



HAL
open science

Comportement de l'interface sols-structure sous sollicitations cycliques : application au calcul des fondations profondes

Brahim Tali

► **To cite this version:**

Brahim Tali. Comportement de l'interface sols-structure sous sollicitations cycliques : application au calcul des fondations profondes. Autre. Université Paris-Est, 2011. Français. NNT : 2011PEST1121 . pastel-00657267

HAL Id: pastel-00657267

<https://pastel.hal.science/pastel-00657267>

Submitted on 6 Jan 2012

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

pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE PARIS EST

Spécialité : Géotechnique

Par

Brahim TALI

Comportement de l'interface sol-structure sous sollicitations
cycliques. Application au calcul des fondations profondes

Laboratoire NAVIER - Géotechnique (CERMES)

Soutenue le 14 octobre 2011 à Champs-sur-Marne
Devant le jury composé de :

Pierre FORAY
Alain HOLEYMAN

Rapporteur
Rapporteur

Jean CANOU
Richard JARDINE
Alain PUECH

Examinateur
Examinateur
Examinateur

Jean-Claude DUPLA

Directeur de thèse

REMERCIEMENTS

Cette thèse a été préparée à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, à l'Unité de Recherche Navier, équipe géotechnique «CERMES».

Je tiens tout d'abord à remercier Mr Jean Canou pour m'avoir suivi et conseillé tout au long de ma thèse. Sa grande expérience et ses compétences dans le domaine ont certainement été indispensables à l'aboutissement de ce travail. A travers les diverses discussions qu'on a eu ensemble, j'ai pu trouver des réponses à un grand nombre de questions que je me posais. Je le remercie également pour la confiance qu'il m'a accordée en me laissant une grande liberté dans l'orientation de mon travail, cela m'a permis, à coup sûr, d'avancer dans ma thèse.

Mes remerciements vont également à Mr Jean-Claude Dupla, mon Directeur de thèse, pour sa participation à l'encadrement de ce travail. Son expérience dans le domaine expérimental m'a permis de me familiariser rapidement avec les différents dispositifs utilisés.

J'associe à ces remerciements Emmanuel Delaure, responsable de l'équipe technique du CERMES, de m'avoir aidé à surmonter quelques problèmes rencontrés. Sa compétence technique et sa gentillesse m'ont été encouragement permanent.

Je remercie également toute l'équipe technique, Xavier Boulay, Hocine Delmi, Baptiste Chabot et Thomas Clapies pour leur aide et leur bonne humeur.

J'adresse mes vifs remerciements à Mr Alain Holeyman, Professeur à l'Université catholique de Louvain en Belgique, de m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider de mon Jury de thèse et le rôle de rapporteur, Mr Pierre Foray, Professeur émérite à l'Institut Polytechnique de Grenoble, d'avoir accepté d'être rapporteur de ce mémoire, Mr Richard Jardine, Professeur à Imperial College de Londres et Mr Alain Puech, directeur technique de Fugro France, d'avoir accepté la participation à mon Jury de thèse en tant qu'examineurs.

Je ne pourrais finir ces remerciements sans penser à ma famille en Algérie, particulièrement à ma mère et à mon père d'avoir fait de moi ce que je suis. Un grand merci, jamais suffisant, pour leur amour, leur encouragement, et leur soutien permanent. Merci à mes sœurs et à mes frères, d'avoir été toujours à mes côtés et de m'avoir donné de l'énergie pour aller jusqu'au bout de cette thèse. Merci à ma famille ici en France, d'avoir fait le déplacement pour assister à ma soutenance.

Brahim

Résumé

Ce travail de thèse porte sur l'étude du comportement de l'interface sol-structure sous sollicitations cycliques. Pour cela, un important programme expérimental à la sonde-pieu, mise en place dans des massifs de sable siliceux en chambre d'étalonnage, a été réalisé. On s'est intéressé, particulièrement, à l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe à grand nombre de cycles (100 000 cycles), en faisant varier l'état initial du massif (état de densité et contrainte de consolidation) et les paramètres de chargement (amplitude du déplacement cyclique). Lors des essais à déplacement contrôlé, un renforcement important du frottement latéral à grand nombre de cycles a été observé pour les faibles valeurs de résistance en pointe initiale. Ce renforcement n'a quasiment pas été observé avant par les auteurs, car l'accent a été mis sur la phase de dégradation (autour de 1000 cycles). Il est attribué à une forte dilatance partiellement empêchée. En revanche, pour les fortes valeurs de résistance en pointe, le renforcement à grand nombre de cycles diminue considérablement. Cette diminution est liée à l'effet des particules fines créées lors du fonçage. Celles-ci jouent le rôle de cimentation/scellement de la surface latérale de la sonde-pieu en diminuant sa rugosité. Par ailleurs, des essais à force contrôlée ont été réalisés afin d'étudier la stabilité des pieux. Enfin, des lois empiriques d'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe ont été proposées afin de reproduire les évolutions observées expérimentalement. Ces lois d'évolution ont été intégrées dans un modèle de calcul de pieu sous chargement cyclique de type t-z. Les premières simulations effectuées montrent un bon accord entre le modèle et les résultats expérimentaux à petit nombre de cycles.

Mots clés : sable, chambre d'étalonnage, sonde-pieu, frottement latéral, grand nombre de cycles, densification, dilatance empêchée, particules fines

Abstract

We study in this present work the behavior of the soil-structure interface under large number of cycles (100 000 cycles). An important program with a probe-pile jacked into the beds of sand was carried out in calibration chamber. We interested particularly on the evolution of local skin friction and tip resistance at different initial state of beds (initial density and confining pressure) and the parameters of the load (cyclic displacement amplitude). We conducted an important part of the experimental work under axial cyclic displacement-controlled test which allows studying the large number of cycles. After the degradation phase, already observed by several authors (about 1000 cycles), an important re-increase in the skin friction at large cyclic number was observed at low values of initial tip resistance. This re-increase is attributed to a high dilation of sand around the probe. However, for high values of initial tip resistance there is almost not re-increase in the skin friction. This is due to the formation of a shear band around the probe made of crushed sand. These reduce the roughness of the probe by cementing/sealing. In addition to the displacement-controlled tests, we conducted the load-controlled tests in order to study the stability of the pile. The results showed a good agreement with the displacement-controlled tests. Finally, empirical model of evolution of skin friction and tip resistance have been proposed in order to reproduce the experimental results. This model was incorporated into a computational model of pile under cyclic axial loading. The first simulations showed a good agreement with the experimental results at low number of cycles.

Keywords: sand, calibration chamber, probe-pile, skin friction, large number of cycles, dilation, fines.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES.....	4
I.1 PROBLEMATIQUE DES SOLLICITATIONS CYCLIQUES SUR LES PIEUX	4
I.2 COMPORTEMENT GLOBAL DES PIEUX SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES.....	7
I.2.1 Influence des paramètres de chargement	7
I.2.1.1 Influence de l'amplitude cyclique	7
I.2.1.2 Influence de la charge moyenne	15
I.2.2 Chargement de type tempête (storm loading)	18
I.2.3 Diagramme contour et diagramme de stabilité	20
I.2.4 Influence du nombre de cycles.....	22
I.2.5 Conclusions partielles	23
I.3 ETUDES LOCALES DU FROTTEMENT LATERAL.....	23
I.3.1 Influence de l'amplitude du déplacement cyclique.....	23
I.3.2 Influence de la contrainte de consolidation.....	30
I.3.3 Influence de l'état de compacité du massif	32
I.3.4 Conclusions partielles	33
I.4 ESSAIS D'INTERFACE.....	33
I.4.1 Evolution de la contrainte normale	34
I.4.2 Estimation du frottement latéral à partir des essais de cisaillement direct.....	39
I.4.3 Evolution de l'angle de frottement.....	41
I.4.4 Evolution et influence de la granulométrie	45
I.4.5 Influence de la rigidité sur la résistance au frottement	47
I.4.6 Conclusions partielles	49
I.5 LOIS DE D'EGRADATION ET MODELES DE CALCUL.....	50
I.5.1 Lois de dégradation.....	50
I.5.2 Modèles de calcul de pieux sous chargement cyclique.....	52
I.5.3 Conclusions partielles	54
I.6 CONCLUSIONS PRINCIPALES ET OBJECTIFS	54
CHAPITRE II DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET PROCEDURE D'ESSAI	55
II.1 INTRODUCTION	55
II.2 DISPOSITIF EXPERIMENTAL.....	56
II.2.1 Chambre d'étalonnage	56
II.2.2 Dispositif de chargement	60

II.2.3	La Sonde-Pieu.....	61
II.2.3.1	<i>Etalonnage des capteurs de la sonde</i>	62
II.2.3.2	<i>Rugosité des sondes</i>	64
II.2.4	Dispositif de pluviation.....	66
II.3	MATERIAU UTILISE.....	68
II.4	PROCEDURE D'ESSAI.....	70
II.4.1	Procédure de reconstitution des massifs de sable	70
II.4.2	Mise sous contrainte du massif	74
II.4.3	Procédure d'installation et de chargement de la sonde-pieu	76
II.4.4	Procédure de démontage de l'essai	77
CHAPITRE III	ESSAI TYPIQUE, ETUDES PREALABLES.....	79
III.1	RESULTATS D'UN ESSAI TYPIQUE.....	80
III.1.1	Phase d'installation par fonçage	81
III.1.2	Phase de chargement monotone initial.....	83
III.1.3	Phase de chargement cyclique	85
III.1.4	Phase de chargement monotone final.....	94
III.2	ESSAI DE REPETABILITE.....	99
III.3	ETUDES PREALABLES	101
III.3.1	Profondeur de fonçage	101
III.3.2	Influence de la fréquence de sollicitation.....	104
III.3.3	Influence du mode d'installation.....	107
III.3.3.1	<i>Phase de chargement monotone initial</i>	108
III.3.3.2	<i>Phase de chargement cyclique</i>	110
III.3.3.3	<i>Chargement monotone final</i>	113
III.3.4	Schéma des différentes phases d'évolution du frottement latéral	116
III.4	EVOLUTION DU SABLE DANS LA ZONE D'INTERFACE	117
III.4.1	Evolution de la granulométrie.....	117
III.4.1.1	<i>Faibles contraintes de consolidation</i>	117
III.4.1.2	<i>Fortes contraintes de consolidation (cas foncé et moulé)</i>	119
III.4.2	Influence des fines sur le module de cisaillement du sable	122
III.4.3	Schéma d'interprétation du comportement de l'interface.....	124
III.5	INFLUENCE DU DIAMETRE DE LA SONDE.....	125
III.5.1	Effet de taille.....	125
III.5.2	Effet de bord	126
III.5.3	Calcul de la rigidité sol-pieu pour les deux sondes.....	128
III.5.4	Evolution du frottement et de la résistance en pointe	132
III.6	CONCLUSIONS.....	136

CHAPITRE IV ETUDE PARAMETRIQUE 137

IV.1 INFLUENCE DE L'AMPLITUDE DU DEPLACEMENT..... 138

IV.1.1 Faibles contraintes de consolidation 138
IV.1.1.1 *Chargement monotone initial* 138
IV.1.1.2 *Chargement cyclique* 139
IV.1.1.3 *Chargement monotone final* 142
IV.1.2 Fortes contraintes de consolidation..... 144
IV.1.2.1 *Chargement cyclique* 145
IV.1.2.2 *Chargement monotone final* 146

IV.2 INFLUENCE DU NIVEAU DE CONSOLIDATION 147

IV.2.1 Chargement monotone initial..... 147
IV.2.2 Chargement cyclique..... 149
IV.2.3 Chargement monotone final..... 150

IV.3 INFLUENCE DE L'ETAT DE DENSITE 152

IV.3.1 Chargement monotone initial..... 152
IV.3.1.1 *Frottement latéral*..... 152
IV.3.1.2 *Résistance en pointe* 153
IV.3.2 Chargement cyclique..... 155
IV.3.2.1 *Faibles contraintes de consolidation*..... 155
IV.3.2.2 *Contraintes de consolidation intermédiaires*..... 158
IV.3.3 Chargement monotone final..... 160

IV.4 SYNTHESE DES COMPORTEMENTS OBSERVES 161

IV.4.1 Comportement cyclique 161
IV.4.2 Comportement monotone post-cyclique 166
IV.4.3 Identification de zones de comportement 168

IV.5 INFLUENCE DE QUELQUES PARAMETRES COMPLEMENTAIRES 169

IV.5.1 Influence du déplacement moyen 169
IV.5.1.1 *Chargement cyclique* 169
IV.5.1.2 *Chargement monotone final* 173
IV.5.2 Influence du temps de repos..... 175
IV.5.2.1 *Avant le chargement cyclique* 176
IV.5.2.2 *Au cours du chargement cyclique* 181
IV.5.3 Influence du sens de chargement en déplacement (alterné-non alterné)..... 183
IV.5.3.1 *Chargement cyclique* 183
IV.5.3.2 *Chargement monotone final* 187

IV.6 CONCLUSIONS..... 189

**CHAPITRE V APPLICATION AU COMPORTEMENT ET AU CALCUL DE
PIEU SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES..... 191**

V.1 COMPORTEMENT SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE A FORCE CONTROLEE191

V.1.1 Chargement uniforme 193

V.1.2	Chargement non uniforme « storm loading »	195
V.1.3	Répétabilité	199
V.1.4	Conclusions.....	200
V.2	LOIS D'EVOLUTION DU FROTTEMENT LATERAL ET DE LA RESISTANCE EN	
	POINTE.....	201
V.2.1	Frottement latéral	202
V.2.1.1	Phase de renforcement initial.....	202
V.2.1.2	Phase de dégradation	204
V.2.1.3	Phase de renforcement final.....	206
V.2.2	Résistance en pointe.....	208
V.2.2.1	Phase de dégradation	209
V.2.2.2	Phase de renforcement final.....	210
V.2.3	Simulation et validation des évolutions du frottement latéral et de la résistance en pointe.....	212
V.3	APPLICATION AU CALCUL D'UN PIEU.....	216
V.3.1	Présentation du modèle utilisé	217
V.3.2	Calage des paramètres.....	219
V.3.3	Simulation des essais cycliques	220
V.4	CONCLUSIONS.....	222
	CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES.....	223
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	226

NOTATIONS

σ'_{v0}	contrainte de consolidation verticale
σ'_{h0}	contrainte de consolidation horizontale
p'	contrainte moyenne effective
K_0	coefficient des terres au repos
I_D	indice de densité
R_z	rugosité moyenne
R_a	rugosité maximale
d_{50}	diamètre moyen des grains de sable
e_{min}	indice des vides minimal
e_{max}	indice des vides maximal
ρ_s	densité des grains solides
V_m	vitesse de chargement monotone
V_f	vitesse de fonçage
f	fréquence du chargement cyclique
f_s	frottement latéral mesuré sur le manchon de frottement
q_p	résistance en pointe mesurée par le capteur en pointe
N	nombre de cycles
ρ_c	amplitude du déplacement cyclique
$C_{e,f}$	coefficient d'évolution du frottement latéral
$C_{e,q}$	coefficient d'évolution de la résistance en pointe
$C_{e,F}$	coefficient d'évolution de l'effort en tête

$f_{s,max(1)}$	frottement latéral maximal mesuré au cycle 1
$f_{s,min(1)}$	frottement latéral minimal mesuré au cycle 1
$f_{s,max(i)}$	frottement latéral maximal mesuré au cycle i
$f_{s,min(i)}$	frottement latéral minimal mesuré au cycle i
$C_{e,f,max1}$	coefficient de renforcement maximum du frottement latéral dans la première phase
$\lambda_{f,max1}$	vitesse de renforcement du frottement latéral dans la première phase
$C_{e,f,min1}$	coefficient de dégradation maximale du frottement latéral dans la deuxième phase
$\lambda_{f,min1}$	vitesse de dégradation du frottement latéral dans la deuxième phase
$C_{e,f,max2}$	coefficient de renforcement maximum du frottement latéral dans la troisième phase
$\lambda_{f,max2}$	vitesse de renforcement du frottement latéral dans la troisième phase
$C_{e,q,min1}$	coefficient de dégradation maximale de la résistance en pointe dans la deuxième phase
$\lambda_{f,min1}$	vitesse de dégradation de la résistance en pointe dans la deuxième phase
$C_{e,q,max}$	coefficient de renforcement maximum de la résistance en pointe dans la troisième phase
$\lambda_{q,max}$	vitesse de renforcement de la résistance en pointe dans la troisième phase
$\sigma'_{h0 (réf)}$	contrainte de confinement de référence = 50 kPa
D_{τ}	facteur de dégradation du frottement latéral lors du chargement monotone post-cyclique (utilisé dans la littérature)
$D_{\tau,lim}$	facteur d'évolution du frottement latéral limite lors du chargement monotone post-cyclique
σ_{n0}	contrainte normale initiale à l'interface

σ_{n1}	contrainte normale à l'interface à la fin de la phase de dégradation
σ_{n2}	contrainte normale à l'interface à la fin de la phase de renforcement à grand nombre de cycles
σ_{n3}	contrainte normale à l'interface à la fin de la phase de dégradation à grand nombre de cycles
d_1	diminution de l'épaisseur de la zone de cisaillement à la fin de la phase de dégradation
d_2	augmentation de l'épaisseur de la zone de cisaillement à la fin de la phase de renforcement à grand nombre de cycles
d_3	variation de l'épaisseur de la zone de cisaillement à la fin de la phase de dégradation à grand nombre de cycles
k_0	rigidité du système sol-pieu
ρ_0	déplacement cyclique moyen
$Q_{c\ lim}$	capacité portante limite de la sonde-pieu en compression
$Q_{t\ lim}$	capacité portante limite de la sonde-pieu en traction
Q_{cc}	amplitude du chargement cyclique en compression
Q_{ct}	amplitude du chargement cyclique en traction
α_c	niveau de chargement cyclique en compression
α_t	niveau de chargement cyclique en traction
D	diamètre de la sonde-pieu
G_s	module de cisaillement élastique

Introduction générale

Les pieux, utilisés depuis très longtemps par les Grecs, sont des structures, de par leurs dimensions, capables de supporter des charges relativement importantes. Leur dimensionnement dépend de la nature du sol dans lequel ils sont réalisés et du type de sollicitation. Principalement deux types de chargement sont à prendre en compte lors du dimensionnement : un chargement permanent et un chargement cyclique. Dans le cas du chargement monotone, les méthodes de dimensionnement donnent généralement de bons résultats. En revanche, pour les chargements cycliques, on ne dispose quasiment pas de méthodes de dimensionnement, notamment dans les ouvrages terrestres.

En pratique, la prise en compte des sollicitations cycliques se fait par l'adoption des coefficients de sécurité forfaitaires sensiblement élevés, ce qui constitue un problème majeur, car on ne connaît guère où se trouve la structure par rapport à la limite de sa rupture. Pour essayer de mieux comprendre le comportement des pieux sous chargement cyclique et de proposer des méthodes de dimensionnement adaptées, un projet national SOLCYP a été lancé en 2008.

Notre travail s'inscrit dans le cadre du projet SOLCYP qui traite plusieurs aspects du problème à savoir le comportement cyclique de l'interface sol-pieu, ainsi que la stabilité des pieux sous chargements axial et latéral en s'intéressant à deux types de sol (sable et argile). L'accent est mis sur les grands nombres de cycles de faibles amplitudes (sollicitation de type fatigue). En effet, on étudie le comportement de l'interface sol-pieu sous grand nombre de cycles de faible amplitude à partir d'une modélisation physique en chambre d'étalonnage.

Ce mémoire est divisé en cinq chapitres. Le premier est consacré à une étude bibliographique sur les travaux publiés dans la littérature. Après une introduction à la problématique des sollicitations cycliques sur les pieux, on présente le comportement global du pieu sous chargement cyclique en étudiant l'influence des paramètres caractérisant le chargement cyclique (amplitude et charge moyenne). On s'intéresse ensuite au comportement local de l'interface sol-structure à partir des essais à déplacement contrôlé. Comme pour l'étude globale, on analyse, là aussi, l'influence des paramètres significatifs à savoir l'amplitude du déplacement cyclique, la contrainte de consolidation et l'état de densité. La troisième partie de ce chapitre concerne l'étude de l'interface à partir des essais de cisaillement direct, ce qui nous permet d'étudier de plus près l'évolution et l'influence des

paramètres de l'interface tels que la contrainte normale, l'angle de frottement, la granulométrie et enfin la rigidité. Enfin, dans la dernière partie, on présente quelques éléments sur la modélisation du comportement cyclique des pieux, en présentant tout d'abord quelques lois de dégradation du frottement latéral et puis des modèles de calcul.

Le deuxième chapitre porte sur la présentation du dispositif expérimental utilisé : la chambre d'étalonnage, la sonde-pieu, et le dispositif de pluviation. Une procédure d'essai détaillée est ensuite présentée. En ce qui concerne la procédure de préparation des massifs de sable par pluviation, on présente une nouvelle technique permettant de mieux contrôler la reconstitution des massifs de sable.

Dans le troisième chapitre, on présente en premier lieu un essai typique où l'on détaille le comportement observé lors des différentes phases de chargement allant de l'installation jusqu'au chargement monotone post-cyclique. Ensuite, on présente un essai de répétabilité afin de vérifier la validité des résultats obtenus. Puis, on présente une étude préalable sur l'influence de quelques paramètres à savoir la profondeur de fonçage, la fréquence de sollicitation ainsi que le mode d'installation. Dans la quatrième partie, on met l'accent sur l'étude de la zone l'interface proche de la sonde, car l'évolution du frottement latéral en dépend fortement. Dans la dernière partie, on vérifie l'influence du diamètre de la sonde en comparant deux diamètres différents (20 et 36 mm).

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude de l'influence des paramètres significatifs du problème sur le comportement de l'interface sable-pieu sous chargement cyclique. On commence tout d'abord par étudier l'influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe ; on utilise pour cela, deux niveaux de consolidation (faible et élevé). On étudie en deuxième lieu l'influence de la contrainte de consolidation pour un état de densité élevé et une amplitude de déplacement moyenne. Dans la troisième partie, on aborde l'influence de l'état de densité, là aussi, pour deux niveaux de consolidation (faible et intermédiaire). Dans la quatrième partie, on présente une synthèse en termes du comportement cyclique et post-cyclique (frottement latéral et résistance en pointe) où l'on essaye de regrouper tous les paramètres (état de densité, contrainte de consolidation et amplitude de déplacement), ce qui nous permet d'avoir une idée plus claire sur l'influence des paramètres. Enfin, dans la cinquième partie, on étudie l'influence de quelques paramètres complémentaires tels que le déplacement moyen, le temps de repos et le sens du chargement (alterné-non alterné).

