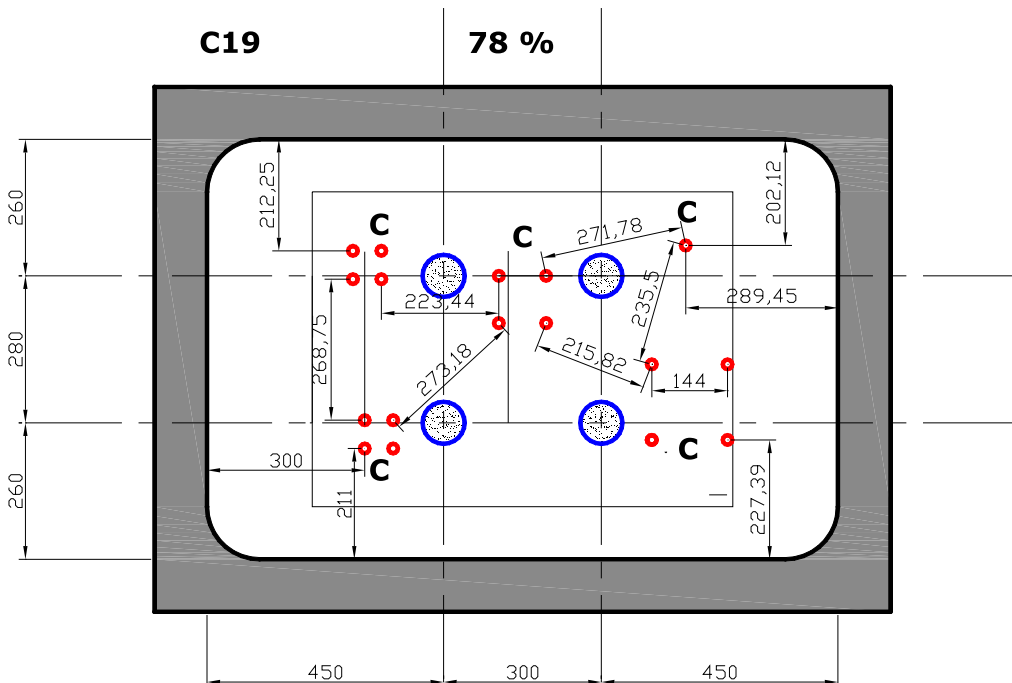


Figure 24 - Conteneur C19 ( $I_D \sim 78\%$ ) - (M: Monotone, R: Essai à la rupture, C:Essai de chargement cyclique)

Les plans de mise en place montrés ci-dessous ont été définis avant chaque campagne d'essais. Toutefois, compte tenu de certains essais qui ne se sont pas bien déroulés dans d'autres conteneurs, certains essais signalés dans ces figures n'ont pas été réalisés au profit d'autres essais. Par exemple au lieu de réaliser un essai de chargement cyclique sur un groupe de 2x2 pieux avec  $s=3B$ , on a réalisé un essai de chargement monotone à la rupture d'un pieu isolé, mais dans tous les cas, un entraxe minimum de 10 fois le diamètre entre chaque groupe de pieux a été respecté.

#### 4 - Récapitulatif des coefficients des droites d'ajustement pour le chargement cyclique:

Pour chaque essai de chargement cyclique réalisé, nous avons déterminé les coefficients des droites permettant de représenter les accumulations de déplacements en tête des pieux dans une échelle semi-logarithmique. Nous présentons dans le Tableau 2 suivant toutes ces caractéristiques (cf. Chapitre 4, § IV.3.3.5):

**Tableau 3 - Coefficients des droites d'ajustement des déplacements en tête du groupe de pieuxpieu**

	<b>N</b>	<b>1000</b>	<b>2000</b>	<b>2500</b>	<b>5000</b>	<b>10000</b>
Essais						
C1531gc	<b>a1</b>	9,51	9,84	11,83		
	<b>a2</b>	5,54	5,56	5,03		
	<b>Nint</b>	445	409	94		
C1641gc	<b>a1</b>	12,46	12,31	12,13	12,59	
	<b>a2</b>	5,08	4,19	3,92	3,33	
	<b>Nint</b>	252	280	310	229	
1911gc	<b>a1</b>	5,69	6,63	6,6	6,63	6,88
	<b>a2</b>	2,87	2,61	2,62	2,78	2,76
	<b>Nint</b>	291	100	106	101	66
C1921gc	<b>a1</b>		11,24	11,44	15,27	15,55
	<b>a2</b>		6,26	6,17	5,48	5,93
	<b>Nint</b>		1016	980	165	119
C1931gc	<b>a1</b>	11,84	10,77	10,92	11,5	11,82
	<b>a2</b>	5,39	3,82	3,81	4,12	4,44
	<b>Nint</b>	182	388	358	247	186
C1941gc	<b>a1</b>		3,49	3,46	3,72	3,72
	<b>a2</b>		1,53	1,48	1,74	1,79
	<b>Nint</b>		98	106	33	33
C2011gc	<b>a1</b>	6,36	6,34	6,33	6,32	
	<b>a2</b>	2,82	2,78	2,75	2,71	
	<b>Nint</b>	282	299	306	314	
						<b><u>7500</u></b>



C2021gc	<b>a1</b>	12,3	12,28	12,7	
	<b>a2</b>	6,38	5,31	5,32	
	<b>Nint</b>	151	155	61	
C2141gc (1)	<b>a1</b>	1,39	2,05	1,91	1,9
	<b>a2</b>	0	0,72	0,57	0,47
	<b>Nint</b>	840	52	151	160
C2141gc (2)	<b>a1</b>	7,36	7,32	7,3	7,43
	<b>a2</b>	4,01	3,17	2,99	2,75
	<b>Nint</b>	330	357	368	260
C2221gc	<b>a1</b>	6,44	6,27	6,64	6,62
	<b>a2</b>	3,26	3,94	4,14	3,93
	<b>Nint</b>	37	31	59	62
C2231gc	<b>a1</b>	7,76	7,76	7,76	7,76
	<b>a2</b>	5,63	4,11	3,78	3,78
	<b>Nint</b>	60	60	60	60



---

---

# **ANNEXE 6**

Description du modèle de Wichtmann

---

---



## ANNEXE 6

## DESCRIPTION DU MODÈLE DE WICHTMANN

1 - Description du principe

Le modèle développé est la combinaison d'une loi d'accumulation de déformations plastiques avec une loi implicite hypoplastique. La loi hypoplastique permet de représenter l'évolution des déformations pour chaque état de contraintes d'un cycle alors que le modèle d'accumulation permet de représenter l'accumulation des déformations plastiques tout au long des chargements cycliques.

Le modèle hypoplastique est utilisé uniquement lors des étapes de calculs implicites c'est-à-dire pour l'équilibre initial, les deux premiers cycles et les cycles de contrôle. Le modèle d'accumulation est similaire aux modèles viscoplastiques, sauf qu'au lieu d'utiliser le temps  $t$ , on utilise le nombre de cycles  $N$ .

La combinaison des 2 méthodes de calcul est illustrée sur la figure suivante:

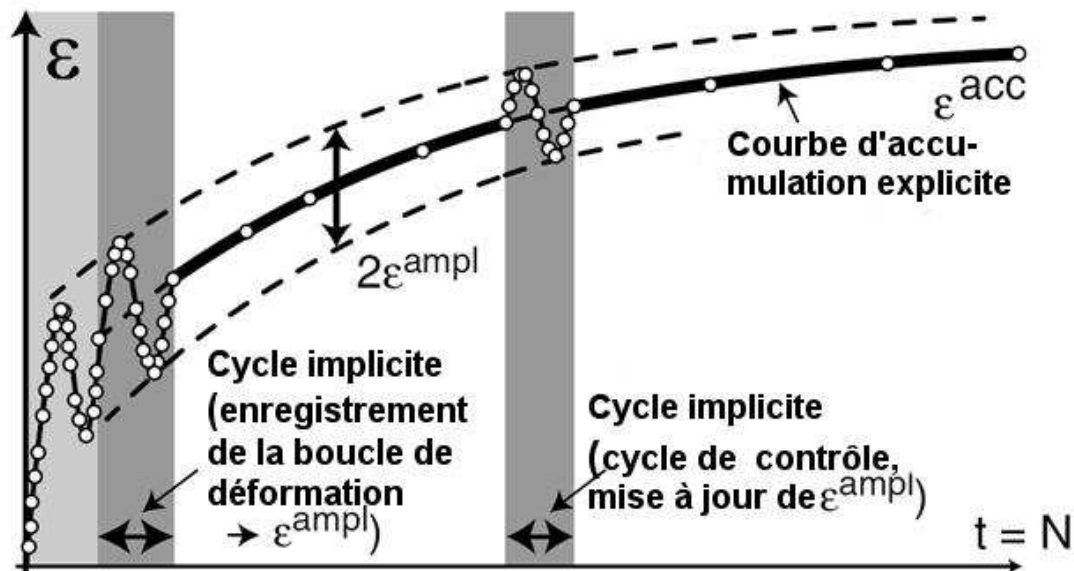


Figure 25 - Procédure de calcul de l'accumulation des déformations [Wichtmann, 2005]

Plus précisément, dans un premier temps, 2 cycles sont calculés de manière implicite avec les incréments de déformations correspondants en utilisant le modèle hypoplastique proposé. Ce calcul implicite peut être effectué en dynamique ou en quasi statique, dans notre cas, on se focalisera sur le cas quasi statique. Durant le second cycle, chaque point d'intégration dans la

boucle des déformations est enregistrée en une série de points de déformations. La méthode d'enregistrement des points suit plusieurs critères qui tiennent compte par exemple du changement de direction du chemin de déformation, d'une distance minimale par rapport au dernier point enregistré, ... L'amplitude des déformations  $\varepsilon^{amp}$  est ainsi déterminée à partir de ce second cycle (Figure 25) et sera celle utilisée lors des prochains cycles puisqu'il est considéré comme le plus représentatif des amplitudes des cycles suivants.

L'accumulation n'est donc calculée qu'à partir de ce second cycle (Figure 25). Ce qui veut dire que l'incrément de contrainte ou de déformation résiduelle est obtenue directement à l'aide d'un lot de cycles  $\Delta N$ . Selon les conditions aux limites, on peut obtenir soit une accumulation de déformations ou une accumulation de contraintes.

Dans la Figure 25 présentée ci-dessus, l'amplitude de déformation  $\varepsilon^{amp}$  est supposée constante pour un pack de cycles  $\Delta N$ . Or, à cause d'une redistribution des contraintes, la rigidité et donc l'amplitude des déformations peut changer. Le calcul explicite peut être interrompu après un nombre de cycles défini et l'amplitude des déformations  $\varepsilon^{amp}$  peut être mise à jour lors d'un calcul implicite intermédiaire appelée "cycle de contrôle" (Figure 25).

## 2 - Le modèle de Wichtmann

La structure de base du modèle est similaire à un modèle viscoplastique sauf qu'au lieu du paramètre temps, on étudie le paramètre N (Nombre de cycles). La relation générale en contraintes et déformations est donnée par:

$$\dot{T} = E : (D - D^{acc} - D^{pl}) \quad (13)$$

Dans laquelle:

- $\dot{T}$ : Le taux (incrément) de contrainte de Jaumann;
- E: Rigidité élastique dépendant de l'état de contraintes;
- D: Le taux (incrément) de déformation;
- $D^{acc}$ : Le taux (incrément) de la déformation accumulée;
- $D^{pl}$ : Le taux (incrément) de déformation plastique.

### 2.1 - L'incrément de l'accumulation de déformation

L'incrément de l'accumulation de déformation est obtenu par le produit d'une grandeur scalaire de l'intensité de l'accumulation et d'un tenseur indiquant la direction de l'accumulation. Le tenseur indiquant la direction de l'accumulation est comparable à une "loi d'écoulement". La formulation est donc la suivante:

$$\begin{aligned} \underline{\underline{D}}^{acc} &= d^{acc} \underline{\underline{m}} = f_{amp} f_N f_e f_p f_Y f_\pi \underline{\underline{m}} \\ &= (f_{amp} \dot{f}_N^A + f_{amp} \dot{f}_N^B) f_e f_p f_Y f_\pi \underline{\underline{m}} \end{aligned} \quad (14)$$

L'intensité de l'accumulation est composée de 7 fonctions multiplicatives qui considèrent l'influence des différents paramètres considérés comme important au vue des résultats expérimentaux.

$f_{amp}$ : traduit l'influence de l'amplitude de déformation  $\varepsilon^{amp}$ ;

$\dot{f}_N^A$ : traduit l'influence de l'historiotropie;

$\dot{f}_N^B$ : taux d'accumulation de base, indépendant de N;

- $f_e$  : traduit l'influence de l'indice des vides;
- $f_p$  : traduit l'influence de la pression moyenne;
- $f_Y$  : traduit l'influence du rapport des contraintes moyennes  $\eta^{av}=q^{av}/p^{av}$ ;
- $f_\pi$  : traduit l'influence d'un changement de polarisation des cycles.

La détermination de ses fonctions se fait à partir de résultats expérimentaux obtenus à partir d'essais triaxiaux. Ces fonctions contiennent plusieurs constantes dont la détermination est purement empirique. L'auteur propose quelques valeurs de références pour ces fonctions et surtout leurs constantes et sont résumés dans le Tableau 4. La détermination de ces constantes est discutée par Wichtmann, notamment leur significations, toutefois, il n'existe pas d'indication claire et précise sur la manière d'effectuer les essais afin de les obtenir (chemin de contraintes, nombre d'essais, niveau de chargement, densités à étudier, échantillonnage, ...).

On peut observer que certaines constantes dans le Tableau 4 restent relativement constantes pour les deux types de sables étudiés.

L'évolution et la variation de ces fonctions d'influence en fonction de la grandeur qu'ils représentent sont représentées sur la Figure 26.

**Tableau 4 - Résumé des fonctions, des valeurs des références et des constantes matériels pour du sable grossier (Sand 3) et du sable fin pour centrifugeuse (CFS) (Wichtmann, 2005)**

Function	Material constants		
		Sand 3	ZFS
$f_{\text{ampl}} = \begin{cases} \left(\frac{\varepsilon^{\text{ampl}}}{\varepsilon_{\text{ref}}^{\text{ampl}}}\right)^2 & \text{for } \varepsilon^{\text{ampl}} \leq 10^{-3} \\ 100 & \text{for } \varepsilon^{\text{ampl}} > 10^{-3} \end{cases}$	$\varepsilon_{\text{ref}}^{\text{ampl}}$	$10^{-4}$	$10^{-4}$
$\dot{f}_N^A = C_{N1}C_{N2} \exp\left(-\frac{g^A}{C_{N1}f_{\text{ampl}}}\right)$ $\dot{f}_N^B = C_{N1}C_{N3}$ $\dot{f}_N = \dot{f}_N^A + \dot{f}_N^B$	$C_{N1}$	$3.6 \cdot 10^{-4}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$
	$C_{N2}$	0.43	0.38
	$C_{N3}$	$5.0 \cdot 10^{-5}$	$5.3 \cdot 10^{-5}$
$f_p = \exp\left[-C_p \left(\frac{p^{\text{av}}}{p_{\text{ref}}} - 1\right)\right]$	$C_p$	0.43	0.43
	$p_{\text{ref}}$	100 kPa	100 kPa
$f_Y = \exp(C_Y \bar{Y}^{\text{av}})$	$C_Y$	2.0	2.0
$f_e = \frac{(C_e - e)^2}{1 + e} \frac{1 + e_{\text{ref}}}{(C_e - e_{\text{ref}})^2}$	$C_e$	0.54	0.51
	$e_{\text{ref}}$	0.874	0.908
$f_\pi = 1 + C_{\pi1} (1 - \cos \alpha) \quad \cos \alpha = \bar{A}_\varepsilon :: \pi$ $\dot{\alpha} = -C_{\pi2}\alpha(\varepsilon^{\text{ampl}})^2 \quad \pi_{\text{neu}} = \mathcal{R} :: \pi$	$C_{\pi1}$	4.0	4.0
	$C_{\pi2}$	200	200

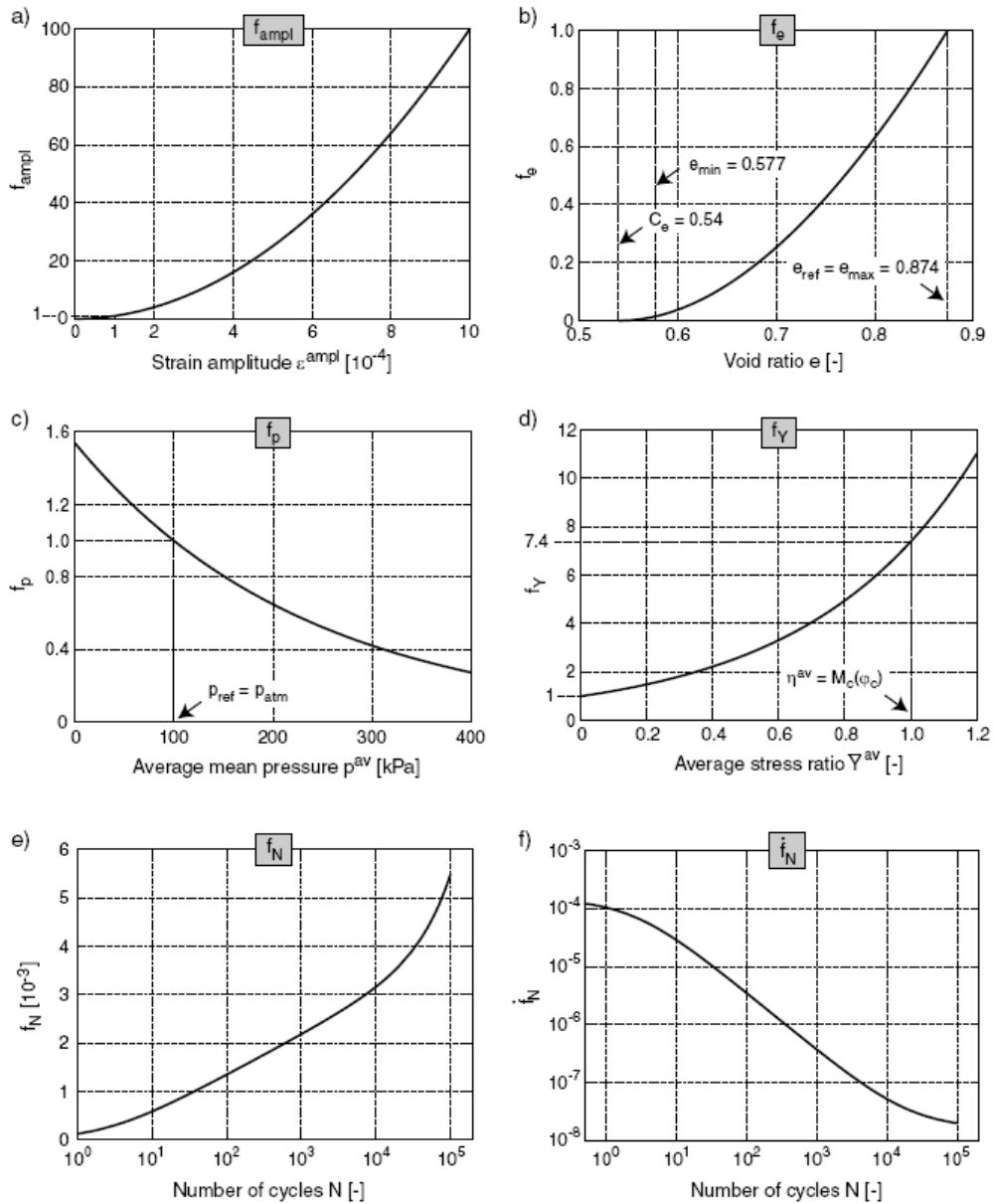


Figure 26 - Illustration des fonctions définissant l'accumulation de déformations pour le sable sand No.3 (Wichtmann, 2005)

## 2.2 - Détermination des paramètres des fonctions définissant l'accumulation

### 2.2.1 - Détermination des paramètres de $f_{ampl}$

Dans l'expression de  $f_{ampl}$ , au-delà de  $\varepsilon^{ampl} = 10^{-3}$ , le taux d'accumulation des déformations de  $\varepsilon^{acc}$  n'est plus proportionnel à  $\varepsilon^{ampl}$ , mais devient relativement constant; C'est pourquoi, on suppose que ce taux est égal à 100 au delà de  $10^{-3}$ .

Pour  $\varepsilon_{ref}^{ampl}$ , aucune indication claire n'est donnée par l'auteur, mais dans tous les cas présentés, il est égal à  $10^{-4}$ . C'est donc un des paramètres dont il faut trouver l'origine.



### 2.2.2 - Détermination des paramètres de $\dot{f}_N^A$ et $\dot{f}_N^B$

Ce paramètre traduit l'influence de l'histoire d'un précédent chargement cyclique sur le comportement du sol étudié. A l'origine, les paramètres  $C_{N1}$ ,  $C_{N2}$  et  $C_{N3}$  sont issus de l'ajustement de la courbe décrivant l'évolution de l'accumulation de déformations en fonction du nombre de cycle  $N$ . La fonction prise en compte est une combinaison d'une fonction logarithme et d'une fonction linéaire définie comme suit:

$$f_N = C_{N1} [\ln(1 + C_{N2} \cdot N) + C_{N3} \cdot N] \quad (15)$$

C'est l'écriture incrémentale de ce modèle d'accumulation qui a été adoptée dans le modèle moyennant quelques ajouts pour tenir compte de l'« historiotropie ». L'écriture incrémentale de cette loi d'accumulation étant:

$$\dot{f}_N = \underbrace{\frac{C_{N1} \cdot C_{N2}}{1 + C_{N2} \cdot N}}_{\dot{f}_N^A} + \underbrace{C_{N1} \cdot C_{N3}}_{\dot{f}_N^B} \quad (16)$$

Pour tenir compte de l'histoire du chargement (historiotropie), l'auteur introduit une autre variable d'état qui pondère aussi le nombre de cycles  $N$ . D'où l'on obtient:

$$\dot{f}_N^A = C_{N1} \cdot C_{N2} \cdot \exp\left(-\frac{g^A}{C_{N1} \cdot f_{ampl}}\right) \quad (17)$$

### 2.2.3 - Détermination des paramètres de $f_p$

Cette fonction traduit l'influence de la pression isotrope moyenne appliquée et 3 paramètres la définissent:

$p_{ref} = p_{atm} = 100$  kPa est la pression de référence;

$p_{av}$  : pression moyenne;

$C_p$  : cette constante permet d'ajuster l'équation définissant  $f_p$  dans le tableau 1 par rapport aux mesures obtenues lors des différents nombres de cycles.

Il apparaît que  $C_p$  augmente avec le nombre de cycles et que le rapport des contraintes moyennes a aussi une influence sur sa valeur. Toutefois, les essais ont montrés qu'une bonne approximation de l'accumulation des déformations est obtenue pour une valeur de  $C_p = 0,43$ .

### 2.2.4 - Détermination des paramètres de $f_Y$

Les résultats des essais effectués montrent que l'amplitude des déformations diminue avec l'augmentation du rapport des contraintes moyennes  $\eta^{av} = q^{av}/p^{av}$ . Toutefois, les courbes de l'accumulation des déformations montrent que le taux d'accumulation augmente avec l'augmentation de la contrainte moyenne.

Dans la fonction définissant l'influence du rapport des contraintes moyennes,  $\bar{Y}$  est défini par:

$$\bar{Y} = \frac{Y - 9}{Y_c - 9} \quad (18)$$

tel que Y est défini par la fonction de Matsuoka et Nakai (1982) comme suit:

$$Y = \frac{27 \times (3 + \eta)}{(3 + 2 \cdot \eta)(3 - \eta)} \quad (\text{Matsuoka et Nakai, 1982}) \quad (19)$$

$C_Y$  est une constante matérielle qui permet d'ajuster la fonction d'influence aux données obtenues lors des essais réalisés. Cette constante varie légèrement avec le nombre de cycles (entre 1.8 et 2.1). Pour les échantillons de sables testés, la valeur de 2 semble appropriée.

### **2.2.5 - Détermination des paramètres de $f_e$**

Il apparaît lors des essais effectués que l'accumulation des déformations augmente avec l'augmentation de l'indice des vides. La fonction hyperbolique définissant le paramètre  $f_e$  contient 3 paramètres qui sont:

- $e_{ref} = e_{max}$  qui représente l'indice de vide de référence pour laquelle  $f_e=1$ , et qui est égal à 0,874 pour le sable No.3;
- $e$  : l'indice des vides du sable;
- $C_e$  : par définition, le paramètre correspond à l'indice des vides pour laquelle  $f_e=0$ ;

### **2.2.6 - Détermination des paramètres de $f_\pi$**

Un changement de polarisation des cycles crée une augmentation temporaire du taux d'accumulation des déformations. Ce changement de polarisation est indépendant de la densité initiale. La fonction définissant l'influence de ce changement de polarisation des cycles dépend de l'angle  $\alpha$  entre l'orientation actuelle et l'orientation pendant les cycles précédents. Les paramètres sont déterminés à l'aide des essais effectués sur un appareil spécial appelé Cyclic MultiDimensional Simple Shear (CMDSS), qui a été développé par leurs soins et est dérivé d'un appareil d'essai de cisaillement simple du NGI (Kjellman (1951), Bjerrum et Landva (1966) cités par Wichtmann (2005)). La constante matérielle  $C_{\pi 1}$  est obtenue directement par la différence entre les valeurs de  $f_\pi$  avant et après le changement de polarisation, sachant qu'avant le changement  $f_\pi=1$ .

Comme l'augmentation du taux d'accumulation n'est que provisoire, la fonction qui définit sa diminution est définie par  $d\alpha$  qui est fonction de  $C_{\pi 2}$ . Ce second paramètre peut être déterminé à partir du nombre de cycles  $(N - N_{cp})_{1/2}$  pour lequel la fonction  $f_\pi=1+0.5 C_{\pi 1}$ . D'où:

$$C_{\pi 2} = \frac{\ln\left(\frac{3}{2}\right)}{(\varepsilon^{ampl})^2 (N - N_{cp})_{1/2}} \quad (20)$$

$(N - N_{cp})_{1/2}$  peut être interprétée comme une sorte de "demi-vie" de l'effet du changement de polarisation. Pour les 4 essais qu'il a effectué, il a trouvé les valeurs de  $C_{\pi 1} = 4$  et  $C_{\pi 2} = 200$ .

### 2.3 - Le calcul des déformations plastiques

Ce taux de déformation plastique est indispensable pour des raisons numériques. Sans cette déformation plastique l'équation suivante peut conduire à des états de contraintes non admissibles:

$$\dot{T} = E : (D - D^{acc}) \quad (21)$$

En effet, dans les cas extrêmes où le taux de déformation  $D = 0$ , l'incrément de contraintes résultant de  $D^{acc}$  est inversement proportionnel à la loi d'écoulement, i.e.  $\dot{T} \approx -m$ . Comme la loi d'écoulement est toujours dirigée vers l'extérieur de la surface de charge, les contraintes ne peuvent pas quitter la pyramide de Coulomb.

Dans l'exemple donnée par Wichtmann (2005), l'équilibre peut être vérifiée en négligeant le terme d'accumulation, toutefois, l'état de contraintes devient admissible d'où la nécessité d'introduire une déformation plastique. Cette déformation plastique est déterminée à partir de la loi de Matsuoka et Nakai (1982).

### 2.4 - Le modèle hypoplastique pour la partie implicite

Dans le calcul en éléments finis présenté, le modèle hypoplastique a été choisi pour modéliser la partie implicite des cycles. Ce modèle est basé sur les travaux de Kolymbas, Gudehus, et Von Wolffersdorff (Kolymbas, 1991 ; Gudehus, 1996 ; Von Wolffersdorff et Schwab, 2001), avec une extension aux déformations intergranulaires (Niemunis et Herle, 1997). Le modèle utilisé est donc un modèle modifié étendu aux déformations intergranulaires.

Le modèle original présente le défaut, selon Wichtmann (2005), de fournir une valeur du module de cisaillement trop faible près de l'axe des compressions isotropes  $p$ . C'est pourquoi, Niemunis (2003), cité par Wichtmann (2005), propose un modèle qui améliore le comportement près de la droite de compression isotrope. Toutefois, comme la détermination des paramètres du modèle modifié est obtenue par l'ajustement des courbes  $q - \varepsilon_1$  à partir des valeurs des paramètres (8) du modèle original, la version modifiée surestime alors la contractance et certaines constantes perdent leur signification d'origine.