Finally, the fifth and last chapter is dedicated to the application of the results obtained in chapters III and IV to the calculation of piles under cyclic loading. It begins, in the first place, with the presentation and interpretation of some tests performed under controlled force. In the second part, we propose an empirical model, based on the experimental results obtained, allowing to reproduce the evolutions of lateral friction and tip resistance observed, notably at a large number of cycles. Finally, we perform a simulation of two tests under controlled force, already presented in the first part, using an existing model to which we integrate the proposed evolution laws.

Chapitre I Eléments bibliographiques

I.1 PROBLEMATIQUE DES SOLLICITATIONS CYCLIQUES SUR LES PIEUX

Le comportement cyclique des pieux est une problématique très importante, car dans le génie civil on trouve de nombreux ouvrages soumis à des sollicitations cycliques tant dans le domaine offshore que dans le domaine terrestre. On entend par sollicitations cycliques, tout chargement variable dans le temps, qu'il soit de type environnemental (vent, houle, séismes...) ou industriel (trafic ferroviaire, machines tournantes, vidange/remplissage de réservoirs...). La Figure I-1 montre quelques ouvrages typiques soumis à des sollicitations cycliques.



Figure I-1 Exemples d'ouvrages soumis à des sollicitations cycliques

Lorsqu'un pieu est soumis à un chargement cyclique, une dégradation du frottement latéral est généralement observée, ce qui conduit à une réduction de sa capacité portante. Dans le domaine offshore, on trouve de nombreuses études, notamment celles de Poulos (1981a), de Matlock *et al.* (1982), de Nauroy *et al.* (1985), de Karlsrud *et al.* (1993), de Jardine *et al.* (1998),...

Ces travaux avaient pour objectif de mieux appréhender le comportement des pieux sous sollicitations cycliques. Les auteurs ont remarqué une dégradation du frottement latéral pendant le chargement cyclique. Ces travaux, ont abouti, dans le domaine offshore, au développement des approches basées sur les courbes de transfert de charge (courbes (p,y) pour les chargements latéraux et (t,z) pour les chargements axiaux) ainsi que l'instauration d'une méthode détaillée d'estimation de la résistance cyclique des sols basée sur le concept de diagramme contour, dont la construction est basée sur des essais de laboratoire.

Parmi les réglementations utilisées, on peut citer les réglementations françaises qui sont basées sur le retour d'expérience et visent surtout l'aspect sécurité. Il existe aussi des notes techniques comme les notes norvégiennes (Det Norske Veritas), britanniques (Lloyd's Register of Shipping) et enfin les documents français établis par le Bureau Veritas (Bretelle *et al.* (2007)).

En plus des recommandations et notes techniques que l'on vient de citer, il existe des recommandations professionnelles plus élaborées éditées par l'A.P.I (American Petroleum Institute), telles que l'API RP2A (1993) dédiée aux Plates-formes en treillis métallique. Sans pour autant que la liste citée ci-dessus soit exhaustive, elle témoigne du volume du travail important effectué dans le domaine offshore.

Dans le domaine terrestre, la problématique des sollicitations cycliques est d'actualité et les géotechniciens y sont souvent confrontés. En effet, la dégradation du frottement et donc de la capacité portante a déjà été mise en évidence. Cependant, l'absence de méthodes de calcul fiables rend la tâche de dimensionnement délicate. En effet, les règlements actuels, et même les plus anciens traitent le problème d'une manière très superficielle.

A l'heure actuelle, il n'existe pas de méthodes élaborées de calcul des fondations profondes sous chargement cyclique dans le domaine terrestre. Les règlements dont dispose le géotechnicien, des plus anciens aux plus récents, ne traitent les chargements cycliques que d'une manière générale. En effet, des coefficients de sécurité sont attribués d'une manière forfaitaire sans que l'on sache dans quel état se trouve l'ouvrage par rapport à la rupture. Le Fascicule (N°2 Titre V) édité par le ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports (MELT) en 1993, dans la partie « action », mentionne, dans l'article 5.1.2 de l'annexe C6 (dispositions particulières aux micropieux) « *L'attention est attirée sur le cas des micropieux soumis de façon fréquente à des efforts alternés, qui peuvent dégrader rapidement le frottement sol-pieu. Il y a lieu, dans chaque cas particulier, de définir des états*

limites de fatigue tenant compte de cette dégradation ». On entend par cela que la problématique des sollicitations cycliques existe, mais sans donner de solutions.

Dans la norme européenne, en l'occurrence l'Eurocode7 (NF EN 1997-1), la prise en compte des sollicitations cyclique n'est pas très bien explicitée. Comme dans le cas du Fascicule (N°62 Titre V), des passages mentionnent le problème lié à ce type de sollicitations, mais sans donner de méthode rationnelle de dimensionnement. On peut par exemple citer au paragraphe 7.5.1 relatif aux essais de chargement de pieu, *«lorsque les essais de chargement ne peuvent pas être pratiqués, du fait des difficultés liées à la modélisation de la variation de la charge, par exemple les charges cycliques, il convient d'utiliser des valeurs très prudentes des propriétés du matériau»*.

Plus loin encore dans le paragraphe 7.7, traitant du déplacement latéral, on relève *«l'estimation du déplacement latéral en tête d'une fondation sur pieux doit tenir compte, en plus d'autres points, de l'effet de l'inversion de charge ou d'un chargement cyclique»*.

Pour ne citer que ces deux règlements, les plus connus et les plus utilisés, on constate clairement un manque très important dans les méthodes de calcul des pieux sous sollicitations cycliques.

Tout de même, la problématique des sollicitations cycliques sur les pieux a été étudiée par plusieurs chercheurs comme Gudehus et Hettler (1981), Nauroy *et al.* (1985) et Bea (1992). Deux types de chargements ont fait l'objet de ces études à savoir les chargements axiaux et les chargements latéraux. Dans le présent travail, on ne s'intéressera qu'au chargement axial, couvrant un grand nombre d'ouvrages de génie civil. Les recherches expérimentales dans ce domaine peuvent se diviser en deux grands types d'essais, des essais sur pieux ou modèles de pieux réalisés à **force** ou à **déplacement** contrôlés et des essais à la **boite de cisaillement** afin d'étudier le comportement de l'interface sol-pieu.

Les essais à force contrôlée sur pieux ou modèles de pieux se caractérisent par une accumulation des déplacements en tête plus ou moins importante selon l'amplitude de la force appliquée en tête. Lorsque le déplacement cumulé dépasse une certaine valeur, en général 10 % du diamètre du pieu, critère généralement adopté pour les fondations profondes (Fascicule (N°62 Titre V), alors le pieu est dit en rupture. Ce type de chargement n'est pas le mieux adapté pour étudier l'interface sol-pieu, car en fonction de l'amplitude de la sollicitation, le pieu peut atteindre la rupture sans que l'on arrive au nombre de cycles visé. En revanche, dans le cas des essais à déplacement contrôlé, le déplacement est toujours maintenu entre deux limites ce qui permet d'étudier la dégradation du frottement latéral en faisant varier les paramètres significatifs du problème (niveau de chargement, nombre de cycles,...) et de comprendre justement pourquoi lors des essais à force contrôlée, la rupture survient pour tel ou tel nombre de cycles.

I.2 COMPORTEMENT GLOBAL DES PIEUX SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES

Dans cette partie, on étudie le comportement du système global sol-pieu soumis à des sollicitations cycliques axiales appliquées en tête. L'état initial du sol (l'état de densité pour les sables et le degré de surconsolidation pour les sols fins) et les paramètres du chargement (la charge moyenne, la charge cyclique...) sont les paramètres qui contrôlent le comportement du pieu.

La procédure classique généralement utilisée pour le chargement cyclique consiste à appliquer une charge initiale à vitesse très faible (chargement quasi statique, cette force est notée charge moyenne), et une charge cyclique autour de cette valeur moyenne. Lorsque la valeur de la charge passe en traction, le chargement est dit alterné, sinon il est non alterné.

La réponse du pieu est caractérisée par deux types de déplacements, un déplacement cyclique et un déplacement moyen cumulé.

La Figure I-2 montre une représentation schématique du chargement cyclique à force contrôlée.

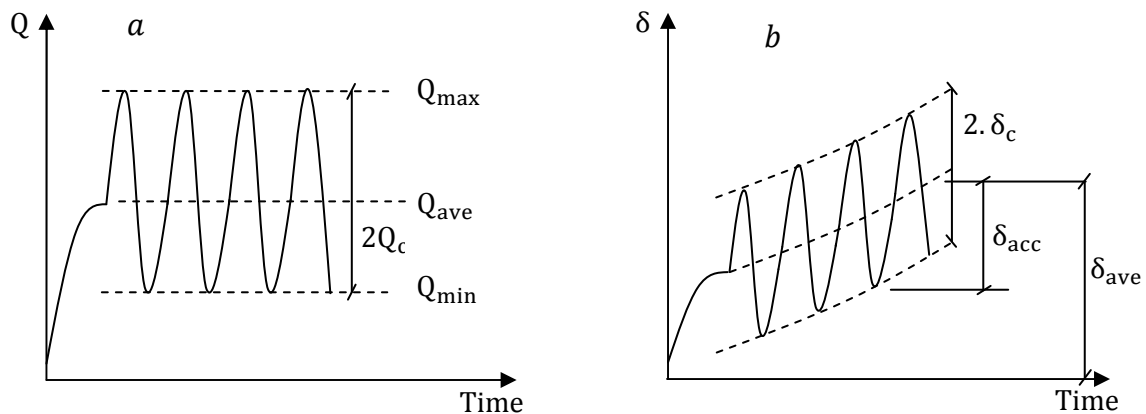


Figure I-2 Représentation schématique de chargement cyclique à force contrôlée:
(a) force appliquée; (b) réponse en déplacement (Karlsrud et al. (1987))

I.2.1 Influence des paramètres de chargement

Dans cette partie, on étudie l'influence des paramètres du chargement à savoir la valeur moyenne du chargement et son amplitude cyclique. On commence en premier lieu par l'étude de l'influence du chargement cyclique autour d'une valeur moyenne constante.

I.2.1.1 Influence de l'amplitude cyclique

L'influence du chargement cyclique a été étudiée par plusieurs auteurs soit à partir d'essais *in situ*, ce qui est généralement très complexe et coûteux, ou sur des modèles de pieux testés au laboratoire qui sont, quant à eux, beaucoup moins coûteux et permettent d'étudier

l'influence d'un grand nombre de paramètres. On va présenter, dans cette partie, l'influence de l'amplitude cyclique, en comparant des essais réalisés avec la même charge moyenne. On distingue généralement deux types de chargement, le chargement alterné (two-way) et le chargement non alterné (one-way). Si, dans le cas alterné, la même amplitude est appliquée en compression qu'en traction, le chargement est dit alterné symétrique (Figure I-3).

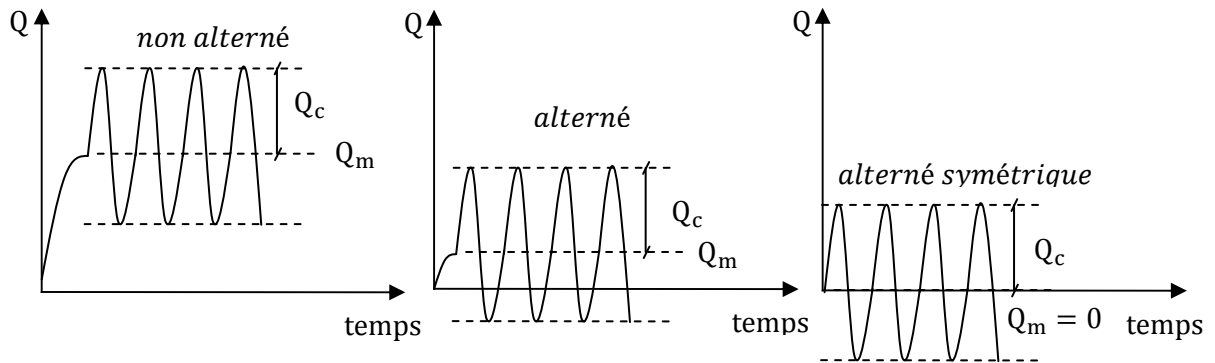


Figure I-3 Schéma des différents types de chargement

1.2.1.1.1 Cas non alterné

Nauroy *et al.* (1985) ont réalisé des essais sur un pieu installé sur un site sableux à Plouasne dans l'ouest de la France. Le pieu formé d'un tube métallique de 16 m de longueur et 22 cm de diamètre, instrumenté par des jauges pour mesurer les efforts le long du fût. Un forage de 31 cm est d'abord réalisé, puis le pieu est placé à l'intérieur du forage. L'espace entre le pieu et le sol est ensuite rempli avec un coulis de ciment préparé à un poids volumique de $19,5 \text{ kN/m}^3$. La Figure I-4 montre le schéma de l'installation et la mise en place des jauges pour mesurer les efforts de long du pieu.

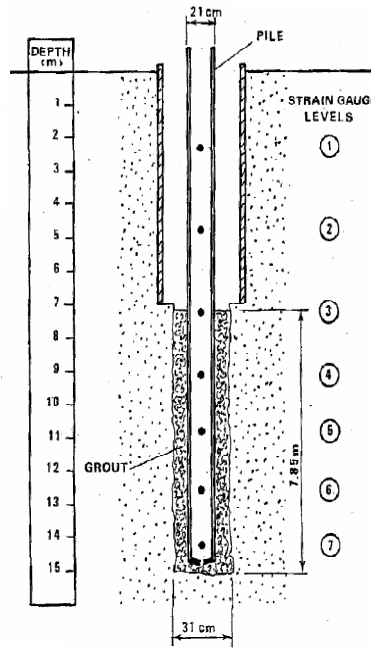


Figure I-4 Schéma de la disposition des jauges le long du pieu (Nauroy et al. (1985))

Les caractéristiques du sable calcaire de Plouasne sont données dans le Tableau I-1 :

D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	% CaCO ₃	γ_d in situ (kN/m ³)	$\gamma_d \max$ (kN/m ³)	$\gamma_d \min$ (kN/m ³)	Compressibility in the 50 to 800 kPa range (6)	Characteristic friction angle φ_{ca} (5)
0.4 to 0.8	<0.04	80 to 90	12 to 15	12.7 to 15	10.4 to 11.3	0.06 to 0.3	36 to 45°

Tableau I-1 Caractéristiques du sable de Plouasne (Nauroy et al. (1985))

Le chargement du pieu a été effectué en traction afin d'éliminer l'effet de la pointe et donc l'effort mesuré en tête correspond au frottement latéral le long du pieu. Deux séries de chargements ont été effectuées : dans la première série, la valeur moyenne a été maintenue constante (300 kN) et l'amplitude cyclique varie de 100 à 200 kN (chargements C1, et C2) et dans la deuxième série, deux valeurs moyennes ont été appliquées, 300 et 500 kN. Le programme de chargement est présenté dans le Tableau I-2 :

	Test N°	$q_0 \text{ ave}$ (kN)	$q_0 \text{ cyc}$ (kN)	$q_0 \text{ max}$ (kN)	Number of cycles
Série n°1	C1	300	100	400	1 000
	C2	300	200	500	1 000
Série n°2	C3	500	100	600	1 000
	C4	300	300	600	138
	C5	500	100	600	500

Tableau I-2 Paramètres des chargements cycliques (Nauroy et al. (1985))

Les mesures du déplacement maximum en tête y_{0max} en fonction du nombre de cycles N sont présentées sur la Figure I-5. On observe que, pour la deuxième amplitude (200 kN), le déplacement cumulé continue à augmenter jusqu'à 1000 cycles, correspondant à la fin de l'essai, tandis que pour la première amplitude (100 kN), le déplacement cumulé augmente légèrement lors des premiers cycles, puis se stabilise ensuite jusqu'à la fin de l'essai (1000 cycles).

Pour le chargement C4, on remarque que les déplacements cumulés augmentent dès les premiers cycles avec une vitesse très importante.

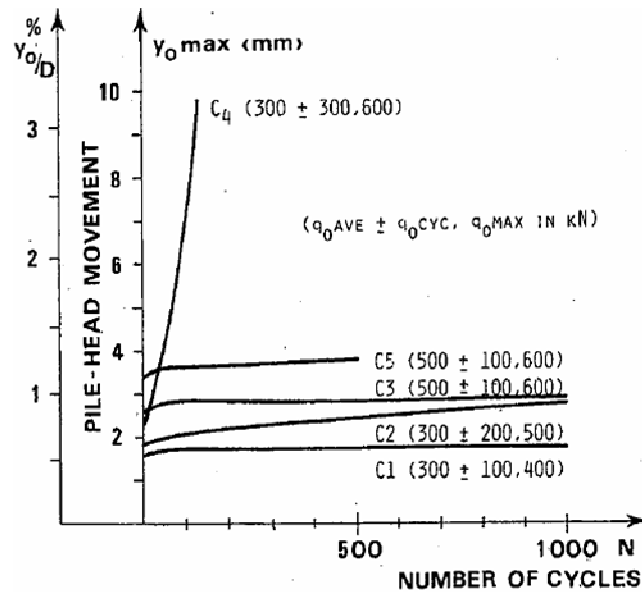


Figure I-5 Déplacements cycliques en fonction du nombre de cycles (Nauroy et al. (1985))

Al-Douri et Poulos (1995) ont réalisé des essais cycliques en traction en chambre d'étalonnage sur un modèle de pieu de 400 mm de long et 25 mm de diamètre. Le massif de sable calcaire de 590 mm de diamètre et 480 mm de hauteur est préparé à un poids volumique entre 9,6 et 10,5 kN/m³ correspondant à un état lâche et moyen respectivement. Le modèle de pieu est mis en place, après 24h de mise sous contraintes du massif, par fonçage. Les auteurs ont fait varier la valeur de la charge moyenne ainsi que l'amplitude cyclique pour deux contraintes de consolidation (100 et 200 kPa).

Le Tableau I-3 présente le programme d'essais réalisé par ces auteurs.

Test number (1)	Density (kN/m ³) (2)	Overburden pressure (kPa) (3)	P_m/P_s (4)	P_c/P_s (5)	Number of cycles to cause failure (6)
CL1	10.0	200	0.33	0.17	---
CL2	10.4	200	0.18	0.44	---
CL3	10.6	200	0.19	0.75	20
CL4a	9.9	200	0.25	0.16	---
CL4b	10.5	200	0.26	0.52	---
CL5	10.3	200	0.25	0.60	40
CL6	10.5	200	0.30	0.50	---
CL7	10.3	200	0.35	0.40	125
CL8	10.1	100	0.30	0.33	---
CL9	9.9	100	0.55	0.10	---
CL10	10.4	100	0.30	0.30	---
CL11	9.8	100	0.30	0.25	---
CL12	10.0	100	0.25	0.30	---
CL13	10.5	100	0.38	0.36	---
CL14	10.3	100	0.19	0.62	8
CL15	10.6	100	0.10	0.75	244

Tableau I-3 Paramètres des chargements cycliques réalisés (Al-Douri et Poulos (1995))

En comparant les essais CL4a et CL5 qui correspondent au même chargement moyen ($P_m/P_s = 0,25$, P_s étant le chargement statique initial, et P_m le chargement moyen), on remarque qu'à une amplitude cyclique P_c/P_s de 0,16 (P_c étant l'amplitude du chargement cyclique), le pieu est stable tandis que pour une amplitude de 0,6, la rupture se produit au bout de 40 cycles. De même, si l'on compare les deux essais CL2 et CL3 correspondant quasiment au même chargement moyen 0,18 et 0,19 respectivement, on remarque que jusqu'à une amplitude cyclique de 0,44 le pieu est stable, et pour une amplitude cyclique de 0,75, la rupture se produit au bout de 20 cycles.

Le Kouby (2003) a réalisé des essais en chambre d'étalonnage sur un modèle de pieu de 20 mm de diamètre. Le pieu est mis en place par fonçage quasi statique dans un sable siliceux (sable de Fontainebleau). L'auteur a trouvé que dans le cas d'un chargement en traction (comme les cas présentés ci-avant) pour un chargement cyclique de $0,2Q_t$ (Q_t étant la valeur limite en traction lors du chargement monotone) et un chargement moyen de $0,5Q_t$, le déplacement cumulé est de 0,19 mm, ce qui signifie que le pieu est stable. En revanche, pour le même chargement moyen et une amplitude cyclique de $0,3Q_t$, le déplacement est de 6,7 mm, et le pieu est alors en rupture.

D'après les résultats des différents auteurs présentés ci-dessus, on remarque que la valeur du chargement cyclique a une influence très importante sur les déplacements cumulés et donc sur la stabilité du pieu.

Chan et Hanna (1980) ont réalisé des essais sur un modèle de pieu de 19 mm de diamètre foncé dans un sable moyennement dense, deux séries de chargements non alternés et un chargement alterné non symétrique ont été réalisés. La première série a consisté à appliquer un chargement uniquement en compression, la deuxième concerne le chargement en

arrachement et enfin dans la troisième série, un chargement en compression et en arrachement ont été appliqués.

La Figure I-6 présente les résultats des deux premières séries de chargement (non alterné).

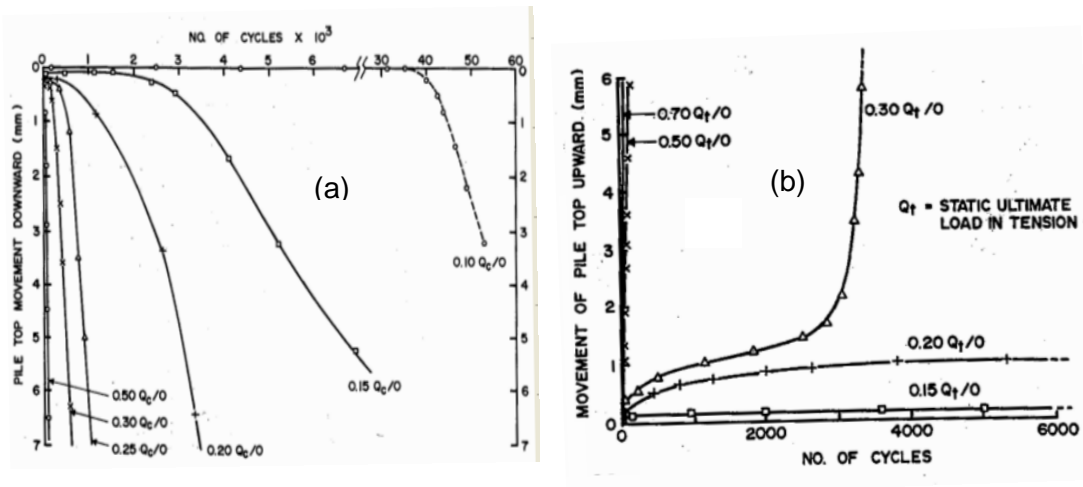


Figure I-6 Déplacements cumulés en fonction du nombre de cycles : (a) essais en compression ; (b) essais en traction (Chan et Hanna (1980))

On remarque qu'une augmentation de l'amplitude cyclique provoque des déplacements cumulés plus importants et le pieu devient instable. Si l'on compare le chargement en compression à celui en arrachement, on remarque que le chargement en compression est plus défavorable que celui en arrachement. En effet, l'essai à $0,2Q_t$ de la charge limite en traction est stable jusqu'à 6000 cycles, tandis que celui en compression ($0,2Q_c$) atteint le même déplacement cumulé à 1000 cycles. Le même constat est fait pour le chargement à $0,15Q_t/Q_c$. Dans le cas de la traction, le déplacement cumulé est de 0,25 mm et se stabilise, en revanche, pour la compression, le déplacement est stable jusqu'à 2000 cycles, ensuite, il augmente à un taux relativement important. Cette différence serait due à l'effet de la pointe. En outre, on remarque que dans le cas du chargement en compression, les déplacements cumulés augmentent progressivement en fonction du nombre de cycles ; par contre dans le cas de la traction, après une première augmentation rapide des déplacements, on constate une pseudo-stabilisation pour les chargements inférieurs à $0,2Q_t$ et une augmentation très rapide pour le cas de $0,3Q_t$ à partir de 2500 cycles.

Il ressort des courbes ci-dessus qu'il existerait une limite qui sépare deux cas: dans le premier cas, le chargement en compression est plus défavorable que le chargement en traction ; et pour le deuxième cas où l'on remarque l'inverse, cette limite se situe autour de 30% de la charge limite (en compression ou en traction). Toutefois, ce constat est fait uniquement pour le nombre de cycles correspondant aux essais présentés, c'est-à-dire, 6000 cycles.

En comparant les essais de Chan et Hanna (1980) aux essais réalisés par Le Kouby (2003), présentés sur la Figure I-7, on remarque que l'on retrouve la même tendance avec tout de même quelques différences, à savoir que, pour les travaux de Chan et Hanna (1980), la différence est nette, tandis que pour les travaux de Le Kouby (2003) on n'arrive pas vraiment à différencier les deux cas, car le nombre de cycles est relativement faible (50 cycles). En effet, pour l'amplitude de $0,3Q_t$ dans le cas de la traction, les déplacements permanents sont beaucoup plus importants que dans le cas de la compression. En revanche, pour des amplitudes plus faibles ($0,1Q_t$ et $0,2Q_t$) c'est plutôt le cas de la compression qui semble être le plus défavorable.

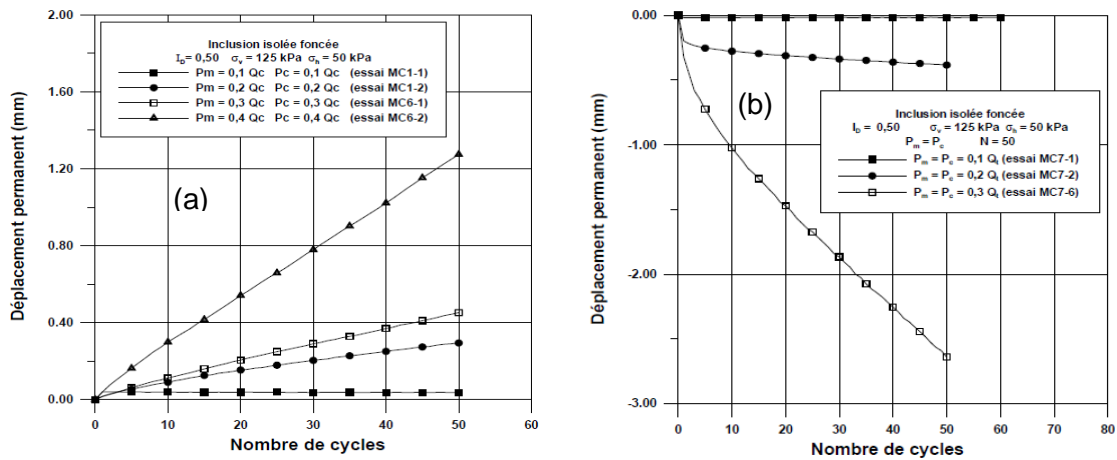


Figure I-7 Déplacements cumulés en fonction du nombre de cycles: (a) compression ; (b) traction (Le Kouby (2003))

Jardine et Standing (2000) ont réalisé des essais sur un pieu réel de 457 mm de diamètre mis en place par fonçage jusqu'à une profondeur de 19 m dans un sable dense à Dunkerque, dans le Nord de la France. Une série d'essais de chargement cyclique non alterné en arrachement a été réalisée. Les résultats sont présentés sur la Figure I-8.

On remarque que, pour une charge cyclique et une charge moyenne de $0,3Q_t$ le pieu est stable ; en revanche, pour une charge supérieure, le pieu est instable et la rupture se produit au bout 221 cycles. Pour une charge cyclique de $0,35Q_t$, le nombre de cycles diminue avec l'augmentation de l'amplitude de chargement. Ces résultats confirment les résultats obtenus par Le Kouby (2003) avec quelques différences dues au fait que les essais sur un pieu réel représentent le système global avec variation des contraintes le long du fût en fonction de la profondeur, alors que les essais de Le Kouby (2003) ont été réalisés dans une chambre d'étalonnage avec une contrainte latérale constante égale à 50 kPa.

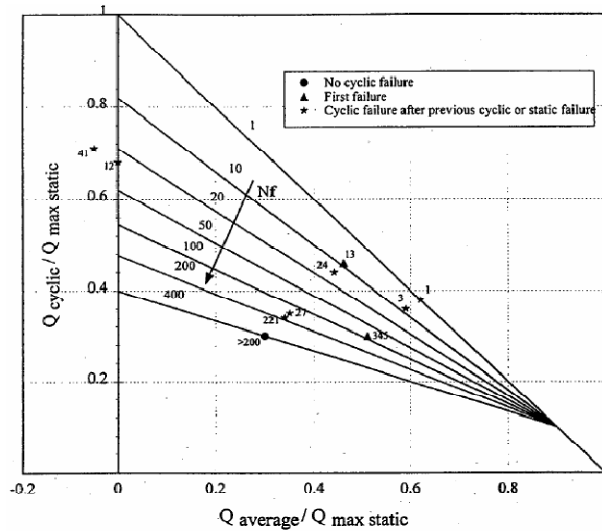


Figure I-8 Résultats des chargements cycliques (Jardine et Standing (2000))

Chan et Hanna (1980) ont réalisé des essais alternés sur le même modèle de pieu et le même sable que présentés précédemment (cas non alterné). Ces auteurs ont appliqué une charge cyclique en compression de $0,15Q_c$ et ont fait varier la charge cyclique en traction de 0 à $0,3Q_t$. Les résultats sont présentés sur la Figure I-9.

Comme dans le cas non alterné, on remarque, là aussi, que l'augmentation de l'amplitude cyclique affecte la stabilité du pieu, ce qui se traduit par une accumulation plus rapide des déplacements permanents. La rupture se produit, pour des amplitudes supérieures à $0,3Q_t$ en traction et non en compression.

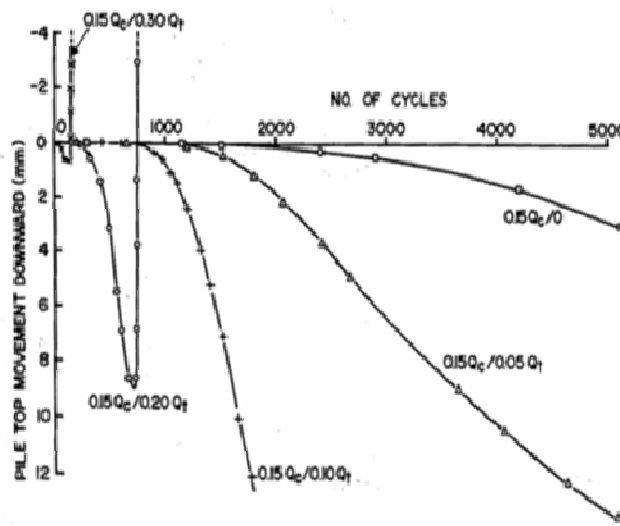


Figure I-9 Déplacements cumulés en fonction du nombre de cycles pour un chargement alterné (Chan et Hanna (1980))

Lee et Poulos (1990) ont réalisé des essais sur un modèle de pieu en chambre d'étalonnage dans un sable calcaire. Pour une charge moyenne nulle (essai alterné symétrique), les auteurs ont trouvé que le pieu est stable pour une charge cyclique inférieure à $0,2P_u$ (P_u étant la charge limite initiale) ; en revanche, pour une charge cyclique de $0,4P_u$, la rupture se produit au bout de 130 cycles et enfin, pour une charge cyclique de $0,8P_u$, la rupture est atteinte au bout de 8 cycles. Ces résultats sont comparables aux travaux cités précédemment.

1.2.1.2 Influence de la charge moyenne

Dans cette partie, on étudie l'influence de la charge moyenne sur le comportement du pieu et ceci pour une même amplitude de la charge cyclique. En faisant varier la charge moyenne, on distingue deux cas : soit on reste dans le cas alterné, ou alors on passe d'un chargement alterné à un chargement non alterné (cf. 1.2.1.1).

Karlsruud *et al.* (1987) ont effectué une série d'essais afin d'étudier l'interaction pieu-argile sous sollicitations monotones et cycliques. Ces essais concernent le domaine offshore et en particulier les sollicitations en extension. Le sol est une argile surconsolidée, le diamètre du pieu est 15,3 cm, sa longueur est 5,15 m et son épaisseur est 4,5 mm (pieu en acier avec une section creuse). Le Tableau I-4 présente les paramètres du chargement et le nombre de cycles correspondant à la rupture.

Test	$\frac{Q_{max}}{Q_{us}}$	$\frac{Q_{ave}}{Q_{us}}$	$\frac{Q_c}{Q_{us}}$	N_f
1	0.40	0.00	0.40	160
2	0.39	0.10	0.29	100
3	0.83	0.46	0.37	60
4	0.75	0.39	0.36	320
5	0.97	0.26	0.71	460

Tableau I-4 Paramètres des essais cycliques (Karlsruud *et al.* (1987))

Sur la Figure I-10 on remarque que, pour les essais non alternés (3, 4, 5), la rupture est due à l'accumulation rapide des déplacements permanents, ces déplacements augmentent avec l'augmentation de la valeur moyenne. En effet, l'essai 5 montre une quasi-stabilisation du déplacement cyclique, alors que le chargement cyclique est plus important ($Q_c=0,71Q_{us}$).

Toutefois, si l'on compare l'essai 1 (alterné symétrique) à l'essai 2 (alterné non symétrique), on remarque que, dans le cas où la valeur moyenne est nulle, la rupture se produit quand le déplacement cyclique devient important et non par accumulation rapide des déplacements permanents comme cela a été le cas pour les essais 3, 4 et 5. Quant à l'essai 2, la rupture est due à la fois à l'accumulation des déplacements permanents et au déplacement cyclique qui devient important.

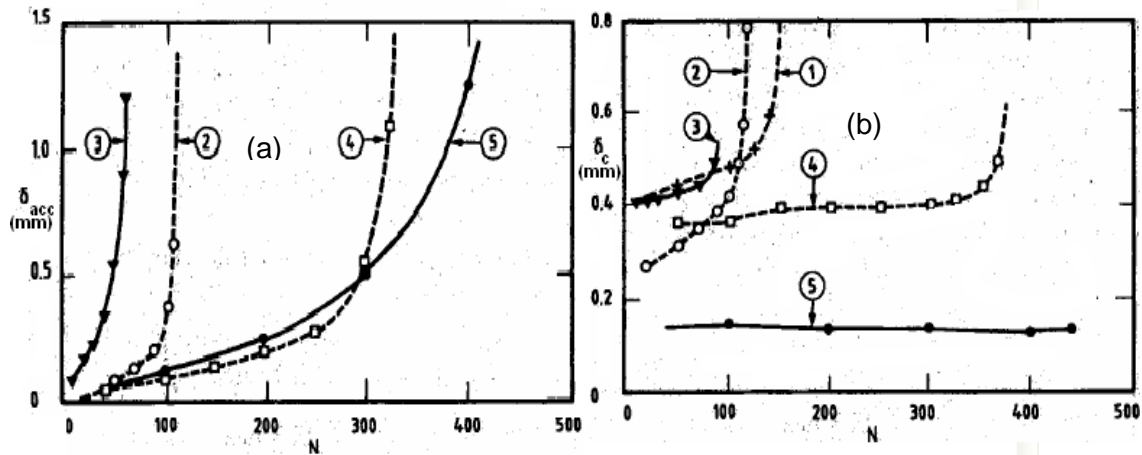


Figure I-10 Réponse en fonction du nombre de cycles en terme de : (a) déplacement cumulé ;
(b) déplacement cyclique (Karlsruud et al. (1987))

Koreck et Schwartz (1988) ont réalisé des essais sur un pieu de 5 m de longueur et 130 mm de diamètre dans un massif de sable préparé par couches successives dans une excavation de 4 à 5 m de largeur et 8 m de profondeur. La masse volumique du massif est $\rho_d=1.58 \text{ t/m}^3$. La Figure I-11 montre le déplacement cyclique accumulé en fonction du nombre de cycles dans les cas alterné et non alterné. On remarque, dans le cas alterné, que la rupture se produit brutalement à 24 000 cycles pour une charge cyclique égale à 50% du chargement monotone et à 60 000 cycles pour une charge cyclique égale à 35% de la charge monotone. On remarque également que dans le premier cas, le déplacement cyclique est très petit pour un nombre de cycles inférieur à 22 000 et 55 000 dans le deuxième cas.

En revanche, pour un chargement cyclique en compression à 50 et 80% de la charge monotone, le déplacement du pieu est de 0,65 mm et la vitesse du déplacement moyen est quasi-constante. Le déplacement final (100000 cycles) atteint une valeur comprise entre 2,17 mm et 2,82 mm. Pour l'essai à 85% de la charge monotone, l'essai a été arrêté à 50 000 cycles et le déplacement cyclique du pieu atteint à la fin de l'essai une valeur de 1,37 mm ; quant au déplacement total en tête, il atteint une valeur comprise entre 5,87 et 7,24 mm.

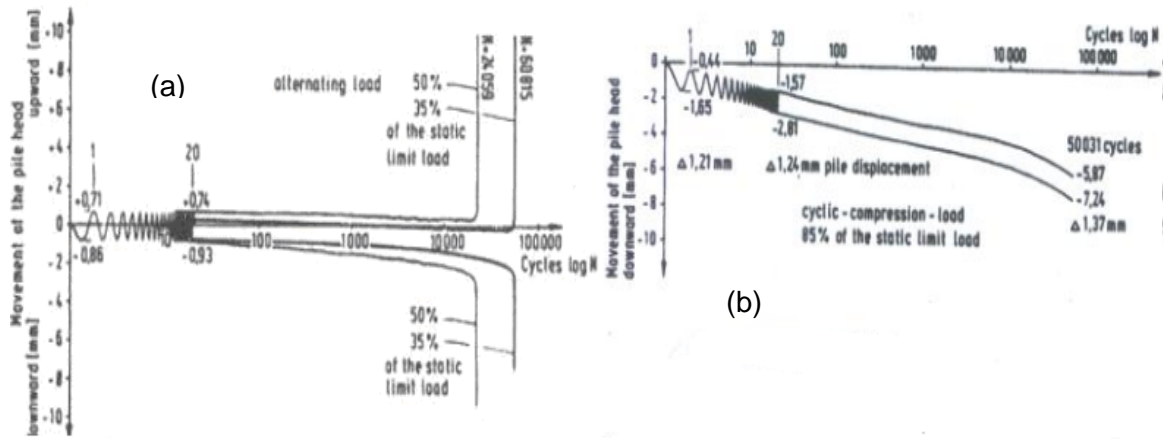


Figure I-11 Déplacement cyclique en fonction du nombre de cycles : (a) cas alterné ; (b) non alterné (Koreck et Schwartz (1988))

Lee et Poulos (1990) ont réalisé des essais en chambre d'étalonnage sur un modèle de pieu, mis en place dans des massifs de sable calcaire saturés. Dans ces essais, la charge appliquée en tête du modèle est totalement reprise par le frottement latéral dans les deux sens de chargement (traction, compression). Les auteurs ont trouvé que, pour une charge cyclique de $0,1P_U$ (P_U étant la charge limite initiale), le pieu est stable avec l'augmentation de la charge moyenne de 0,1 à $0,6P_U$. Cependant, pour une charge cyclique de $0,8P_U$, la rupture survient à 3000 cycles.

La Figure I-12 illustre l'influence de la charge moyenne. En effet, l'influence de la charge cyclique dépend fortement de la charge moyenne, par exemple pour une charge moyenne de $0,8P_U$, une très légère variation de la charge cyclique peut diminuer le nombre de cycles correspondant à la rupture de 10000 à 1 ; toutefois, pour une charge moyenne nulle, une variation de $0,3P_U$ à P_U est nécessaire pour diminuer le nombre de cycles correspondant à la rupture.

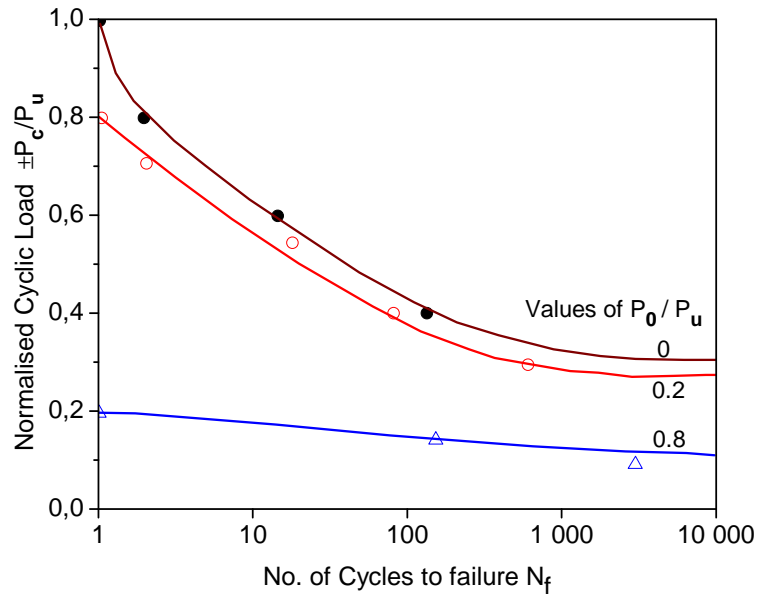


Figure I-12 Influence de la charge moyenne sur la charge cyclique (Lee et Poulos (1990))

I.2.2 Chargement de type tempête (storm loading)

Doherty et Gavin (2008) ont réalisé des essais cycliques sur un pieu instrumenté de 76 mm de diamètre et 6 m de longueur sur un site argileux situé à Belfast, en Irlande. Deux types d'essais cycliques ont été réalisés. Le premier test (Cy#1) est réalisé 7 jours après l'installation, correspondant à une dissipation de 85 à 95% de la surpression interstitielle. Quant au deuxième essai (Cy#2), il est réalisé 30 jours après l'installation. Le chargement cyclique est appliqué en compression (one-way), l'amplitude cyclique augmente tous les 100 cycles (33%, 66%, 100%, 150%). Les cinquante premiers cycles sont appliqués avec une pause de 30 s entre les cycles. Lors de cette pause, le pieu est totalement déchargé, les cinquante cycles suivants sont très rapides avec une pause minimale entre les cycles.

Sur la Figure I-13, on remarque que, pour les deux premières séquences cycliques (1,9 kN et 3,8 kN), le déplacement accumulé est très faible. En revanche, à partir du chargement correspondant à 100% de la résistance pendant l'installation, le déplacement accumulé devient important. Le profil de la surpression interstitielle augmente avec l'augmentation des déplacements et donc les contraintes effectives diminuent.

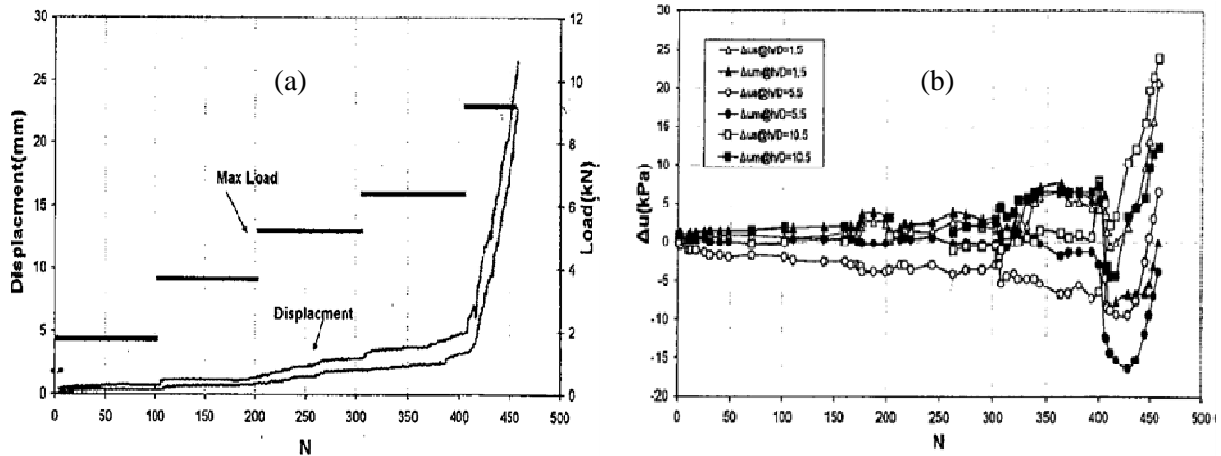


Figure I-13 Réponse observée pour l'essai (Cy#2): (a) déplacement ; (b) surpression interstitielle (Doherty et Gavin (2008))

Al-Douri et Poulos (1995) ont réalisé des essais de type tempête (storm-loading) en compression sur le même modèle de pieu et le même matériau que les essais cycliques uniformes présentés en I.2.1.1.1. La Figure I-14 montre que pour chaque séquence cyclique, le déplacement cumulé augmente rapidement pour le premier cycle ; ensuite, il continue toujours à augmenter mais à une vitesse plus faible. Les auteurs concluent également que le déplacement cumulé dépend d'avantage de l'amplitude cyclique que du nombre de cycles. Une deuxième phase de chargement a été réalisée, celle-ci consiste à diminuer, après la première phase d'augmentation, la charge cyclique par séquences. Les auteurs remarquent que le déplacement cumulé ne diminue pas avec la diminution du chargement cyclique, mais il continue à augmenter légèrement.