### 2.5 - Tenseur m définissant la direction de l'accumulation

Les résultats des essais effectués par Wichtmann (2005) montrent que la direction d'accumulation des déformations est principalement fonction du rapport de contraintes moyennes  $\eta^{av}$ . Un léger changement de la direction de l'accumulation peut être observé avec l'augmentation du nombre de cycles  $N$ . Sinon, les autres paramètres n'ont aucune influence sur cette direction de l'accumulation.

Deux lois d'écoulement ont été étudiées par l'auteur afin de déterminer quelle est celle qui permet de mieux représenter la direction de l'accumulation:

- La loi d'écoulement du modèle Cam Clay modifié (monotone);
- La loi d'écoulement du modèle hypoplastique.

Les 2 lois d'écoulement permettent toutes 2 de bien représenter la direction de l'accumulation de déformation déviatorique et volumique (Figure 27), c'est pourquoi, Wichtmann justifie l'utilisation d'un de ces lois d'écoulement pour la règle d'écoulement cyclique dans le modèle d'accumulation explicite (m). D'ailleurs, Chang & Whitman (1988), cités par Wichtmann (2005), rapportent aussi que la loi d'écoulement du modèle de Cam Clay modifié, c'est-à-dire la règle d'écoulement monotone, représente bien la règle d'écoulement cyclique.

$$m = \frac{-\frac{1}{3}\left(p - \frac{q^2}{M^2 p}\right) 1 + \frac{3}{M^2} T^*}{\left| -\frac{1}{3}\left(p - \frac{q^2}{M^2 p}\right) 1 + \frac{3}{M^2} T^* \right|} \quad (22)$$

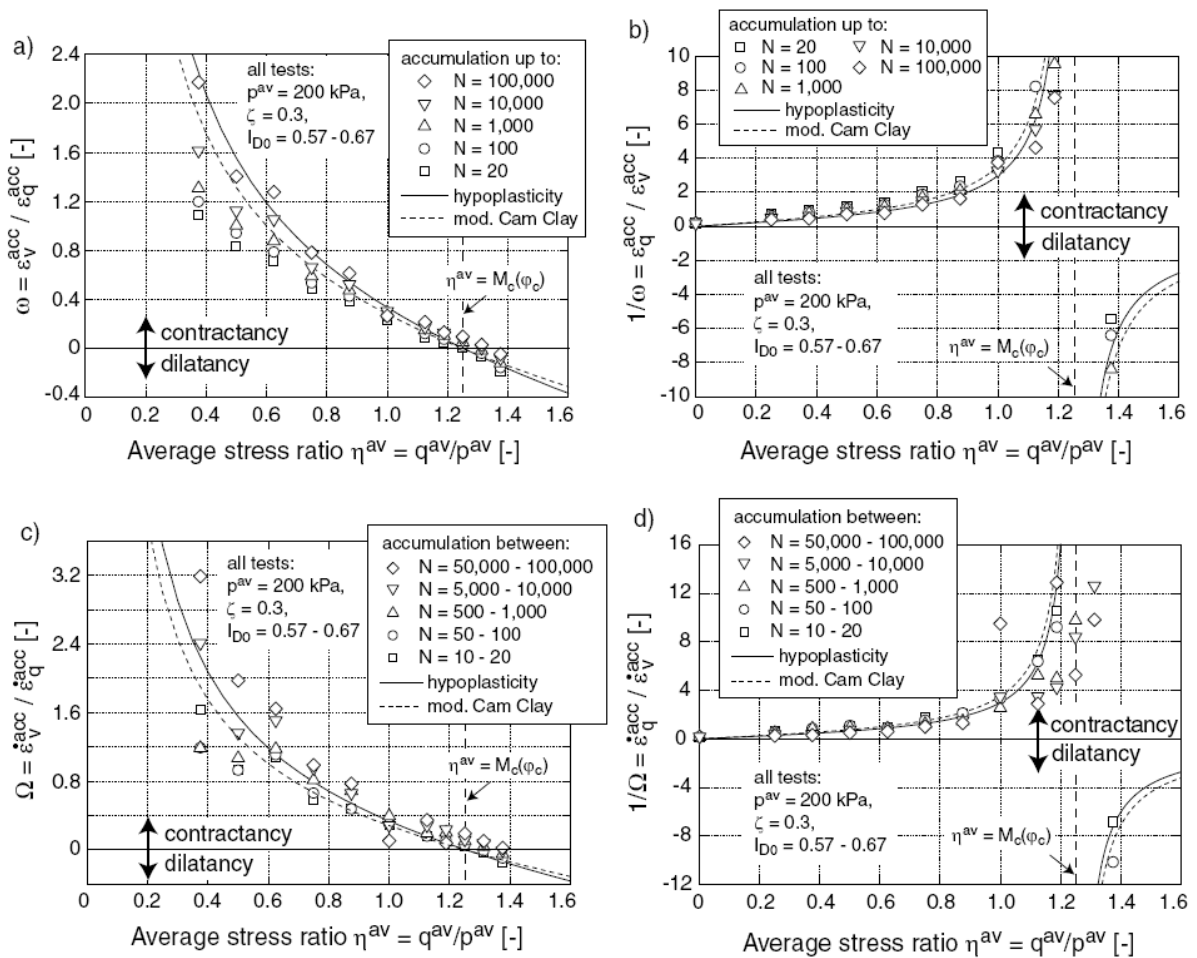


Figure 27 - Direction d'accumulation des déformations en fonction du rapport des contraintes (Wichtmann, 2005)

### 3 - Calculs en éléments finis avec le modèle de Bochum

#### 3.1 - Enregistrement des déformations lors du second cycle

Dans le but de réduire l'espace mémoire occupé par l'enregistrement, seuls les points caractéristiques seront enregistrés. C'est à partir de ces points caractéristiques que  $\varepsilon^{\text{ampl}}$  sera déterminé au début du mode de pseudo-fluage. A partir de la déformation initiale au début du cycle, d'autres points seront enregistrés s'ils remplissent certains critères qui sont:

- Le changement de direction du chemin de déformation au-delà d'un certain angle minimal  $\beta_{\text{min}}$  qui est défini par la personne qui fait la simulation;
- Une certaine distance  $r_{\text{min}}$  par rapport au dernier point enregistré.

La procédure est expliquée par la figure suivante:

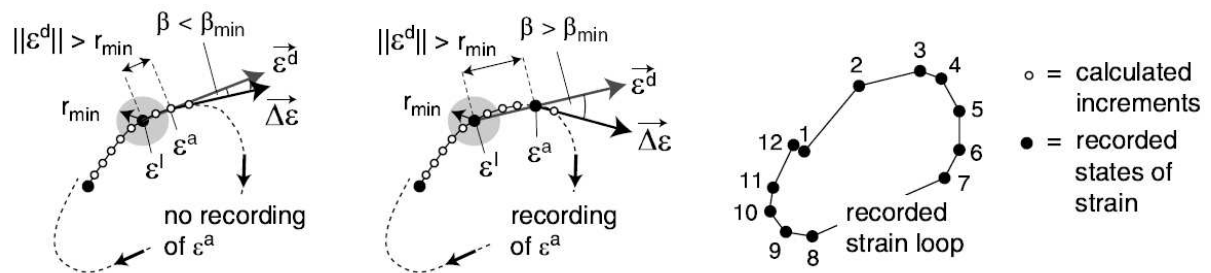


Figure 28 - Caractéristiques de l'enregistrement des points du chemin de déformations [Wichtmann, 2005]

#### 3.2 - Simulation d'une fondation superficielle

Les simulations ont porté sur le comportement d'une fondation superficielle sous l'effet d'un chargement cyclique. Les simulations sont comparées à des modèles centrifugés et les résultats des simulations sont assez proches des résultats des simulations même jusqu'à  $10^5$  cycles. Plusieurs paramètres ont été étudiés, notamment l'influence des paramètres du modèle sur les résultats de la simulation.

#### 3.3 - Simulation d'une fondation profonde sous chargement axial cyclique

La modélisation effectuée est axisymétrique. Le contact sol-pieu est modélisé à l'aide d'éléments de contact frottant (~interface) qui transmettent les contraintes de cisaillement à l'interface jusqu'à une limite  $\tau = \mu \sigma_N$ . Lorsque les contraintes de cisaillement sont supérieures à cette limite, on a un glissement. Le coefficient de frottement est supposé constant. Aucune dégradation de ce coefficient à cause du nombre de cycles n'est possible et n'est proposé pour l'instant.

Des problèmes numériques ont été rencontrés pour la détermination des contraintes normales situées à de grandes profondeurs.

### 4 - Conclusions

Le modèle présenté par Wichtmann (2005) présente l'intérêt de considérer les paramètres qui influencent le plus l'intensité et la direction de l'accumulation des déformations. Le fait de pouvoir représenter plusieurs directions d'accumulations des déformations constitue le grand avantage de ce modèle puisque la plupart des modèles similaires (similaire au modèle

viscoplastique présenté) ne tiennent compte que d'une seule direction d'accumulation des déformations, en général le tassement (Hornych, Paute, ...). Les essais réalisés montrent que la direction de l'accumulation de déformation dépend uniquement du rapport des contraintes appliquées  $\eta^{av}$  même si une légère variation de la direction d'accumulation avec le nombre de cycles peut être observée.

Toutefois, l'intensité de l'accumulation dépend fortement des contraintes moyennes, du nombre de cycles, de l'indice des vides initial, de l'historique du chargement et de l'amplitude des déformations. Ces paramètres qui influencent le comportement cyclique du sable sont pris en compte dans le modèle par l'intermédiaire de fonctions qui dépendent des résultats des essais ou des paramètres d'état du matériau. Néanmoins, la méthode de détermination de certains paramètres n'est pas vraiment définie ( $\varepsilon_{ref}^{amp}$ ,  $C_e$ ,  $N_{cp}$ ,  $C_{\pi 1}$ ,  $C_{\pi 2}$ , ...) et nécessitent l'utilisation d'outils expérimentaux peu répandus (comme le CMDSS).

Le modèle de Bochum permet donc de représenter l'accumulation de déformations dans le matériau quel que soit la direction des contraintes appliquées. De plus il prend en considération les paramètres qui influencent le plus cette accumulation. Cependant, des améliorations doivent être apportées sur le modèle implicite des 2 premiers cycles et du cycle de contrôle. De même, la méthode de détermination des paramètres des fonctions devrait être plus affinée pour éviter de faire un très grand nombre d'essais pour l'ajustement de ces derniers.

---

# **ANNEXE 7**

Mise au point du pieu instrumenté axial

---





## ANNEXE 7

### MISE AU POINT DU PIEU INSTRUMENTÉ AXIAL :

- détermination des efforts attendus dans le pieu ;
- étalonnage du pieu instrumenté.

#### 1 - Détermination des efforts attendus dans le pieu

Pour les essais de chargement axial d'un pieu, on voudrait mesurer les efforts de frottement et de pointe au cours du chargement (monotone ou cyclique). Il faudrait donc que le pieu modèle instrumenté puisse mesurer les contraintes en pointe et celles correspondant au frottement latéral lors des essais en centrifugeuse. De plus, ce pieu devrait être aussi suffisamment rigide pour pouvoir reprendre les efforts mis en jeu lors de la mise en place en vol du pieu. Il est donc nécessaire de connaître les contraintes que vont subir le pieu pendant les différentes phases de l'essai.

La détermination de ces efforts se fait sur la base des essais pénétrométriques, ou en anglais CPT (Cone Penetration test), réalisés dans les conteneurs, et à partir des caractéristiques mécaniques du massif de sable dans lequel le pieu est installé. Nous utiliserons principalement le règlement du Fascicule 62 (titre V) et le règlement API (American Petroleum Institute).

#### 1.1 - Détermination des efforts selon le fascicule 62 :

Trois essais CPT ont été réalisés dans les conteneurs C1 ( $I_D \sim 48\%$ ) et C3 ( $I_D \sim 78\%$ ). Nous étudions alors les résistances ultimes théoriques obtenues à partir des résultats de ces essais.

#### 1.1.1 - Massif de sable avec une densité de 47%:

Trois essais CPT ont été réalisés dans le conteneur C1 à 3 emplacements différents suivant la longueur du conteneur (Figure 29). Le CPT a un diamètre de 12 mm en valeur modèle, ce qui correspond en valeur prototype, pour une accélération centrifuge de 40 g, à un diamètre de 48 cm.

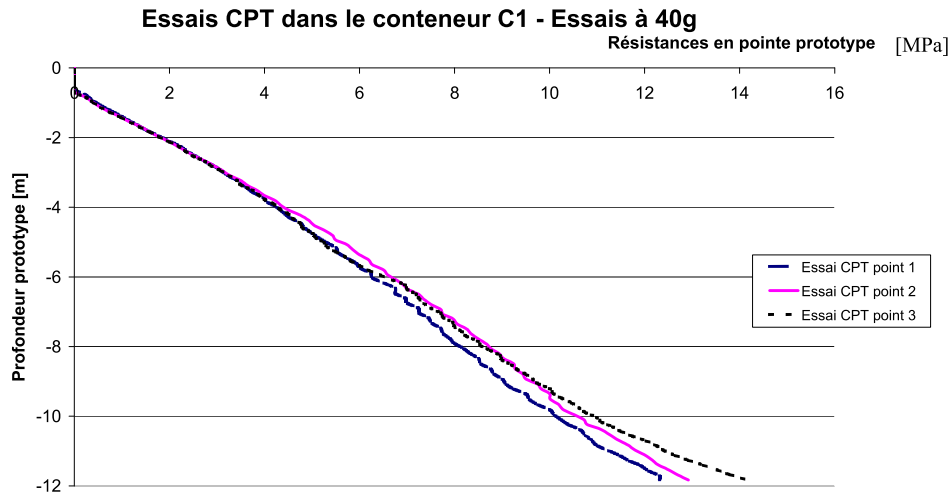


Figure 29 - Résultats des essais CPT effectués dans le conteneur C1 –  $I_D \sim 48\%$

Ces trois essais montrent que le massif de sable préparé par pluviation est bien homogène. Les courbes des résistances obtenues se superposent relativement bien sur toute la profondeur du massif, même si une légère dispersion des résistances mesurées est observée à forte profondeur. De plus, les courbes ont une allure bien linéaire; c'est pourquoi, une courbe de tendance a été déterminée par la méthode des moindres carrés et a donné l'équation :

$$q_c [MPa] = \frac{z [m]}{0,9073} \quad (23)$$

Cette équation, qui traduit l'évolution de  $q_c$  avec la profondeur, est conforme aux résultats obtenus par Gaudin (1999). C'est à partir de ces données qu'a été réalisée la détermination des résistances en pointe et par conséquent la résistance ultime du pieu lors d'un chargement axial de compression.

De ces essais, le fascicule 62-titreV nous permet de dire que notre sable est du sable type B. Comme la pointe prévue de ce pieu modèle se trouve à 260 mm (soit à 10,4 m en prototype – cf. chapitre 2), elle se trouve au-dessus de la profondeur critique. Le fascicule 62-titreV nous donne alors l'expression du frottement latéral mobilisable en fonction des essais CPT effectués :

$$q_s(z) = \min \left\{ \frac{q_c(z)}{\beta}, q_{s_{\max}} \right\} = \frac{q_c(z)}{300} \quad (24)$$

**Le frottement latéral:** mobilisable le long du pieu est donc égal à

$$Q_{su} = \pi \cdot 0,8 \cdot \int_0^{10,4} \frac{z}{0,9073} \frac{1}{300} dz = 499349 [N] \approx 0,5 [MN] \quad (25)$$

**L'effort en pointe:**

$$Q_{pu} = \frac{\pi \cdot 0,8^2}{4} \cdot k_c \cdot q_{ce} = \frac{\pi \cdot 0,8^2}{4} \cdot 0,5 \cdot q_{ce} \quad (26)$$

$q_{ce}$ : Résistance de pointe équivalente

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz = \frac{1}{0,5+3 \cdot 0,5} \int_{10,4-0,5}^{10,4+3 \cdot 0,5} \frac{z}{0,9073} dz = 12 [MN] \quad (27)$$

$k_c$ ,  $a$  et  $b$  sont des paramètres de calcul

$D$  est la fiche du pieu

En remplaçant  $q_{ce}$  par sa valeur, on trouve:

$$Q_{pu} = 3,02 [MN]$$

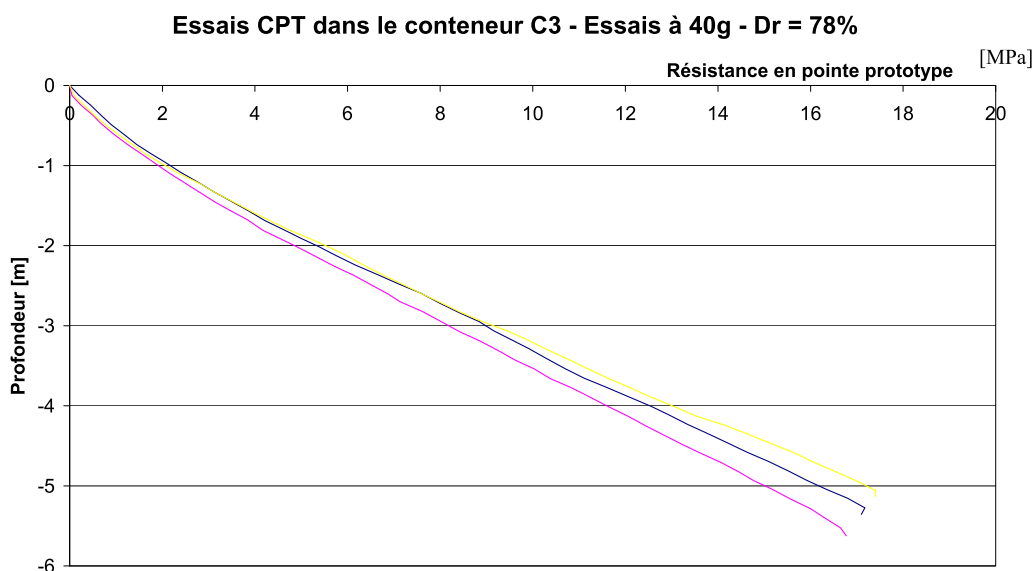
### Résistance totale du pieu modèle:

$$Q_{total[modèle]} = \frac{3\ 019\ 360 + 499\ 349}{40^2} = 2199,19 [N] \sim 220 \text{ daN}$$

Soit une résistance totale de 220 daN dans le sable à 47% pour une fiche de 260mm.

#### **1.1.2 - Massif de sable avec une densité de 78%**

3 essais CPT ont été réalisés dans le massif du conteneur C3 à trois emplacements différents suivant la longueur du conteneur. Compte tenu du seuil de contraintes que les capteurs en pointe pouvaient supporter ( $\sim 16$  MPa), nous ne pûmes descendre jusqu'à la profondeur de 12 m (valeur prototype), mais seulement jusqu'à 5.5m (valeur prototype) (Figure 30).



**Figure 30 - Résultats des essais CPT effectués dans le conteneur C3 (ici  $D_r$  représente  $I_D$ )**

Une courbe d'ajustement linéaire a été calculée et nous donne l'équation de la droite d'ajustement, proche des résultats de Bolton *et al.* (1999), définie par :

$$q_c = \frac{z}{0,3219} [MPa] \quad (28)$$

Comme dans le cas précédent ( $I_D \sim 48\%$ ), nous déterminons la force de frottement mobilisable à partir du fascicule 62 titre V, de telle manière que:

$$q_s(z) = \min \left\{ \frac{q_c(z)}{\beta}, q_{s_{\max}} \right\} = \frac{q_c(z)}{300} \quad (29)$$

**Le frottement latéral:** mobilisable le long du pieu est donc égal à

$$Q_{su} = \pi \cdot 0,8 \cdot \int_0^{10,4} \frac{z}{0,3219} \frac{1}{300} dz = 1,4 [MN] \quad (30)$$

**L'effort en pointe:**

$$Q_{pu} = \frac{\pi \cdot 0,8^2}{4} \cdot k_c \cdot q_{ce} = \frac{\pi \cdot 0,8^2}{4} \cdot 0,5 \cdot q_{ce} \quad (31)$$

$q_{ce}$ : Résistance de pointe équivalente

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz = \frac{1}{0,5+3 \cdot 0,5} \int_{10,4-0,5}^{10,4+3 \cdot 0,5} \frac{z}{0,9073} dz = 33,86 [MN] \quad (32)$$

$k_c$ , a et b sont des paramètres de calcul

D est la fiche du pieu

En remplaçant  $q_{ce}$  par sa valeur, on trouve:

$$Q_p = 8,51 [MN]$$

**Résistance totale du pieu modèle:**

$$Q_{total[modèle]} = \frac{1\ 407\ 450 + 8\ 510\ 310}{40^2} = 6198,6 [N] \sim \mathbf{620\ daN}$$

Soit une résistance totale de 620 daN dans le sable à 78% pour une fiche de 260 mm.

Les différents calculs effectués ont permis de déterminer la résistance mobilisable en fonction de la densité considérée. Les résistances mobilisables ainsi calculées sont résumées dans le Tableau 5 suivant:

**Tableau 5 - Valeurs prévisionnelles des efforts maximaux mobilisables en fonction des résultats des essais CPT (méthode du Fascicule 62-Titre V)**

Densité considérée	$I_D \sim 48\%$	$I_D \sim 78\%$
$Q_f$ (valeur prototype) [MN]	0,5	1,4
$Q_f$ (valeur modèle) [daN]	31,2	87,97
$Q_P$ (valeur prototype) [MN]	3,02	8,51
$Q_P$ (valeur modèle) [daN]	188,7	531,9
$Q_{total} = Q_f + Q_P$ (proto) [MN]	3,52	9,92
$Q_{total} = Q_f + Q_P$ (modèle) [daN]	<b>220</b>	<b>620</b>

## 1.2 - Détermination des efforts en fonction de l'API (American Petroleum Institute):

L'intérêt de réaliser des calculs avec le règlement de l'API consiste à obtenir d'autres valeurs de résistances par d'autres méthodes afin de confronter les résultats et de juger ainsi de la pertinence de ces derniers. Même si le règlement de l'API est destiné à l'industrie Offshore, il nous permettra quand même d'obtenir un ordre de grandeur. Selon l'API, le sable siliceux est un sol sans cohésion. Dans l'API, 2 méthodes sont proposées pour déterminer la capacité portante des pieux, la première est une méthode générale et la seconde est déterminée à partir d'essais CPT si l'on en dispose. On propose de déterminer la résistance mobilisable en fonction des 2 méthodes.

### 1.2.1 - Méthode générale

#### (1) Le frottement latéral:

Pour les pieux mis en place dans du sol frottant, la valeur du frottement unitaire peut être prise égale à:

$$q_f = K \cdot p'_0 \cdot \tan \delta < f_l \quad (33)$$

avec:

- K: Coefficient de pression latérale des terres  
= 0,8 pour des pieux ouverts en pointe  
= 1 pour des pieux fermés en pointe
- $p'_0$ : Pression effective du sol à la profondeur considérée  
=  $\gamma_d \cdot z$
- $\delta$ : Angle de frottement sol-pieu donné dans le tableau
- $f_l$ : Frottement unitaire limite donné par le tableau

Tableau 6 - Paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sol siliceux [API, 1987]

Densité	Description du sol	$\delta$ [degrés]	$f_l$ [kPa]	$N_q$ [-]	$q_{pL}$ [MPa]
Très lâche lâche Moyennement	Silt Sable silteux Silt	15	48	8	1.9
Lâche Moyennement Dense	Sable Sable silteux Silt	20	67	12	2.9
Moyennement Dense	Sable Sable silteux	25	81	20	4.8
Dense Très Dense	Sable Sable silteux	30	96	40	9.6
Dense Très Dense	Grave Sable	35	115	50	12

**(2) La résistance en pointe:**

La résistance unitaire limite en pointe mobilisable est égale à:

$$q_p = p'_0 \cdot N_q \leq q_{pL} \quad (34)$$

avec:

$p'_0$ : Pression effective du sol à la profondeur considérée

$$= \gamma_d \cdot z$$

$N_q$ : Facteur de capacité portante (en l'absence d'essais CPT)

$q_{pL}$ : Résistance unitaire limite en pointe, voir tableau

**1.2.2 - Méthode CPT:**

Les résultats des essais CPT peuvent être un supplément aux méthodes de dimensionnement mentionnés précédemment.

**(1) Frottement latéral:**

Le frottement latéral unitaire limite correspond au minimum des 3 fonctions suivantes:

$$q_{f1} = 120 \text{ kPa}$$

$$q_{f2} = \text{frottement de la manche du tube CPT}$$

$$q_{f3} = q_c / 300 \text{ (compression)}$$

La résistance en pointe limite :

$$q_p = 0.7 q_c \text{ (OCR = 2-4) , } q_p \leq 15 \text{ MPa}$$

$$q_p = 0.5 q_c \text{ (OCR = 6-10) , } q_p \leq 15 \text{ MPa}$$

A partir de ces relations, nous pouvons essayer de déterminer la résistance mobilisable par le pieu.

**Tableau 7 - Résultats détaillés des calculs de portance selon la méthode de l'API**

Méthode utilisée	Méthode générale		Méthode CPT	
Densité $I_D$ [%]	$I_D = 47\%$	$I_D = 78\%$	$I_D = 47\%$	$I_D = 78\%$
K	1	1	1	1
$p'_0$	$\gamma_d \times z$	$\gamma_d \times z$	$\gamma_d \times z$	$\gamma_d \times z$
$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	15,52	16,53	15,52	16,53
$\delta$ [°]	25	30	x	x
Tan $\delta$ [-]	0,47	0,58	x	x
$p'_0$ ( $z_{\max}=10,4\text{m}$ ) [kPa]	161,41	171,91	161,41	171,91
$q_f(z_{\max}=10,4\text{m})$ [kPa]	75,27	99,25	x	x
$q_{f\max}$ (Sable moyennement dense et dense)	81	96 <sup>1</sup>		
$q_{f1}$ [kPa]	x	x	120	120
$q_{f2}$ [kPa]	x	x	Mesure CPT	Mesure CPT
$q_{f3}$ [kPa]	x	x	$q_c/300$ (max= 38.3)	$q_c/300$ (max=107,7)
$N_q$	20	40	x	x
$q_c(z=10,4\text{m})$ [kPa]	x	x	11500	32308
$Q_f$ [kN]	983,651	1297,15	499,349	1407,45
$Q_p$ [kN]	1622,65	3456,5	4046,37	11367,8
$Q_{\text{total}}$ [kN]	2606,27	4753,65	4545,72	12775,3
$Q_f$ [daN] (modèle)	61,4782	81,0719	31,2093	87,9656
$Q_p$ [daN] (modèle)	101,416	216,031	252,898	710,488
$Q_{\text{total}}$ [daN] (modèle)	<b>162,9</b>	<b>297,1</b>	<b>284,1</b>	<b>798,5</b>

<sup>1</sup>: Compte tenu de la différence minimale entre la limite de  $q_f=96$  kPa et le maximum obtenu 99,25 kPa, nous retiendrons finalement la forme générale et ne tiendrons pas compte de cette limite pour la densité considérée,  $I_D \sim 78\%$ .

Les résultats des calculs sont résumés dans le Tableau 8 suivant :  
Résultats détaillés des calculs de portance selon la méthode de l'API

**Tableau 8 - Résultats détaillés des calculs de portance selon la méthode de l'API**

Méthode utilisée	Méthode générale		Méthode CPT	
Densité $I_D$ [%]	$I_D = 47\%$	$I_D = 78\%$	$I_D = 47\%$	$I_D = 78\%$
$Q_f$ [kN]	983,7	1297,2	499,3	1407,45
$Q_p$ [kN]	1622,7	3456,5	4046,4	11367,8
$Q_{total}$ [kN]	2606,3	4753,65	4545,7	12775,3
$Q_f$ [daN] (modèle)	61,5	81,1	31,2	88
$Q_p$ [daN] (modèle)	101,4	216,0	252,9	710,5
$Q_{total}$ [daN] (modèle)	<b>162,9</b>	<b>297,1</b>	<b>284,1</b>	<b>798,5</b>

On remarque donc que le calcul suivant la méthode générale de l'API donne des valeurs de portance très faible du pieu. Alors que la méthode proposée à partir des mesures CPT donne des valeurs nettement supérieures à celles calculées à partir du fascicule 62 titre V (pour  $I_D \sim 47\%$ , on a un écart de +29,1%, et pour  $I_D = 78\%$ , on a un écart de +28,78%).

### 1.3 - Efforts attendus dans les jauges :

#### 1.3.1 - Type de pieu et caractéristiques techniques

Il a été décidé que le type de pieu qui sera fabriqué sera un pieu avec des corps d'épreuves sur lesquels on collera des jauges. Cette solution est conforme à une étude comparative des pieux utilisés en centrifugeuse qui a été réalisée en 2007. Les pieux avec des corps d'épreuves ressembleraient beaucoup aux pieux utilisés par Balachowski (1995) et Fioravante (1994).

Le pieu gardera donc les mêmes dimensions géométriques qu'auparavant, à savoir une fiche de 260 mm et un diamètre de 20 mm. La longueur totale du pieu, hors filetage de fixation au servovérin, sera de 330 mm conformément aux derniers plans des pieux instrumentés dessinés. Ces dimensions géométriques sont validées pour tout le reste du développement.

Le pieu instrumenté comportera un capteur en pointe et au moins 4 autres niveaux d'instrumentations (jauges collées) régulièrement réparties sur le reste de la fiche (260 mm auquel on soustrait la longueur nécessaire pour mettre en place le système de mesure des efforts en pointe). On aura donc, au total 5 sections de mesures, 1 section pour la mesure de l'effort en pointe, puis 4 autres sections, régulièrement réparties et équidistantes pour la mesure des efforts en frottement. Pour la longueur affectée à chaque section, elle sera fonction de l'encombrement et de l'espace nécessaire que chaque fabricant (collage de jauges) demandera.



### 1.3.2 - Valeurs des efforts prévus pour le capteur en pointe:

Compte tenu des essais CPT déjà réalisés dans les massifs étudiés, on peut déterminer à priori les efforts maximaux en pointe pour chaque densité considérée. Pour cela, il suffit de reprendre les efforts mesurés à la profondeur de 10,4 m pour la densité de 48%, et d'extrapoler à partir de l'équation de  $q_c$  pour la densité de 78% (Tableau 9).

**Tableau 9 - Contraintes maximales prévues en pointe, déterminées à partir des essais CPT**

Effort en pointe maximal	$I_D \sim 48\%$	$I_D \sim 48\%$ (F Valeurs Modèles)	$I_D \sim 78\%$	$I_D \sim 78\%$ (F Valeurs Modèles)
Mesures lors de l'essai CPT [MPa]	11,5	F = 361,8 daN	X	X
Extrapolation [MPa]	11,5	F = 360,1 daN	32,3	F = 1015 daN

Ces résultats montrent que l'extrapolation obtenue à partir des droites d'ajustement est assez exacte. Ce qui voudrait dire que la variation théorique de la résistance en pointe mesurée sera de 0 à 32,3 MPa (Donc, le capteur prévu devrait pouvoir au moins mesurer une contrainte de 32,3 MPa en statique et aussi être assez sensible pour mesurer des variations de l'ordre de 0,1 MPa).

Les essais réalisés en 2008 avec des pieux non instrumentés mais ayant les mêmes dimensions confirment que l'effort total attendu (frottement et pointe), pour un  $I_D$  de 78% est d'environ 1800 daN, soit environ 1,8 tonnes en fin de fonçage et de chargement monotone. Ces essais ne nous ont pas permis de confirmer que la contrainte mesurée en pointe est bien égale à 32,3 MPa, car le capteur de force était situé en tête du pieu. Toutefois, il serait plus judicieux d'augmenter de 25% environ la capacité portante du capteur en pointe soit une valeur maximale de 40 MPa de contrainte. On suppose que lors des essais de chargement cyclique, on aura une densification du sable sous la pointe, ce qui impliquera une augmentation de la résistance en pointe du pieu. Il est encore difficile de quantifier cette augmentation, toutefois on préconise de majorer cette étendue de mesure.

### 1.3.3 - Valeurs des efforts prévus dans les corps d'épreuve du pieu instrumenté:

Pour déterminer les valeurs des efforts dans les corps d'épreuve, il faut tenir compte des paramètres suivants:

- la profondeur à laquelle sont situés les manchons ou les parties reprenant le frottement;
- la taille (longueur) du manchon ou du corps d'épreuve;
- la méthode adoptée pour déterminer le frottement latéral.

#### **HYPOTHESES :**

- (1) On supposera que sur la fiche totale de 260 mm, les 20 derniers millimètres reprennent uniquement les efforts de pointe et que seuls les 240 mm reprennent les efforts de frottement.

- (2) On supposera aussi que la répartition de l'effort de frottement est linéaire avec la profondeur.

Dans le cas où l'effort total de frottement est égal à 100 daN (compte tenu des résultats des essais d'arrachement réalisés), la répartition linéaire du frottement avec la profondeur est résumée par l'équation suivante :

$$F_{s1}(z)[daN] = \frac{z[mm]}{288} \quad (35)$$

Cette équation a été obtenue en tenant compte des résultats des essais CPT (valeurs de  $q_c$ ), et en intégrant l'équation de  $q_s$ , sachant que le résultat de l'intégration est égal à 100 daN.

Pour déterminer les efforts dans les corps d'épreuves, on enlèvera à l'effort de la section supérieure, l'effort de frottement repris par la section correspondante. Le pieu comportera 5 niveaux de jauges (y compris la mesure de l'effort en pointe), et 5 sections équidistantes reprenant le frottement. Les efforts attendus dans chaque section de jauge sont résumés dans le Tableau 10 suivant, en supposant que l'effort maximal (lors du fonçage et mise en place) en tête du pieu est de 1800 daN

**Tableau 10 - Résumé des efforts attendus dans les jauges du pieu**

	h [mm]	z [mm]	z [mm]	Frottement	Efforts dans les capteurs	
	[mm]	z1 [mm]	z2 [mm]	Fs [daN]	<b>1800 daN</b>	Capteur de force en tête
Section de frottement 1	48	0	48	4,00 daN	<b>1796,00 daN</b>	Jauge 1
Section de frottement 2	48	48	96	12,00 daN	<b>1784,00 daN</b>	Jauge 2
Section de frottement 3	48	96	144	20,00 daN	<b>1764,00 daN</b>	Jauge 3
Section de frottement 4	48	144	192	28,00 daN	<b>1736,00 daN</b>	Jauge 4
Section de frottement 5	48	192	240	36,00 daN	<b>1700,00 daN</b>	Jauge 5

La Figure 31 suivante résume l'ensemble des caractéristiques géométriques du pieu avec les efforts attendus dans chaque jauge. La surface du pieu sera traitée pour avoir une rugosité normalisée supérieure ou égale à 1.

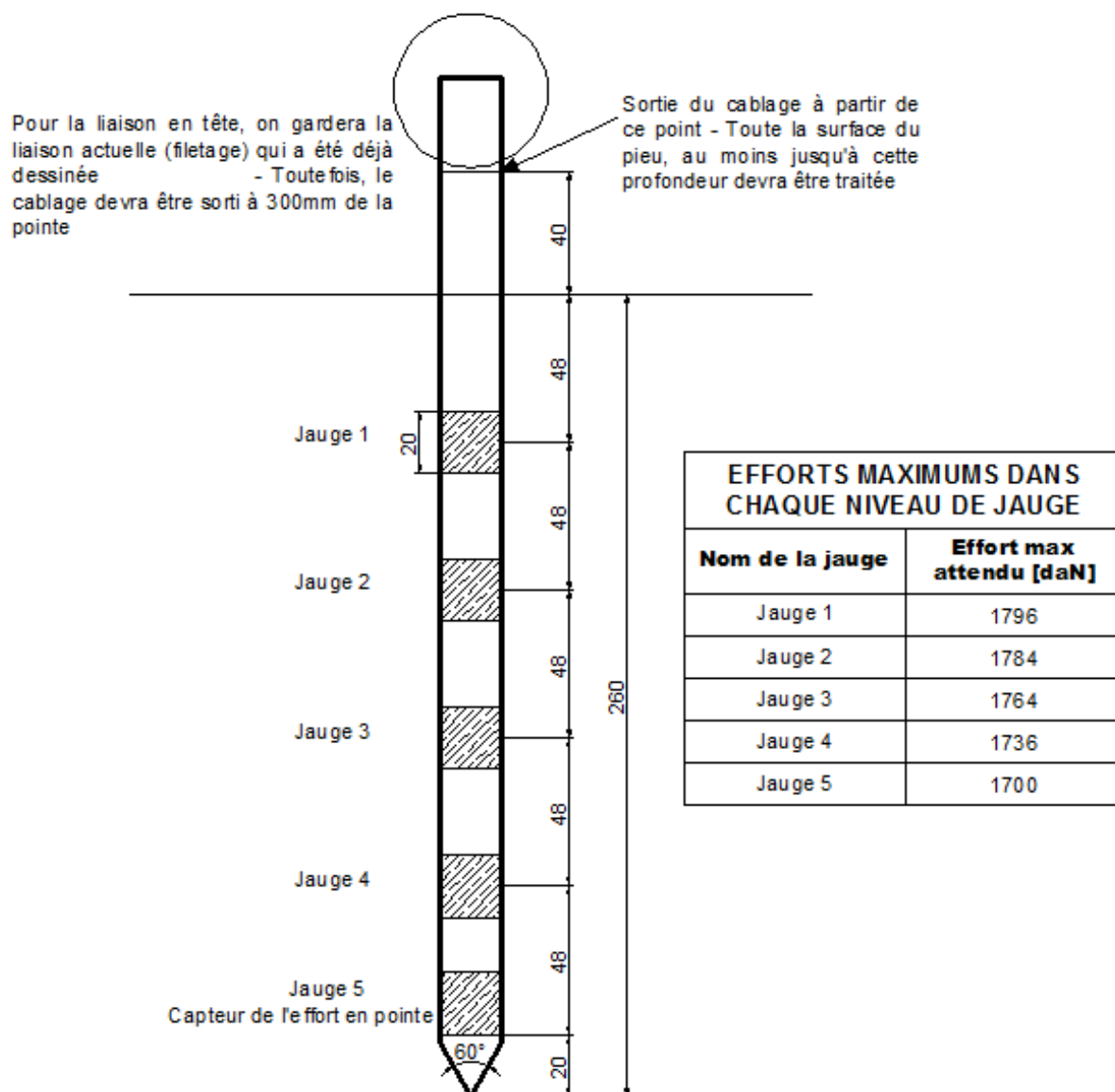


Figure 31 - Figure du pieu instrumenté avec les efforts attendus dans les jauges

La hauteur moyenne de chaque section reprenant le frottement est égal à environ 48mm, compte tenu de la coque de protection des jauges qui transmettra aussi les frottements dans les corps d'épreuves. Dans ces 48 mm, il faut compter environ 20 mm de réservation pour le collage des jauges, qui seront protégées par une coque (même matériau que le pieu) ayant le même type de surface que le corps du pieu. Les coques de protection des quatre premières jauges seront vissées à ses deux extrémités hautes et basses (en haut et en bas du niveau où l'on collera les jauges sur les corps d'épreuves), ce qui permet de transmettre une partie de l'effort de frottement repris par la coque vers une section de frottement encadrant le corps d'épreuve (où la jauge est collée) et une autre partie vers l'autre section encadrant le corps d'épreuve. On suppose que la répartition des efforts est la même en haut et en bas du corps d'épreuve.

Pour la jauge 5, la coque de protection ne sera vissée que sur sa partie supérieure pour que la mesure de l'effort en pointe ne soit pas entachée des frottements dus à la coque. Un jeu suffisamment faible est conservé entre la pointe et la coque afin de ne pas bloquer la déformation du corps d'épreuve de la jauge 5 lorsqu'elle est sous contraintes.

#### 1.4 - Résumé des efforts attendus pour la pointe, et le frottement lors du fonçage et du chargement

Nous proposons ci-dessous l'échelle de variation des efforts prévus, déterminés à partir des méthodes de dimensionnement courantes et compte tenu des essais réalisés en centrifugeuse. On rappelle qu'aucun coefficient de sécurité n'a été appliqué sur les valeurs déterminées à l'aide des méthodes de dimensionnement.

##### 1.4.1 - Ordre de grandeur des valeurs attendues pour la pointe et le frottement total lors du fonçage du pieu:

En fin de fonçage du pieu, on constate que l'effort total maximal en tête du pieu peut atteindre les 1800 daN. Compte tenu de l'effort de frottement mesuré lors d'un essai d'arrachement en centrifugeuse (égal à environ 100 daN), l'effort maximal en pointe lors du fonçage peut être égal à 1700 daN.

Tableau 11 - Efforts maximaux attendus lors du fonçage du pieu

EFFORT MAXIMAL ATTENDU (POINTE ET FROTTEMENT TOTAL) LORS DU FONCAGE	
EN POINTE [daN]	<b>1700</b>
EN FROTTEMENT TOTAL [daN]	<b>100</b>

##### 1.4.2 - Ordre de grandeur des valeurs attendues pour la pointe et le frottement total lors du chargement du pieu

La valeur minimale prévue est 0 (zéro) quelle que soit la densité du massif. A partir des résultats des essais CPT et des essais de chargement axial en centrifugeuse, les efforts maximaux attendus en pointe sont résumés dans le Tableau 12 ci-dessous:

Tableau 12 - Efforts maximaux attendus en pointe en fonction de la densité relative du sable

Effort en pointe maximal	$I_D = 47\%$	$I_D = 47\%$ (F Valeurs Modèles)	$I_D = 78\%$	$I_D = 78\%$ (F Valeurs Modèles)
Mesures lors de l'essai CPT [MPa]	11,5	F = 361,8 daN	X	X
Extrapolation [MPa]	11,5	F = 360,1 daN	32,3	F = 1015 daN

Pour le frottement latéral, en se basant sur les résultats précédents, les valeurs minimales pour chaque section de frottement sont la valeur nulle et les valeurs maximales sont résumées dans la 6<sup>ème</sup> colonne du Tableau 10 précédent et que l'on reprend dans le Tableau 13 suivant :

Tableau 13 - Efforts de frottement repris par chaque section

Section de frottement	Hauteur [mm]	Frottement repris [daN]
Section 1	48	4
Section 2	48	12
Section 3	48	20
Section 4	48	28
Section 5	48	36

#### 1.4.3 - Efforts maximaux dans le pieu:

L'effort maximal repris par le pieu se produit lors du fonçage, c'est pourquoi, on a proposé que les dimensionnements se fassent à partir des efforts mesurés lors du fonçage. L'effort maximal en tête est égal à 1800 daN. Le frottement maximal est obtenu avec la méthode API et qui équivaut à environ 88 daN, et qui correspond à peu près à la valeur maximale obtenue lors d'essais d'arrachements. La valeur du *frottement total* mobilisé est égal à **100 daN** en arrachement. Donc, l'effort maximal en pointe à considérer est égal à **1700 daN**.

#### 1.5 - Conclusion

Les dimensions d'un pieu pour un chargement axial nécessite la prise en compte de plusieurs contraintes comme l'effet d'échelle et les effets de bord. En tenant compte des résultats de nos études d'effet d'échelle, et de données bibliographiques, on propose alors un pieu modèle dont la fiche est de 260 mm et le diamètre est de 20 mm. Ces dimensions sont proposées en tenant compte des contraintes mentionnées ci-dessus.

Pour les mesures à réaliser, on propose d'effectuer des mesures de résistance en pointe et de mesures de frottements le long du pieu. Pour les efforts prévus en pointe à 47%, des essais CPT ont pu être réalisés jusqu'à la profondeur voulue de 10,4 m (valeur prototype) et les mesures réalisées donnent un  $q_c$  de 11,5 MPa. A 78%, on n'a pas de résultat expérimental à la profondeur étudiée et des extrapolations ont été faites à partir des données obtenues jusqu'à 6m (valeur prototype). Ces extrapolations ont permis de déterminer un effort en pointe de 32,3 MPa. Bien sur, ce résultat reste théorique et des vérifications devront être effectuées. De plus, compte tenu des essais CPT, la force nécessaire pour obtenir la rupture du terme de pointe (uniquement) est égale à 1015 daN (valeur modèle), soit environ 1 tonne à 78%. Toutefois, des essais réalisés avec un pieu non instrumenté ont montré que l'effort maximal dans le pieu est obtenu lors du fonçage. Les efforts mesurés lors du fonçage montrent que l'effort maximal en pointe est de 1700 daN, et que l'effort total de frottement est égal à 100 daN.

La protection des jauges à l'aide des coques semble être une bonne solution. Elle permet de ne pas avoir de discontinuités dans la mesure des frottements le long du pieu et d'avoir des efforts de frottements plus importants puisque la surface des sections est plus importante.

## 2 - Etalonnage du pieu instrumenté

Le but de la calibration est de relier les valeurs électriques des jauges aux données des efforts dans les corps d'épreuve du pieu soumis à un chargement axial. La procédure est différente de celle adoptée pour le chargement latéral à cause du mode de fonctionnement du pieu.

### 2.1 - Description du pieu instrumenté :

Le pieu instrumenté est usiné avec un seul corps d'épreuve, puis différents évidements à différents niveaux sont réalisés afin d'avoir des sections plus étroites, où sont concentrés les efforts et où sont collées les jauges de déformation. Ces évidements sont ensuite protégés par une coque constituée du même matériau que le pieu (Figure 32) et maintenue par 4 vis sur leur partie supérieure. Au niveau des évidements, des perçages sont réalisés afin de faire passer les fils des jauges par l'âme du pieu. Les fils de toutes les jauges sont sortis à 300 mm de la pointe, ce qui est suffisant pour ne pas perturber l'essai puisqu'il faut une fiche de 260 mm (Figure 33). La surface totale du pieu est ensuite traitée pour fournir une rugosité normalisée égale à 1. La rugosité normalisée est définie de la manière suivante :  $R_n = R_{max}/d_{50}$  (Tabucanon et Airey, 1992),  $R_{max}$  étant défini comme la hauteur relative entre le pic le plus haut et le creux le plus bas de la surface de la structure et  $d_{50}$ , le diamètre moyen des grains du sol enserrant la structure.



Figure 32 - Coques de protection des jauges (même matériau que le pieu)

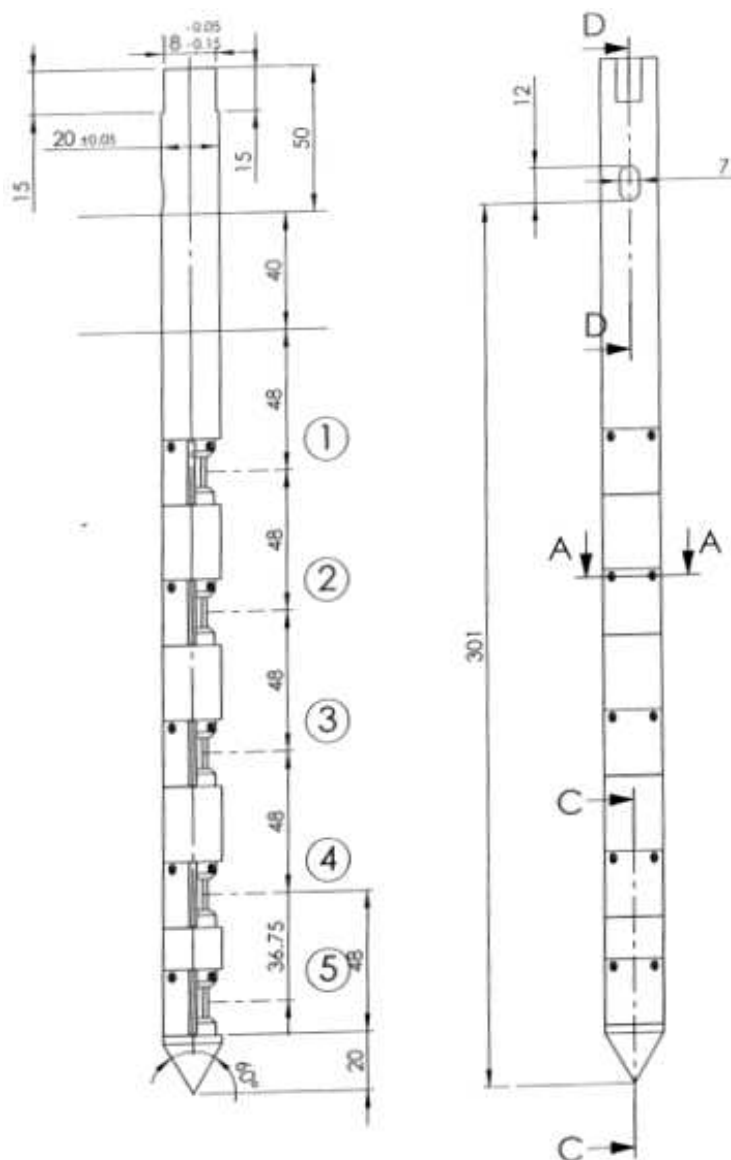


Figure 33 - Croquis du pieu instrumenté avec les différentes sections de jauges

Les jauges sont compensées en température et, après calibration, peuvent mesurer des efforts jusqu'à 1800 daN pour une sensibilité de 3mV/V. L'effort de rupture pour les jauges est égal à 5400 daN.

## 2.2 - Calibration du pieu

### 2.2.1 - Hypothèses

Comme le pieu est réalisé dans une seule pièce, et que lors de la calibration, aucun effort de frottement latéral n'agit sur le pieu, on peut supposer que l'effort appliqué en tête est la même à n'importe quelle section du pieu. C'est-à-dire que si on applique un effort  $V$  en tête du pieu, la variation de résistance de la jauge à une section quelconque  $S1$  du pieu correspond à une variation d'effort égale à  $V$  pour cette section étudiée.

C'est pourquoi, pour la calibration des 5 jauges, on applique différents efforts en tête, et la valeur électrique mesurée pour chaque jauge correspond, à un coefficient près, à l'effort appliqué en tête. La variation des efforts appliqués nous permet d'obtenir plusieurs valeurs

électriques correspondant à chaque effort. Ces différents points nous permettent de déterminer les coefficients de chaque jauge.

### **2.2.2 - Système de calibration**

Le système de calibration est issu d'un bâti de consolidation œdométrique. Ce bâti a été modifié pour qu'on puisse mettre le pieu en lieu et place d'une cellule œdométrique (Figure 34). Le pieu est rotulé en pied et en tête pour qu'on n'ait aucun moment parasite.



**Figure 34 - Bâti de calibration du pieu**

Grâce au bras de levier, si on applique une charge de 100 kg, l'effort appliqué à l'endroit où le pieu est étalonné est multiplié par 5 et est égal à 500 kg. Le système est stable jusqu'à la charge maximale de 100 kg sur le bâti, c'est pourquoi, nous nous sommes limité à une charge appliquée sur le pieu égale à 500 kg.

Le pieu est relié au système d'acquisition par un câble de 3 m de longueur. Le système d'acquisition est un « spider HBM » et le logiciel d'acquisition utilisé a été compilé avec « DasyLab ». Pour une charge appliquée, on effectue l'acquisition au moment où les valeurs électriques mesurées et affichées sont stables.

### **2.2.3 - Calibration du pieu**

La calibration du pieu est réalisée en appliquant successivement des charges de plus en plus importantes sur le pieu jusqu'à ce qu'on atteigne 500 kg, puis on effectue une décharge par palier jusqu'à ce que la force appliquée en tête du pieu soit nulle. Cette procédure a été réalisée deux fois pour calculer les coefficients de chaque jauge.

La numérotation des jauges est conforme au plan du pieu décrit précédemment. Ainsi, la jauge 5 désigne celle censée mesurer les efforts en pointe du pieu.

Les résultats des essais sont montrés dans le Tableau 14.



Tableau 14 - Valeurs électriques mesurées lors de l'essai de calibration

Charge appliquée [daN]	Valeurs électriques mesurées				
	Jauge 5	Jauge 4	Jauge 3	Jauge 2	Jauge 1
0	-0,0029	-0,0164	-0,0162	-0,0053	0,0017
98,1	0,0947	0,0845	0,0844	0,0946	0,1026
196,2	0,191	0,1652	0,184	0,1935	0,2022
294,3	0,2871	0,292	0,2835	0,2925	0,3019
392,4	0,383	0,3909	0,3832	0,3916	0,4018
441,45	0,4309	0,432	0,4331	0,4411	0,4517
392,4	0,3839	0,3826	0,3838	0,3922	0,4027
294,3	0,2891	0,2845	0,2851	0,2941	0,3042
196,2	0,1932	0,1957	0,1857	0,1952	0,2046
98,1	0,0955	0,0954	0,0852	0,0956	0,1039
196,2	0,1916	0,1927	0,183	0,1922	0,2025
294,3	0,289	0,2822	0,2823	0,2904	0,3025
392,4	0,3862	0,381	0,3809	0,3877	0,4021
441,45	0,435	0,4285	0,4301	0,4361	0,452
0	-0,0031	-0,0145	-0,0163	-0,0051	0,0031
98,1	0,0948	0,0944	0,0837	0,0943	0,1037
196,2	0,1925	0,1941	0,1835	0,1931	0,2041
294,3	0,2906	0,28	0,2837	0,2923	0,3048
392,4	0,3886	0,3834	0,3843	0,3918	0,4052
441,45	0,4385	0,435	0,4354	0,4424	0,4562
490,5	0,4873	0,483	0,4855	0,4921	0,5064
500,31	0,4971	0,4949	0,4956	0,5022	0,5164
490,5	0,4873	0,4849	0,4856	0,4922	0,5063
441,45	0,4383	0,4452	0,4357	0,4427	0,4564
392,4	0,3886	0,3846	0,3849	0,3924	0,4055
294,3	0,2908	0,2948	0,285	0,2933	0,3053
196,2	0,193	0,1949	0,1847	0,1942	0,2048
98,1	0,0952	0,0948	0,0844	0,0949	0,1042
0	-0,0031	-0,0058	-0,0163	-0,0051	0,003

La détermination des droites d'ajustement de ces points nous donne les valeurs des coefficients de jauge. Par exemple, pour la jauge 5, nous obtenons la Figure 35 suivante:

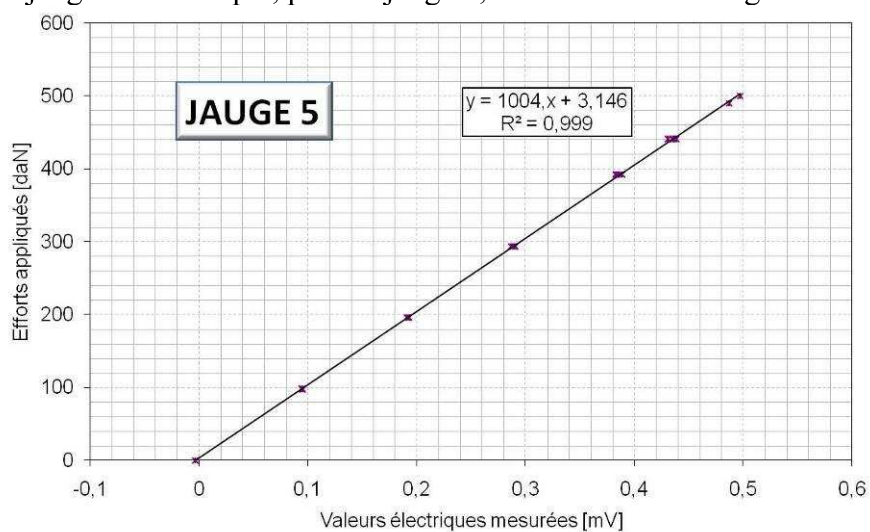


Figure 35 - Détermination du coefficient d'ajustement de la jauge 5

De la même manière, nous obtenons les coefficients des autres jauges (Tableau 15).