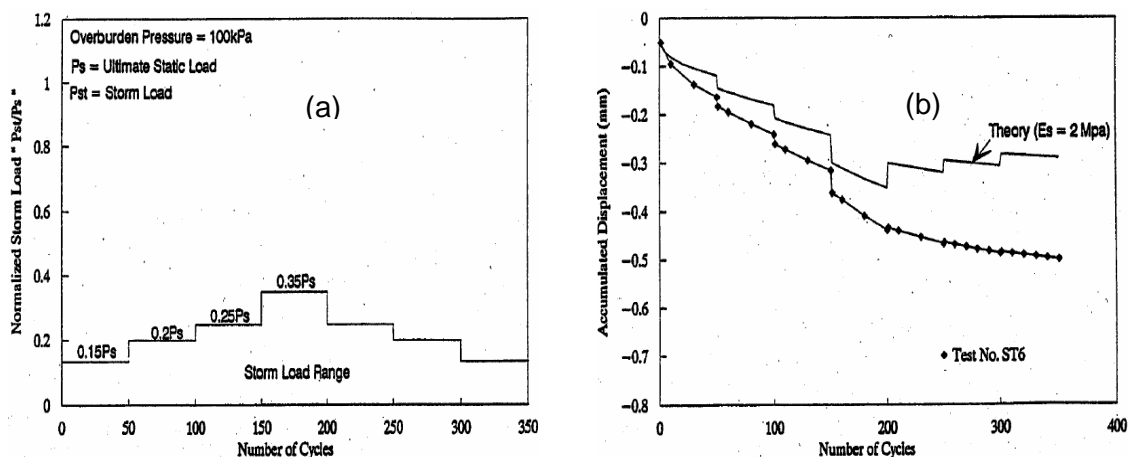


Figure I-14 Réponse du pieu au chargement de type tempête (strom-loading) : (a) chargement appliqué ; (b) déplacement cumulé (Al-Douri et Poulos (1995))

I.2.3 Diagramme contour et diagramme de stabilité

L'étude de l'influence des paramètres de chargement que l'on vient de voir peut être synthétisée en traçant des courbes qui regroupent à la fois la charge moyenne, la charge cyclique et le nombre de cycles. Lorsque l'on trace sur le même graphe les courbes correspondant au même nombre de cycles conduisant à la rupture à différents niveaux de chargement, on obtient le diagramme contour (Figure I-15). On peut également, pour un nombre de cycles donné, tracer les points pour lesquels le pieu se trouve dans un état stable, métastable ou instable (rupture) : on parle alors du diagramme de stabilité, développé par Poulos (1988). La distinction entre les trois zones se fait sur la base du déplacement cumulé. En effet, pour la première zone, le déplacement moyen cumulé est quasiment constant ; pour la deuxième zone, une légère augmentation du déplacement cumulé peut avoir lieu ; enfin, pour la troisième zone, le déplacement est plus important mais la rupture n'est pas encore atteinte.

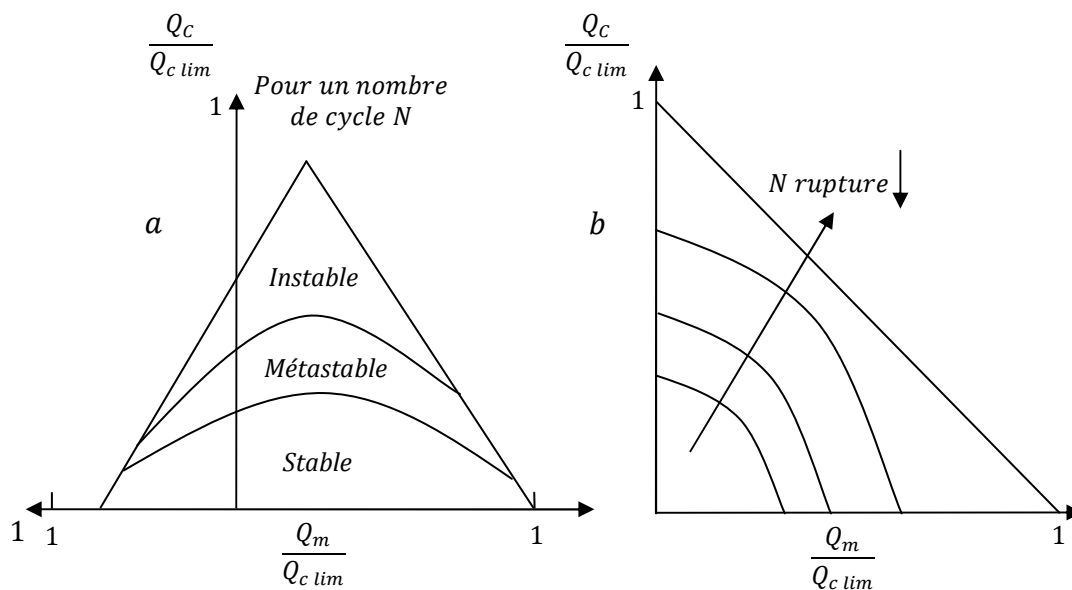


Figure I-15 Représentation schématique de : (a) diagramme de stabilité ; (b) diagramme contour

Karlsrud *et al.* (1993) ont réalisé des essais cycliques sur trois types de pieux : le pieu A a un diamètre de 21,9 cm et une longueur de 10 m, le pieu C a une longueur de 37,5 m et le même diamètre que le pieu A et enfin le pieu B a un diamètre de 81,2 cm et une longueur de 10 m. Les essais ont été réalisés sur trois sites argileux (Onsøy et Lierstranda en Norvège et Pentre en Angleterre). Chaque pieu a été soumis à une série de chargements statiques et cycliques. Le chargement statique (monotone) est effectué seulement en traction. Quant au chargement cyclique, deux types de chargement ont été réalisés : non alterné et alterné (compression-traction).

Le diagramme contour, appelé diagramme de capacité par les auteurs, est présenté sur la Figure I-16. Comme on l'a déjà évoqué précédemment, une augmentation de la charge cyclique, que ce soit dans le cas alterné ou le cas non alterné, rend le pieu moins stable et la rupture se produit pour un nombre de cycles inférieur. A une même charge cyclique, l'augmentation de la charge moyenne (passage du cas alterné symétrique au cas non alterné) devient de plus en plus défavorable. En effet, lorsque la charge moyenne est nulle (cas alterné symétrique) et la charge cyclique égale à $0,36Q_{lim}$, le nombre de cycles pour atteindre la rupture est égal à 1000. Lorsque la charge moyenne augmente jusqu'à $0,44Q_{lim}$ et la charge cyclique reste égale à $0,36Q_{lim}$, le nombre de cycles à la rupture est égal à 100. Ces résultats sont comparables aux travaux cités sur les sables.

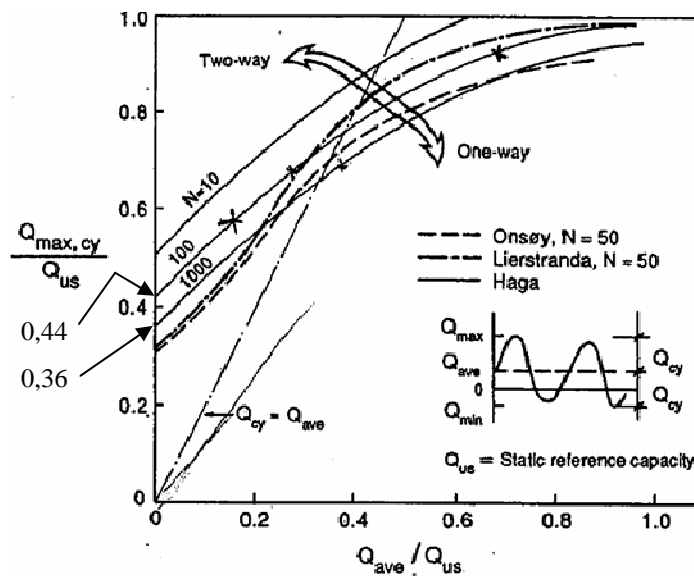


Figure I-16 Diagramme contour obtenu pour les trois sites argileux (Karlsrud et al. (1993))

Francis (1997) a réalisé des essais en chambre d'étalonnage sur un modèle de pieu de 20 mm de diamètre mis en place par fonçage dans un massif de sable siliceux (sable de Fontainebleau). Le massif de sable a été préparé à un état de densité lâche et confiné latéralement à une contrainte de 100 kPa et une contrainte verticale de 250 kPa. L'auteur a fait varier les paramètres de chargement (charge moyenne et charge cyclique) et a tracé le diagramme de stabilité. Le diagramme correspondant est présenté sur La Figure I-17.

Comme élaboré par Poulos (1988), les deux axes (charge moyenne en abscisse et charge cyclique en ordonnée) sont normalisés par rapport à la charge limite en compression. C'est pour cela que la valeur négative sur l'axe des abscisses est beaucoup plus faible que la valeur positive. En effet, la charge limite en traction (uniquement le frottement latéral) est inférieure à la charge en compression (résistance en pointe et frottement latéral).

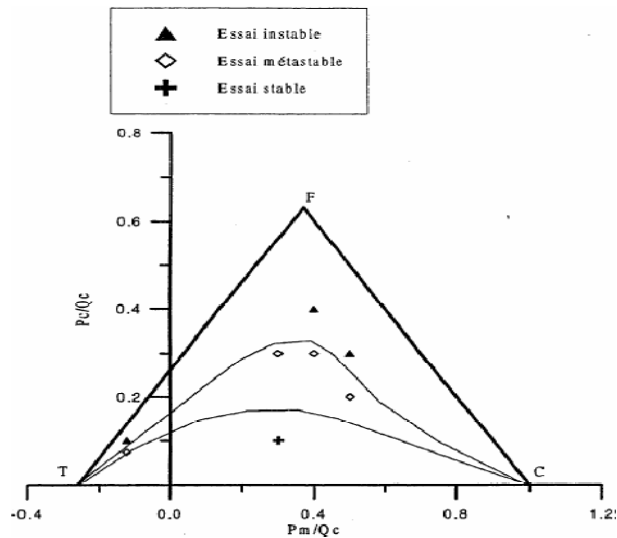


Figure I-17 Diagramme de stabilité cyclique (Francis (1997))

I.2.4 Influence du nombre de cycles

D'après ce que l'on a vu précédemment, on remarque que le nombre de cycles a une influence très importante. En effet, pour une combinaison donnée de chargement et jusqu'à un nombre de cycles donné, le pieu peut se trouver dans l'un des états que l'on a déjà évoqués précédemment (stable, métastable, instable). Les domaines correspondant à ces trois états évoluent avec le nombre de cycles, car si pour un nombre de cycles donné, le pieu est stable, en augmentant le nombre de cycles, il peut passer à un état métastable voire instable.

Egalement, sur toutes les courbes que l'on a présentées précédemment, on peut distinguer, dans le cas des essais en traction, trois phases successives de comportement. Une première phase pour laquelle les déplacements cumulés augmentent rapidement, suivie d'une deuxième phase correspondant à une stabilisation progressive du taux d'accumulation et enfin, une troisième où les déplacements cumulés augmentent à nouveau rapidement jusqu'à la rupture.

En revanche, dans le cas des essais en compression, on remarque en général deux phases, une première phase où les déplacements cumulés augmentent rapidement suivit d'une deuxième phase où les déplacements cumulés continuent à augmenter mais à une vitesse moins importante.

I.2.5 Conclusions partielles

A partir de ces différents travaux, on peut donner les éléments de conclusion suivants:

- 1- l'influence de la charge cyclique est telle que son augmentation engendre des déplacements permanents plus importants et donc une rupture à un nombre de cycles plus faible et ceci pour une même charge moyenne ;
- 2- pour une même charge cyclique, une augmentation de la charge moyenne provoque des déplacements permanents plus importants et donc une instabilité plus importante ;
- 3- l'augmentation de la charge moyenne rend le pieu plus sensible à la variation du chargement cyclique ;
- 4- la rupture pour un chargement alterné symétrique se fait par augmentation du déplacement cyclique, tandis que pour un chargement non alterné, elle se fait plutôt par accumulation importante des déplacements permanents ;
- 5- le déplacement moyen cumulé est très important pour les premiers cycles (typiquement les cent premiers cycles) ;
- 6- on a typiquement la même réponse pour les deux types de sols, sable ou sol fin, néanmoins les mécanismes sont à priori différents.

I.3 ETUDES LOCALES DU FROTTEMENT LATERAL

On a présenté, dans la partie précédente, quelques résultats d'essais de chargement cyclique de pieux où l'on a constaté que la résistance du pieu diminue en fonction de plusieurs paramètres et notamment du nombre de cycles. Les auteurs attribuent cette diminution à la « dégradation » du frottement latéral. Afin d'étudier de plus près cette dégradation, des essais à déplacement contrôlé sur pieu ou modèle de pieu ont été réalisés par plusieurs auteurs. L'avantage de ce type d'essais (à déplacement contrôlé), contrairement aux essais à force contrôlée, est de pouvoir faire varier les paramètres significatifs qui influent sur la dégradation, en l'occurrence le déplacement cyclique et le nombre de cycles. En effet, dans le cas des essais à force contrôlée, qui ont plutôt pour objectif de tester la stabilité et la capacité portante du pieu, le déplacement cyclique et le déplacement moyen augmentent et donc l'interface sol-pieu évolue.

I.3.1 Influence de l'amplitude du déplacement cyclique

Lee et Poulos (1990) ont réalisé des essais à déplacement contrôlé sur le même modèle de pieu en chambre d'étalonnage que celui cité précédemment en I.2.1.1.1. Ces auteurs ont observé une augmentation du frottement latéral limite après un chargement cyclique à faibles amplitudes de déplacements (inférieurs à 0,25 mm) puis une dégradation qui augmente avec l'accroissement du déplacement cyclique. La dégradation est quantifiée par

le rapport du frottement latéral limite après le chargement cyclique au frottement latéral limite initial. Les résultats sont présentés sur la Figure I-18.

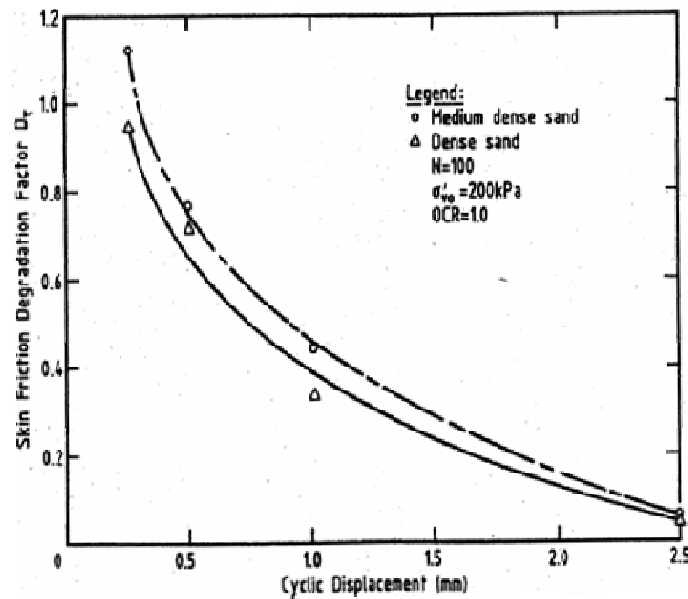


Figure I-18 Influence du déplacement cyclique sur la dégradation du frottement latéral, (Lee et Poulos (1990))

Le Kouby (2003) a réalisé des essais de chargement cyclique à déplacement contrôlé sur le même modèle de pieu que celui présenté précédemment en I.2.1.1.1. Les résultats obtenus sont comparables à ceux de Lee et Poulos (1990). Cependant, quelques différences peuvent être constatées. Tout d'abord, la dégradation dans le sable siliceux est plus faible que dans le cas du sable calcaire, ceci étant lié à la forte compressibilité de ce dernier et aussi aux niveaux de contrainte appliqués et à la différence de la masse volumique du sable. On note également que la procédure de chargement cyclique est différente dans les deux cas. En effet, Lee et Poulos (1990) ont appliqué une séquence de 100 cycles pour chaque amplitude cyclique ; en revanche, Le Kouby (2003) a réalisé toutes les séquences sur le même massif et à chaque amplitude du déplacement un nombre de 50 cycles a été appliqué, ce qui conduit également à une différence sur l'histoire du chargement. Toutefois, on retrouve dans les deux cas les mêmes évolutions, à savoir un renforcement pour les faibles amplitudes de déplacement et une dégradation pour les amplitudes élevées.

Plus récemment, Foray *et al.* (2010) ont réalisé des essais cycliques à déplacement contrôlé sur un modèle de pieu de 36 mm de diamètre mis en place par battage dans un massif de sable siliceux de 1200 mm de diamètre et 1500 mm de hauteur (sable de Fontainebleau). Le chargement à déplacement contrôlé a été réalisé à la suite des séquences de chargement à force contrôlée. Une première séquence de 100 cycles comportant 4mm en arrachement et

5mm en enfoncement ; pour la deuxième séquence, également de 100 cycles, le déplacement est de 2 mm en arrachement et de 3mm en enfoncement. Les résultats sont présentés sur la Figure I-19. Les auteurs ont comparé la dégradation pour les deux amplitudes cycliques aux travaux de Le Kouby *et al.* (2004). On remarque que pour les faibles déplacements, les deux résultats sont comparables, en revanche, pour des déplacements plus importants l'écart est non négligeable. Ceci peut être lié au fait que les séquences de 50 cycles ont été appliquées sur le même massif, ce qui correspond, pour la sixième séquence, à un nombre de cycles appliqué de 300, tandis que Foray *et al.* (2010) ont appliqué uniquement 100 cycles. Il est donc raisonnable que, dans le premier cas, la dégradation soit plus importante. Ajoutant à cela, les conditions initiales du massif qui ne sont pas exactement les mêmes (l'état de densité du sable et les contraintes de consolidation).

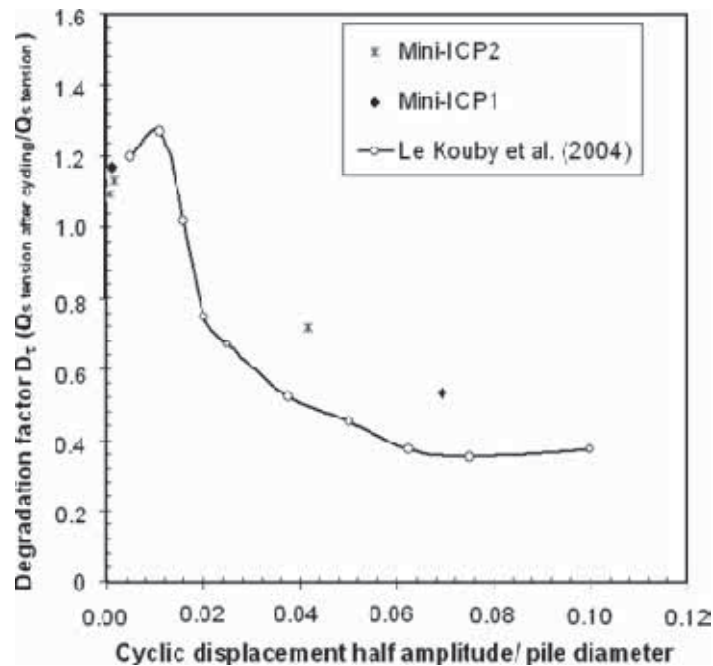


Figure I-19 Influence du déplacement cyclique sur la dégradation du frottement latéral
(Foray *et al.* (2010))

Poulos et Chan (1986) ont étudié l'influence du type de sable sur la dégradation du frottement latéral en comparant les résultats des essais cycliques à déplacement contrôlé sur un sable calcaire et un sable siliceux. Les auteurs ont observé que la dégradation est plus importante dans le cas du sable calcaire et ceci est dû à sa forte compressibilité.

Matlock *et al.* (1982) ont réalisé des essais à déplacement contrôlé sur un modèle réduit de pieu de 25 mm de diamètre mis en place par fonçage dans un massif d'argile reconstituée 762 mm de diamètre. Plusieurs séries de chargement alterné à déplacement contrôlé ont été

appliquées (de $\pm 0,05$ mm à $\pm 1,02$ mm). La vitesse de chargement est de 1,57 mm par minute pour toutes les séquences. La Figure I-20 montre l'évolution du frottement latéral au pic et la pression interstitielle correspondante. On remarque que pour les faibles déplacements, le frottement latéral augmente avec l'augmentation du déplacement cyclique. La pression interstitielle est plus ou moins stable. En revanche, pour un déplacement cyclique supérieur à $\pm 0,38$ mm, la pression interstitielle augmente au moment du passage à une amplitude de déplacement supérieure et diminue par la suite.