**Tableau 15 - Coefficients des jauges mesurés**

Jauges	Jauge 5	Jauge 4	Jauge 3	Jauge 2	Jauge 1
<b>Coefficient des jauges</b>	1004,9	992,2	980,6	989,6	977,0
<b>Coefficient de détermination</b>	0,999	0,998	0,999	0,999	0,999

Des essais de calibration ont aussi été réalisés par l'entreprise Garos qui a instrumenté les pieux. On notera que lors de notre calibration, l'effort maximal que nous avons pu appliquer au pieu est de 500 daN, alors que Garos a pu charger le pieu jusqu'à 1800 daN. Les résultats de ces essais sont résumés dans le Tableau 16.

**Tableau 16 - Coefficients des jauges à partir des essais de calibration réalisés par Garos**

Jauges	Jauge 5	Jauge 4	Jauge 3	Jauge 2	Jauge 1
<b>Coefficient des jauges (GAROS)</b>	1002,4	978,6	977,2	982,1	981,1
<b>Coefficient de détermination</b>	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

Nous observons que les différences relatives sont très faibles, et sont toujours inférieures à 0,7%, sauf pour la jauge 4 pour laquelle la différence relative est presque égale à 1,4%. Nous pouvons donc utiliser avec confiance les coefficients que nous avons déterminés.

Lors des essais de calibration, nous avons remarqué que la jauge 4 avait quelques problèmes puisque les valeurs mesurées montraient des pics alors que toutes les autres jauges étaient stables. Ces mêmes constatations ont pu être observées lorsqu'on a essayé d'étudier le comportement du pieu lors d'un fonçage à 1×g dans du sable. Ce comportement pourrait être dû à un mauvais contact, ou à un défaut de collage.

Ce problème a été par la suite résolu après un retour du pieu à l'atelier de Garos.

#### **2.2.4 - Résultats à 1×g**

Après la calibration, des essais de fonçage à 1×g dans du sable, ainsi que des essais sur chaque section de jauge ont été réalisés. Nous pouvons noter que les jauges sont assez sensibles pour mesurer des variations d'efforts de quelques daN, alors que l'étendue de mesure est de 1800 daN. Nous voyons par exemple sur la Figure 36 l'exemple de la jauge 3.

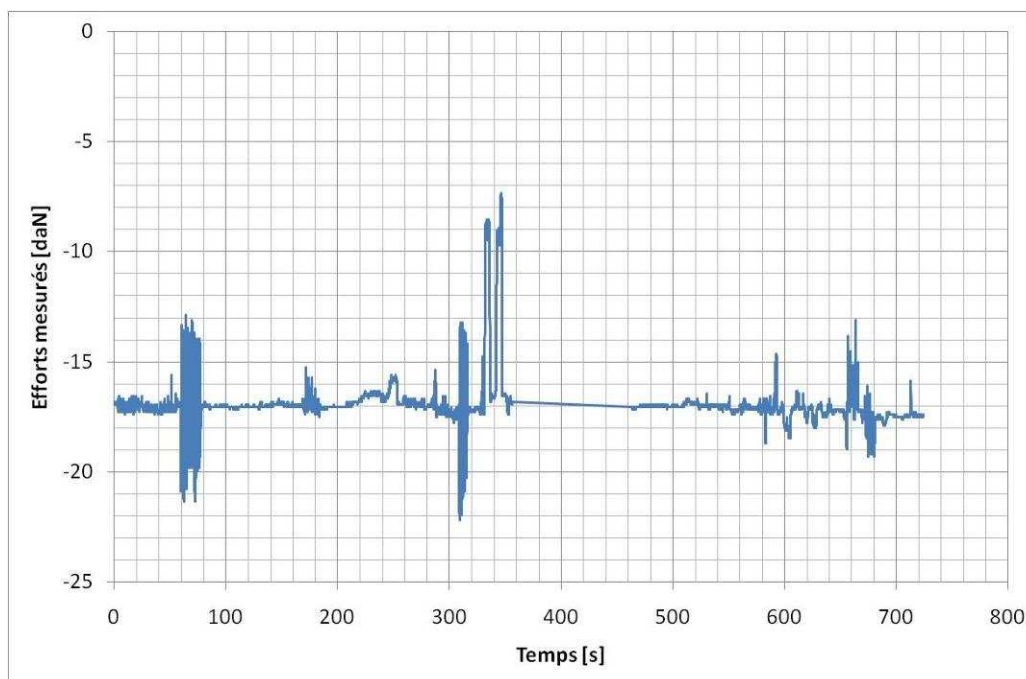


Figure 36 - Mesures effectuées avec la jauge 3 pour des essais à 1×g hors sol

En comprimant la section de jauge 3 avec les mains, on observe ces variations d'efforts mesurés de 2 daN à 8 daN. Ce qui est une très bonne sensibilité, par rapport à l'étendue de mesure de 1800 daN, soit une sensibilité inférieure à  $2/1800 = 0,1\%$ . La partie un peu brouillée entre 0 et 100 secondes correspond à un chargement cyclique alterné qu'on a effectué sur le pieu. Pour les autres jauges, des comportements similaires à la jauge 3 ont été observés.

### 2.3 - Difficultés rencontrées

Il faut remarquer aussi qu'en essayant de fléchir le pieu, on a constaté que l'instrumentation utilisée est sensible au moment de flexion. Ce qui voudrait dire que lors de l'essai en vol de notre pieu, si le fonçage n'est pas bien réalisé et que le pieu subit un léger moment de flexion, les mesures réalisées pourraient être entachées d'erreur.

Des essais de fonçage à 1×g dans du sable de Hostun très fin ( $D_{50} < 0,2$  mm) ont aussi montré que des grains de sables pénétraient dans les interstices et bloquaient parfois les déformations des corps d'épreuves. Pour du sable de Fontainebleau, ce risque est plus faible compte tenu du diamètre moyen des grains plus important, toutefois, il serait plus prudent de réfléchir à un système permettant d'empêcher les grains de pénétrer dans le mécanisme : du scotch par exemple qui empêcherait les grains d'y entrer. La solution adoptée a été d'enduire le pieu de résine au niveau des interstices. Cette résine était suffisamment souple pour ne pas gêner le fonctionnement des corps d'épreuve.



---

---

# **ANNEXE 8**

Résultats des essais de validation du pieu instrumenté axial

---

---



## ANNEXE 8

## RESULTATS DES ESSAIS DE VALIDATION DU PIEU INSTRUMENTÉ AXIAL

## PIEU ISOLÉ SOUS SOLLICITATION AXIALE

Les pieux dimensionnés dans le génie civil sont généralement conçus pour reprendre également un chargement vertical. Ce chargement vertical est transmis au sol enserrant le pieu par l'intermédiaire de ses deux composantes : le frottement latéral le long de son fût et la mobilisation de la résistance du sol à sa pointe. Pour étudier en centrifugeuse l'influence de paramètres tels que l'indice de densité, la profondeur, le niveau et le type de chargement sur ces deux composantes, un pieu instrumenté a été conçu et réalisé (cf. Chapitre 2, § ) en tenant compte des contraintes liées aux essais en macrogravité avec une particularité : la mise en place en vol. Le pieu développé permet de mesurer la résistance en pointe et la distribution des efforts le long du fût lors de la phase de mise en place du pieu et de chargement.

Dans cette annexe, nous nous intéresserons, dans un premier temps, aux résultats des essais de chargement réalisés avec un pieu non instrumenté. Ces essais ont permis de concevoir et dimensionner le pieu instrumenté, mais aussi de nous renseigner sur les particularités du comportement des pieux sous sollicitations axiales. Dans un second temps, après une description du programme expérimental, les premiers résultats obtenus lors des essais de chargement monotone ainsi que lors d'essais de chargement cyclique en force et en déplacement sont présentés.

**V.5 - Objectif et programme expérimental**

Lorsque les caractéristiques géométriques du pieu ont été déterminées à partir des études d'effet d'échelle (§ Chapitre 2), un pieu non instrumenté a d'abord été utilisé et était constitué d'une rugosité normalisée supérieure à 1 (Tableau 17) et était rainuré. Les essais réalisés ont permis de déterminer les efforts que vont reprendre les pieux pour l'indice de densité le plus élevé, et d'en déduire les caractéristiques de résistance des différentes sections du pieu instrumenté (Tableau 17). Ils ont aussi permis de valider la procédure expérimentale adéquate pour les essais compte tenu du dispositif expérimental utilisé.

Tableau 17 - Essais réalisés avec les pieux non instrumentés

Conteneur	Densité [%]	Essai	Type de surface du pieu	Type d'essai
C18	79,2	C1812is	Rainuré	Compression
		C1842is	Rainuré	Compression
		C1852is	Rainuré	Compression et traction
C23	52,6	C2312is	Rainuré	Compression

Les essais réalisés avec le pieu instrumenté avaient pour but d'étudier la réponse des différentes jauges lors des différentes phases de chargement du pieu (monotone et cyclique). Les essais cycliques ont eu pour but d'étudier la stabilité du pieu et d'évaluer la dégradation de la capacité portante et plus particulièrement du frottement latéral. Les essais de chargement monotone ont permis de comparer les résultats obtenus avec les estimations faites à l'aide de l'essai au pénétromètre statique (voir chapitre 2).

Les essais réalisés sont résumés dans le Tableau 18 suivant :

Tableau 18 - Liste des essais réalisés avec le pieu instrumenté

Conteneur	$I_D$ [%]	Essai	Effort	Type	$V_m$	$V_c$	N
C23	52,5	C2322ic	traction	statique	Maximum		
				cyclique	0,15 $Q_t$	0,15 $Q_t$	1000
			0,3 $Q_t$ ;		0,3 $Q_t$	1000	
		C2332ic	compression	statique	0,05 $Q_c$		
					0,05 $Q_c$	0,05 $Q_c$	200
				cyclique	0,1 $Q_c$	0,1 $Q_c$	200
					0,2 $Q_c$	0,1 $Q_c$	200
					0,3 $Q_c$	0,1 $Q_c$	200
					0,4 $Q_c$	0,1 $Q_c$	200
					0,15 $Q_c$	0,15 $Q_c$	200
					0,25 $Q_c$	0,15 $Q_c$	200
		0,35 $Q_c$	0,15 $Q_c$	200			
		C2342ic	traction	cyclique	0,05 $Q_t$	0,05 $Q_t$	200
					0,1 $Q_t$	0,1 $Q_t$	200
					0,2 $Q_t$	0,1 $Q_t$	200
					0,3 $Q_t$	0,1 $Q_t$	200
					0,4 $Q_t$	0,1 $Q_t$	200
0,15 $Q_t$	0,15 $Q_t$				200		
0,25 $Q_t$	0,15 $Q_t$				200		
0,35 $Q_t$	0,15 $Q_t$				200		
C2362ic	compression	statique					
<b>Amplitude de déplacement <math>\pm p_c</math></b>							
C2352ic	déplacement	cyclique		$\pm 0,5$ mm	500		
C24	77,2	C2412ic	traction	statique	Maximum		
				cyclique	0,15 $Q_t$	0,3 $Q_t$	1000
			0,4 $Q_t$		0,2 $Q_t$	3	
		C2422ic	compression	statique	0,05 $Q_c$		
					0,05 $Q_c$	0,05 $Q_c$	200
cyclique	0,1 $Q_c$			0,1 $Q_c$	200		



				0,2 Q <sub>c</sub>	0,1 Q <sub>c</sub>	200	
				0,3 Q <sub>c</sub>	0,1 Q <sub>c</sub>	200	
				0,4 Q <sub>c</sub>	0,1 Q <sub>c</sub>	200	
				0,15 Q <sub>c</sub>	0,15 Q <sub>c</sub>	200	
				0,25 Q <sub>c</sub>	0,15 Q <sub>c</sub>	200	
				0,35 Q <sub>c</sub>	0,15 Q <sub>c</sub>	200	
				0,25 Q <sub>c</sub>	0,25 Q <sub>c</sub>	200	
				0,5 Q <sub>c</sub>	0,2 Q <sub>c</sub>	100	
				0,4 Q <sub>c</sub>	0,3 Q <sub>c</sub>	100	
		C2432ic	traction	cyclique	0,05 Q <sub>t</sub>	0,05 Q <sub>t</sub>	200
					0,1 Q <sub>t</sub>	0,1 Q <sub>t</sub>	200
					0,2 Q <sub>t</sub>	0,1 Q <sub>t</sub>	200
					0,3 Q <sub>t</sub>	0,1 Q <sub>t</sub>	200
					0,4 Q <sub>t</sub>	0,1 Q <sub>t</sub>	3
		C2452ic	compression	cyclique	0,5 Q <sub>c</sub>	0,2 Q <sub>c</sub>	5000
					<b>Amplitude de déplacement ± ρ<sub>c</sub></b>		
		C2442ic	déplacement	cyclique		± 0,5 mm	500
			compression	statique			

La fréquence de chargement a été choisie et est égale à 0,5 Hz. Les séquences de chargements à force contrôlée sont choisies de telle manière que le chargement ne soit pas alterné. Pour une valeur de  $V_c$ , on étudie l'influence de  $V_m$ , sans que  $V_{maxcyc}$  ne dépasse  $0,7 Q_c$ . Puis, pour une valeur de  $V_m$ , on étudie l'influence de  $V_c$ .

## V.6 - Cas du chargement monotone

L'installation du pieu par fonçage en vol et le chargement monotone du pieu instrumenté nous permet d'étudier la réponse du pieu et notamment de chaque section du pieu instrumenté.

### V.6.1 - Courbes typiques :

Les courbes typiques obtenues lors du fonçage du pieu nous donnent des éléments d'information sur les comportements des différentes sections de mesure du frottement. Ensuite, nous présentons les courbes typiques obtenues lors d'un essai de chargement en compression du pieu.

#### V.6.1.1 - Courbes typiques obtenues lors du fonçage :

Sauf indication contraire, toutes les valeurs présentées des forces et des déplacements sont en valeurs modèles.

- Courbe effort en tête en fonction du déplacement :

Lors du fonçage, on mesure les efforts en tête du pieu. En traçant l'évolution de cet effort en tête en fonction du déplacement de la pointe, nous obtenons la courbe de la Figure 37 sur laquelle figure aussi les efforts mesurés par la jauge J1 correspondant à l'effort en pointe.

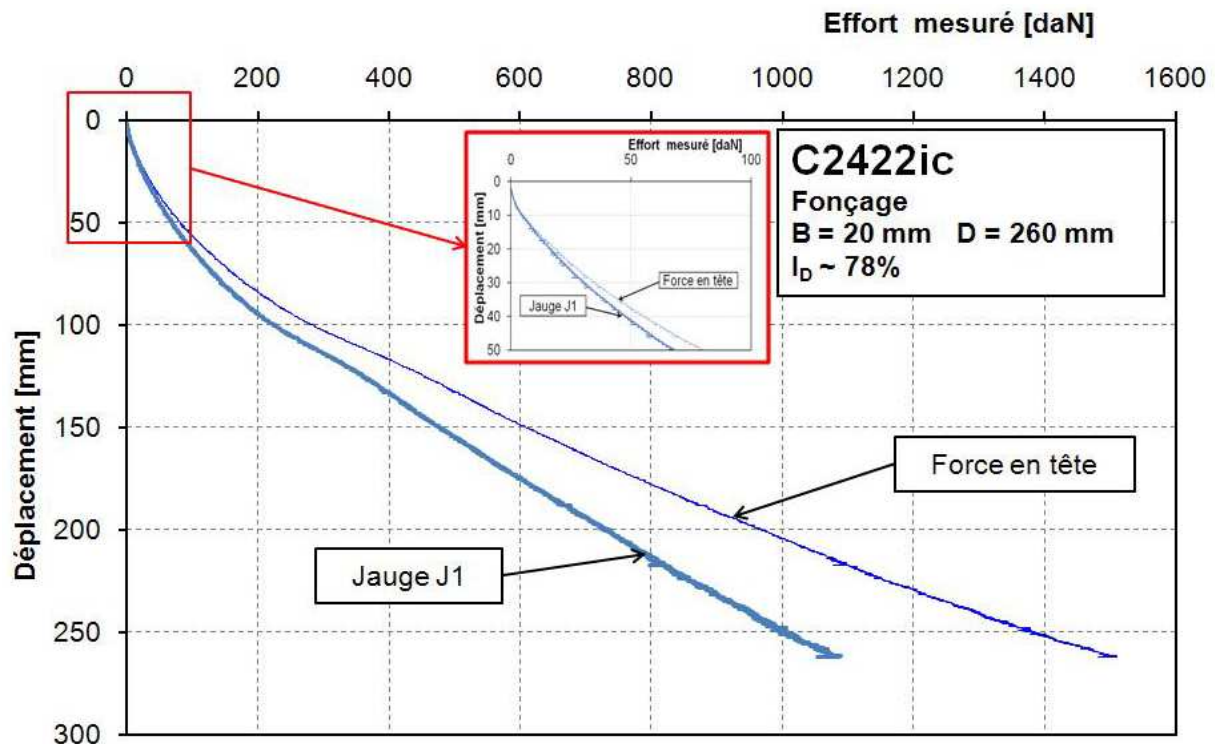


Figure 37 - Evolution de l'effort en tête en fonction du déplacement de la pointe lors du fonçage

Deux phases apparaissent :

- Une première phase correspondant à l'entrée de la pointe (J1) dans le massif et dont les efforts sont intégralement transmis au capteur de force en tête. A partir de 40 mm d'enfoncement environ, les courbes de la force mesurée en tête et de l'effort mesuré en pointe se distinguent. Cette distinction marque le début de la seconde phase.

- La deuxième phase correspond au début de la mobilisation du frottement latéral le long du pieu. C'est la résistance au frottement le long du pieu qui fait augmenter l'effort mesuré en tête du pieu. Cette différence devient d'autant plus importante que le fonçage avance puisqu'on mobilise de plus en plus le frottement latéral le long du pieu.

Il est à noter que la pointe représente 70% de la charge totale.

- Courbe de mobilisation du frottement latéral :

Les différentes instrumentations du pieu permettent de calculer le frottement latéral mobilisé le long du pieu à différentes profondeurs. L'effort de frottement pour un section donné est calculé en divisant la différence des efforts mesurés entre deux jauges consécutives par la surface latérale du section.

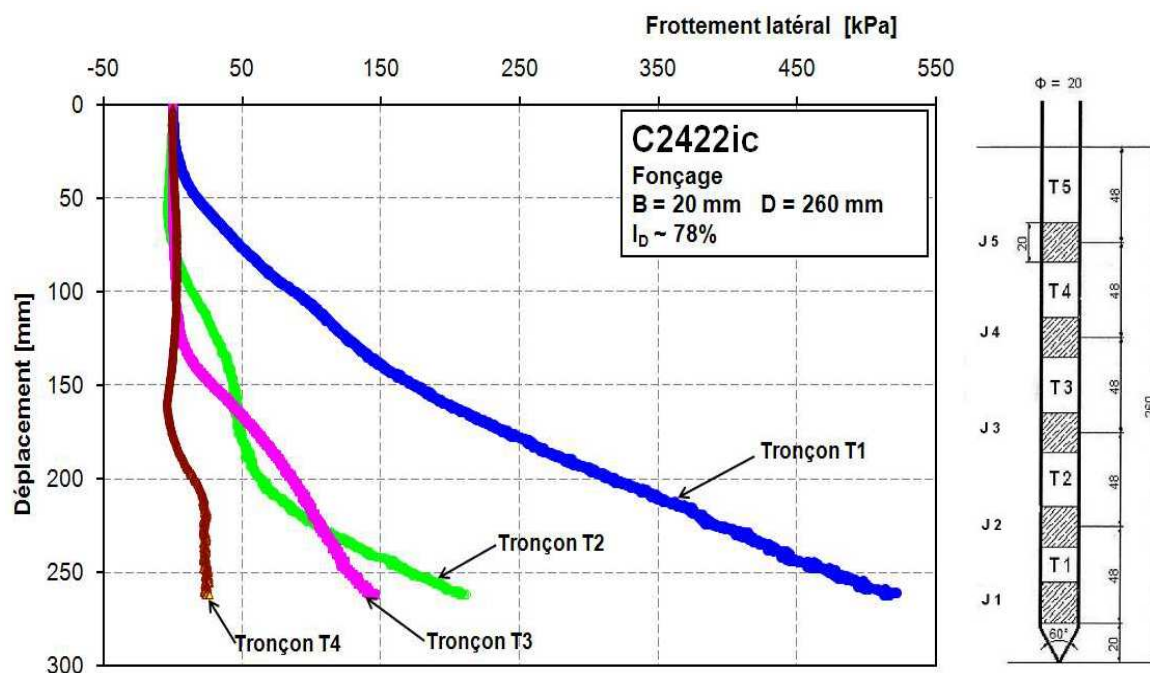


Figure 38 - Mobilisation du frottement latéral lors du fonçage

Lors du fonçage, les différentes sections du pieu réagissent successivement l'une après l'autre (Figure 38). La section la plus proche de la pointe, la section T1, est sollicitée en premier, puis T2, T3 et enfin T4. Les résultats de la section T5 ne sont pas illustrés ici car les valeurs calculées nous semblent difficilement interprétables. Les raisons en sont données plus loin (§ V.6.3.2 -).

Les évolutions du frottement avec la profondeur pour chacun des tronçons montrent que l'augmentation du frottement pour un tronçon  $T_i$  donné est d'autant plus importante que le tronçon est proche de la pointe.

Le frottement mobilisé par la section T1, et éventuellement T2, nous paraît aussi très élevée par rapport au frottement latéral limite que l'on retrouve dans les règlements, notamment le fascicule 62, titreV (1993) (la valeur limite du frottement latéral pour le sable est égal à 120 kPa, selon le Fascicule 62, titreV (1993)). Cette valeur du frottement très élevée près de la pointe a déjà été évoquée par Le Kouby (2003) qui attribue ce phénomène à l'influence de la pointe du pieu sur une profondeur de 6 fois le diamètre au-dessus de la pointe.

- Courbes de résistance en pointe en fonction du déplacement :

Cette courbe nous renseigne sur la progression de la mobilisation de la résistance en pointe (Figure 39).

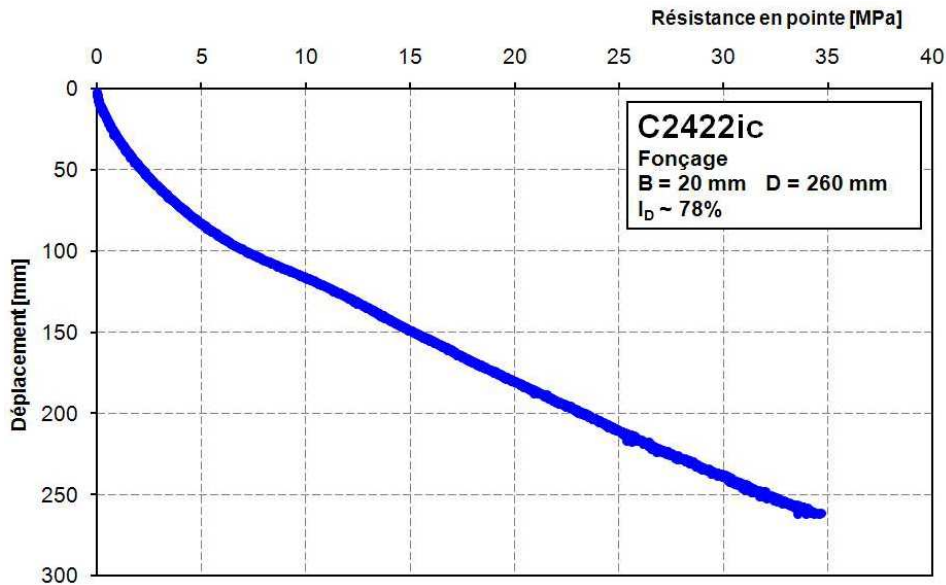


Figure 39 - Résistance en pointe lors du fonçage

Cette courbe montrée sur la Figure 39 traduit l'augmentation de la résistance en pointe exprimée en MPa en fonction de la profondeur. Les valeurs mesurées sont très élevées en comparaison des valeurs données par le règlement (environ 15-20 MPa selon le Fascicule 62 titre V (1993)).

#### V.6.1.2 - Courbes typiques obtenues lors du chargement

Les courbes typiques des essais de chargement monotone du pieu représentent les mêmes grandeurs que celles mesurées lors de la phase de fonçage. Cependant, les courbes sont très différentes à cause des vitesses de chargement qui sont très différentes. Le fonçage est réalisé à 1 mm/s alors que le chargement à 0,1 mm/mn.

- Courbe force en tête- déplacement :

Un exemple de courbe typique en compression est montré sur la Figure 40.

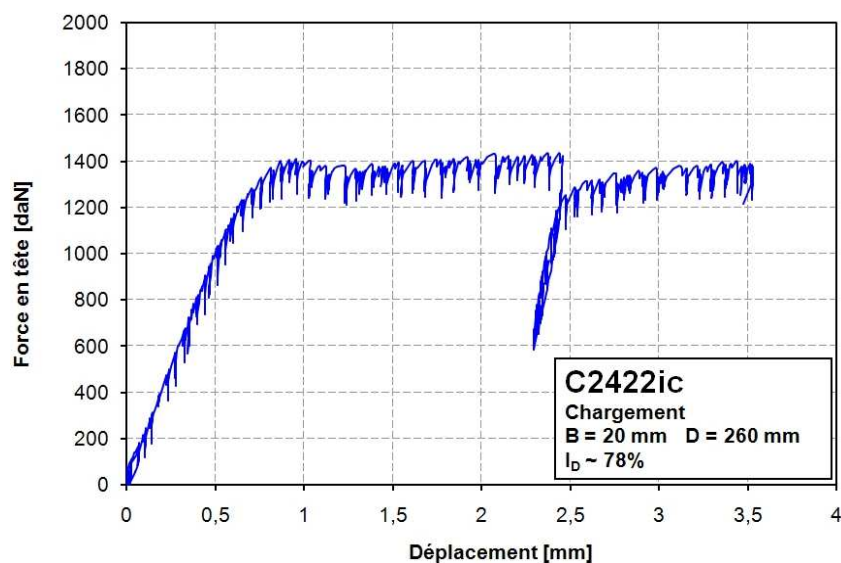
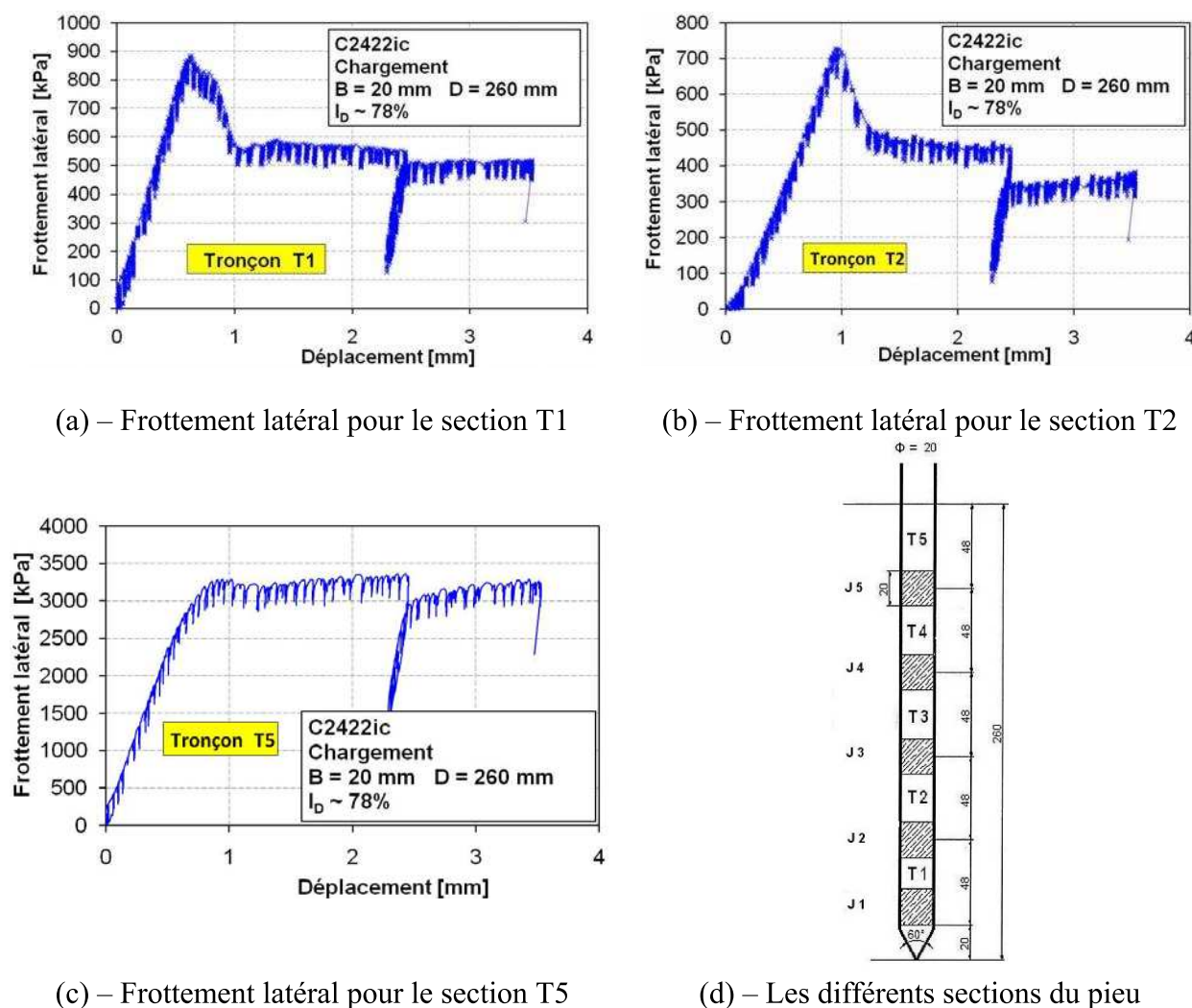


Figure 40 - Chargement en compression - Effort en tête en fonction du déplacement

Lors du chargement en compression, la courbe présente deux parties bien distinctes. Une première partie quasi linéaire entre 0 et 0,5 mm de déplacement en tête qui correspond à un comportement pseudo-élastique. Ensuite, on observe une deuxième phase de non-linéarité croissante rendant compte d'une irréversibilité de plus en plus croissante du comportement. Enfin, une dernière partie qui correspond à la rupture du pieu avec la stabilisation de l'effort avec le déplacement (Figure 40).

- frottement latéral :

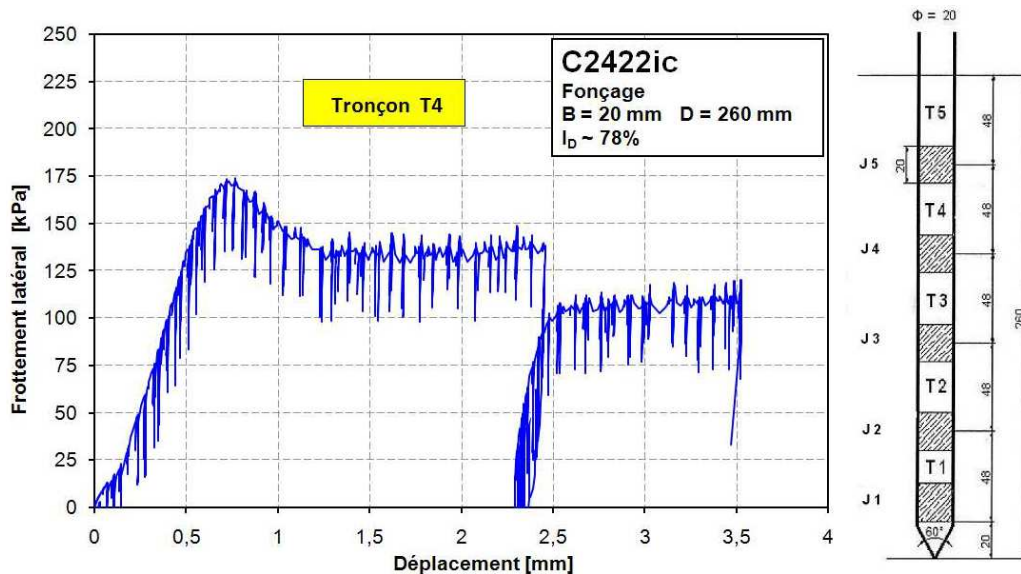
Les courbes du frottement latéral pour les sections T1, T2 et T5 sont montrés sur la Figure 41 suivante :



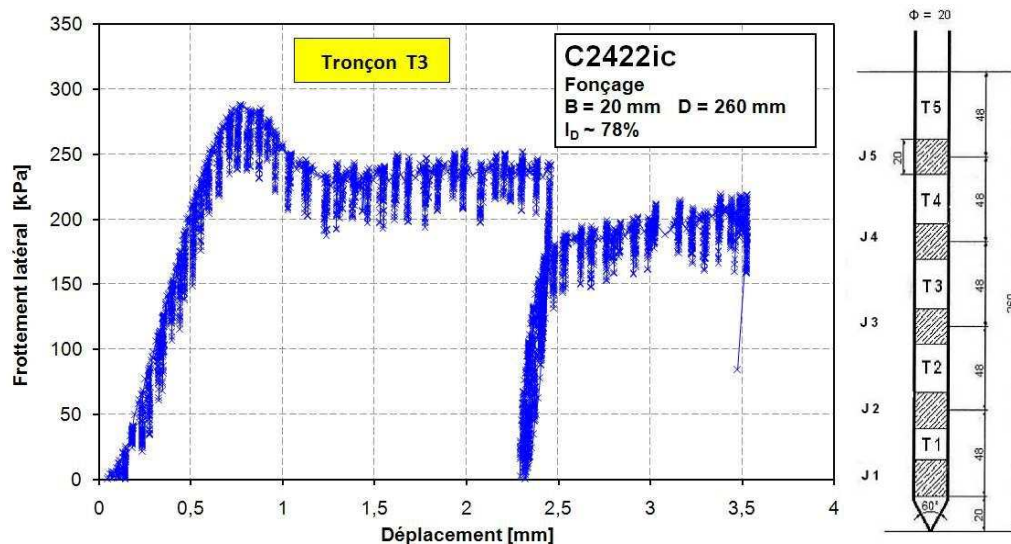
**Figure 41 - Courbes du frottement latéral pour différentes sections du pieu**

On remarque que lorsqu'on remonte vers la surface, l'intensité des pics diminue (Figure 41 et Figure 42) et en particulier, pour la section T5, il n'existe quasiment pas de pic. Cette diminution des pics peut être attribuée à l'augmentation de la contrainte de confinement avec la profondeur. En outre, pour les deux sections T3 et T4, on remarque un pic sur la courbe de frottement qui sont situés à peu près au même déplacement ( $\sim 0,7$  mm  $\sim 4\%$  de B). Le frottement maximal mobilisable semble être plus important quand la profondeur augmente (pour T3 et T4) (Figure 42a et Figure 42b).





(a) frottement latéral pour le section T4



(b) frottement latéral pour le section T3

**Figure 42 - Frottement latéral mesurés pour les sections T3 et T4 pendant le chargement monotone en compression**

Un comportement similaire a été observé par Yoshimine et Ishihara (1998) sur du sable lorsqu'il est soumis à différents essais de compression triaxiale avec un même indice de densité mais différentes valeurs de la contrainte de confinement. On pourrait donc attribuer cette différence sur les courbes de frottement latéral à l'augmentation de la contrainte de confinement.

Les efforts de frottement latéral mobilisés pour les sections T1, T2 et également T5 sont très élevés par rapport aux valeurs données dans les règlements (cf. §V.6.3.2 -).

C'est la raison pour laquelle, par la suite, on s'intéressera principalement aux sections T3 et T4 pour l'étude du frottement latéral

- effort en pointe :

La courbe des efforts en pointe du pieu présente aussi une phase initiale linéaire jusqu'à environ 0,7 mm (Figure 43). Contrairement au frottement latéral, la courbe d'évolution de la résistance en pointe ne présente pas de pic mais présente une augmentation qui semble se stabiliser à partir de 2 mm.

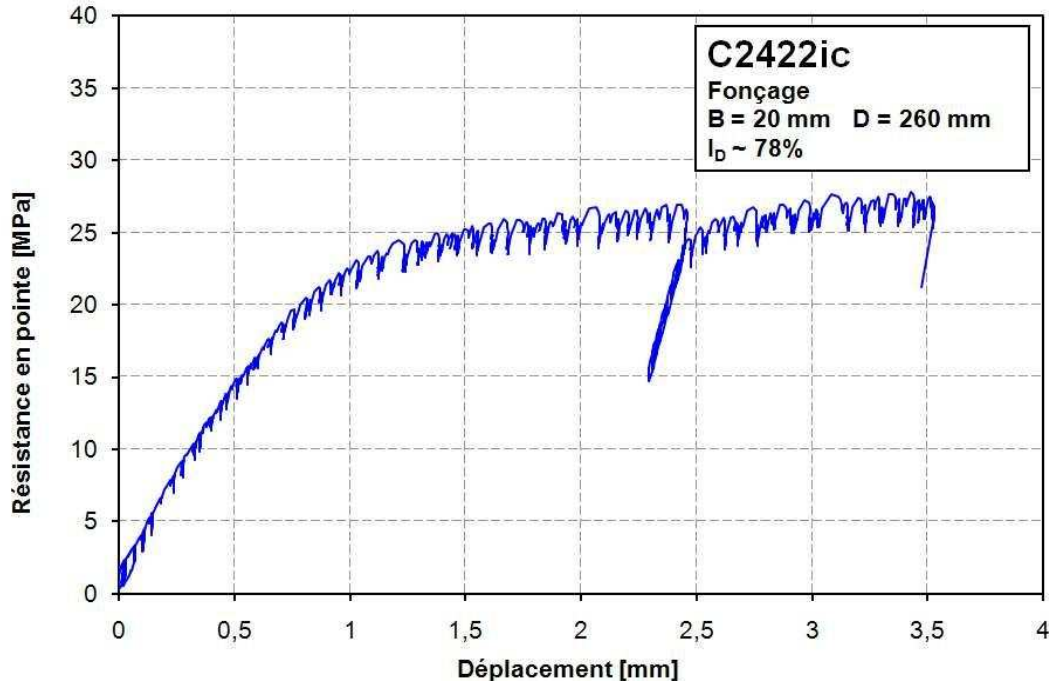


Figure 43 - Courbe de la résistance en pointe du pieu en fonction du déplacement

Les Figure 42 et Figure 43 montrent aussi que lors du déchargement, le frottement latéral le long du pieu pour les sections T3 et T4 est annulé alors que la résistance en pointe du pieu a une valeur encore strictement positive, égale à 15 MPa. Le frottement latéral maximal est donc mobilisé pour de petits déplacements alors que la résistance maximale en pointe n'est atteinte que pour des déplacements plus importants. Ainsi, lors du chargement du pieu, on mobilise d'abord complètement le frottement latéral le long du pieu, avant de mobiliser complètement la résistance en pointe.

#### V.6.2 - Répétabilités :

L'étude de la répétabilité des essais a été effectuée à partir des essais sur les pieux non instrumentés pour les phases d'installation et de chargement du pieu et sur le pieu instrumenté à partir des résultats des phases de fonçage des pieux.

On présente ci-dessus les différentes courbes obtenues pour les différents essais réalisés à 78%.

- force en tête-déplacement :

La comparaison des efforts mesurés en tête lors du fonçage des pieux pour les quatre essais ci-dessus se superposent bien (Figure 44).

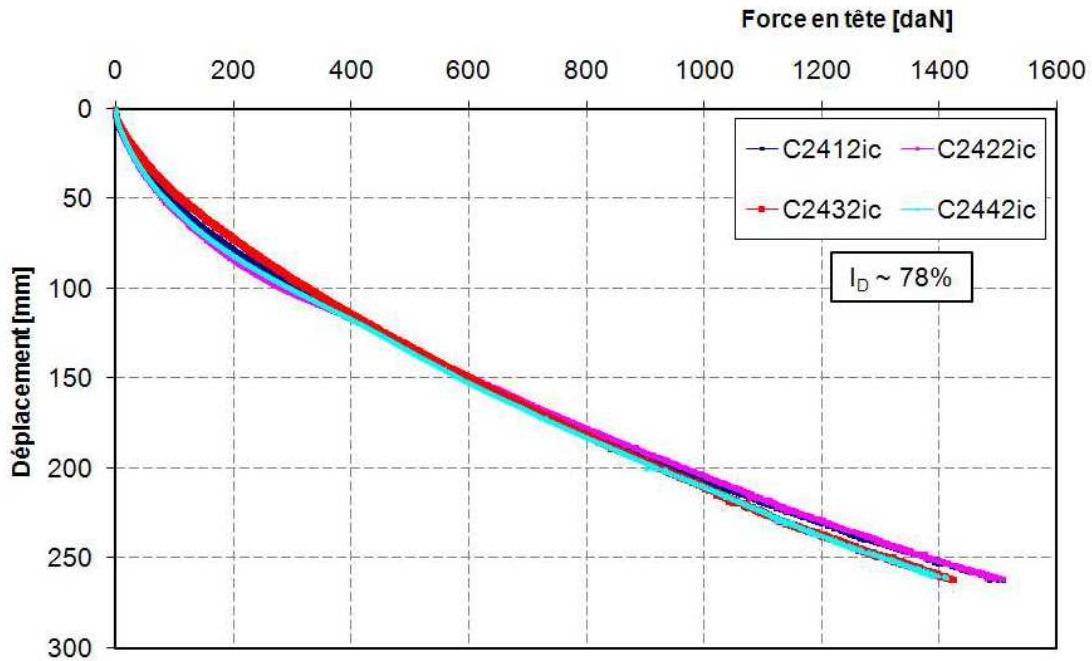


Figure 44 - répétabilité des essais lors du fonçage - Efforts en tête

Les efforts mesurés en tête sont donc bien répétables.

- Courbe de la résistance en pointe :

Nous comparons ci-dessus les contraintes mesurées en pointe pour les différents essais lors du fonçage (Figure 45).

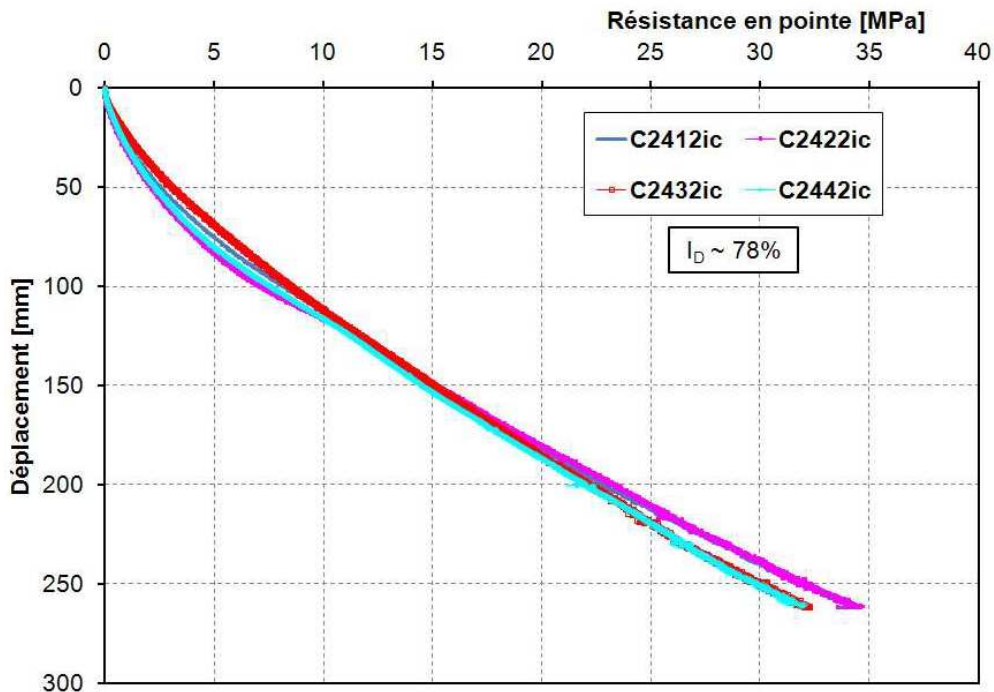


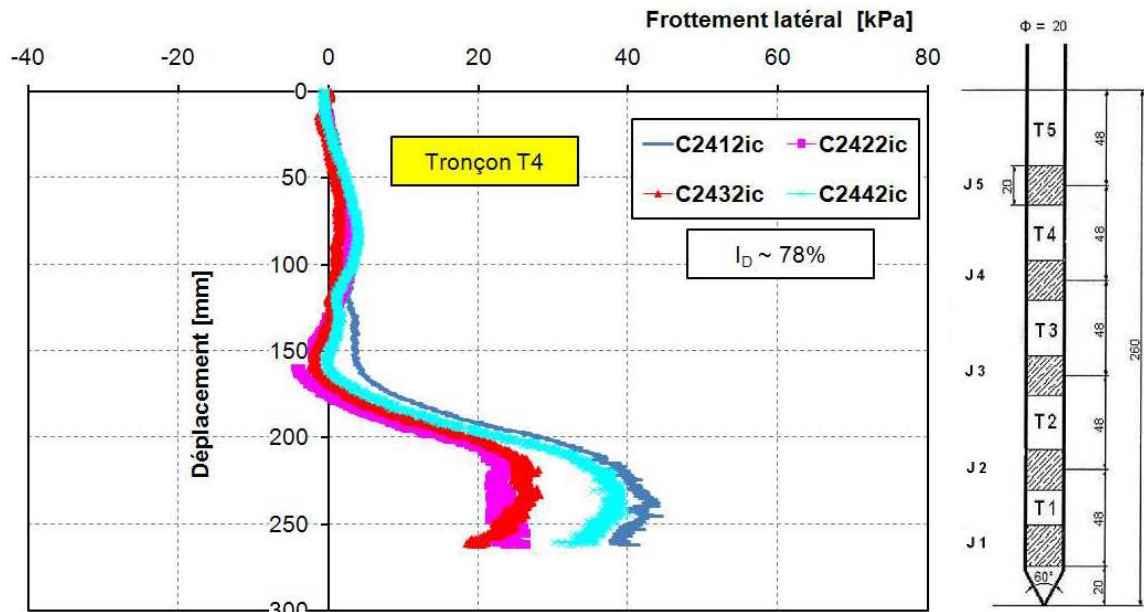
Figure 45 - Répétabilité des essais lors du fonçage - Résistance en pointe

Comme dans le cas des efforts en tête, on montre qu'on a aussi une bonne répétabilité pour la mesure des efforts en pointe du pieu.

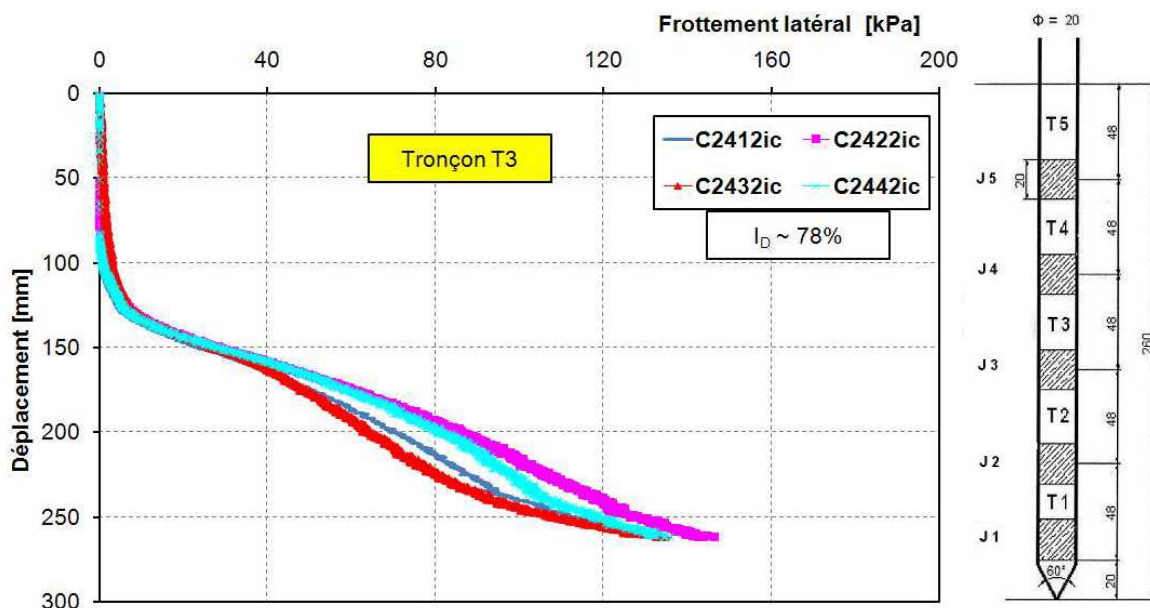


- frottement latéral :

Les courbes de frottement latéral en fonction de l'enfoncement de la pointe montrent une bonne répétabilité pour la section T3 avec une augmentation quasi-linéaire de l'effort avec la profondeur (Figure 46b).



(a) frottement latéral pour le section T4



(b) frottement latéral pour le section T3

Figure 46 - Courbes de répétabilité des mesures de frottement lors du fonçage

Pour la section T4, on est plus proche de la surface et les contraintes de confinement sont plus faibles, par conséquent, les efforts de frottement mesurés sont aussi plus faibles et on observe une phase proche de la stabilisation de l'effort de frottement à la fin du fonçage. Les courbes de frottement se superposent bien lors du fonçage jusqu'à 200 mm. A partir de 200 mm, on observe deux groupes de deux courbes avec des valeurs finales pour l'un des groupes égales au double de l'autre une différence assez faible en valeur absolue mais un rapport de 2 qui

peut avoir des implications sur les contraintes résiduelles mesurées avant le début du chargement et donc sur le chargement.

### V.6.3 - Analyse des résultats :

#### V.6.3.1 - Influence de la densité :

D'autres essais à une densité de 48% ont été réalisés et permettent d'appréhender au mieux l'influence de la densité. Pour l'effort en tête, on remarque que pour la densité de 78%, l'effort à la rupture mobilisé est beaucoup plus important que celui mobilisé dans le cas de l'indice de densité à 48% (Figure 47).

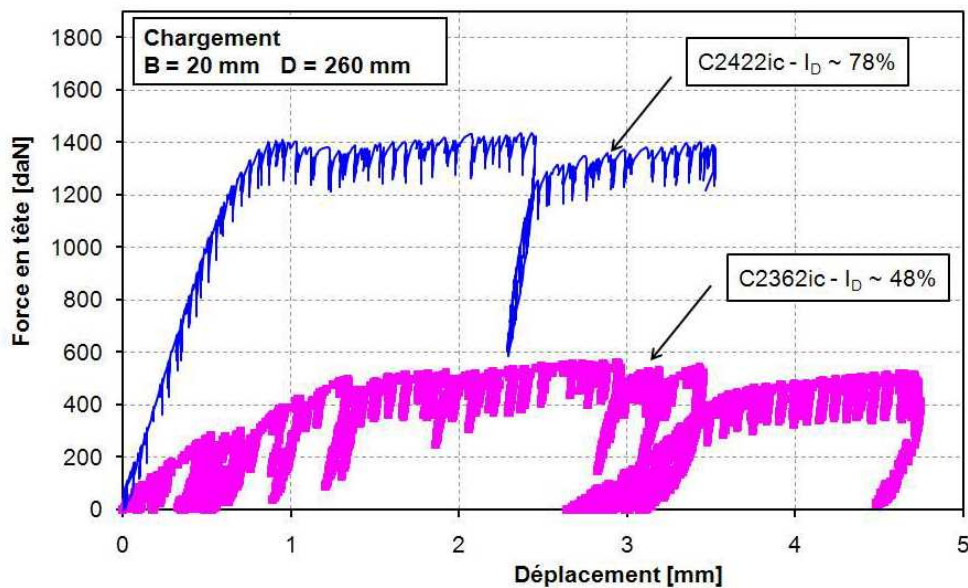
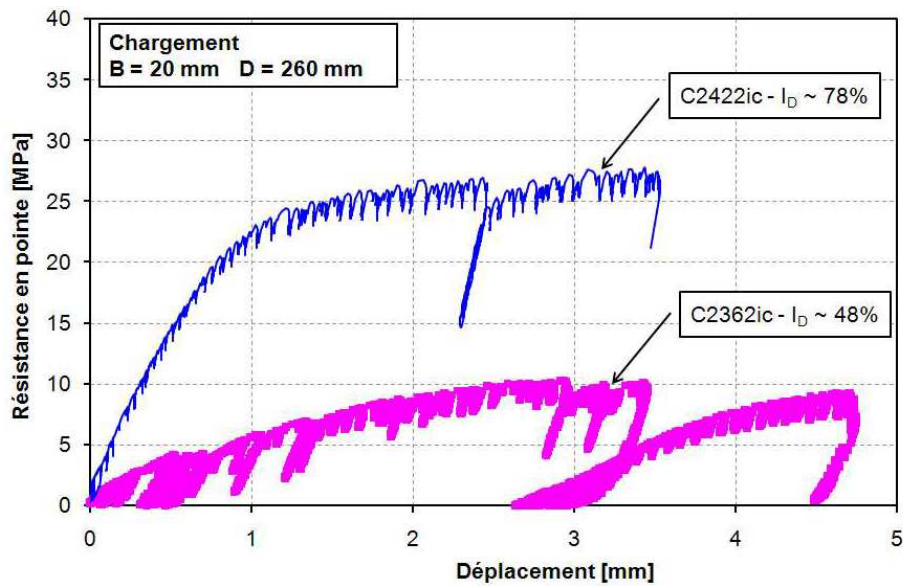


Figure 47 - efforts en tête en fonction du déplacement (Influence de l' $I_D$ )

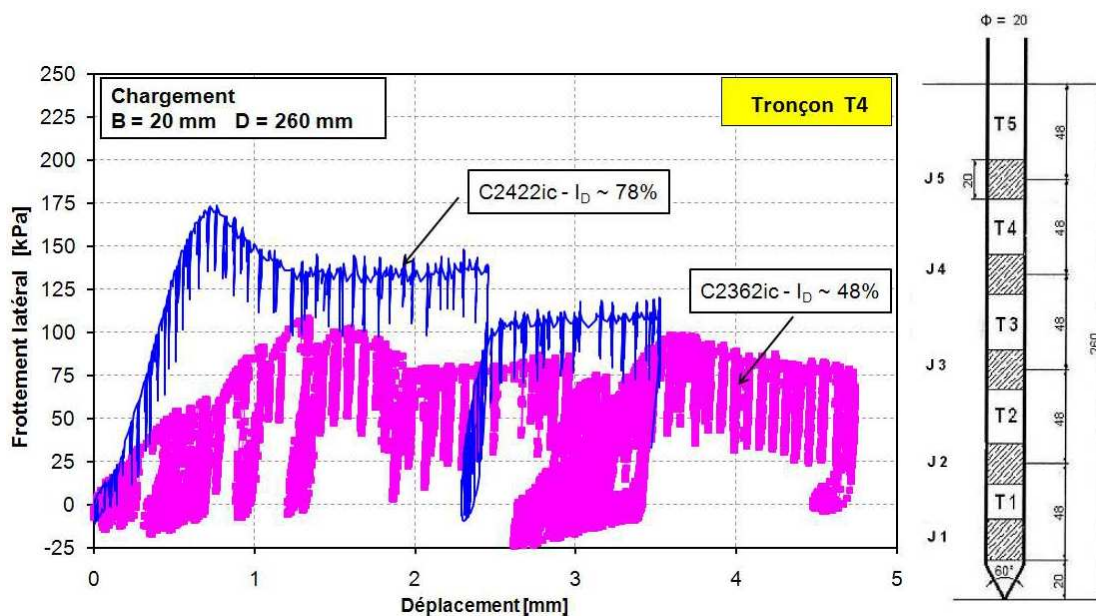
Les deux essais présentés sur la Figure 47 présentent les mêmes caractéristiques par rapport à l'allure de la courbe. Néanmoins, le phénomène de « stick-slip » semble être plus important lorsque l'indice de densité est plus faible.

Pour l'effort en pointe, la contrainte maximale mobilisable en pointe est aussi plus importante pour le massif installé dans un massif dense (Figure 48).