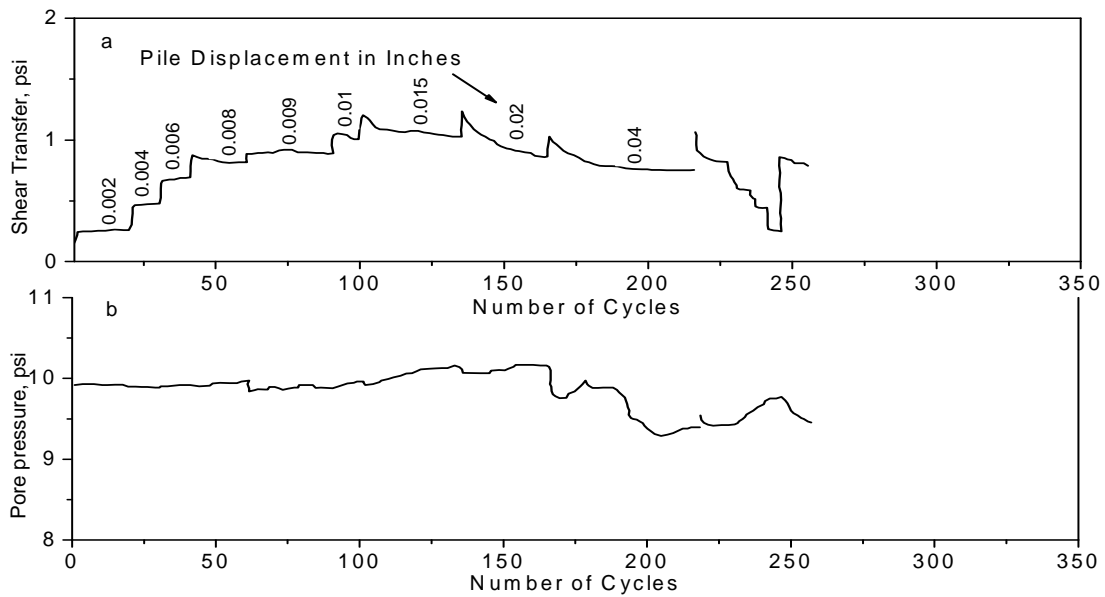


Figure I-20 *Chargement tempête en déplacement : (a) frottement latéral au pic ; (b) pression interstitielle générée (Matlock et al. (1982))*

Si l'on compare les deux types de sols (sable et argile), on trouve des réponses très comparables, à savoir une augmentation du frottement latéral sous faibles amplitudes de déplacement et une dégradation pour les amplitudes du déplacement plus importantes. Evidemment, les réponses qualitatives sont comparables, mais elles sont dues à des mécanismes apparemment différents. Concernant l'augmentation du frottement latéral dans les sables, il s'agit d'une densification et d'une redistribution du champ de contraintes autour du pieu ; et dans le cas des argiles, d'une consolidation locale (Chan et Hanna (1980), Matlock et al. (1982)).

Dans le cas des sols fins, le déplacement cyclique a un effet très important sur la dégradation du frottement latéral. En effet, l'augmentation de l'amplitude du déplacement cyclique peut induire une variation de la température de l'eau dans le sol et donc de la pression interstitielle et par conséquent du frottement latéral. Une étude dans ce sens a été réalisée par Procter et Khaffaf (1987). Les auteurs ont testé deux modèles de pieux de 12,5

et 25 mm dans l'argile de Cowden provenant du nord de Humberside en Angleterre, dont la limite de plasticité (w_p) est de 17% et l'indice de plasticité (I_p) égal à 23%. La Figure I-21 montre les résultats d'une série d'essais réalisés en faisant varier la fréquence du chargement et l'amplitude du déplacement cyclique afin de minimiser l'effet de la température.

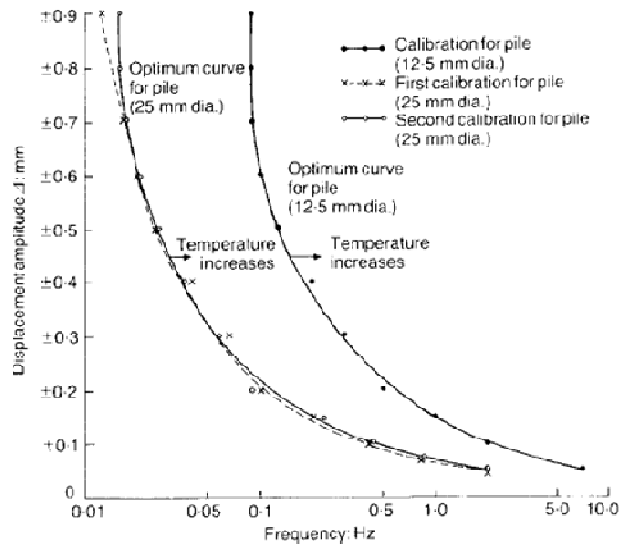


Figure I-21 Courbes de minimisation de l'effet de la température en fonction de l'amplitude du déplacement et la fréquence (Procter et Khaffaf (1987))

Poulos (1981b) a réalisé des essais à déplacement contrôlé sur un modèle de pieu de 20 mm de diamètre mis en place par fonçage dans un massif d'argile de 152 mm de diamètre. L'auteur a appliqué plusieurs niveaux de déplacement cyclique (de $\pm 0,2$ à $\pm 2\%$) pour tester leur influence sur la dégradation du frottement latéral. Les résultats sont présentés sur la Figure I-22. Les résultats montrent que la dégradation du frottement latéral augmente avec l'augmentation de l'amplitude du déplacement cyclique. Cependant, au-delà d'une amplitude de 1,5%, l'augmentation de la dégradation (diminution du rapport P_U/P_{US}) devient très faible. On remarque également que pour une amplitude de $\pm 0,2\%$, quasiment aucune diminution du frottement latéral, voire une légère augmentation.

Il résulte des travaux présentés dans cette partie que les résultats des différents auteurs sont assez cohérents et comparables. Là encore, on remarque que, du point de vue comportement, les sables et les sols fins présentent des analogies de comportement.

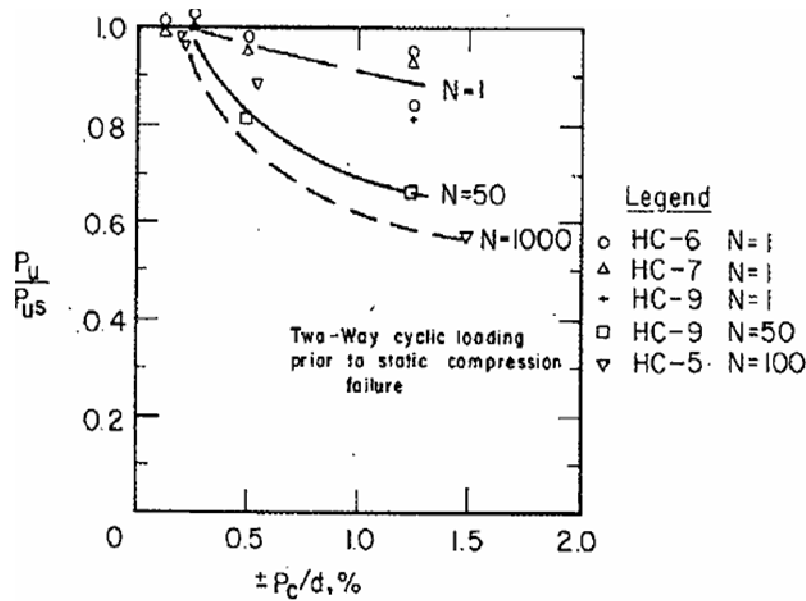


Figure I-22 Influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur la dégradation du frottement latéral, Poulos (1981b)

On a vu dans cette partie que l'amplitude du déplacement cyclique est toujours normalisée par rapport au diamètre du pieu, dans le but d'étudier quel est le vrai paramètre dont dépend la dégradation du frottement latéral (l'amplitude absolue ou normalisée par rapport au diamètre du pieu). Chin et Poulos (1996) ont réalisé une série d'essais cycliques à déplacement contrôlé sur un modèle réduit de pieu dans un sable calcaire. Le massif a un diamètre de 1 m et une hauteur de 1,55 m. Les deux sondes instrumentées utilisées dans ces essais ont pour diamètre 50 et 100 mm. Les auteurs ont voulu étudier la dégradation du frottement en fonction de l'amplitude cyclique absolue ($\pm p_c$) et relative ($\pm p_c/d$). Avec ces essais, les auteurs ont montré que la dégradation dépend plutôt de l'amplitude normalisée que de l'amplitude absolue. Les résultats présentés sur la Figure I-23 montrent effectivement que la dégradation dépend plus de l'amplitude normalisée que de l'amplitude absolue.

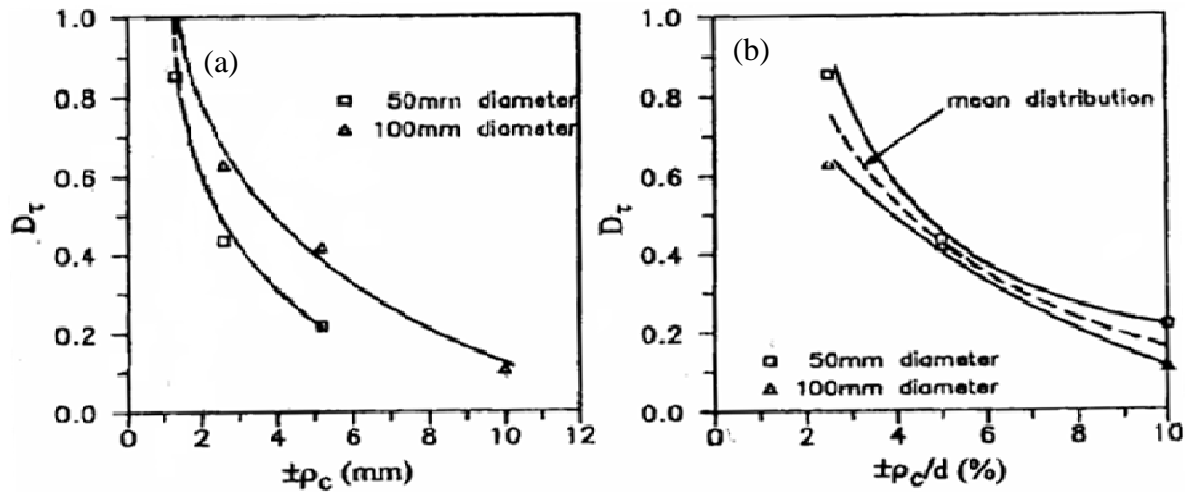


Figure I-23 Influence du déplacement cyclique : (a) amplitude absolue ; (b) amplitude normalisée (Chin et Poulos (1996))

Avec la même série d'essais, ces auteurs ont proposé un autre paramètre dont peut dépendre la dégradation du frottement latéral. En effet, ils ont tracé le facteur de dégradation en fonction de l'amplitude du déplacement correspondant au glissement ρ_{cs} (différence entre le déplacement total et le déplacement correspondant à la mobilisation du frottement latéral lors d'un chargement monotone). Les résultats sont présentés sur la Figure I-24

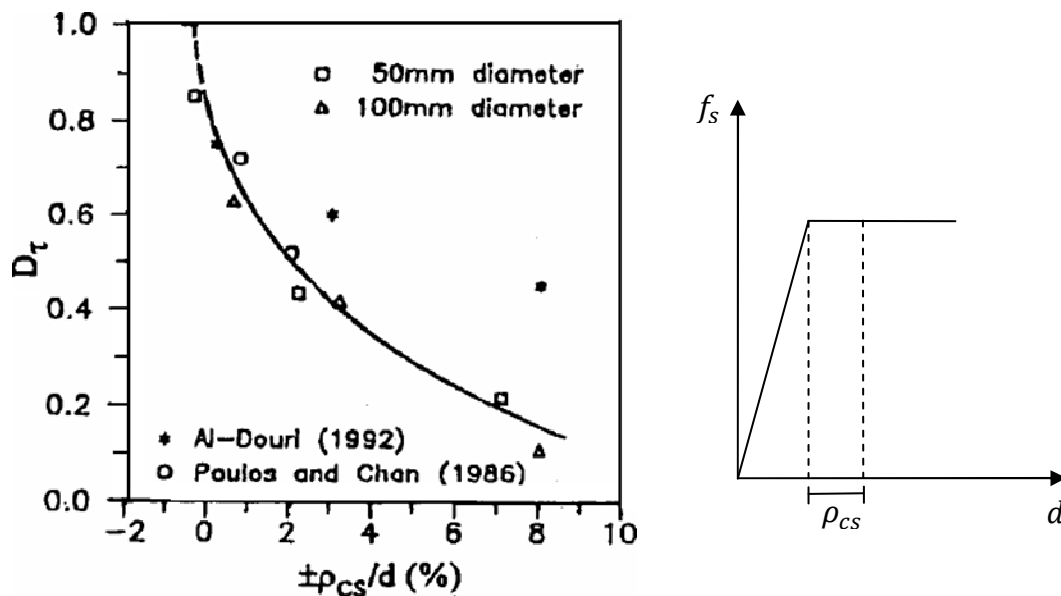


Figure I-24 Facteur de dégradation en fonction de l'amplitude normalisée du déplacement du glissement (Chin et Poulos (1996))

Poulos (1989) a étudié l'influence de l'amplitude du déplacement cyclique (absolue et relative) sur la dégradation du frottement latéral. En se basant sur des essais de laboratoire, l'auteur conclut qu'aucune des trois hypothèses (déplacement absolu, rapport entre le déplacement cyclique et le diamètre du pieu ou enfin le rapport entre le déplacement de glissement et le diamètre du pieu) ne gouvernent réellement la dégradation. Toutefois, les essais in situ montrent que le déplacement correspondant au pic est comparable à celui obtenu sur des pieux de faible diamètre au laboratoire. C'est donc la première hypothèse qui serait la plus plausible pour le contrôle de la dégradation du frottement latéral.

I.3.2 Influence de la contrainte de consolidation

Le long d'un pieu, les contraintes latérales varient, cette variation est fonction de la longueur du pieu. De ce fait, il est indispensable d'évaluer l'influence de ce paramètre sur la dégradation du frottement latéral. Le meilleur moyen pour étudier cette influence est de pouvoir mesurer le frottement latéral sur un pieu réel à différentes profondeurs. Cependant, cela est très coûteux et complexe à réaliser. Les essais en chambre d'étalonnage constituent de ce fait un moyen relativement simple pour étudier l'influence de ce paramètre.

A partir d'essais sur pieux réels réalisés par Nauroy *et al.* (1985) que l'on a déjà présentés en I.2.1.1, on peut évaluer l'influence de la profondeur (contraintes de consolidation). Par différence entre deux efforts axiaux (3-4 et 6-7), ces auteurs ont pu déduire le frottement latéral moyen à 0,9 m et 6,1 m respectivement ce qui correspond à des contraintes verticales totales autour de 18 et 180 kPa respectivement, les résultats sont présentés sur la Figure I-25.

Tout d'abord, on remarque que la mobilisation du frottement latéral se fait d'abord en partie supérieure du pieu, puis en profondeur. On remarque également qu'à 0,9 m, le frottement latéral diminue (dégradation) pour les essais C1, C2 et C3, tandis que pour l'essai C4, il augmente (renforcement). En revanche, c'est exactement l'inverse qui est observé à 6,1 m. En effet, pour les essais C1, C2 et C3, le frottement latéral augmente, et pour le dernier essai, il diminue.

Ces auteurs n'ont pas donné d'explications à ces différences de comportement. Toutefois, celles-ci peuvent être expliquées par des phénomènes de contractance et de dilatance et le fait que les déplacements sont plus importants dans la partie supérieure du pieu. En effet, on a déjà vu dans le paragraphe I.3.1, lorsqu'on a présenté l'influence de l'amplitude du déplacement cyclique, que le frottement latéral augmente pour les faibles déplacements et diminue pour les grands déplacements, ce que l'on a observé ici.

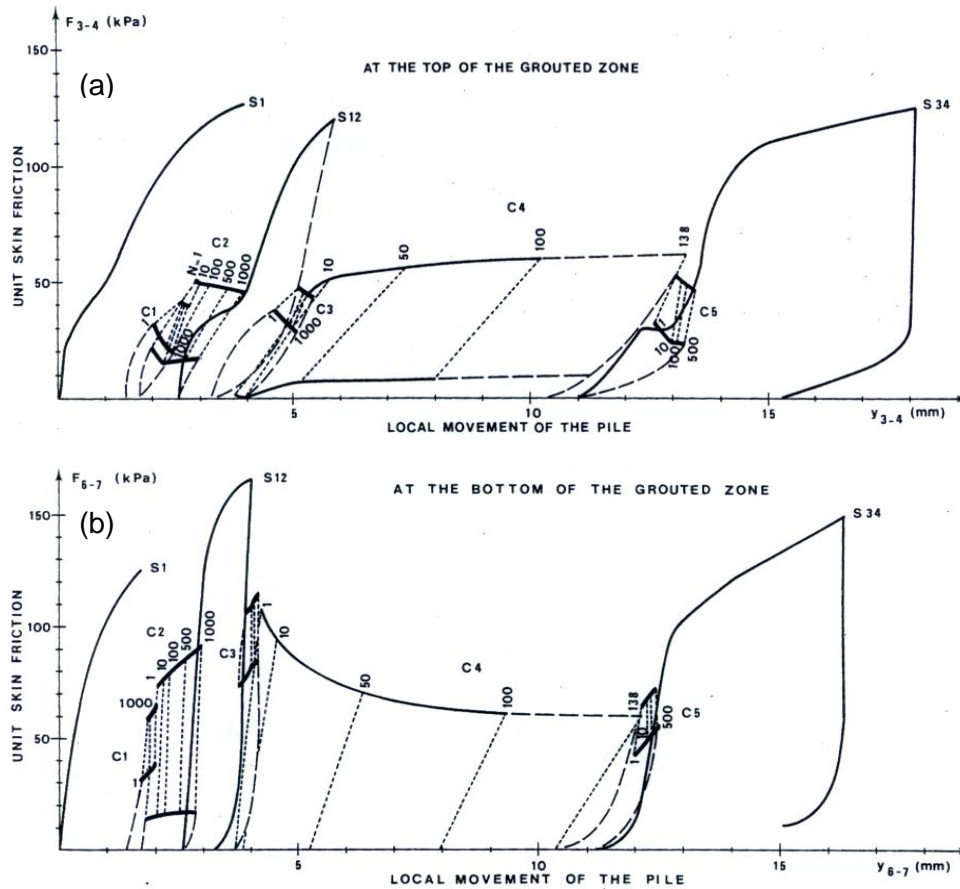


Figure I-25 Frottement latéral- déplacement local : (a) 0,9 m ; (b) 6,1 m (Nauroy et al. (1985))

Lee et Poulos (1990) ont étudié l'influence de la contrainte de consolidation à partir d'essais en chambre d'étalonnage (1.2.1.1.2) en réalisant des essais à déplacement contrôlé. Pour une amplitude de déplacement cyclique de $\pm 0,5$ mm, ces auteurs ont remarqué que pour des pressions de confinement inférieures à 200 kPa, l'influence est significative ; en revanche, au delà de cette valeur de pression, l'influence devient moins importante. Les résultats sont présentés sur la Figure I-26. Les résultats présentés ici ne sont qu'un cas particulier de l'étude de l'influence de la contrainte de consolidation, car les essais ont été réalisés pour un déplacement cyclique de $\pm 0,5$ mm et 100 cycles.

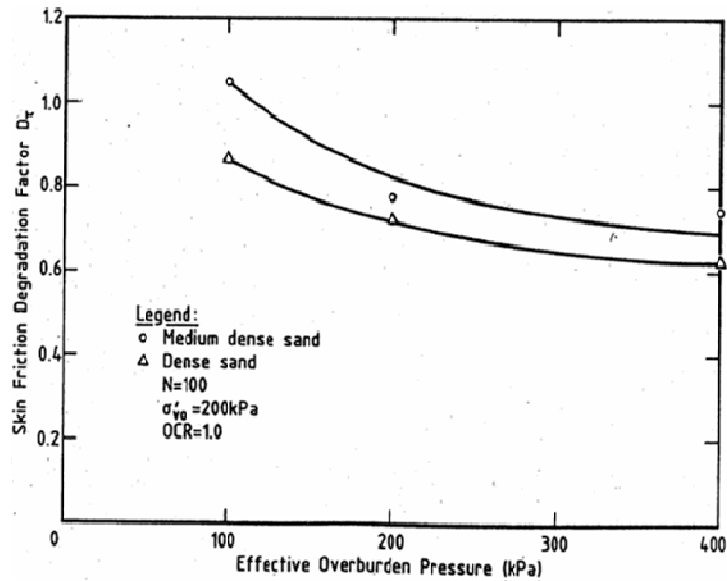


Figure I-26 Influence de la contrainte de consolidation (Lee et Poulos (1990))

Pour des niveaux de contraintes plus faibles (inférieurs à 100 kPa), Al-Douri (1992) a obtenu la même tendance que pour les fortes contraintes (Lee et Poulos (1990)), c'est-à-dire une diminution du frottement latéral en fonction de la contrainte de consolidation. Cependant, les valeurs du facteur de dégradation sont nettement inférieures à celles mesurées pour le cas de fortes contraintes. Ceci est dû au fait que l'amplitude cyclique est supérieure à celle de Lee et Poulos (1990).

I.3.3 Influence de l'état de compacité du massif

Dans les parties précédentes, on s'est intéressé notamment à l'influence des paramètres de chargement. D'autres paramètres relatifs à l'état de compacité du massif ont également une influence très significative et peuvent affecter sensiblement le comportement des pieux soumis à des sollicitations cycliques. Ces paramètres sont l'état de densité pour les sables, et le degré de surconsolidation pour les sols fins. On a remarqué dans la littérature que, dans la configuration « pieu », que ce soit les études globales ou locales, on trouve très peu de travaux expérimentaux qui ont fait l'objet de l'étude de ce paramètre. Cependant, on donnera plus d'éléments sur l'influence de ce paramètre dans la partie suivante relative aux essais d'interface.

I.3.4 Conclusions partielles

A l'issue de cette partie qui a porté sur les travaux avec mesure du frottement local, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- 1- pour les faibles déplacements, le frottement latéral augmente et pour les grands déplacements une forte dégradation du frottement latéral est observée ;
- 2- au-delà d'un certain niveau de déplacement cyclique, la dégradation se stabilise ;
- 3- des différences significatives sont observées selon le type de sable (siliceux ou calcaire). En effet, la dégradation est plus importante dans le cas du sable calcaire, car celui-ci présente des caractéristiques de compressibilité plus fortes que le sable siliceux ;
- 4- des comportements comparables sont observés pour les sables et pour les sols fins, cependant les mécanismes mis en jeu sont apparemment différents ;
- 5- l'influence du niveau de la contrainte de consolidation est telle que, plus elle est élevée et plus la dégradation est grande. Toutefois, cela semble valable seulement à partir d'une amplitude cyclique donnée (grands déplacements) ;
- 6- la dégradation du frottement latéral semble être fonction de l'amplitude cyclique de glissement rapportée au diamètre du pieu et non de l'amplitude absolue du déplacement cyclique appliquée. Cependant, ceci n'est valable que pour des amplitudes du déplacement supérieures au déplacement de glissement.