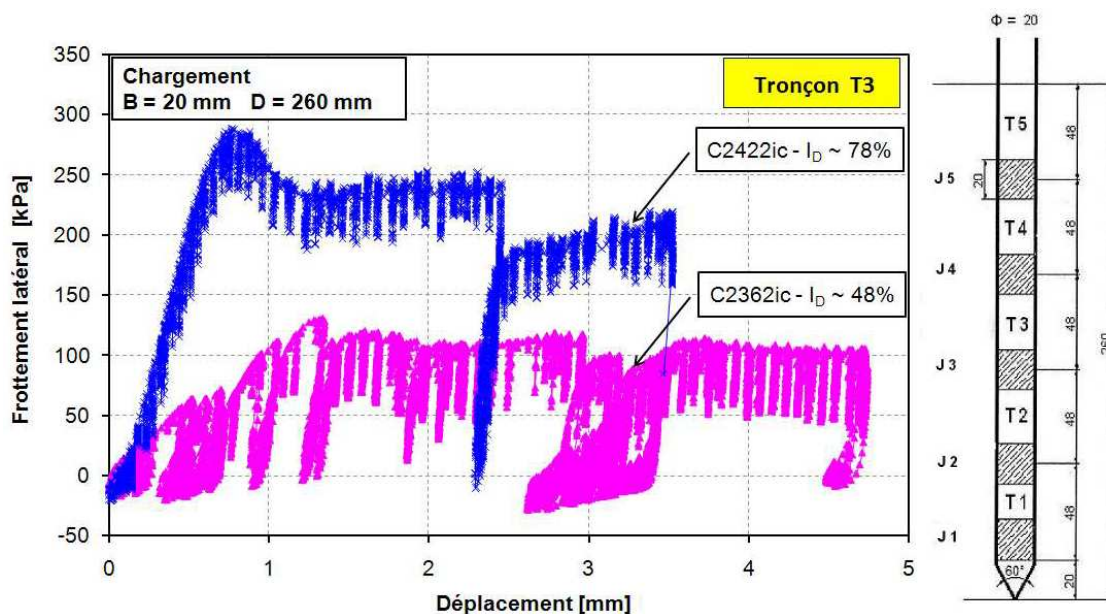
Lors du chargement, la vitesse de mobilisation de l'effort dans le cas du massif dense est plus importante que dans le cas du massif moyennement dense traduisant une plus grande rigidité du système sol-pieu.

Figure 48 - Résistance en pointe, Influence de l' $I_D$ 

Après le déchargement, la mobilisation de l'effort maximal semble se faire beaucoup plus rapidement dans le cas du massif dense que dans le cas du massif lâche. Au bout de 0,5 mm de déplacement (2,5 % du diamètre), on atteint les efforts maximaux atteints auparavant pour le pieu installé dans le massif dense, alors qu'il faut plus de 1,5 mm (7,5 % du diamètre) de déplacement pour mobiliser cet effort dans le cas du massif moyennement dense (Figure 48). En tête du pieu pourtant, on n'observe pas ce phénomène (Figure 47), ou du moins il est plus atténué. Ce comportement pourrait être attribué à une mobilisation progressive du frottement latéral avant la pointe plus rapide dans le cas du massif dense. D'ailleurs, les courbes de frottement montrées sur la Figure 49 montrent une mobilisation plus rapide du frottement après la décharge.



(a) frottement latéral pour le section T4



(b) frottement latéral pour le section T3

**Figure 49 - Comparaison du frottement latéral en fonction de l'indice de densité**

Les valeurs des contraintes résiduelles à chaque section du pieu pour un indice de densité  $I_D \sim 78\%$  à la fin du fonçage, avant le déchargement et après le chargement, sont données dans le Tableau 19 suivant :

**Tableau 19 - Contraintes dans le pieu à la fin du fonçage avant le déchargement et après chargement**

Essai	$I_D$ [%]	Pointe [MPa]	T1 [kPa]	T2 [kPa]	T3 [kPa]	T4 [kPa]	T5 [kPa]
C2412ic	77,2	33,6	506,5	228,4	136,0	41,5	516,7
C2422ic	77,2	33,6	514,0	212,4	146,5	26,4	515,3
C2432ic	77,2	32,0	503,1	241,7	135,0	20,5	484,0
C2442ic	77,2	31,8	496,5	229,5	135,8	32,3	485,2
C2452ic	77,2	36,0	548,3	310,9	163,4	-0,45	532,7
C2422ic (après le chargement)	77,2	27	-	-	280	175	-

Pour la résistance en pointe, on constate une légère diminution de 30 à 27 MPa lors que pour le frottement latéral, on observe une augmentation du frottement latéral pour les sections T3 et T4 lors du chargement statique traduisant une augmentation du frottement latéral lorsque la vitesse de sollicitation diminue (Le Kouby, 2003).

#### V.6.3.2 - Difficultés rencontrées

Les difficultés rencontrées lors des essais sont énumérées ci-dessous.

- Le phénomène de « stick and slip » : ce phénomène est surtout présent lors des essais de chargement car la vitesse de fonçage du pieu est très faible. En effet, lorsque la vitesse de



fonçage est élevée, ce phénomène est presque inexistant, c'est le cas notamment lors du fonçage des pieux. Ce phénomène semble être plus important à 48% qu'à 78%.

- Efforts résiduels dans le pieu à la fin du fonçage : à la fin de la mise en place du pieu, on souhaite ramener l'effort en tête à zéro. Par conséquent, nous déchargeons le pieu, en imposant un déplacement vers le haut par pas de 0,1mm jusqu'à ce que l'effort mesuré en tête soit proche de 0. Cependant, il semblerait que lors des phases de fonçage et de chargement, un fléchissement de la poutre support du servo-vérin se produit ; un fléchissement que nous n'avons pas été en mesure de déterminer mais qui explique certaines fluctuations de l'effort en tête de pieu à la fin du fonçage qui perturbe cette phase de déchargement. La valeur finale est proche de zéro mais on ne maîtrise pas vraiment le nombre de pas de 0,1 mm nécessaire à la décharge totale du pieu après fonçage, ce qui rend également difficile l'évaluation des contraintes résiduelles. C'est la raison pour laquelle, nous avons utilisé les deux capteurs potentiométriques en tête du pieu qui permettent de mesurer les déplacements réels.

- De même, pour les essais cycliques, en raison de la déformation (fléchissement) des poutres d'appui du servovérin, des difficultés sont apparues pour les essais à déplacement contrôlé pour lesquels il était difficile d'appliquer l'amplitude de déplacement souhaité. On pouvait seulement mesurer le déplacement résultats à l'aide des capteurs de déplacement mis en place en tête des pieux.

- Moments résiduels en tête du pieu : en faisant la descente des charges depuis la pointe du pieu jusqu'à la section T5 du pieu, on remarque que l'effort de frottement mobilisé sur cette dernière section est très élevée comparée à celle mesurée sur les autres sections (Figure 50).

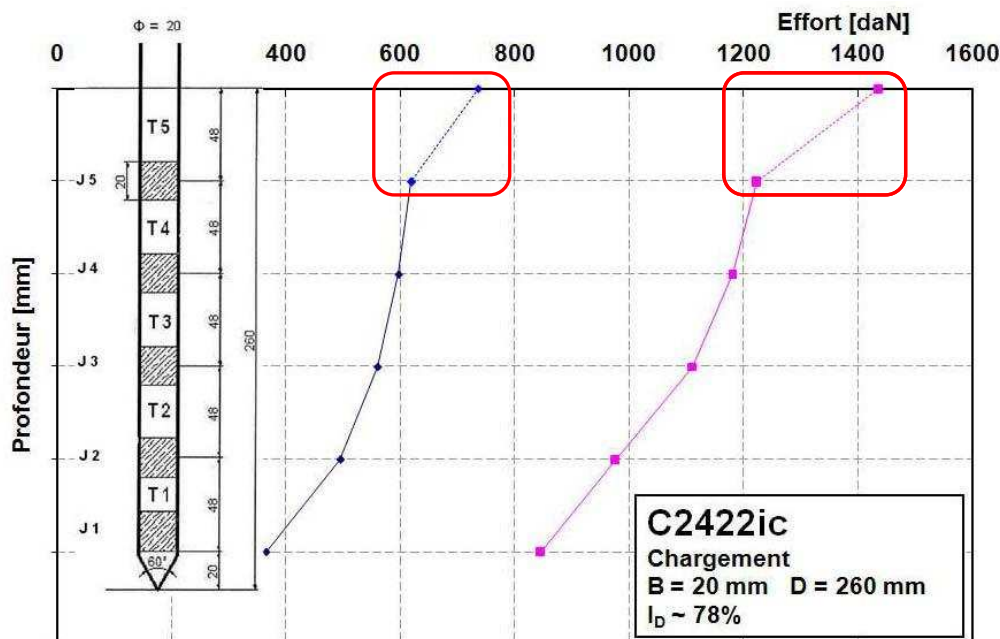


Figure 50 - Problème des moments en tête

La Figure 50 présente la descente de charges réalisée pour deux valeurs de la charge en tête du pieu. Entre les sections T1 à T4, l'allure de la courbe est du même type que celle obtenue dans le cas d'un pieu réel instrumenté à l'aide de la technique basée sur l'extensomètre amovible (Bustamante et Gianaselli, 2001). Le changement de la pente de la courbe pour la section T5 peut être attribué à un moment d'encastrement en tête du pieu (fixation rigide) qui induit un effort important dans le capteur de force en tête.

## V.7 - Cas du chargement cyclique

Les essais de pieux sous chargement cyclique ont eu pour objectif de poursuivre la validation du pieu instrumenté développé et du dispositif expérimental et d'étudier l'influence des séquences de chargement ( $V_m$ ,  $V_c$ ) sur l'accumulation des déplacements en tête, l'évolution du frottement dans les différentes sections du pieu et la résistance en pointe, lors d'un chargement cyclique.

### V.7.1 - Courbes typiques :

Dans ce paragraphe, quelques courbes typiques sont présentées traduisant le bon fonctionnement du système et quelques caractéristiques typiques de la réponse d'un pieu soumis à un chargement cyclique.

- Courbes en fonction du temps :

Pour l'essai C2422ic à force contrôlée, on montre sur la Figure 51 les mesures de l'évolution de la force appliquée en tête en fonction du temps.

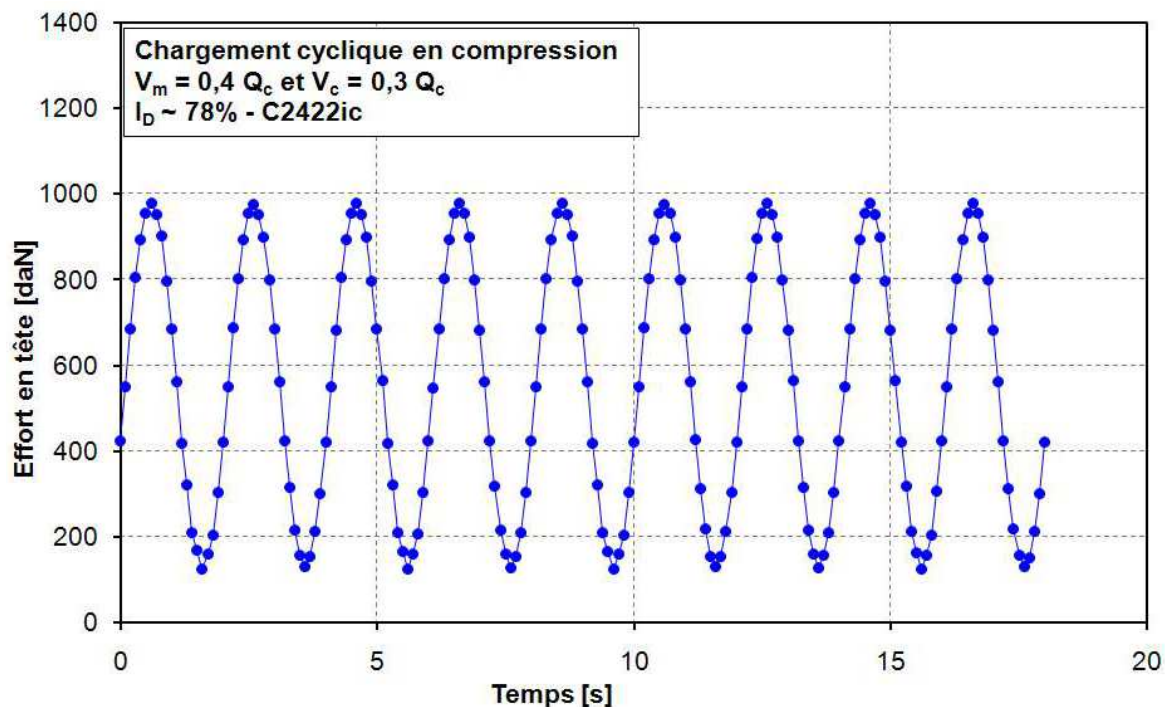


Figure 51 - Effort en tête en fonction du temps

Les valeurs mesurées sont bien conformes au signal sinusoïdal correspondant à la consigne donnée au système de chargement.

Pour les mesures de frottement latéral (T4, T3, T2 et T1) et de résistance en pointe du pieu, on montre sur la Figure 52 les résultats obtenus lors du même essai et au même instant.

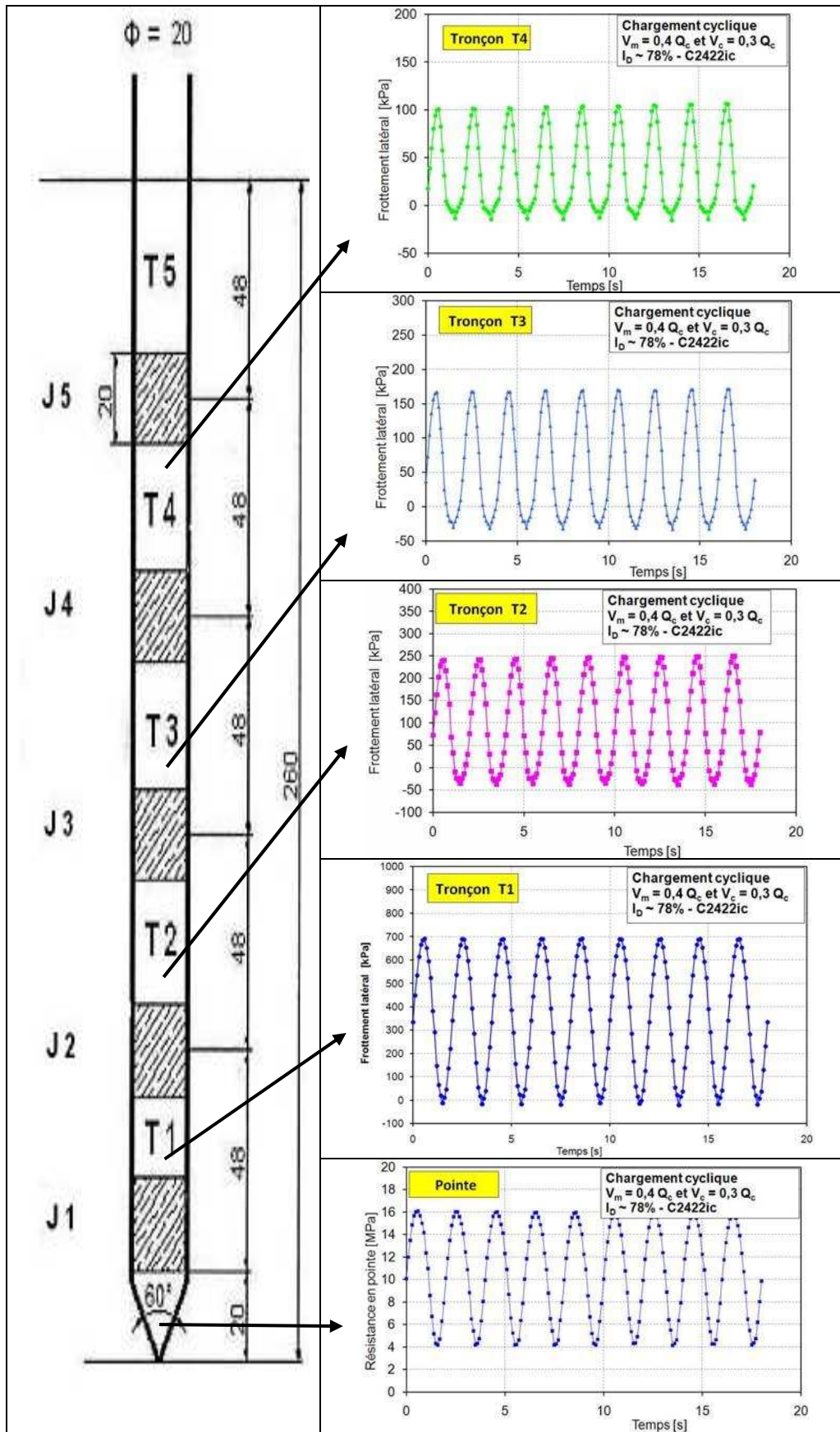


Figure 52 - Courbes des frottements et de l'effort en pointe pour différentes sections du pieu

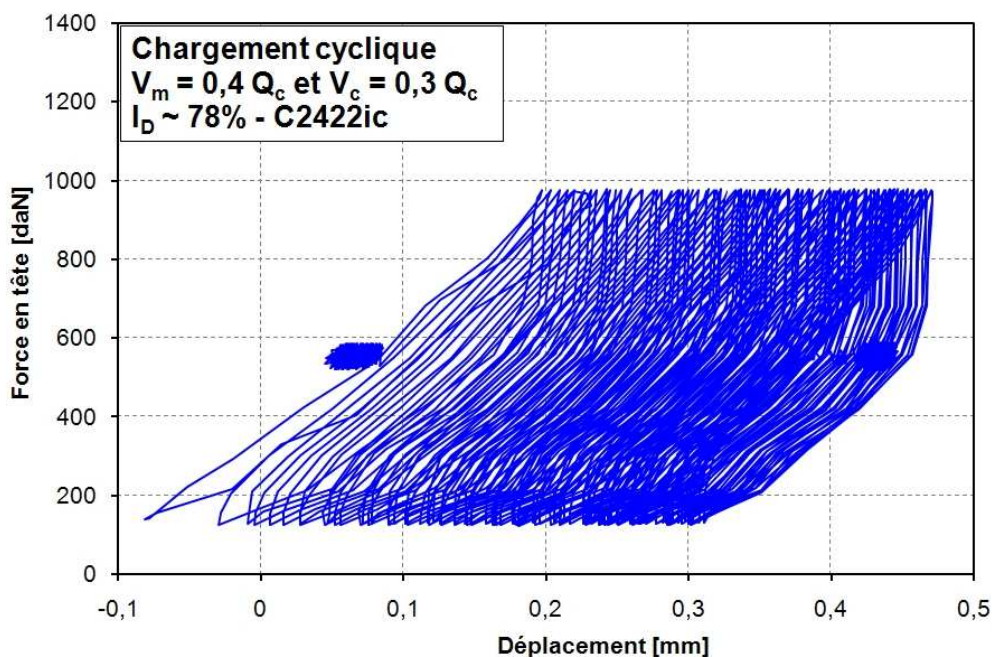


L'ensemble du pieu réagit bien au chargement cyclique qui lui est appliqué. En outre, l'effort de frottement latéral mobilisé lors du chargement cyclique semble augmenter avec la profondeur (Figure 51 et Figure 52).

Le chargement appliqué est un chargement non alterné (seulement chargement en compression) et les consignes sont bien respectées conformément à la Figure 51. Pourtant, sur la Figure 52, on remarque que pour les sections T2 à T4, le frottement latéral mobilisé est positif (résistant à la compression) lors du chargement et négatif (résistant à la traction – arrachement) lors du déchargement, bien que le chargement imposé ne soit pas alterné (Jardine, 1991). Pour la section T1 et la pointe, qui sont situés plus en profondeur, les courbes des efforts en fonction du temps ressemblent beaucoup plus au chargement appliqué, soit un chargement non alterné. Ainsi, pour le chargement cyclique, comme dans le cas du chargement monotone d'ailleurs, on mobilise progressivement la résistance offerte par le sol de la surface vers la pointe du pieu.

- Courbes force-déplacement en tête (chargement cyclique):

La Figure 53 montre la courbe représentant les efforts en tête du pieu en fonction des déplacements.



**Figure 53 - Courbes des efforts en tête en fonction du déplacement (chargement cyclique – N=100)**

Une accumulation de déplacements en tête est observée lors du chargement cyclique. Lors de ce chargement, la courbe semble être linéaire par rapport au déchargement où un fort comportement non linéaire est observé. La vitesse d'accumulation des déplacements semble être importante au début du chargement puis semble diminuer avec l'augmentation du nombre de cycles. Cette tendance peut être atténuée pour certaines séquences en raison de l'application d'autres séquences de chargement cycliques ayant précédé l'essai décrit ici (voir programme expérimental), et qui ont eu pour effet de compacter le sol en pointe, d'où une accumulation de déplacements peut être un peu moins importante.

Pour les sections T2 à T4 du pieu, la partie de la courbe représentant le chargement en compression semble être bien linéaire. Lors du déchargement, un comportement fortement non linéaire est observé, surtout lors du passage d'une contrainte résistante à la compression à une contrainte résistante à la traction (Figure 54).



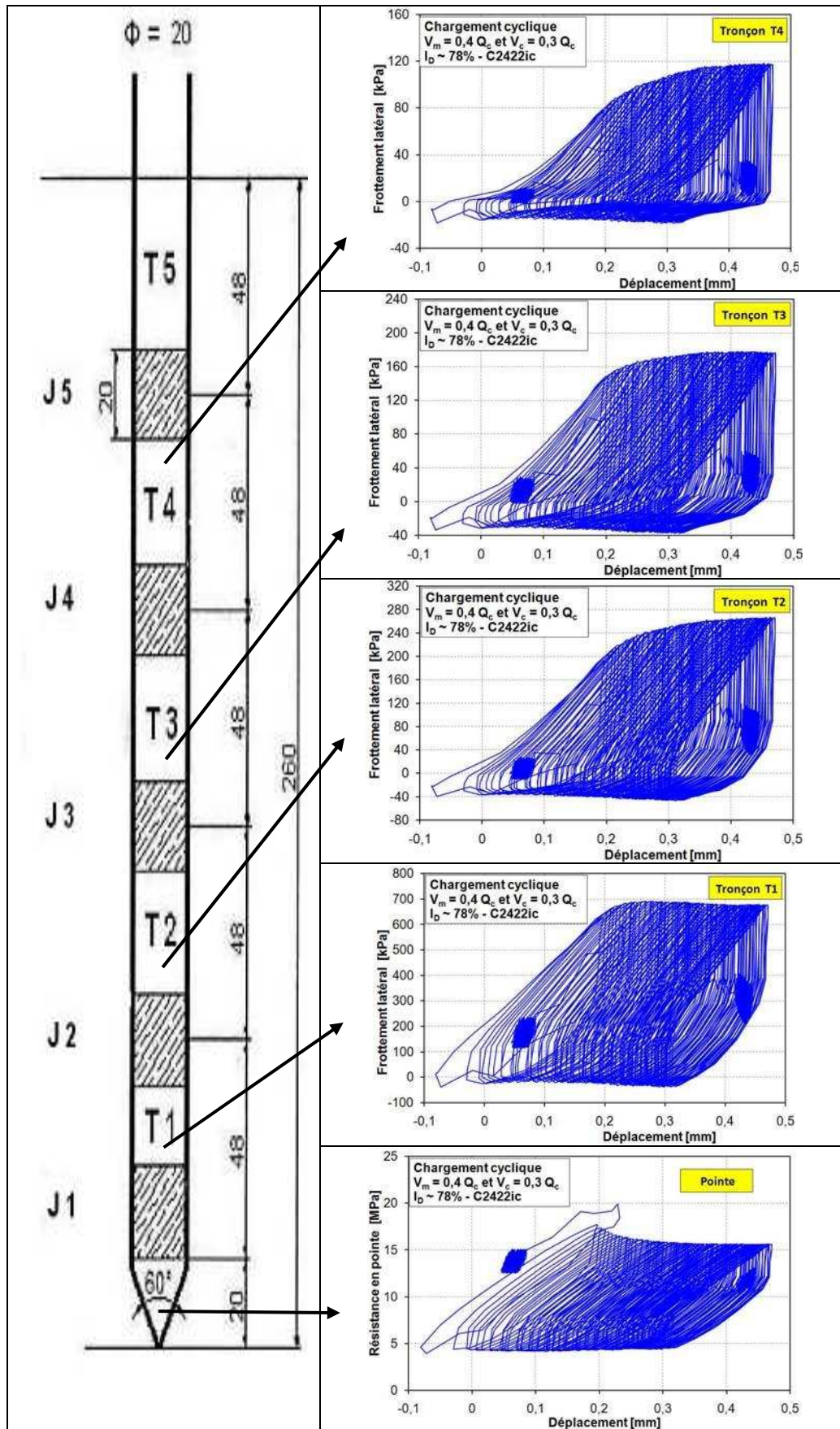


Figure 54 - Courbe des efforts dans chaque section du pieu en fonction du déplacement en tête (N=100)

Cette non linéarité est d'autant plus importante que la section est proche de la surface ; ce qui peut s'expliquer simplement si on tient compte de la mobilisation progressive du pieu de la surface vers la pointe lors du chargement (compression et traction). Des résultats similaires, comportement alterné en frottement alors qu'un chargement non alterné est appliqué en tête du pieu, ont été observés par Karlsrud et Haugen (1983) cité par Jardine (1991) .

On remarque aussi une légère augmentation du frottement latéral mobilisé de T1 à T4 dont l'intensité est d'autant plus importante qu'on est proche de la surface (en chargement). Cette augmentation peut traduire une densification de l'interface sol-pieu d'autant plus importante que l'on est proche de la surface et des déformations élastiques des sections d'autant plus importantes que l'on est proche de la tête du pieu.

Au niveau de la section T1, les non linéarités observées pour les autres sections citées précédemment sont absentes puisque la section n'est pas sollicitée en traction. L'effort de frottement, en chargement, est relativement constant tout au long du chargement.

Concernant la pointe, les efforts résistants sont toujours positifs et supérieurs à 4 MPa. De plus, les efforts résistants lors du chargement semblent diminuer avec les cycles. Cette diminution est la conséquence d'une redistribution des efforts le long du pieu et un fort remaniement (densification-relâchement) du sol autour de l'interface et de la pointe.

Comme le frottement latéral mobilisé dans les sections T2 à T4 augmente et que l'effort appliqué en tête est constant, les résistances mobilisées en pointe deviennent plus faibles en vertu d'une mobilisation progressive du pieu de la surface vers la pointe.

### **V.7.2 - Analyse des résultats à force contrôlée**

Compte tenu des difficultés rencontrées lors des essais (§ V.6.3.2 - ), surtout par rapport à la détermination des efforts réellement appliqués en tête, il est difficile de déterminer quel niveau de chargement est réellement appliqué en tête du pieu. Néanmoins, on fera toujours l'hypothèse que pour un niveau de chargement donné, l'effort qui est transformé en moment reste le même pendant toute la séquence permettant ainsi de valider les différences relatives. C'est pourquoi dans cette partie, les résultats montrés sont restreints à la description de l'influence de la charge moyenne ( $V_m$ ) égale à la charge cyclique ( $V_c$ ) et de l'influence de la densité sur le comportement du pieu sous chargement cyclique. En outre, les résultats présentés dans cette partie se rapporteront uniquement aux mesures correspondant à la charge maximale appliquée en tête du pieu.

#### **V.7.2.1 - Influence de $V_m$ dans le cas où $V_m = V_c$**

Les essais réalisés par Le Kouby (2003) en Chambre d'étalonnage montrent que, dans le cas d'un chargement non alterné, lorsque  $V_m = V_c$ , l'accumulation de déplacements est beaucoup plus importante que dans les cas où  $V_m > V_c$ . On montre sur la Figure 55 l'accumulation des déplacements en tête du pieu en fonction du nombre de cycles.