I.4 ESSAIS D'INTERFACE

Etant donné la difficulté d'évaluer les propriétés d'interface (angle de frottement, mécanismes de contractance et de dilatance, évolution de la contrainte normale...) sur des pieux réels et sur des modèles de pieux (en chambre d'étalonnage par exemple), un nombre considérable d'essais de cisaillement direct ont été menés. Bien que ce type d'essais ne remplace nullement les essais sur pieu, car, tout simplement, la géométrie n'est pas la même, néanmoins, il constitue un moyen très important pour mieux comprendre les mécanismes d'interface. Cependant, la grande difficulté pour ce type d'essais est de savoir quelles seraient les conditions aux limites idéales à appliquer pour pouvoir approcher au mieux le comportement du pieu. En effet, trois principaux types de conditions aux limites peuvent être appliqués qui sont : déplacement nul au bord, contrainte normale constante ou enfin rigidité normale constante.

Comme dans les parties précédentes de ce chapitre, on va étudier dans cette partie l'évolution et l'influence des paramètres auxquels on peut avoir accès tel que la contrainte normale, la granulométrie,...

I.4.1 Evolution de la contrainte normale

Fakharian et Evgin (1997) ont réalisé des essais cycliques de cisaillement direct sur un appareil permettant d'appliquer une rigidité normale constante et de mesurer les efforts de cisaillement dans les deux sens du plan perpendiculaire à l'axe z. La particularité de la boîte de cisaillement utilisée est qu'elle dispose de parois latérales déformables et non pas rigides. L'intérêt d'utiliser ce dispositif est de permettre la déformation du sol comme dans une structure de type pieu par exemple. Lors du cisaillement, la déformation totale (déplacement de la plaque) est la somme de deux déformations (la déformation du sol et la déformation du glissement à l'interface sol-plaque). Un schéma présenté sur la Figure I-27 explique la décomposition du déplacement total appliqué.

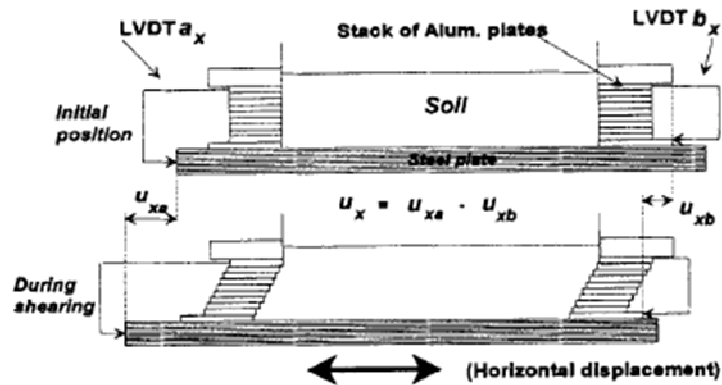


Figure I-27 Décomposition du déplacement total lors des essais de cisaillement direct
(Fakharian et Evgin (1997))

Les auteurs ont réalisé des essais sur un sable siliceux préparé à une compacité élevée (densité relative égale à 88%). La taille moyenne du sable (d_{50}) est de 0,6 mm, et l'éprouvette du sable a pour dimensions 300x300 mm en plan et une hauteur de 20 mm. Les essais cycliques ont été effectués avec une amplitude de déplacement de $\pm 0,75$ mm et une rigidité normale de 400 kPa/mm. Les résultats sont présentés sur la Figure I-28.

On remarque, d'après les résultats, une forte réduction du frottement notamment lors des premiers cycles (de 170 kPa pour le premier cycle à 109 kPa pour le onzième cycle). Cette diminution se poursuit jusqu'à 50 kPa à 50 cycles.

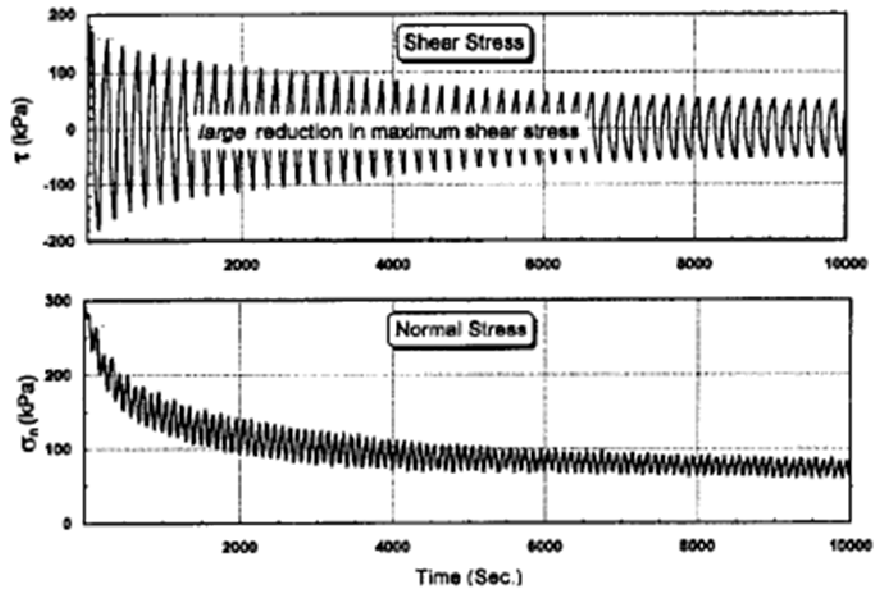


Figure I-28 Variation de la résistance au frottement et de la contrainte normale
(Fakharian et Evgin (1997))

Ces auteurs ont également remarqué que le déplacement correspondant à la déformation du sol diminue et le déplacement de glissement augmente, le résultat étant présenté sur la Figure I-29.

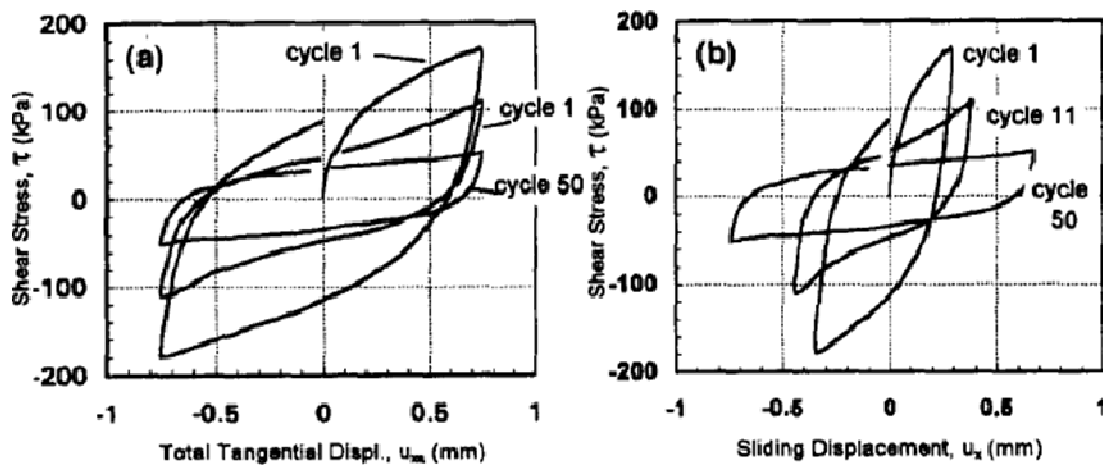


Figure I-29 Résistance au frottement en fonction de : (a) déplacement total ; (b) déplacement de glissement (Fakharian et Evgin (1997))

Fakharian et Evgin (1997) ont également réalisé des essais à contrainte normale constante sur le même dispositif que celui présenté précédemment. Les auteurs ont observé que la diminution du frottement est beaucoup moins importante que dans le cas des essais à rigidité contrôlée.

L'évolution de la résistance au frottement est présentée sur la Figure I-30.

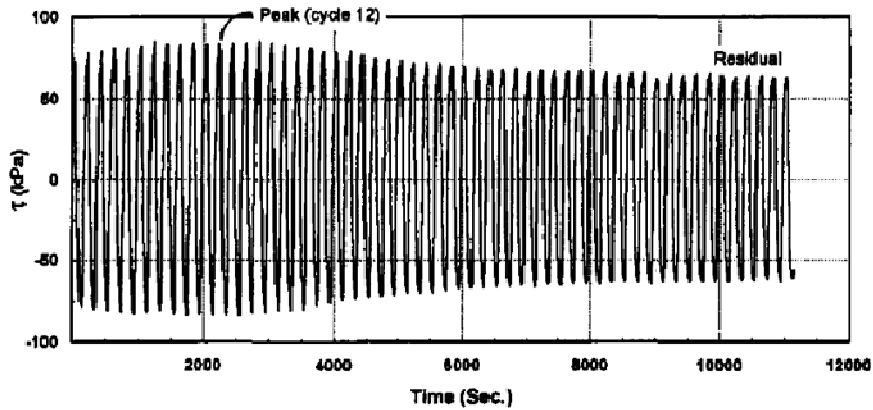


Figure I-30 *Evolution de la résistance au frottement sous contrainte normale constante (Fakharian et Evgin (1997))*

En comparant les résultats des essais obtenus sous différentes conditions aux limites (contrainte normale constante, rigidité constante) avec les essais sur modèle de pieu présentés en I.3.1, on remarque que ce sont les essais à rigidité contrôlée qui représentent le mieux le comportement de l'interface sol-pieu sous sollicitations cycliques. En effet, la dégradation dans le cas des essais à contrainte normale constante est très faible et ne correspond pas à ce que l'on a vu précédemment. En revanche l'ordre de grandeur de la dégradation du frottement dans le cas des essais à rigidité normale contrôlée et des essais sur modèle de pieux est comparable.

Foray *et al.* (2010) ont mesuré la contrainte normale agissant sur le fût du modèle de pieu décrit en I.3.1 lors d'essais cycliques à déplacement contrôlé en chambre d'étalonnage. Les résultats sont présentés sur la Figure I-31. Pour une amplitude de déplacement de 3 mm en enfoncement et 2 mm en arrachement, les auteurs observent, en traçant l'évolution du frottement latéral en fonction de la contrainte normale, une succession de phases de contractance et de dilatance avec une diminution de la contrainte normale qui explique la dégradation du frottement latéral. Le comportement observé est similaire à celui observé par Fakharian et Evgin (1997) sur des essais à rigidité normale contrôlée.

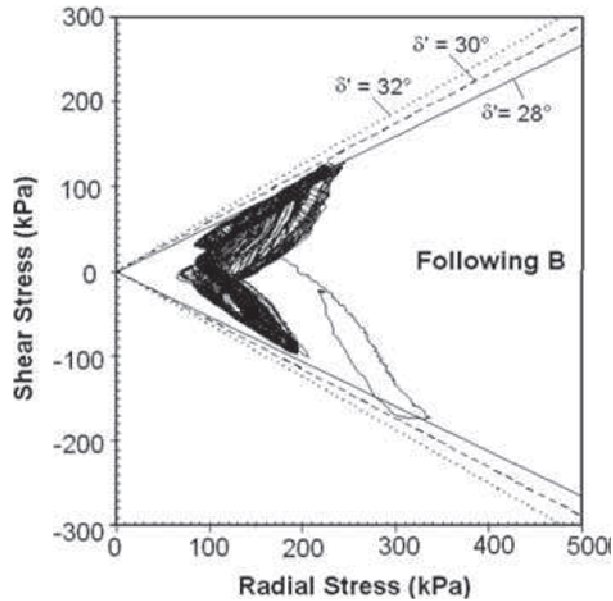


Figure I-31 Evolution de la contrainte normale à l'interface (Foray et al. (2010))

L'évolution de la contrainte normale autour du pieu a fait également l'objet des travaux de Lehane et White (2005). Les auteurs ont réalisé une étude comparative intéressante entre des essais en centrifugeuse et des essais effectués à la boîte de cisaillement direct à rigidité normale contrôlée. Dans ce travail, ces auteurs ont tenté de comprendre les paramètres qui régissent l'évolution de la contrainte normale autour du pieu en faisant varier, lors des essais en centrifugeuse, le diamètre du pieu et en se basant sur une formule donnant l'évolution de la contrainte normale Δh en fonction du diamètre du pieu D , du module de cisaillement du sol G et de la variation de l'épaisseur de la bande de cisaillement Δt , sous la forme suivante $\Delta h = (4G\Delta t)/D$. Cette formule est basée sur la théorie d'expansion de cavité déjà rapportée par plusieurs auteurs tel que Airey et al. (1992). La Figure I-32 montre l'analogie entre le comportement d'interface autour du pieu et l'essai de cisaillement direct à rigidité normale contrôlée. Le sable utilisé dans ce travail est un sable siliceux avec une taille moyenne des grains de 0,18 mm.

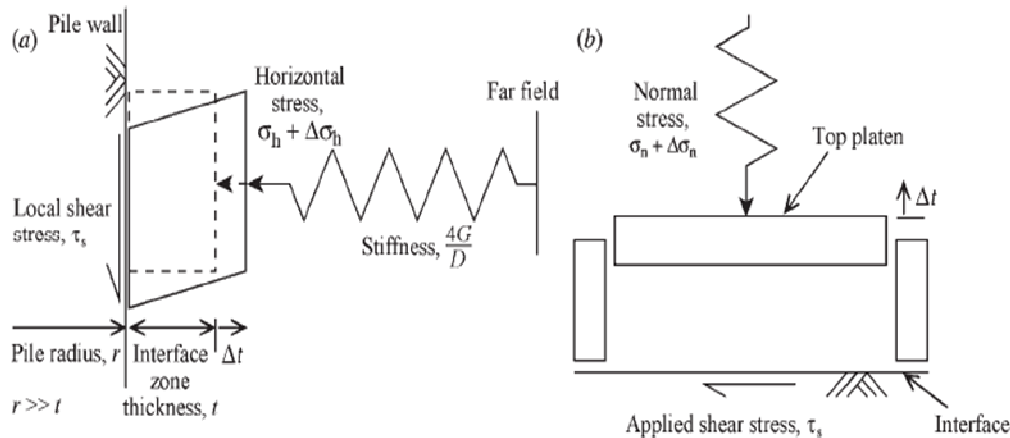


Figure I-32 *Analogie entre le comportement de l'interface : (a) autour du pieu ; (b) essai de cisaillement direct (Lehane et White (2005))*

Les essais en centrifugeuse ont permis de mettre en évidence la réduction de la contrainte normale au cours de l'installation. En effet, la contrainte normale stationnaire (pieu non chargé) diminue au cours de l'installation pour une profondeur de 90 mm ($h/B=1$) de 29,5 kPa après avoir appliqué 18 cycles jusqu'à 9 kPa pour une profondeur de ($h/B=3$) et ceci juste après avoir appliqué 81 cycles. Les auteurs ont ensuite estimé la rigidité du système pieu-sol en centrifugeuse (entre 3000 et 4000 kPa/mm) et ont réalisé trois essais de cisaillement direct. Dans le premier essai, un chargement monotone a été appliqué jusqu'à la rupture, le deuxième et le troisième sont d'abord soumis à un chargement cyclique de 50 cycles et 200 cycles respectivement. En général, une bonne cohérence entre les résultats en centrifugeuse et les essais de cisaillement direct a été observée. Les résultats des essais de cisaillement direct sont présentés sur la Figure I-33. On remarque que pour le premier essai, pour lequel le chargement monotone est appliqué en premier, la contrainte normale monte à des valeurs très importantes (400 kPa) avant de diminuer pour se stabiliser autour de 320 kPa, montrant ainsi un comportement contractant. Pour le deuxième essai, la contrainte normale diminue sensiblement, de 400 kPa (valeur initiale) jusqu'à 175 kPa, et augmente ensuite progressivement jusqu'à 240 kPa à 6 mm de déplacement avec un comportement dilatant. A l'issue de cette étude, les auteurs ont montré que la rigidité du système pieu-sol n'est pas constante, notamment aux grands déplacements et tend à diminuer. Ils expliquent ceci par la non linéarité des courbes contrainte normale fonction du déplacement lors des essais en centrifugeuse. Ce résultat est en bon accord avec la solution élastique du problème d'expansion de cavité.

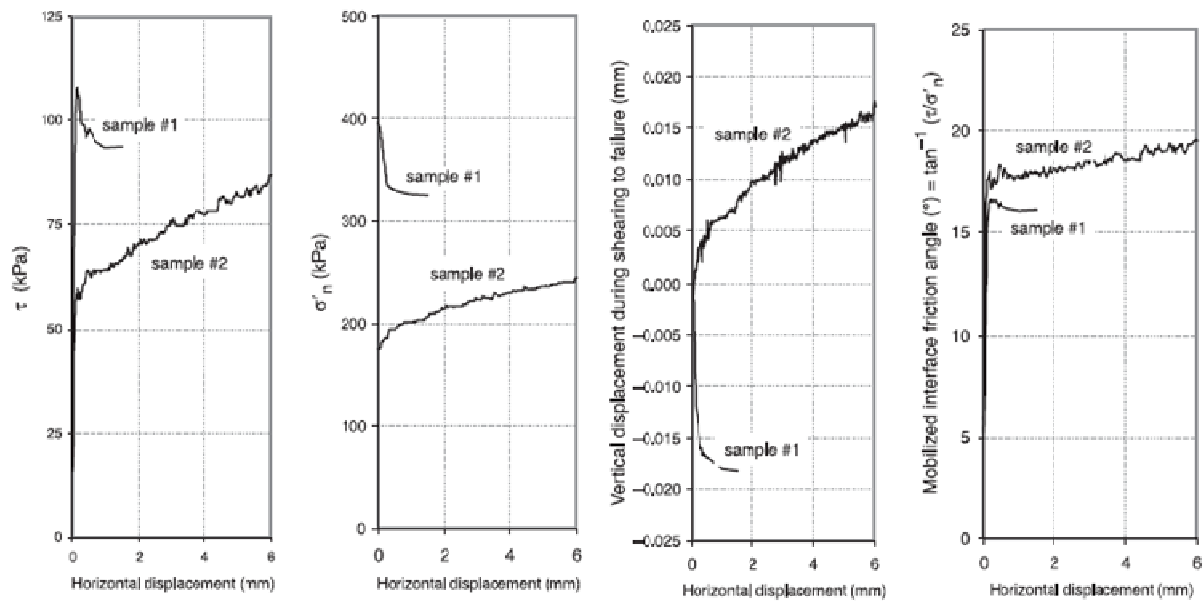


Figure I-33 Résultats des essais de cisaillement direct (Lehane et White (2005))

I.4.2 Estimation du frottement latéral à partir des essais de cisaillement direct

Plusieurs auteurs ont tenté de comprendre le comportement de l'interface sol-pieu tant sous chargement monotone que sous chargement cyclique. Comme évoqué en I.4.1, le type d'essais qui représenterait le mieux le comportement du pieu est l'essai de cisaillement direct à rigidité normale contrôlée. Balachowski (1995), en effectuant des essais sur modèle de pieu en centrifugeuse et à la boîte de cisaillement direct, a comparé les frottements mobilisés dans les deux types d'essais. Les essais de cisaillement direct ont été effectués à différentes rigidités préalablement calculées sur la base des essais pressiométriques effectués en chambre d'étalonnage afin de calculer le module de cisaillement du sol à différentes profondeurs. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure I-34. On remarque que les frottements mobilisés sont comparables, il existe néanmoins, quelques différences qui évoluent avec la profondeur ; en effet, pour les faibles profondeurs, les frottements mesurés dans les essais de cisaillement direct sont supérieurs à ceux obtenus à la centrifugeuse ; en revanche, pour des niveaux plus profonds, la tendance est plutôt inversée. L'auteur attribue ces différences au fait que l'évolution du module de cisaillement est supposée linéaire avec la profondeur, ce qui peut ne pas être vrai ; de plus, il existe des incertitudes quant à l'estimation du coefficient des terres au repos K_0 . Par ailleurs, on a présenté sur la Figure I-34 le frottement d'un pieu réel. En fait, ces valeurs ne correspondent pas aux frottements mesurés sur un pieu *in situ* mais tout simplement aux valeurs obtenues en centrifugeuse divisées par un coefficient d'échelle.

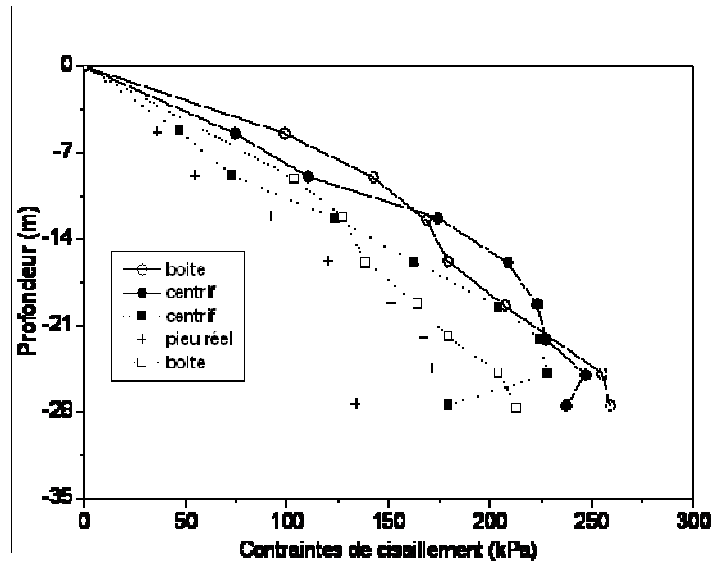


Figure I-34 *Frottements mobilisés à l'appareil de cisaillement direct et en centrifugeuse (Balachowski (1995))*

Tabucanon *et al.* (1995) ont réalisé des essais cycliques à la boîte de cisaillement sur un sable calcaire à différentes rigidités (0, 220 et 1850 kPa/mm). L'essai à 0 kPa/mm correspond à un essai à contrainte normale constante. Les auteurs ont comparé les résultats obtenus en terme de facteur de dégradation à des essais sur modèle de pieu et à un pieu réel. Les résultats obtenus sont très intéressants et permettent de comprendre le comportement sol-pieu. On remarque sur la Figure I-35, en plus de ce que l'on a déjà présenté en I.3.1 (influence de l'amplitude du déplacement cyclique), que l'essai à forte rigidité (1850 kPa/mm) correspond à des facteurs de dégradation comparables à ceux obtenus sur des modèles de pieu et même sur un pieu réel.

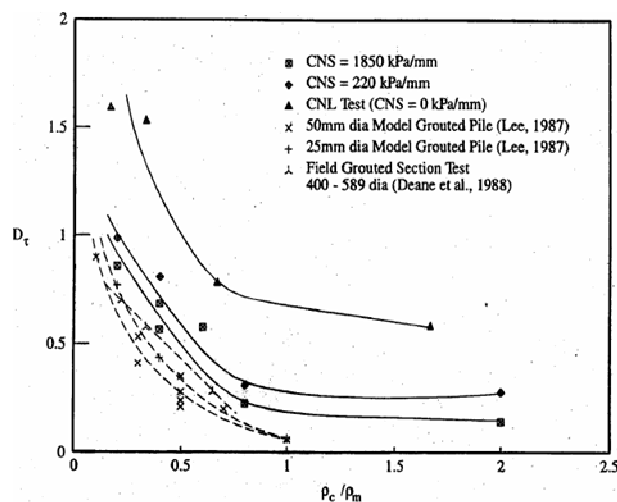


Figure I-35 *Facteur de dégradation en fonction de l'amplitude du déplacement normalisée (Tabucanon et al. (1995))*

Dans l'objectif d'estimer le facteur de dégradation sur le frottement latéral à partir des essais de cisaillement direct, Airey *et al.* (1992) ont réalisé des essais cycliques à la boîte de cisaillement sur un sable calcaire. Le sable a été préparé dans un état très dense pour être représentatif de l'état de densité mis œuvre lors des essais sur modèle de pieux réalisés par Al-Douri (1992). Une estimation de la rigidité du système sol-pieu a donné une valeur de 1600 kPa/mm. Sur la Figure I-36, on remarque que les résultats obtenus sont très comparables à ceux de Al-Douri (1992). En effet, si l'on fait une moyenne des efforts mesurés sur le modèle de pieu (niveau 1 et 2), car le frottement latéral est déduit à partir de deux niveaux successifs, on obtient des facteurs de dégradation très comparables.

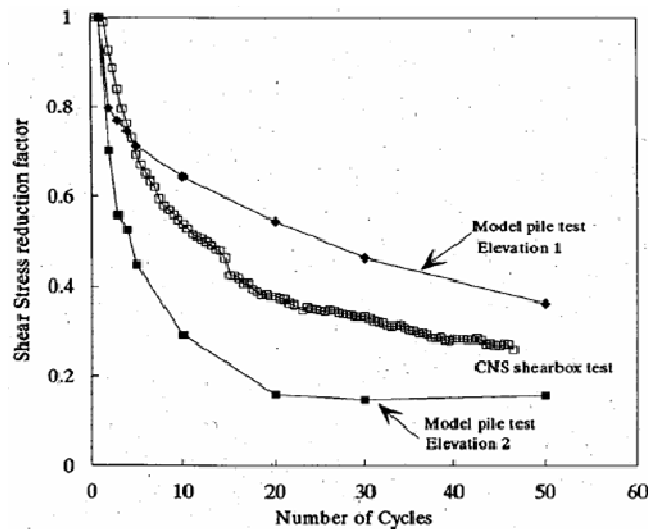


Figure I-36 Estimation du facteur de dégradation à partir des essais de cisaillement direct (Airey *et al.* (1992))

I.4.3 Evolution de l'angle de frottement

Après avoir présenté quelques travaux sur l'évolution de la contrainte normale, il est intéressant de s'intéresser à l'évolution de l'angle de frottement, car la dégradation du frottement latéral est le résultat de l'évolution pour ne pas dire « dégradation » de deux paramètres, à savoir la contrainte normale à l'interface et l'angle de frottement (loi de Coulomb).

Uesugi *et al.* (1989) ont étudié l'influence du chargement cyclique sur l'évolution du coefficient de frottement, donc de l'angle de frottement, en mesurant le rapport du frottement sur la contrainte normale. Les résultats d'un essai cyclique sur un sable siliceux de Toyoura sont présentés sur la Figure I-37. Les auteurs ont remarqué que lors du chargement monotone initial, le rapport de contrainte présente un pic assez bien marqué, ce pic diminuant en fonction du nombre de cycles pour atteindre la valeur limite obtenue lors du chargement monotone pour les grands déplacements. Les auteurs notent également la

différence entre le déplacement total appliqué et le déplacement correspondant à la déformation du sol «appelé déplacement de glissement ». Ce rapport de contraintes (coefficient de frottement) dépend de ce déplacement. En effet, lorsque le déplacement de glissement augmente, le coefficient de frottement diminue, et la stabilisation de ce dernier correspond au maximum du déplacement de glissement (égal au déplacement total appliqué)

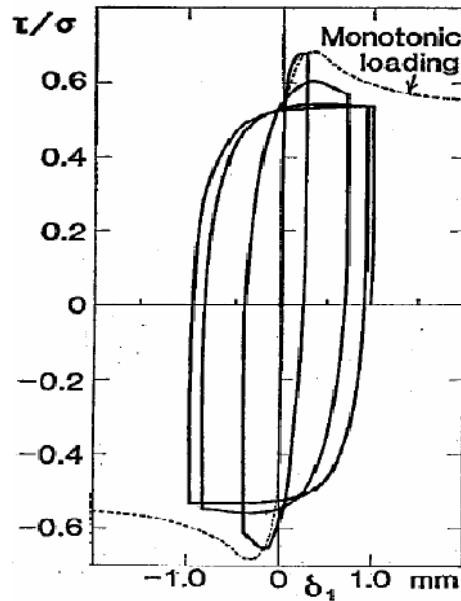


Figure I-37 Rapport de contraintes au cours du chargement cyclique (Uesugi *et al.* (1989))

Ces auteurs ont également étudié l'influence de la contrainte normale sur l'évolution du coefficient de frottement au cours du chargement cyclique. Une augmentation du coefficient de frottement a été observée sous forte contrainte normale ; selon les auteurs, l'origine de cette augmentation est le broyage des grains. En effet, le coefficient de frottement dépend de la rugosité normalisée (R_n) qui est le rapport entre la rugosité maximale (R_{max}) sur une longueur $L=d_{50}$ et le diamètre moyen des grains (d_{50}).

Mortara *et al.* (2007), à partir d'essais cycliques de cisaillement direct réalisés sur une fraction de sable de taille comprise entre 0,425 et 0,85 mm, ont remarqué que le rapport entre la contrainte de cisaillement et la contrainte normale (coefficient de frottement) évolue lors de l'inversion du sens du chargement. En effet, autour de la valeur nulle, le coefficient de frottement a tendance à diminuer et à se rapprocher de l'axe des abscisses pour un déplacement de 0,5 mm.

Uesugi et Kishida (1986a) ont étudié l'influence de la granulométrie sur le coefficient de frottement au pic. Des essais de cisaillement direct sur trois types de sable dont la taille moyenne des grains varie de 0,18 à 1,82 mm ont été réalisés. Les auteurs concluent qu'il n'y

a quasiment pas d'effet de la taille moyenne des grains sur le coefficient de frottement au pic à condition que la rugosité relative, rapport entre la rugosité de la structure et la taille moyenne des grains, reste la même. Quant à l'influence de la densité du sable, les auteurs remarquent que pour des valeurs de la rugosité relative autour de 0,1, l'influence est très faible. En revanche, au-delà de cette valeur (de la rugosité relative), l'influence devient significative et elle est telle que plus la densité est forte et plus le coefficient de frottement est élevé. L'influence de ces deux paramètres est illustrée sur la Figure I-38. Enfin, les auteurs notent qu'il n'y a quasiment pas d'influence de la contrainte normale sur le coefficient de frottement au pic.

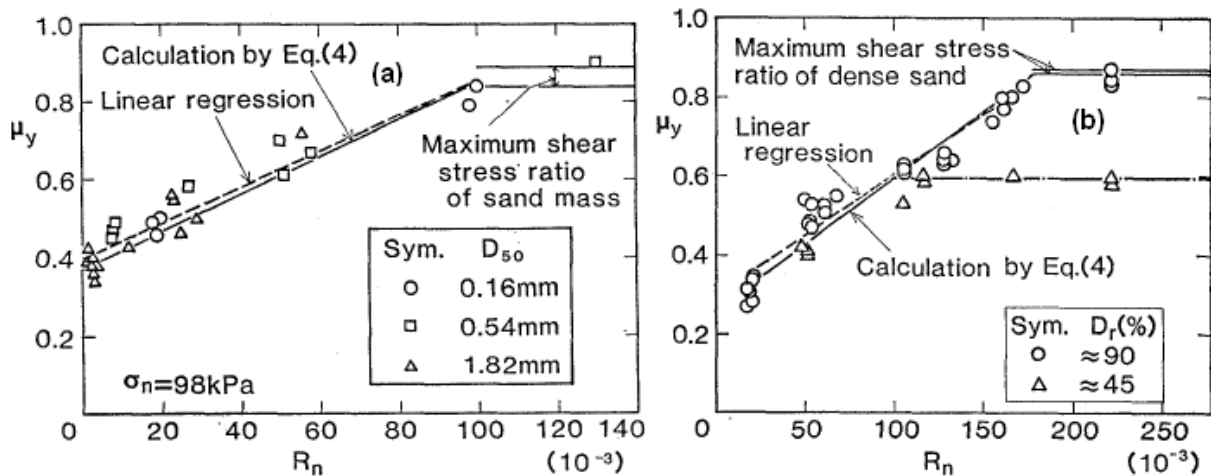


Figure I-38 Coefficient de frottement au pic en fonction de la rugosité normalisée : (a) influence de la taille moyenne des grains ; (b) influence de la densité (Uesugi et Kishida (1986a))

Le coefficient de frottement peut avoir des évolutions très différentes selon la rugosité de la structure, la taille moyenne des grains et aussi la contrainte normale. Uesugi et Kishida (1986b) ont réalisé des essais monotones et ont mesuré le rapport de la contrainte de cisaillement sur la contrainte normale. Les auteurs notent que typiquement trois évolutions sont possibles, à savoir, l'apparition ou non d'un pic, une diminution (comportement radoucissant) ou alors une augmentation (comportement durcissant). Comme on l'a évoqué auparavant, la valeur du pic n'est pas influencée par la contrainte normale ; quant à l'évolution post-pic, elle dépend du niveau de contrainte appliqué. Pour une forte densité et une contrainte normale relativement faible, le coefficient de frottement diminue, en revanche, si la contrainte normale est très forte, le coefficient de frottement a plutôt tendance à augmenter.

Desai *et al.* (1985) ont réalisé des essais de cisaillement direct sur une interface en béton et un sable d'Ottawa qui est un sable très uniforme avec des grains sub-arrondis, la rugosité relative de l'interface étant égale à 1,32. Les essais ont été effectués à contrainte normale

contrôlée. Les auteurs ont étudié l'évolution de l'angle de frottement de l'interface dans le cas des essais monotones et cycliques, pour différents états de densité et différentes contraintes normales. Les essais ont montré que, pour différentes contraintes normales appliquées (de 50 à 200 kPa), l'angle de frottement est quasiment constant pour une densité donnée ; en revanche, il augmente avec l'augmentation de la densité, ce qui est un résultat classique sur le comportement des interfaces. L'influence de la rugosité et de l'indice des vides (indice de densité) ont été également testés. Les résultats montrent que l'angle de frottement décroît rapidement avec l'augmentation de l'indice des vides jusqu'à une valeur de l'ordre de 0,65. En revanche, pour des indices des vides plus importants (état moyen à lâche), il est quasiment constant et ceci est valable à la fois pour l'interface rugueuse et l'interface lisse. L'évolution de l'angle de frottement à l'interface lors des essais cycliques a également fait l'objet de ce travail. En effet, les essais ont été réalisés à déplacement contrôlé (1,27 et 5,08 mm) et, pour chaque amplitude, deux états de densités ont été étudiés, un état très lâche ($D_r = 15\%$) et un état dense ($D_r = 80\%$). Les essais cycliques montrent que l'angle de frottement de l'interface augmente avec le nombre de cycles, avec une tendance à la stabilisation. Cependant, les valeurs à 100 cycles peuvent dépasser la valeur monotone mesurée pour un état dense ($D_r = 80\%$) ; ce résultat est attribué par les auteurs à la densification. Par ailleurs, l'influence de l'amplitude du déplacement est aussi importante, car pour une grande amplitude, l'angle de frottement peut atteindre des valeurs élevées par rapport à une faible amplitude (autour de 37° pour la faible amplitude et 43° pour la grande amplitude). Les auteurs, là aussi, attribuent cette différence à la forte densification, et également au broyage des grains, car les essais monotones montrent que le maximum que l'on peut atteindre pour un état très dense est autour de 37° . La Figure I-39 illustre les résultats obtenus.

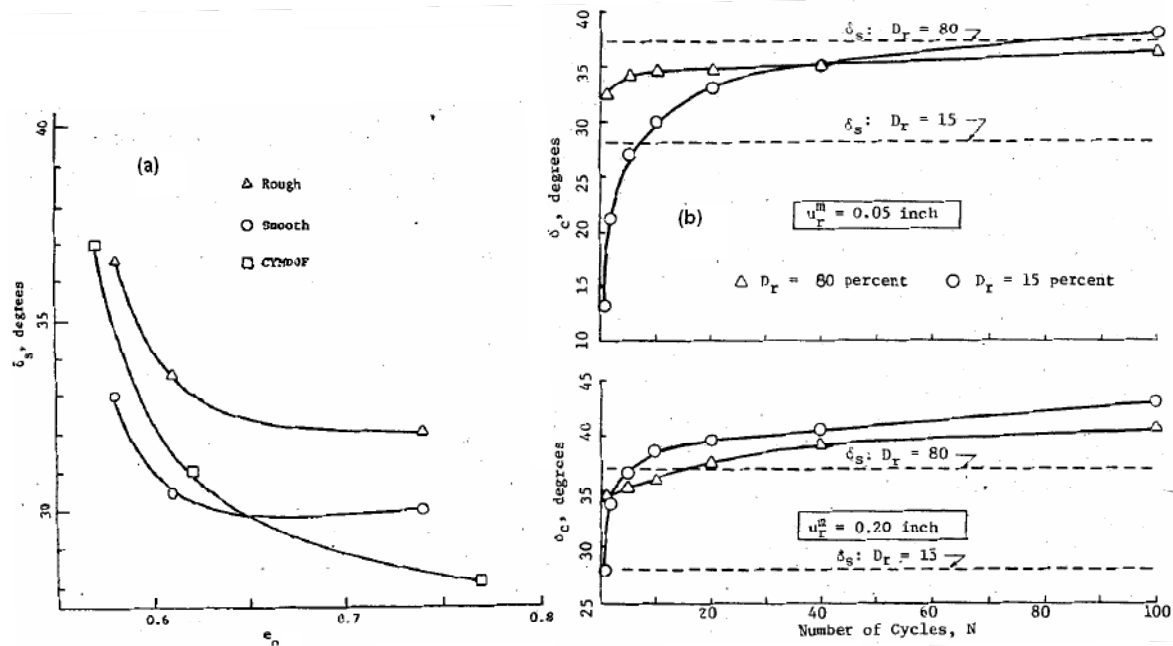


Figure I-39 Evolution de l'angle de frottement à l'interface : (a) en fonction de l'indice des vides ; (b) en fonction du nombre de cycles (Desai et al. (1985))

I.4.4 Evolution et influence de la granulométrie

Yang et al. (2010) ont étudié la couche d'interface qui se développe autour du pieu après l'installation et le chargement cyclique. Ils ont utilisé un modèle de pieu de 36 mm de diamètre (standard pénétrométrique) installé dans un massif de sable siliceux (sable de Fontainebleau) préparé à une densité relative de 72% (état moyennement dense) et mis sous un état de contrainte isotrope de 150 kPa. L'installation du pieu est effectuée par chargement cyclique en tête simulant un processus de battage. Les auteurs montrent la formation de trois zones autour du pieu, d'épaisseurs et de propriétés différentes. En effet, la première zone est très compacte, a une couleur grise et son épaisseur varie de 0,8 à 1,8 mm selon la profondeur. La deuxième zone a une épaisseur moyenne de 3 mm et présente aussi une cohésion ; cependant, cette zone a la même couleur que le sable neuf (pas de couleur grise). Enfin, la dernière zone ne présente pas de cohésion, avec une épaisseur moyenne de 3 mm. Les auteurs ont réalisé une série d'analyses granulométriques afin d'évaluer l'évolution de la granulométrie du sable. Les résultats sont illustrés sur la Figure I-40. On remarque que dans la zone 1, la présence des particules fines dues au broyage des grains est considérable (près de 20%). En revanche, pour les zones 2 et 3, les particules fines sont moins importantes (autour de 8% pour la zone 2 et 5% pour la zone 3). Quant à la couleur grise observée sur la zone 1, elle est due au changement des propriétés optiques du sable après cisaillement et non à l'abrasion du métal constituant le pieu modèle. En effet, des essais minéralogiques ont été réalisés et ont montré que l'on n'avait qu'un très faible

pourcentage de minéraux d'origine métallique dans la zone 1 (99,6% de silice contre 99,7% de silice pour le sable neuf). A noter que la taille moyenne des grains (d_{50}) dans les trois zones reste très proche de celle du sable neuf (0,21 mm)

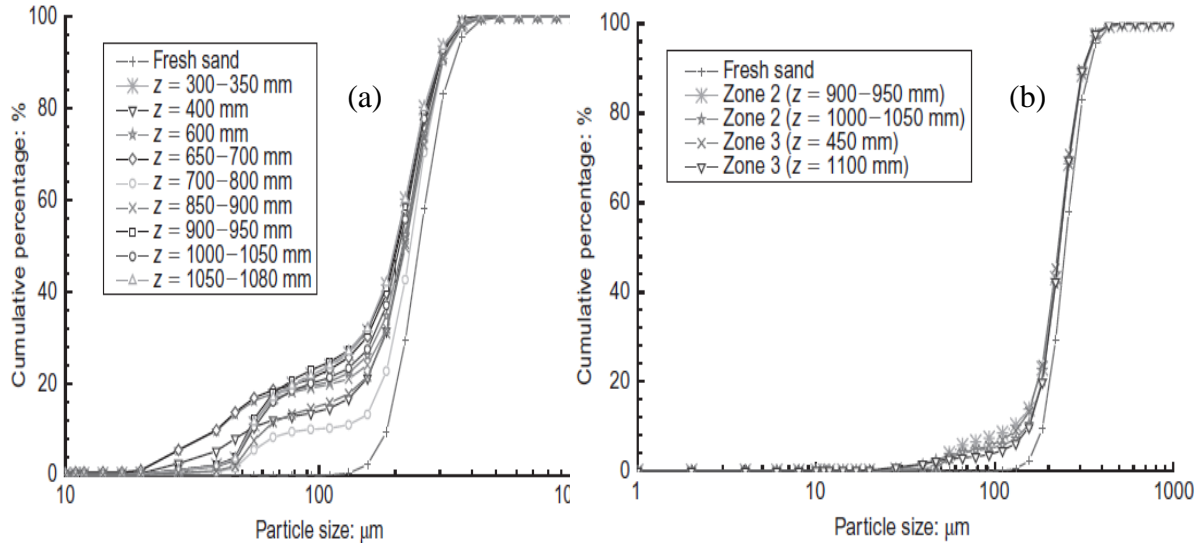


Figure I-40 Courbes granulométriques du sable autour du pieu : (a) zone 1 ; (b) zones 2 et 3
(Yang *et al.* (2010))

La question qui se pose sur la base de ces études est quelle serait l'influence des particules fines sur la résistance au cisaillement (frottement latéral dans les pieux).

Mortara *et al.* (2007) ont réalisé des essais cycliques à la boîte de cisaillement direct sur deux fractions d'un même sable ayant une taille moyenne des grains $d_{50} = 1,16$ mm. Dans la première fraction, la taille des grains est comprise entre 0,425 et 0,850 mm, tandis que la taille des grains dans la deuxième fraction est comprise entre 2 et 4,75 mm. Les auteurs ont réalisé plusieurs types d'essais pour tester l'influence de la granulométrie sur le comportement de l'interface tant sous chargement monotone que sous chargement cyclique. Sous chargement monotone, les auteurs remarquent, en effectuant des tests à rigidité normale contrôlée, une différence significative en termes d'angle de frottement et de résistance au cisaillement. En effet, pour la fraction fine, l'angle de frottement est plus élevé que dans le cas de la fraction grossière (les valeurs résiduelles sont 34° pour la fraction fine et 18° pour la fraction grossière). De plus, pour la fraction fine, la résistance au cisaillement est plus élevée que dans le cas du sable grossier. Pour le chargement cyclique, un comportement similaire est observé. Cette différence de comportement s'explique par la différence de rugosité relative. En effet, dans le cas du sable fin, deux phases sont observées, une phase de contractance et une phase de dilatance, tandis que pour le sable grossier seule la phase de contractance est observée. Par ailleurs, le cisaillement dans le

cas du sable fin se produit principalement entre les grains de sable (sable-sable) tandis que pour le cas du sable grossier, le cisaillement se fait entre le sable et la structure métallique. Les résultats montrant le comportement cyclique des deux fractions du sable sont présentés sur la Figure I-41.

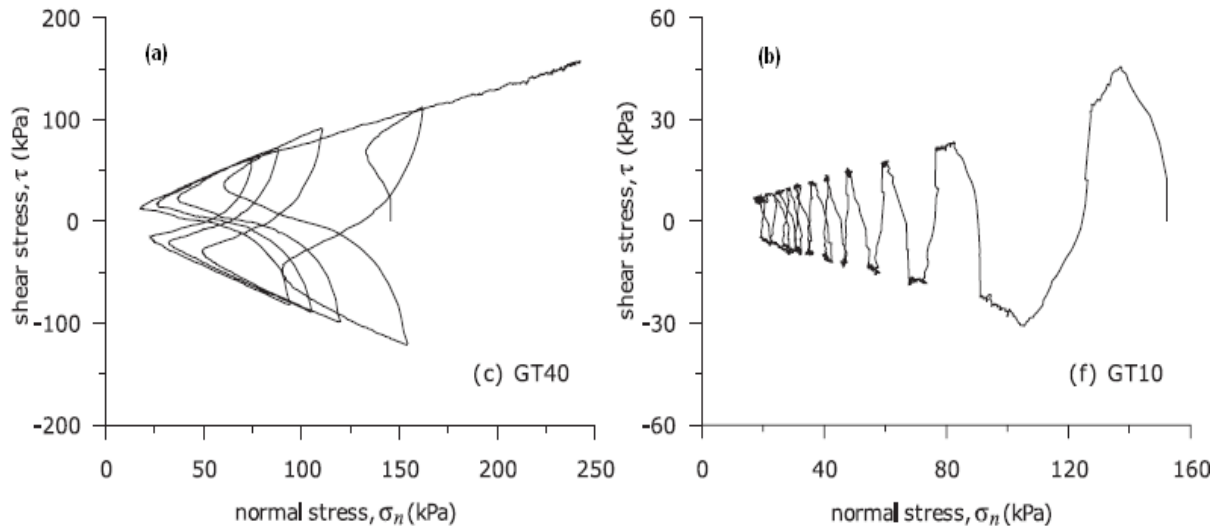


Figure I-41 Evolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale : (a) sable fin ; (b) sable grossier (Mortara et al. (2007))

En terme de dégradation de la résistance au frottement, Mortara et al. (2007) ont étudié l'influence de la granulométrie sur la dégradation de la résistance au frottement. La conclusion des auteurs est que la dégradation est plus importante dans le sable fin que dans le sable grossier. Ceci a été expliqué par le comportement dilatant du sable fin tel qu'on l'a présenté ci-dessus.