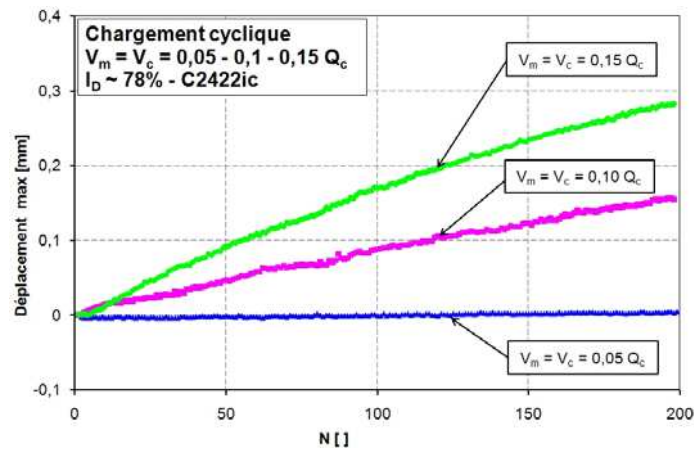
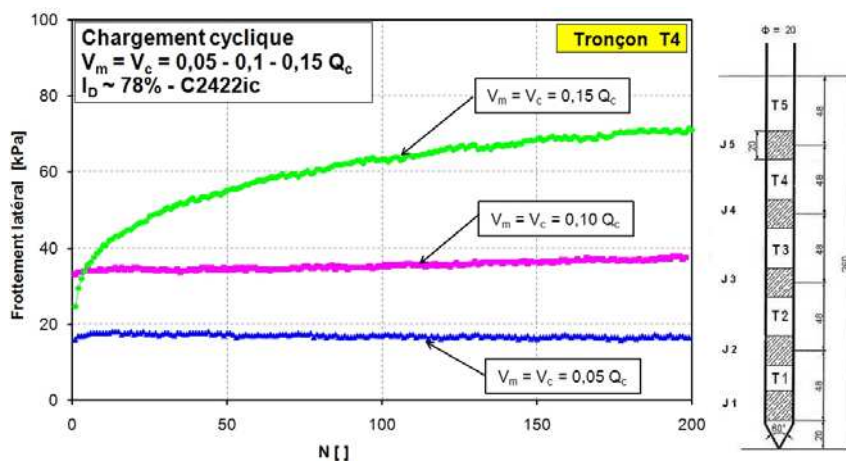


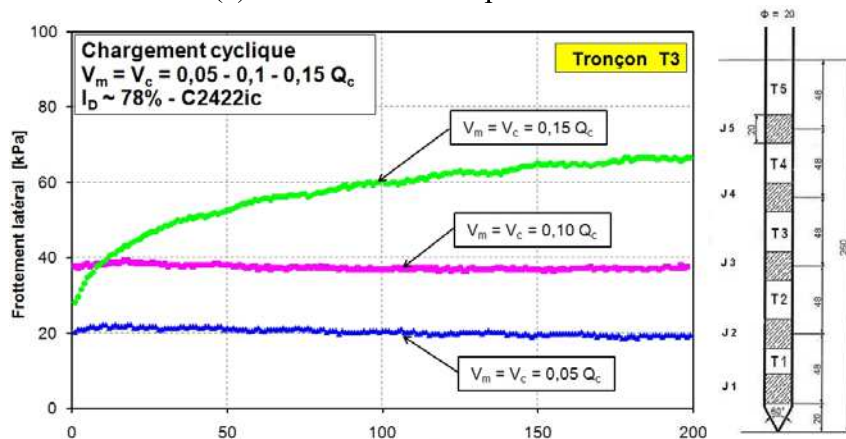
Figure 55 - Accumulation de déplacements en tête en fonction de la valeur de  $V_m$

Les valeurs de  $V_m$  et  $V_c$  sur ces figures sont les valeurs données en consigne. Lorsque le niveau de chargement ( $V_m + V_c$ ) augmente, l'accumulation des déplacements en tête du pieu devient plus importante.

Pour le frottement latéral, la même tendance est observé (Figure 56).



(a) frottement latéral pour le section T4



(b) frottement latéral pour le section T3

Figure 56 - Frottement latéral pour les sections T3 et T4 pour différentes valeurs de  $V_m$

La contrainte mobilisée pour les sections T3 et T4 paraît identique pour un même niveau de chargement. Quand la valeur de  $V_m$  est égale à 0,05 et 0,10  $Q_c$ , le frottement latéral mobilisé

(maximal en chargement) dans les sections T3 et T4 demeurent relativement constants pendant le chargement cyclique. Quand elle devient égale à  $0,15 Q_c$ , on observe une augmentation de la contrainte mobilisée avec le nombre de cycles. Ce qui est surprenant, c'est que le frottement mobilisé au début du chargement cyclique soit plus faible dans ce cas que dans les cas où  $V_m < 0,15 Q_c$ . En effet, la séquence  $V_m = V_c = 0,15 Q_c$  (Essai C2422ic) est précédée de trois autres séquences de chargement cycliques, dont les niveaux de chargement cycliques sont différents, ont été réalisés qui pourraient avoir modifiées les contraintes résiduelles le long du pieu.

Pour la pointe, on observe la tendance inverse notamment pour le cas de  $V_m = 0,15 Q_c$  compte tenu de la redistribution des efforts dans le pieu (Figure 57). La diminution importante au début des cycles dans le cas de  $V_m = 0,15 Q_c$  pourrait aussi être due aux séquences de chargement précédent ce dernier.

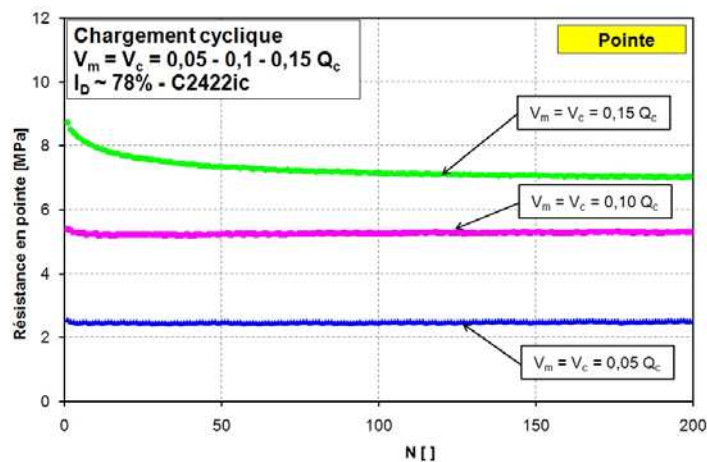


Figure 57 - Efforts en pointe du pieu en fonction de la valeur de  $V_m$

#### V.7.2.2 - Influence de la densité

Lorsque la densité du massif initiale dans lequel le pieu est mis en place est faible, on observe que l'accumulation des déplacements en tête du pieu est plus importante (Figure 58).

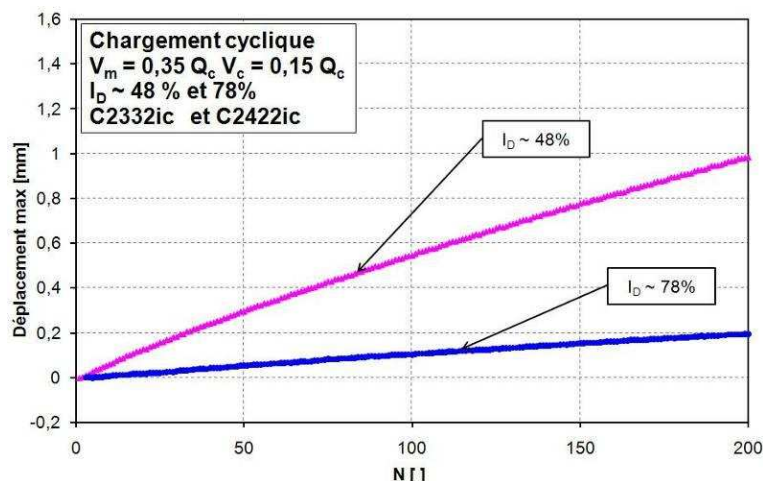


Figure 58 - influence de la densité sur les déplacements en tête

Pour les efforts de frottement en tête du pieu, on mobilise initialement une contrainte de frottement plus importante lorsque la densité est forte. Néanmoins, lors du chargement cyclique, pour le niveau de chargement étudié, on observe une diminution du frottement maximal mobilisable dans ce cas (Figure 59) pour les sections T3 et T4. Quant à la section

T2, on remarque une augmentation du frottement mobilisé avec le nombre de cycles et pratiquement une stabilisation pour T1. La réponse de ces deux derniers tronçons est assez proche de celle de la pointe qui montre une légère augmentation de sa valeur maximale mobilisable.

Alors que pour le massif dont la densité est plus faible, on observe au contraire une légère augmentation de la contrainte de frottement mobilisée au niveau des sections T2 à T4. En revanche, pour le tronçon T1, on observe une légère diminution suivant ainsi la tendance de la résistance en pointe. Ceci pourrait traduire le fait que pour une densité plus faible, la zone d'influence de la pointe est moins importante.



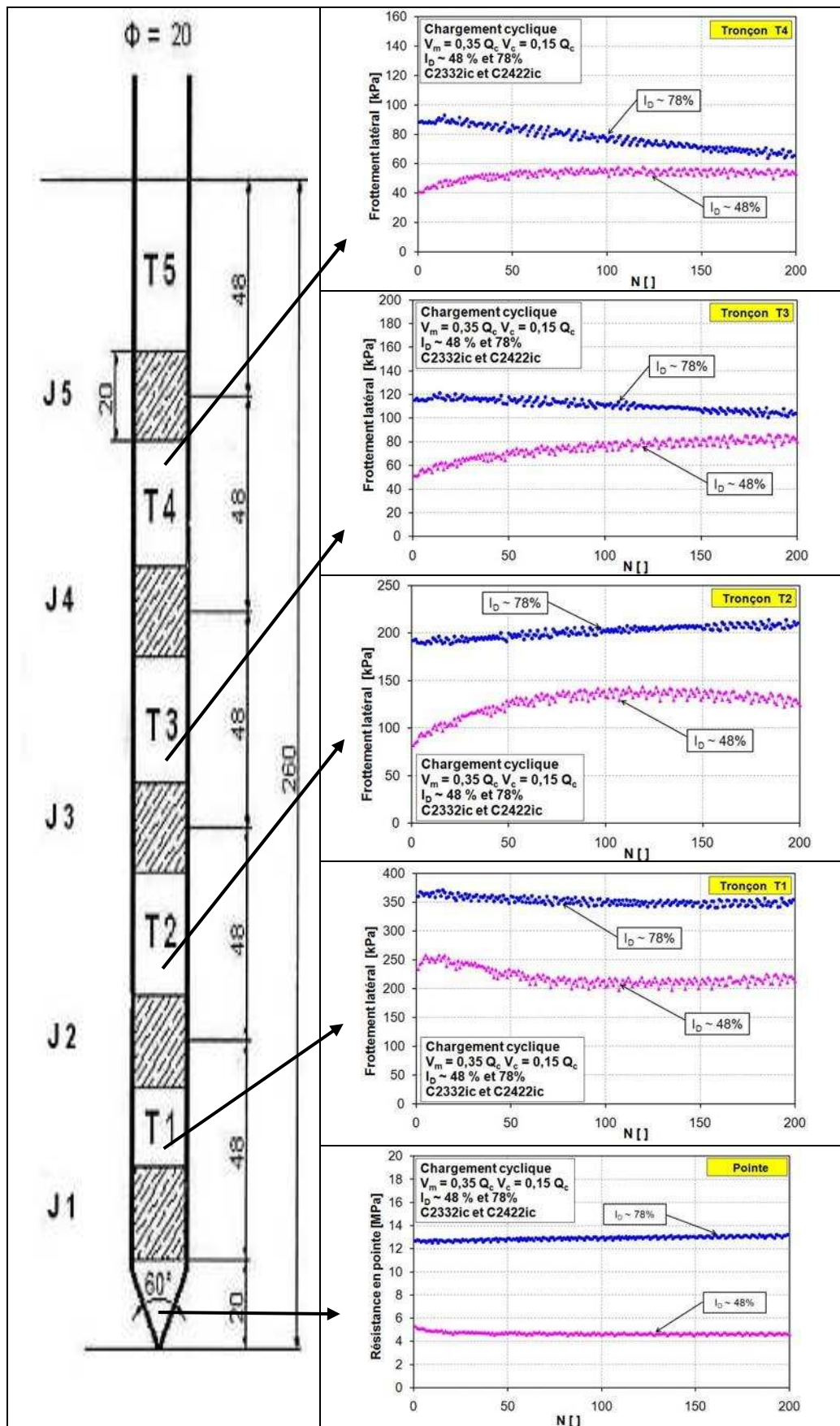


Figure 59 - influence de la densité sur le frottement mobilisé lors du chargement cyclique

### V.7.3 - Analyse des résultats des essais à déplacements contrôlés

Les essais à déplacements contrôlés permettent d'étudier l'évolution de la résistance mobilisée lorsque le nombre de cycles de chargement augmente. Lors des essais à déplacement contrôlé, on a remarqué que lorsque l'intensité du déplacement cyclique demandé est trop faible, le servovérin a du mal à appliquer le déplacement demandé puisque sa sensibilité est de 0,1 mm.

Comme cela a été décrit dans le programme expérimental, pour chacune des densités, un essai à déplacement contrôlé avec une amplitude de 0,5 mm a été effectué et a été analysé.

Lors de l'essai à déplacements contrôlés avec une amplitude de déplacement de 0,5 mm, entre le 1<sup>er</sup> et le 500<sup>ème</sup> cycle, l'effort maximal mobilisé en tête en compression diminue du premier au 50<sup>ème</sup> cycle puis augmente de 300 à 400 daN environ. Il y a donc une augmentation de la résistance globale du système sol-pieu au cours des cycles.

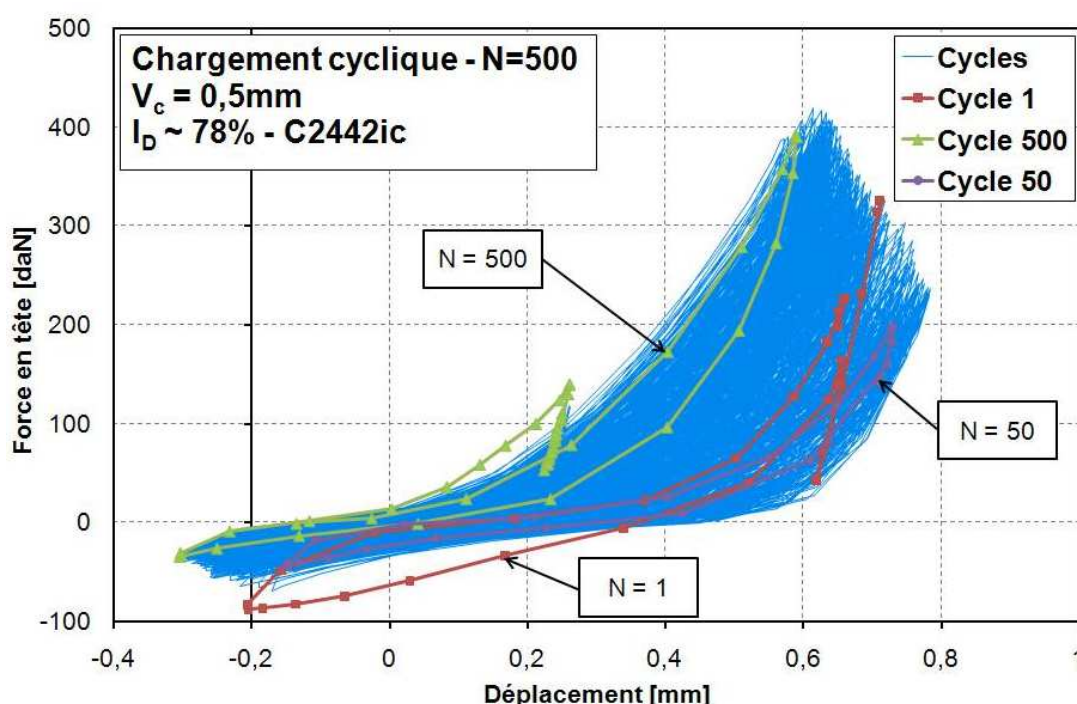


Figure 60 - Evolution de l'effort lors d'un essai à déplacements contrôlés (N=500)

Au niveau local, le frottement latéral diminue avec le nombre de cycles comme l'ont observé Al Douri (1992) et Le Kouby (2003). Pour comprendre ce phénomène, nous montrons sur la Figure 61 suivante le comportement local de chaque section du pieu. En partant d'un état initial où l'effort en tête est proche de zéro, le frottement global mobilisé semble être plus faible lors du rechargement que lors du déchargement (chargement en traction). De plus, l'intensité du frottement global mobilisé en traction diminue avec l'augmentation du nombre de cycles. En revanche, la pointe semble augmenter avec le chargement cyclique, entraînant une augmentation de l'effort global (étant donné la Figure 60 et la Figure 61).

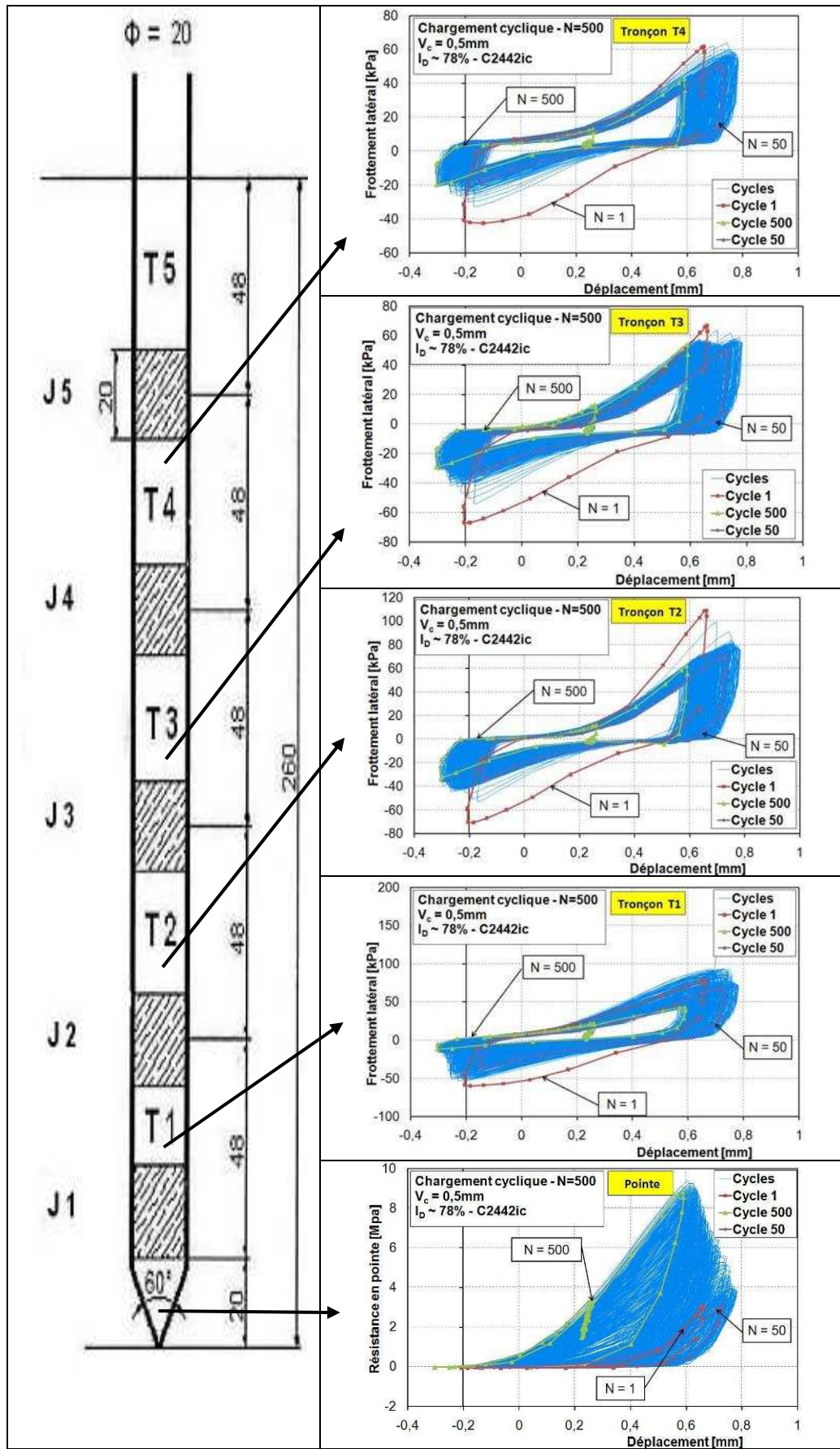


Figure 61 - Les courbes force-déplacements pour différentes sections du pieu



Le phénomène observé en tête, augmentation de la résistance mobilisée est essentiellement du au comportement observé en pointe à savoir une augmentation de la résistance en pointe mobilisable à partir de  $N = 50$ . D'ailleurs une étude du facteur de dégradation relatif à cet essai montre un facteur nettement supérieur à 1 pour la pointe à 500 cycles (Figure 62).

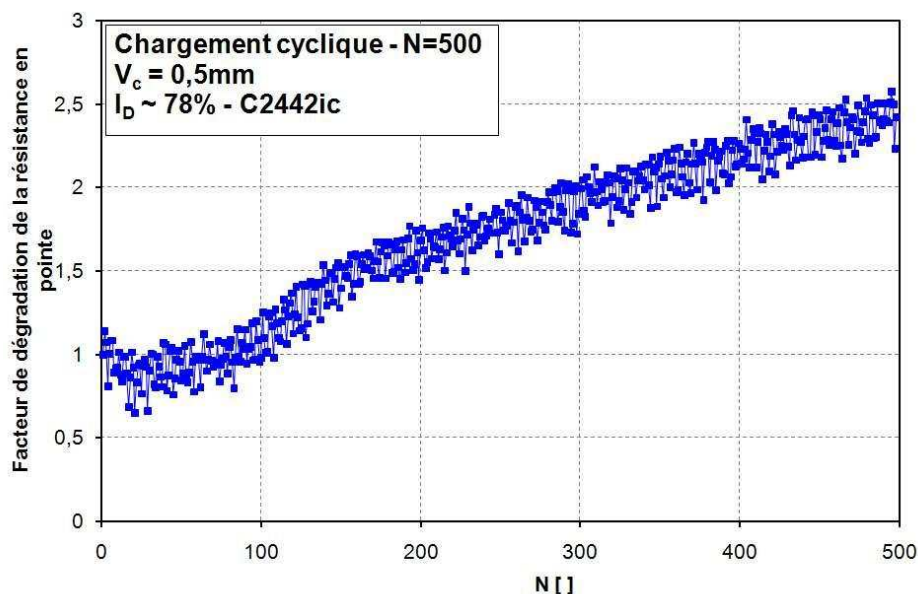


Figure 62 - Facteur de dégradation de la résistance en pointe

Un essai de chargement monotone a pu être réalisé à la fin des chargements cycliques afin d'évaluer la dégradation de la résistance à la compression du pieu. Les calculs des facteurs de dégradation sont réalisés pour un déplacement en tête égal à 2 mm, qui correspond à 10% du diamètre du pieu (Figure 63).

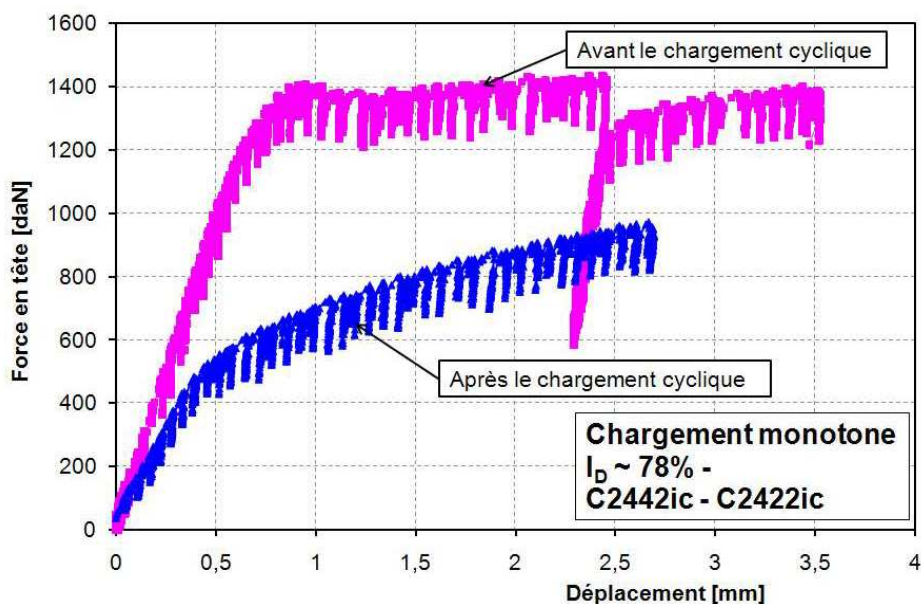


Figure 63 - Comportement du pieu avant et après le chargement cyclique

Le calcul est effectué pour l'effort en tête, la résistance en pointe et le frottement latéral pour les sections T3 et T4. Les valeurs ainsi calculées sont résumées dans Tableau 20 le suivant.

**Tableau 20 – Facteurs de dégradation pour quelques sections du pieu pour un essai à déplacement contrôlé**

Section	Facteur de dégradation
Effort en tête	0,64
Frottement section T4	0,48
Frottement section T3	0,45
Résistance en pointe	0,8

Dans le cas d'un essai à déplacement contrôlé ( $V_c = 0,5$  mm), la dégradation de l'effort globale en tête, pour un déplacement de 0,2 mm est d'environ 35%. La dégradation semble plus importante pour le frottement latéral sol-pieu que pour la résistance en pointe conformément à ce qui a été observé pendant le chargement cyclique. La zone de sol autour de la pointe a ainsi été fortement remaniée ayant pu entraîner des phénomènes d'attrition des grains et ne peut donc plus offrir la même résistance après cycles.

## **V.8 - Conclusions et Perspectives**

Un pieu instrumenté a été développé afin d'étudier le comportement d'un pieu soumis à un chargement axial monotone et cyclique. Les exigences d'une mise en place en vol en centrifugeuse et de l'influence de l'effet d'échelle ont été les principales contraintes qui ont guidées sa conception. Il permet de déterminer localement l'effort de frottement mobilisé et la résistance en pointe du pieu. La différence entre deux efforts mesurés par deux sections successives du pieu permet de déterminer l'effort de frottement entre les deux sections. Lors du fonçage du pieu, chaque section du pieu est mobilisée successivement, et l'influence de la mobilisation progressive du frottement au cours de la mise en place est bien mise en évidence par le pieu.

Le chargement monotone du pieu en centrifugeuse manifeste aussi un comportement qui s'apparente bien au comportement d'un pieu réel lors d'un essai de chargement. Le frottement latéral est d'abord mobilisé avant la pointe, et l'étude du frottement local à chaque section du pieu montre une influence de la contrainte de confinement du pieu. Lorsque cette contrainte augmente, on observe des pics dans les courbes représentant la contrainte en fonction des déplacements en tête.

Le chargement cyclique non alterné du pieu montre aussi que le pieu réagit bien à ce type de sollicitations car chaque section du pieu affiche un comportement cyclique semblable au chargement appliqué en tête. On remarque aussi que si le chargement en tête est non alterné, dans les sections du pieu proche de la surface, la variation de la contrainte de frottement peut être alternée. Seules, les sections du pieu situées plus en profondeur montrent un comportement non alterné. Lors d'un essai de chargement cyclique à déplacement contrôlé, on constate une augmentation de la résistance globale du pieu au dernier cycle qui est principalement due à une augmentation de la résistance en pointe, et une diminution du frottement latéral dans les différentes sections. Cependant, la comparaison d'un essai de chargement monotone après les cycles à un essai de chargement monotone simple montre une dégradation de la résistance globale d'environ 35% à 10% du diamètre.

En outre, les difficultés rencontrées lors des essais nécessitent quelques améliorations par rapport au dispositif utilisé :

- Ajout d'une rotule pour la liaison en tête du pieu : ce dispositif permettra d'éviter l'apparition de moments en tête lors des essais. Ce qui nécessite évidemment l'utilisation d'un dispositif de guidage lors du fonçage en vol.
- Réaliser un asservissement alternatif du servovérin en déplacements à partir des capteurs de déplacements en tête du pieu (lors du chargement) et à partir du capteur de déplacement interne au servovérin (lors du fonçage). Cela améliorerait beaucoup les résultats des essais compte tenu de la rigidité du système supportant le servovérin.
- Faire un essai avec des pieux installés par moulage dans le massif, ce qui permettra de quantifier l'influence d'une mise en place en vol sur le comportement local du pieu et d'avoir le comportement de référence à l'interface et en pointe du pieu sous chargement monotone et cyclique.
- Faire un essai de fonçage en vol pour voir, à partir de quelle distance « pointe du pieu-fond du conteneur », l'effet de bord apparaît s'il y en a.

A plus long terme, on pourrait aussi fabriquer un pieu beaucoup plus long que celui décrit dans cette thèse et placer les sections de mesures à partir de 6 diamètres au-dessus de la pointe. Cela permettrait alors d'éviter les effets de la pointe sur les mesures de frottement.



---

---

# **RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

---

---



- Adachi, T., Kimura, M., Kobayashi, H. et Morimoto, A.** (1994). Behavior of laterally loaded pile groups in dense sand. Centrifuge 94, Singapore, Balkema. pp.509-514
- AFNOR** (1993). NF P 94-151. Sols: Reconnaissance et essais - Essai statique du pieu isolé sous effort transversal. Rapport. 18 pages
- Anastasopoulos, I., Calliero, A., Bransby, M. F., Davies, M. C. R., El Nahas, A., Faccioli, E., Gazetas, G., Masella, A., Paolucci, R., Pecker, A. et Rossignol, E.** (2008). "Numerical analyses of fault-foundation interaction." Bulletin of Earthquake Engineering Vol.6 (4): pp 645-675
- API** (1993). American Petroleum Institute - Designing and constructing fixed offshore platforms. RP2A, section G. Rapport. 64-77 pages
- Armstrong, P. J. et Frederick, C. O.** (1966). A mathematical representation of the multiaxial Bauschinger effect. Rapport. pages
- Baguelin, F., Goulet, G. et Jezequel, J.** (1972). Etude expérimentale du comportement d'un pieu sollicité horizontalement. 5th European Conference on soil mechanics and foundation engineering, Madrid. pp.317-324
- Baguelin, F., Jézéquel, J. F. et Meimon, Y.** (1985). Chargements latéraux sur un groupe de pieux. 11th International Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering, San Francisco. pp.1587-1588
- Balachowski, L.** (1995). Différents aspects de la modélisation physique du comportement des pieux: chambre d'étalonnage et centrifugeuse. Thèse de l'Institut National Polytechnique de Grenoble. 372 pages
- Banerjee, P. K. et Davies, T. G.** (1977). Analysis of pile groups embedded in gibson soils. 9th International conference on soil mechanics and foundation engineering, Tokyo
- Banerjee, P. K. et Davies, T. G.** (1978). "The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in non homogeneous soils." Géotechnique Vol.28 (3): pp 309-326
- Bea, R. G., Audibert, J. M. E. et Dover, A. R.** (1980). Dynamic response of laterally and axially loaded piles. 12th annual offshore technology conference, Houston, Texas, Paper OTC 3749. pp.129-139
- Benahmed, N.** (2001). Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique: application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 351 pages
- Besson, J., Cailletaud, G., Chaboche, J. L. et Forest, S.** (2001). Lois de comportement non linéaire des matériaux. 158 pages
- Bloomquist, D., Feld, T., Townsend, F. C., Gravgard, J. et Gill, J.** (1991). Development of a multiple pile driver/load test device for pile group studies. Centrifuge 91, Boulder-Colorado, Balkema. pp.355-359

- Bolton, M. D., Gui, M. W., Garnier, J., Corte, J. F., Bagge, G., Laue, J. et Renzi, R.** (1999). "Centrifuge cone penetration tests in sand." *Géotechnique* Vol.49 (4): pp 543-552
- Bouafia, A.** (1990). Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse. Thèse de. 267 pages
- Boulon, M. et Foray, P.** (1986). Physical and numerical simulation of lateral shaft friction along offshore piles in sand. Proceeding of the third International Conference On Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes. pp.127-147
- Broms, B. B.** (1964). "Lateral resistance of piles in cohesionless soils." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* Vol.90 (SM 3): pp 123-148
- Brown, D. A., Morrison, C. et Reese, L. C.** (1988). "Lateral load behavior of pile group in sand." *Journal of Geotechnical Engineering* Vol.114 (11): pp 1261-1276. November
- Brown, D. A., Reese, L. C. et O'Neill, M. W.** (1987). "Cyclic lateral loading of a large-scale pile group." *Journal of Geotechnical Engineering* Vol.113 (11): pp 1326-1343. November 1987
- Brown, D. A. et Shie, C.-F.** (1990a). "Three dimensional finite element model of laterally loaded piles." *Computers and geotechnics* Vol.10 (1): pp 59-79
- Brown, D. A. et Shie, C.-F.** (1990b). "Numerical experiments into group effects on the response of piles to lateral loading." *Computers and geotechnics* Vol.10: pp 211-230
- Bustamante, M. et Giaselli, L.** (2001). Méthode d'essai N°34 - La mesure des déformations à l'aide des extensomètres amovibles LPC. Rapport. 16 pages
- Caliendo, J., Anderson, L. et Moss, R. E.** (1998b). Cyclic lateral loading of a model pile group in clay soil - Phase 2B. Rapport. 90 pages
- Caliendo, J., Anderson, L. et Rawlings, M.** (1998a). Cyclic lateral loading of a model pile group in clay soil - Phase 2A. Rapport UT-02.21. 80 pages
- Canou, J., Thorel, L. et De Laure, E.** (1991). Influence d'un déviateur de contrainte initial sur les caractéristiques de liquéfaction statique d'un sable. 10th ECSMFE, Florence. pp.49-52
- Cassan, M.** (1978). Les essais in situ en mécanique des sols - Tome 1: Réalisation et interprétation. Paris. 458 pages
- Chai, Y. H. et Hutchinson, T. C.** (2002). "Flexural Strength and ductility of extended pile-shafts. II: experimental study." *Journal of structural engineering* Vol.128 (5): pp 595-602. May 2002
- Chaudhry, A. R.** (1994). Static pile-soil-pile interaction in offshore pile groups. Thèse de l'University of Oxford. 251 pages



- Chazallon, C., Hornych, P. et Mouhoubi, S.** (2006). "Elastoplastic model for the long term behaviour modelling of unbound materials in flexible pavements." *International journal of geomechanics* Vol.6 (4): pp 279-289
- Chillarige, A., Robertson, P., Morgenstern, N. et Christian, H.** (1997). "Evaluation of the in-situ state of Fraser River Sand." *Canadian Geotechnical Journal* Vol.34: pp 510-519
- Colombi, A.** (2005). Physical modelling of an isolated pile in coarse grained soils. Thèse de l'University of Ferrara, University of Parma, University of Bologna, University of Brescia. 368 pages
- Correia, A. G.** (1985). Contribution à l'étude mécanique des sols soumis à des chargements cycliques. Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 193 pages
- Corté, J. F.** (1989a). Essais sur modèles réduits en géotechnique. 12th International conference on soil mechanics and foundation engineering, Rio de Janeiro, Balkema. pp.2553-2571
- Corté, J. F.** (1989b). "L'essor de la modélisation en centrifugeuse en géotechnique." *Revue française de géotechnique* Vol.48: pp 7-13
- Cox, W. R., Reese, L. C. et Grubbs, B. R.** (1974). Field testing of laterally loaded Piles in sand. 7th Offshore technology Conference, Houston, Texas - paper OTC 2079. pp.459-472
- Craig, W. H.** (1984). Installation studies for model piles. Proceeding Symposium on Application of centrifuge modelling to geotechnical design, University of Manchester. pp.440-455
- Dano, C.** (1996). Etude expérimentale des lois d'interface. Rapport 9614. 166 pages
- De Gennaro, V.** (1999). Etude du comportement mécanique des interfaces sol-structure. Application à l'analyse du comportement des pieux. Thèse de l'ENPC. 427 pages
- De Nicola, A. et Randolph, M. F.** (1999). "Centrifuge modelling of pipe piles in sand under axial loads." *Géotechnique* Vol.49 (3): pp 295-318
- Degny, E.** (1985). SLIVALIC 5 - Programme de lissage par spline quintique (Notice d'utilisation). F.A.E.R. 1.05.10.4. Rapport. 24 pages
- DNV** (1992). "Det Norske Veritas. Rules for the design construction and inspection of offshore structures. Appendix foundations." pp 54
- Dyson, G. J. et Randolph, M. F.** (1998). Installation effects on lateral load-transfer curves in calcareous sands. Centrifuge 98, Tokyo, Japan, Balkema. pp.545-550
- Fascicule 62, Titre V** (1993). Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. 182 pages

- Fioravante, V.** (1994). Centrifuge modelling of axially loaded piles in sand. Pile foundations experimental - experimental investigations, analysis and design, Naples.pp.125-163
- Fioravante, V.** (2002). "On the shaft friction modelling of non-displacement piles in sand." Soils and Foundations Vol.42 (2): pp 23-33
- Foray, P.,Balachowski, L. et Rault, G.** (1998). Scale effects in shaft friction due to the localization of deformations. Centrifuge 98, Tokyo, Japan, Balkema.pp.211-216
- Francis, R.** (1997). Etude du comportement mécanique des micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe. Thèse de l'ENPC. 383 pages
- Frank, R.** (1999). Calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de l'ingénieur, Presses de l'Ecole Nationale des ponts et chaussées.141 pages
- Gandhi, S. R. et Selvam, S.** (1997). "Group effect on driven piles under lateral load." Journal of the geotechnical and geoenvironmental engineering Vol.123 (8): pp 702-709.August 1997
- Garnier, J.** (1995). Modèles réduits en mécanique des sols. AUGC - Les modèles réduits en génie civil, Nantes.pp.21-44
- Garnier, J.** (1997). Validation des modèles physiques et numériques: Problème des effets d'échelle. 14th international Conference on Soil Mechanics and Foundation, Hambourg, Balkema.pp.659-662
- Garnier, J.** (2001). Modélisation physique en mécanique des sols. Application aux recherches sur les fondations et autres ouvrages géotechniques. Habilitation à diriger des recherches, Université de Nantes, 197 pages
- Garnier, J. et Cottineau, L. M.** (1988). La centrifugeuse du LCPC: moyens de préparation des modèles et instrumentation. Centrifuge 88, Paris.pp.83-92
- Garnier, J.,Gaudin, C.,Springman, S. M.,Culligan, P. J.,Goodings, D.,König, D.,Kutter, B.,Phillips, R.,Randolph, M. F. et Thorel, L.** (2007). "Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modeling." International Journal of Physical Modelling in Geotechnics Vol.7 (3): pp 1-24
- Garnier, J. et König, D.** (1998). Scale effects in piles and nails loading tests in sand. Centrifuge 98, Tokyo, Japan, Balkema.pp.205-210
- Gaudin, C.** (2002). Modélisation physique et numérique d'un écran de soutènement autostable - application à l'étude de l'interaction écran-fondation. Thèse de l'Ecole Centrale de Nantes. 410 pages
- Georgiadis, M.,Anagnostopoulos, C. et Saflekou, S.** (1992). "Centrifugal testing of laterally loaded piles in sand." Canadian Geotechnical Journal Vol.29 (2): pp 208-216
- Gidel, G.,Hornych, P.,Chauvin, J. J.,Breyse, D. et Denis, A.** (2001). "Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial

- à chargements répétés." Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées (233): pp 5-21
- Goulois, A. M.** (1982). Contribution to the study of tension piles under cyclic loading. Thèse de l'Massachusetts Institute of Technology. 398 pages
- Gudehus, G.** (1996). "A comprehensive constitutive equation for granular materials." Soils and Foundations Vol.36: pp 1-12
- Gui, M. W. et Bolton, M. D.** (1998). Geometry and scale effects in CPT and pile design. 1st International Conference Site Characterization, Atlanta.pp.1063-1068
- Hadjadji, T.** (1993). Analyse du comportement expérimental de pieux sous chargements horizontaux. Thèse de l'Ecole nationale des ponts et chaussées. 307 pages
- Hansen, B. J.** (1961). "The ultimate resistance of rigid piles gainst transversal forces." The danish geotechnical institute Vol.12: pp 5-9
- Holtz, R.** (1991). "Stress distribution and settlement of shallow foundations" in Foundation engineering handbook. H.-Y. Fang:pp 166-222.
- Hornych, P.,Corte, J. F. et Paute, J. L.** (1993). "Etude des déformations permanentes sous chargements répétés de trois graves non traitées." Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées (184): pp 45-55
- Huang, A.-B.,Hsueh, C.-K.,O'Neill, M. W.,Chern, S. et Chen, C.** (2001). "Effects of construction on laterally loaded pile groups." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol.127 (5): pp 385-397.May
- Jardine, R. J.** (1991). "The cyclic behaviour of large piles with special reference to offshore structures" in Cyclic loading of soils: from theory to design. O'Reilly and Brown:pp 174-239.
- Karg, C. et Haegeman, W.** (2007). Strain accumulation caused by low level vibrations. 14th European Conference on Soil Mechanics and geotechnical engineering, Madrid.pp.1099-1104
- Karthigeyan, S.,Ramakrishna, V. V. G. S. T. et Rajagopal, K.** (2006). "Influence of vertical load on the lateral response of piles in sand." Computers and geotechnics Vol.33 (2): pp 121-131
- Khidas, Y.** (2001). Etude expérimentale du frottement et des rotations dans des milieux granulaires modèles. Thèse de l'Université de Rennes I. 144 pages
- Kikuchi, Y.** (2008). Lateral resistance of piles in sand under repeated horizontal loading. 2nd BGA International Conference on Foundations, ICOF 2008, Dundee, Balkema.pp.1225-1236

- Kishida, H., Suzuki, Y. et Nakai, S.** (1985). Behavior of a pile under horizontal cyclic loading. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Balkema. pp.1413-1416
- Klotz, E. U. et Coop, M. R.** (2001). "An investigation of the effect of soil state on the capacity of driven piles in sands." *Géotechnique* Vol.51 (9): pp 733-751
- Kolymbas, D.** (1991). "An outline of hypoplasticity." *Archive of applied mechanics* Vol.61: pp 143-151
- Kooijman, A. P.** (1989). Numerical model for laterally loaded piles and pile groups. Thèse de l'University of DELFT. 122 pages
- Le Kouby, A.** (2003). Etude du comportement mécanique de micropieux sous chargements monotones et cycliques verticaux. Application aux effets de groupe. Thèse de l'Ecole nationale des ponts et chaussées. 394 pages
- Lehane, B. M., Gaudin, C. et Schneider, J. A.** (2005). "Scale effects on tension capacity for rough buried piles in dense sand." *Géotechnique* Vol.55 (10): pp 709-719
- Lin, S. S. et Liao, J. C.** (1999). "Permanent strains of piles in sand due to cyclic lateral loads." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* Vol.125 (9): pp 798-802. September 1999
- Lings, M. L. et Dietz, M. S.** (2005). "The peak strength of sand-steel interfaces and the role of dilation " *Soils and Foundations* Vol.45 (6): pp 1-14
- Little, R. L. et Briaud, J.-L.** (1988). A pressuremeter method for single piles subjected to cyclic lateral loads in sand. Rapport Miscellaneous paper GL-88-14. 307 pages
- Long, J. H. et Vanneste, G.** (1994). "Effects of cyclic lateral loads on piles in sand." *Journal of Geotechnical Engineering* Vol.120 (1): pp 225-244. Janvier 1994
- Luong, P. M.** (1980). "Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents." *Revue française de géotechnique* (10): pp 39-53
- Magnan, J.-P.** (2000). Cours de mécanique des sols (tome 1) - Cours de l'école nationale des ponts et chaussées. Marne-La-Vallée, ENPC pages
- Matlock, H. et Reese, L. C.** (1960). "Generalized solutions for laterally loaded piles." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* Vol.86 (SM 5): pp 63-91. October
- Matsuoka, H. et Nakai, T.** (1982). "A new failure for soils in three-dimensional stresses" in *Deformation and failure of granular materials, IUTAM Symposium DELFT*: pp 253-263.
- Mc Vay, M., Bloomquist, D., Vanderlinde, D. et Clausen, J.** (1994). "Centrifuge modeling of laterally loaded pile groups in sand." *Geotechnical Testing journal* Vol.17 (2): pp 129-137. June 1994

- Mc Vay, M., Casper, R. et Shang, T.-I.** (1995). "Lateral response of three-row groups in loose to dense sands at 3D and 5D pile spacing." *Journal of Geotechnical Engineering* Vol.121 (5): pp 436-441. May
- Mc Vay, M., Zhang, L., Molnit, T. et Lai, P.** (1998). "Centrifuge testing of large laterally loaded pile groups in sand." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* Vol.124 (10): pp 1016-1026. October
- Meimon, Y., Baguelin, F. et Jezequel, J.-F.** (1986). Pile group behaviour under long time lateral monotonic and cyclic loading. 3rd International conference on numerical methods in offshore piling, Nantes, France. pp.285-302
- Ménard, L. et Bourdon, G.** (1965). "Calcul des rideaux de soutènement - Méthode nouvelle prenant en compte les conditions réelles d'encastrement." *Sols - Soils* Vol.12: pp 18-32. Mars 1965
- Ménard, L., Bourdon, G. et Gambin, M.** (1969). "Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité horizontalement en fonction des résultats pressiométriques." *Sols - Soils* Vol.22-23: pp 16-29
- Ménard, L., Bourdon, G. et Houy, A.** (1964). "Etude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation." *Sols - Soils* Vol.9: pp 11-27. Juin 1964
- Mestat, P. et Arafati, N.** (1992). caractérisation du comportement de la marne de Las Planas - détermination des paramètres du modèle Cam-Clay modifié et modélisation des essais de laboratoire. Rapport. 78 pages
- Mezazigh, S.** (1995). Etude expérimentale de pieux chargés latéralement: proximité d'un talus et effet de groupe. Thèse de l'Université de Nantes - Ecole Centrale Nantes. 217 pages
- Mohan, V. K., Shailendra, N. E. et Sreerama, K.** (2001). "Lateral loads on piles and pier." *Computer methods and advances in Geomechanics*: pp 1501-1505
- Nasuno, S., Kudrolli, A., Bak, A. et Gollub, J. P.** (1998). "Time-resolved studies of stick-slip friction in sheared granular layers." *Physical review E* Vol.58 (2): pp 2161-2171
- Niemunis, A. et Herle, I.** (1997). "Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range." *Mechanics of cohesive-frictional materials* Vol.2: pp 279-299
- Nip, D. C. N. et Ng, C. W. W.** (2005). "Back-analysis of laterally loaded bored piles." *Geotechnical engineering* Vol.158 (GE2): pp 63-73. Avril 2005
- Nunez, I. L., Phillips, R., Randolph, M. F. et Wesselink, B. D.** (1988). Modeling laterally loaded piles in calcareous sand. Centrifuge 88, Paris, Balkema. pp.371-381
- Ovarlez, G.** (2003). "Propriétés mécaniques et rhéologiques d'un matériau granulaire confiné dans une colonne." *Rhéologie* Vol.3: pp 30-38

- Ovesen, N. K.** (1979). The scaling law relationships. 7th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Brighton.pp.319-323
- Paute, J.,Jouve, P.,Martinez, J. et Ragneau, E.** (1988). "Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples." Bulletin de liaison des Laboratoires de Ponts et chaussées (156): pp 21-36
- Paute, J. L.,Hornych, P. et Benaben, J.** (1994). "Comportement mécanique des graves non traitées." Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées (190): pp 27-38
- Perlo-Mevellec, S.** (2003). Etude numérique par l'approche hybride des groupes de pieux. Thèse de l'Ecole nationale des ponts et chaussées. 307 pages
- Petrasovits, G. et Award, A.** (1972). Ultimate lateral resistance of a rigid piles in cohesionless soil. 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Spain.pp.407-412
- Philips, E.** (1869). "De l'équilibre des solides élastiques semblables." Comptes rendus hebdomadaires des séances de l'académie des sciences Vol.68 (2): pp 75-79
- Poulos, H. G.** (1971a). "Behavior of laterally loaded piles: I-Single Piles." Journal of the soil Mechanics and Foundations Division Vol.97 (SM 5): pp 711-731
- Poulos, H. G.** (1971b). "Behaviour of laterally loaded piles: II-Pile groups." Journal of the soil Mechanics and Foundations Division Vol.97 (SM5): pp 733-751
- Prevost, J.-H.** (1977). "Mathematical modelling of monotonic and cyclic undrained clay behaviour." International journal for numerical and analytical methods in geomechanics Vol.1: pp 195-216
- Prevost, J.-H.** (1978). "Plasticity theory for soil stress-strain behavior." Journal of the Engineering Mechanics Division Vol.104 (5): pp 1177-1194.October
- Prevost, J.-H.** (1985). "A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils." International Journal of soil dynamics and earthquake engineering Vol.4 (1): pp 9-17
- Randolph, M. F.** (1981). "The response of flexible piles to lateral loading." Géotechnique Vol.31 (2): pp 247-259
- Randolph, M. F. et House, A. R.** (2001). "The complementary roles of physical and computational modelling." International Journal of Physical Modelling in Geotechnics Vol.1 (1): pp 01-08
- Reese, L. C. et Cox, W. R.** (1968). Soil behavior from analysis of tests of uninstrumented piles under lateral loading. Performance of deep foundations, San Francisco, ASTM Technical publication 444.pp.160-176
- Reese, L. C.,Cox, W. R. et Koop, F. D.** (1974). Analysis of laterally loaded piles in sand. 7th Offshore technology Conference, Houston, Texas - paper OTC 2312.pp.671-690

- Reese, L. C., Cox, W. R. et Koop, F. D.** (1975). Field testing and Analysis of laterally loaded piles in stiff clay. 7th Annual offshore technology conference, Houston - OTC 2312, pp.671-690
- Remaud, D.** (1999). Pieux sous charges latérales: Etude expérimentale de l'effet de groupe. Thèse de l'Ecole centrale Nantes. 328 pages
- Robinsky, E. I. et Morrison, C. F.** (1964). "Sand displacement and compaction around model friction piles." Canadian Geotechnical Journal Vol.1 (2): pp 81-93. March 1964
- Rollins, K. M., Kimball, G. O., Jensen, D. H., Garrett, B. H., Olsen, R. et Egbert, J.** (2006a). "Pile spacing effects on lateral pile group behaviour: load tests." Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering Vol.132 (10): pp 1262-1271. October 2006
- Rollins, K. M., Kimball, G. O., Jensen, D. H., Garrett, B. H., Olsen, R. et Egbert, J.** (2006b). "Pile spacing effects on lateral pile group behavior: analysis." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol.132 (10): pp 1272-1283. October 2006
- Rollins, K. M., Lane, J. D. et Gerber, T. M.** (2005a). "Measured and computed lateral response of a pile group in sand." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol.131 (1): pp 103-114. January
- Rollins, K. M., Lane, J. D., Gerber, T. M. et Ashford, S. A.** (2005b). "Lateral resistance of a full-scale pile group in liquefied sand." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol.131 (1): pp 115-125
- Rollins, K. M., Peterson, K. T. et Weaver, T. J.** (1998). "Lateral load behavior of full scale pile group in clay." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol.124 (6): pp 468-478. June 1998
- Roscoe, K. H.** (1957). A comparison of Tied and Free Pier foundations. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundations. pp.419-423
- Rosquoët, F.** (2004). Pieux sous charge latérale cyclique. Thèse de l'Ecole centrale Nantes et Université de Nantes. 305 pages
- Rosquoët, F., Thorel, L., Garnier, J. et Canepa, Y.** (2007). "Horizontal cyclic loading of piles installed in sand." Soils and Foundations Vol.47 (5): pp 821-832. October 2007
- Ruesta, P. F. et Townsend, F. C.** (1997). "Evaluation of laterally loaded pile group at Roosevelt bridge." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol.123 (12): pp 1153-1161
- Sai, K.** (1993). Modèles à grand nombre de variables internes et méthodes numériques associées. Thèse de l'Ecole nationale supérieure des mines de Paris. 200 pages
- Sartoris, J.-C., Chambon, P. et König, D.** (1998). Scale effects of small diameter cylindrical inclusion in sand. Centrifuge 98, Tokyo, Japan, Balkema. pp.199-204

- Scott, R. F.** (1989). "Essais en centrifugeuse et technique de modélisation." *Revue française de géotechnique* Vol.48: pp 15-34.July 1989
- Shakhirev, V.,Magnan, J.-P. et Ejjaouani, H.** (1996). "Etude expérimentale du comportement du sol lors du fonçage des pieux." *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* Vol.206: pp 95-116.Novembre-Décembre 1996
- SOBESOL** (2007). Procès-verbal des essais en laboratoire. Rapport. 10 pages
- Stuckrath, L.** (1992). A study of pile behavior in different soil types including installation effects. Thèse de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. 238 pages
- Suiker, A. S.,Selig, A. T. et Frenkel, R.** (2005). "Static and cyclic triaxial testing of ballast and subballast." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* Vol.131 (6): pp 771-782
- Tabucanon, J. T. et Airey, D. W.** (1992). Interface tests to investigate pile skin friction in sands. Rapport R662. 23 pages
- Tatsuoka, F.,Ochi, K.,Fujii, S. et Okamoto, M.** (1986a). "Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods." *Soils and Foundations* Vol.26 (3): pp 23-41.Sept 1986
- Tatsuoka, F.,Toki, S.,Miura, S.,Kato, H.,Okamoto, M.,Yamada, S.-I.,Yasuda, S. et Tanizawa, F.** (1986b). "Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand." *Soils and Foundations* Vol.26 (3): pp 99-116.Sept 1986
- Terashi, M.,Kitazume, M. et Kawabata** (1989). Centrifuge modeling of laterally loaded pile. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro.pp.991-994
- Ternet, O.** (1999). Reconstitution et caractérisation des massifs de sable. application aux essais en centrifugeuse et en chambre de calibration. Thèse de l'Université de Caen. 184 pages
- Terzaghi, K.** (1955). "Evaluation of coefficients of subgrade reaction." *Géotechnique* Vol.5: pp 297-326
- Thorel, L.,Rault, G.,Garnier, J.,Murillo, C.,Gaudicheau, P.,Néel, A. et Favraud, C.** (2008). "Mesures en macrogravité sur modèles réduits d'ouvrages géotechniques." *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* Vol.272-273: pp 93-131
- Ting, J. M.,Kauffman, C. R. et Lovicsek, M.** (1987). "Centrifuge static and dynamic lateral pile behavior." *Canadian Geotechnical Journal* Vol.24 (2): pp 198-207
- Turner, J. P.,Kulhawy, F. H. et Charlie, W. A.** (1987). Review of load tests on deep foundations subjected to repeated loading. Rapport EL-5375. 554 pages



- Uesugi, M. et Kishida, H.** (1986a). "Influential factors of friction between steel and dry sands." *Soils and Foundations* Vol.26 (2): pp 33-46
- Uesugi, M. et Kishida, H.** (1986b). "Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel." *Soils and Foundations* Vol.26 (4): pp 139-149
- Verdure, L.** (2000). Modélisation physique de pieux sous charge latérale cyclique dans du sable sec : étude de faisabilité. Rapport DEA Génie civil. 74 pages
- Verdure, L., Levacher, D. et Garnier, J.** (2003). "Effet des cycles sur le comportement d'un pieu isolé dans un sable dense sous chargement latéral." *Revue française de génie civil* Vol.7 (9): pp 1185-1210. Juillet 2003
- Von Wolffersdorff, P.-A. et Schwab, R.** (2001). "Hypoplastische Finite-Elemente-Analyse von zyklischen Vorgängen." *Bautechnik* Vol.78 (11): pp 771-782
- Wichtmann, T.** (2005). Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading. Thèse de l'Université Bochum. 288 pages
- Winkler, E.** (1867). *Die Lehre von der Elastizität und festigkeit*. Rapport. 182 pages
- Wood, D. M.** (1991). *Soil Behaviour and critical state soil mechanics*. 488 pages
- XP P 94-011** (1999). *Sols: Reconnaissances et Essais - Description, identification, dénomination des sols, terminologie, éléments de classification*. 22 pages
- Zhang, L. et Hu, T.** (1991). Modeling of residual stresses of large piles in centrifuge. *Centrifuge 91, Balkema*. pp.237-243
- Zhang, L. M. et Wong, E. Y. W.** (2007). "Centrifuge modelling of large diameter bored pile groups with defects " *Journal of the geotechnical and geoenvironmental engineering* Vol.133 (9): pp 1091-1101