I.4.5 Influence de la rigidité sur la résistance au frottement

Johnston et al. (1987) ont étudié le comportement du système pieu-sol et le frottement maximal mobilisable lorsque l'on fait varier la rigidité. Le sol étudié est une roche tendre et les pieux ont des diamètres qui varient entre 1,22 et 1,35 m et une longueur de 2 m. D'après les auteurs, l'augmentation de la contrainte normale $\Delta\sigma_n$ due à la dilatance du sol autour du pieu est de la forme suivante $\Delta\sigma_n = (E/1 + \nu) * (\Delta r/r)$ où E est le module d'Young, ν le coefficient de Poisson et enfin r le rayon de la cavité. A partir de cette expression, les auteurs ont comparé les frottements mobilisés lors des essais de cisaillement direct et les mesures effectuées sur les pieux. Les résultats obtenus sur pieux sont en bon accord avec les essais de cisaillement direct à rigidité normale constante comme on peut le constater sur la Figure I-42.

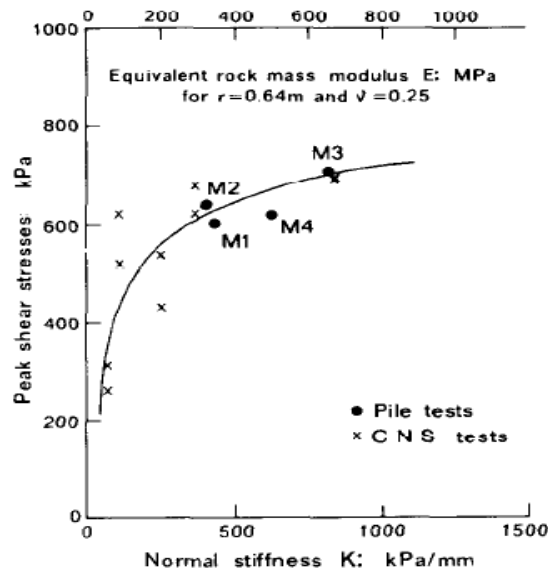


Figure I-42 *Frottement latéral maximal mobilisé lors des essais sur pieux et des essais de cisaillement direct (Johnston et al. (1987))*

Fakharian et Evgin (1997) ont étudié l'influence de la rigidité normale sur la contrainte normale et la résistance au frottement lors du chargement cyclique alterné à déplacement contrôlé. Les essais ont été réalisés sur le même dispositif et le même sable que celui cité précédemment en I.4.1. L'amplitude du déplacement est de 0,75 mm, les rigidités appliquées sont 200, 400, 800, 1200 kPa/mm et la contrainte normale initiale appliquée est égale à 300 kPa. Les valeurs de la contrainte normale et de la résistance au frottement après l'application de 30 cycles ont été reportées en fonction de la rigidité normale. Les auteurs observent une influence très importante de la rigidité pour des valeurs inférieures à 400 kPa. En effet, entre 200 et 400 kPa/mm, la contrainte normale diminue de 185 à 97 kPa, soit une réduction de 88 kPa (44%). Quant à la réduction de la résistance au frottement, elle est aussi importante, mais moins que pour la contrainte normale, car le coefficient de frottement augmente légèrement avec l'augmentation de la rigidité. Pour des valeurs de rigidités supérieures à 400 kPa, l'influence reste importante, mais plus faible que pour les faibles rigidités. Cela a été aussi observé dans les travaux de Johnston *et al.* (1987) cités ci-dessus et aussi les travaux de Mortara *et al.* (2007). Les résultats de ces évolutions sont présentés sur la Figure I-43.

Cette différence de comportement est due au fait que plus la rigidité de l'interface est grande, plus la diminution de la contrainte normale est importante.

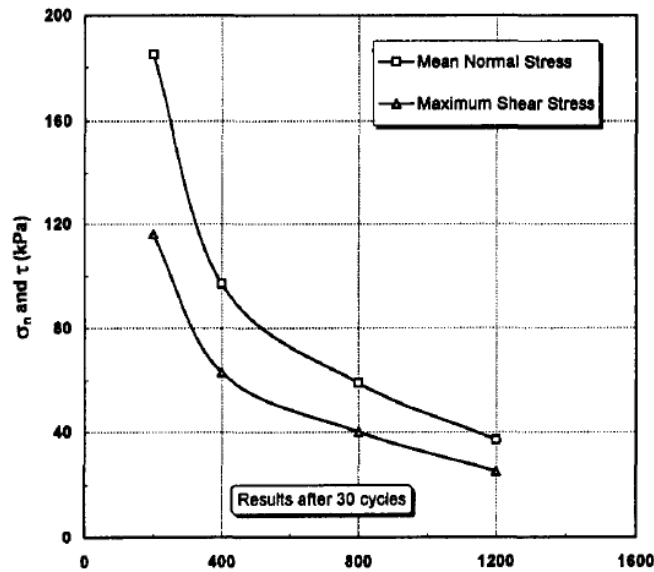


Figure I-43 Diminution de la contrainte normale et de la résistance au frottement en fonction de la rigidité normale à l'interface (Fakharian et Evgin (1997))

I.4.6 Conclusions partielles

A l'issue de cette partie, on peut conclure que :

- 1- le comportement de l'interface sol-pieu est comparable au comportement observé dans les essais cycliques de cisaillement direct à rigidité normale contrôlée ;
- 2- la rigidité du système sol-pieu serait très proche de la rigidité observée dans les problèmes d'expansion de cavité dans le cas élastique ;
- 3- une estimation du frottement latéral le long des pieux, et donc de sa dégradation, est possible à partir des essais cycliques de cisaillement direct à rigidité normale contrôlée ;
- 4- l'angle de frottement de l'interface varie avec la rugosité relative de l'interface qui est le rapport entre la rugosité de la structure et la taille moyenne des grains ;
- 5- l'angle de frottement de l'interface augmente sensiblement avec la densification de l'interface. En revanche, il ne varie quasiment pas avec la contrainte normale (ce qui est un résultat classique) ;
- 6- la dégradation de la résistance au frottement et la diminution de la contrainte normale varient d'une façon fortement non linéaire avec la rigidité et tendent à se stabiliser pour les fortes rigidités ;
- 7- pour une même rugosité de la structure, l'augmentation de la taille des grains fait passer le comportement de « contractant-dilatant » à uniquement « contractant ».

I.5 LOIS DE DEGRADATION ET MODELES DE CALCUL

Au travers de ce que l'on a évoqué dans les parties précédentes, le développement des méthodes de calcul nécessite une bonne connaissance du comportement local en termes de frottement latéral et de résistance en pointe. La modélisation du comportement du pieu sous chargement cyclique peut alors être développée dans deux directions principales ; la première étant l'élaboration des lois de dégradation du frottement latéral et de la résistance en pointe, la deuxième étant la construction du modèle de calcul par assemblage des différents éléments de frottement et de pointe. On présente dans cette partie quelques lois de dégradation du frottement latéral et modèles de calcul de pieux sous chargement cyclique.

I.5.1 Lois de dégradation

Dans la littérature, on trouve plusieurs lois de dégradation plus ou moins compliquées. Matlock et Foo (1980) ont proposé une loi simple à deux paramètres qui sont la limite et la vitesse de dégradation. Ces paramètres dépendent du mode d'installation du pieu et de la nature du sol. On détaillera cette loi plus loin (dans le chapitre V). On présente dans cette partie la loi de Dejong *et al.* (2006) et la loi de Mortara *et al.* (2010) basées sur des essais d'interface. Le modèle de Mortara *et al.* (2010) qui était à l'origine proposé par Mortara *et al.* (2002) pour une surface rugueuse s'écrit sous la forme suivante :

Pour le chargement monotone, la surface de charge f a la forme suivante :

$$f = \sqrt{\tau^2} - \alpha \sigma_n \quad \text{I-1}$$

avec :

$$\alpha = \alpha_c - \alpha_c \exp\{-Lw^p\} \quad \text{I-2}$$

τ : contrainte de cisaillement ;

σ_n : contrainte normale à l'interface ;

α : coefficient de réduction de la contrainte normale lors du cisaillement ;

α_c : valeur limite de α qui évolue avec la densification ;

L : paramètre d'ajustement de la rigidité initiale de la fonction α ;

w^p : déplacement tangentiel plastique.

Enfin le déplacement normal à l'interface s'écrit sous la forme suivante :

$$d = d_0 \frac{\sigma_n}{\sigma_{n0}} \exp\{-m_d v^p\} \left(1 - \frac{\eta}{\alpha_{c0} + m_\alpha v^p} \right) \quad \text{I-3}$$

d : vitesse de dilatance ;

d_0, m_d : paramètres du modèle ;

v^p : déplacement normal plastique ;

η : rapport entre la contrainte de cisaillement et la contrainte normale ;

α_{c0}, m_α : paramètres reliant la réduction de la contrainte normale au déplacement vertical plastique.

En plus de ces paramètres, deux paramètres supplémentaires sont nécessaires, à savoir les rigidités élastiques tangentielle et normale k_s^e et k_n^e respectivement.

Le modèle proposé par Dejong *et al.* (2006) s'écrit sous la forme suivante:

$$\sigma_{ni} = \sigma_{n0} - \Delta z k = \sigma_{n0} - \Delta z (4G/d) \quad \text{I-4}$$

avec :

σ_{ni} : contrainte normale à l'interface au cours du cisaillement ;

σ_{n0} : contrainte normale initiale à l'interface ;

Δz : déplacement normal de l'interface ;

k : rigidité normale élastique ;

G : module de cisaillement élastique ;

d : diamètre du pieu.

Les auteurs prennent en compte l'effet du chargement cyclique par la diminution de l'indice des vides due à la contractance. De ce fait, l'indice des vides s'écrit sous la forme suivante :

$$e_{sb} = \left(1 - \frac{\Delta z}{h_t}\right) (1 + e_0) - 1 \quad \text{I-5}$$

où :

e_{sb} : indice des vides compris entre l'indice des vides minimum et maximum ;

Δz : variation de l'épaisseur de la bande de cisaillement ;

h_t : épaisseur initiale de la bande de cisaillement ;

e_0 : indice des vides initial.

L'indice des vides au cycle N est :

$$e_{sb}(N) = e_{min} + (e_0 - e_{min})e^{-N/N_{char}} \quad I-6$$

avec :

e_{min} : indice des vides minimal

N_{char} : nombre de cycles correspondant au changement de la vitesse de densification.

Enfin la contrainte normale au cours du chargement cyclique est donnée sous la forme suivante :

$$\sigma_n = \sigma_{n0} - kh_t \frac{(e_0 - e_{min})(1 - e^{-N/N_{char}})}{(1 + e_0)} \quad I-7$$

Comme on le remarque, ce modèle comporte moins de paramètres (cinq paramètres) par rapport à celui de Mortara *et al.* (2010).

I.5.2 Modèles de calcul de pieux sous chargement cyclique

Comme pour les lois de dégradation, on présente dans cette partie quelques modèles de calcul de pieux sous sollicitations cycliques axiales. Plusieurs modèles ont été développés dans la littérature, on peut citer par exemple : Matlock et Foo (1980), Randolph (1989), Swinianski et Sawicki (1991), Chin et Poulos (1991)...Swinianski et Sawicki (1991) considèrent dans leur modèle un comportement élastique parfaitement plastique du sol de la zone très proche du pieu. Sous chargement cyclique, la rigidité ainsi que le frottement limite mobilisé se dégradent. Les équations constitutives du modèle sont les suivantes :

a) La fonction donnant les déformations volumiques plastiques en fonction du nombre de cycles et de l'amplitude des déformations cycliques est :

$$\Phi = C_1 \ln(1 + C_2 z) \quad I-8$$

$$z = \frac{1}{4} \gamma_c^2 N \quad I-9$$

avec :

Φ : potentiel de compactage ;

C_1, C_2 : coefficients déterminés expérimentalement (Sawicki et Swidzinski (1995)) ;

γ_c : amplitude de déformation cyclique ;

N : nombre de cycles de chargement ;

b) La diminution de la contrainte normale dans le cas de non variation de volume est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_0 = \frac{n_0}{(1 - n_0)k} \Phi \quad \text{I-10}$$

avec :

$\Delta\sigma_0$: diminution de la contrainte normale ;

n_0 : porosité initiale ;

k : module de compressibilité des grains solides.

Le modèle proposé par Randolph (1989) se compose de trois parties :

a) une partie élastique dont la rigidité est :

$$k = \frac{d\tau}{dw} = \frac{G}{\zeta r_0} \quad \text{I-11}$$

avec :

G : module de cisaillement élastique ;

ζ : coefficient dépendant de l'élanement (égale à 4 pour les pieux offshore) ;

r_0 : rayon du pieu.

b) La partie post-pic s'écrit sous la forme suivante :

$$\tau_f = \tau_p - 1,1(\tau_p - \tau_r) \left[1 - \exp \left\{ -2,4 \left(\frac{\Delta w}{\Delta w_{res}} \right)^\eta \right\} \right] \quad \text{I-12}$$

avec :

τ_f : frottement latéral ;

τ_p : frottement latéral au pic ;

τ_r : frottement latéral résiduel ;

Δw : déplacement par rapport au pic ;

Δw_{res} : déplacement résiduel ;

η : coefficient de forme.

c) La limite élastique au cours du chargement cyclique évolue sous la forme suivant :

$$\tau_y = \tau_{min} + 0,5(1 + \xi)(\tau_f - \tau_{min}) \quad \text{I-13}$$

I.5.3 Conclusions partielles

Les conclusions qui peuvent être tirées de cette partie sont les suivantes :

- 1- En ce qui concerne le frottement latéral, un nombre suffisant de modèles existe dans la littérature. Cependant, pour la résistance en pointe, quasiment aucun modèle n'a été proposé.
- 2- Le calcul d'un pieu sous chargement cyclique nécessite un nombre relativement important de paramètres.
- 3- Les modèles proposés ne prennent pas en compte le broyage des grains qui peut avoir lieu sous forte contrainte, comme on l'a vu précédemment.

I.6 CONCLUSIONS PRINCIPALES ET OBJECTIFS

Au travers de cette étude bibliographique, on peut dégager quelques conclusions principales sur lesquelles se base notre travail.

On a remarqué qu'un certain nombre de travaux ont été réalisés sur l'étude du comportement global des pieux sous sollicitations cycliques. En revanche, en ce qui concerne l'étude locale, qui permet de mieux comprendre les phénomènes de dégradation, des travaux ont été également réalisés mais à un nombre de cycles relativement petit (ne dépassant pas le millier). De plus, on ne trouve quasiment pas d'étude paramétrique complète permettant de mieux comprendre ces phénomènes. Par ailleurs, un nombre considérable d'essais d'interface ont été réalisés, ce qui permis d'étudier l'évolution des paramètres d'interface. Dans ce cadre, notre travail est axé sur plusieurs points. Le premier concerne une étude locale de l'interface sable-pieu à grand nombre de cycles (quelques dizaines de milliers) en réalisant une étude paramétrique complète. Cette étude paramétrique va nous permettre de fournir des lois d'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe afin de les introduire dans les modèles de calcul. On réalise également quelques essais de stabilité (à force contrôlée) en se basant sur les conclusions de l'étude locale. Enfin, on essaiera d'introduire les lois d'évolutions proposées dans des modèles de calcul simplifiés de pieux sous sollicitations cycliques et comparer les résultats à ceux obtenus dans les essais de stabilité.

Chapitre II Dispositif expérimental et procédure d'essai

II.1 INTRODUCTION

On a évoqué, dans le chapitre précédent, la problématique du comportement des pieux sous sollicitations cycliques axiales. Les différents auteurs mentionnés rapportent une dégradation du frottement latéral et de la résistance en pointe qui cause la rupture du pieu par accumulation plus ou moins importante du déplacement. Des essais sur site et au laboratoire sont indispensables pour mettre en évidence et quantifier ces dégradations. Sur site, les essais sont souvent coûteux et lourds à réaliser. On a présenté dans la partie bibliographique quelques essais *in situ* qui ont montré l'effet des sollicitations cycliques. Toutefois, la quantification des dégradations du frottement latéral et de la résistance en pointe nécessite des essais à déplacement contrôlé. De plus, comme on l'a vu dans le chapitre précédent, les essais ont été menés jusqu'à des nombres de cycles de l'ordre du millier. La poursuite du chargement *in situ*, au-delà de ce nombre de cycles, rend la tâche plus compliquée et plus coûteuse. Pour cela les essais en laboratoire sur modèle physique s'avèrent indispensables. Il existe principalement deux types d'essais envisageables au laboratoire : la chambre d'étalonnage et la centrifugeuse.

La centrifugeuse permet de tester les modèles réduits en macrogravité à nxg , g étant l'accélération de la pesanteur. Dans ce type de modélisation on passe par des lois de similitude qui permettent la réduction des dimensions de tout le système (sol-pieu) par le coefficient n . L'avantage dans ce type de modélisation est la simulation du système complet (tout le pieu), ce qui présente un intérêt remarquable. En revanche, en chambre d'étalonnage, on ne modélise qu'une tranche du sol à une profondeur donnée, sous paramètres réputés constants. Le dispositif utilisé dans nos essais est la chambre d'étalonnage que l'on va présenter dans ce chapitre, ainsi que le dispositif de reconstitution des massifs de sable et le matériau utilisé. La présentation porte sur une description générale de ces différents dispositifs, car cela a fait l'objet de plusieurs thèses (Dupla (1995), Francis (1997), Le Kouby (2003), ...) où l'on peut trouver plus de détails. Cependant, on présente une procédure d'essai bien détaillée et on met l'accent sur les améliorations techniques apportées.

II.2 DISPOSITIF EXPERIMENTAL

II.2.1 Chambre d'étalonnage

Le mot étalonnage vient du fait que, ce type de dispositif était à la base développé pour étalonner les sondes d'essais *in situ*, en particulier, le pénétromètre. Parmi les premiers travaux sur ce type de dispositif, on peut citer Bellotti *et al.* (1982). En France, il existe deux chambres d'étalonnage, la première a été développée à Grenoble au laboratoire 3S-R dans les années 70. La deuxième chambre d'étalonnage, celle de l'Unité de Recherche Navier (UR-Navier), équipe géotechnique (CERMES), a été développée dans le cadre d'une collaboration entre l'Université de Clarkson, l'Université de Louisiane et l'équipe géotechnique de l'UR-Navier (CERMES). D'abord utilisée dans le cadre de la thèse de Dupla (1995) pour une application au pressiomètre cyclique, le dispositif a été ensuite modifié et complété pour étudier le comportement de micropieux dans le cadre des thèses de Francis (1997), De Gennaro (1999), Le Kouby (2003) et plus récemment de Weinstein (2008). Le dispositif a été utilisé également dans le cadre de la thèse de Le Thiet (2005) pour étudier le processus de mise en place par vibrofonçage des pieux. La Figure II-1 montre un schéma d'ensemble du dispositif expérimental complet qui se compose des éléments suivants :

- 1- La chambre d'étalonnage proprement dite mobile en translation et en rotation sur deux rails de guidage.
- 2- Le bati quatre colonnes de fonçage et de chargement, équipé d'un vérin hydraulique de longue course et d'un servovérin hydraulique.

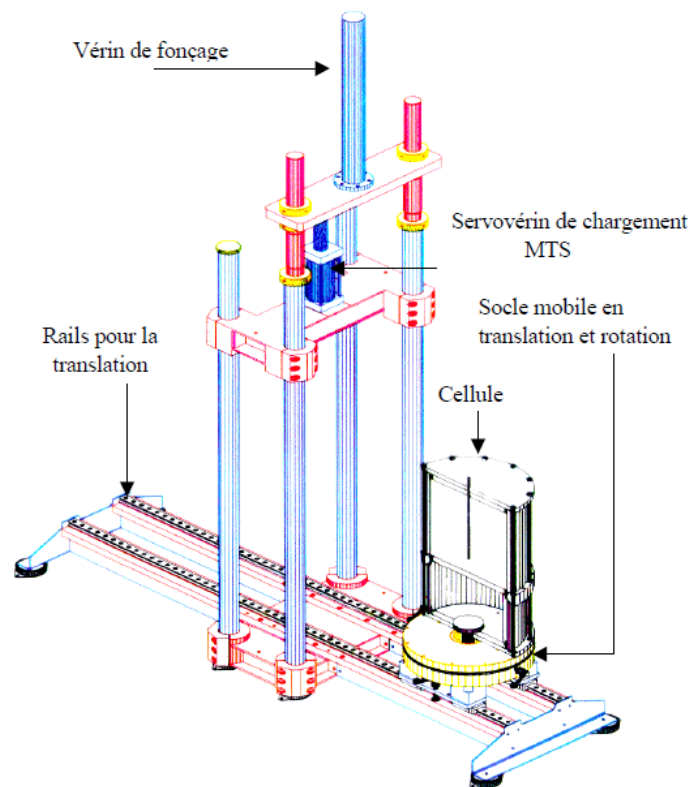


Figure II-1 Schéma fonctionnel de la chambre d'étalonnage du CERMES (Le Kouby (2003))

La chambre d'étalonnage proprement dite (Figure II-2) permet de reconstituer, par pluviation, des massifs de sols de 524 mm de diamètre et de 700 mm de haut. Elle se constitue principalement des éléments suivants :

- 1- Un piston inférieur, mobile en rotation et en translation sur des rails, permet l'application de la contrainte verticale.
- 2- Une cerce de confinement pour l'application de la contrainte horizontale, une membrane, une embase supérieure et un couvercle.

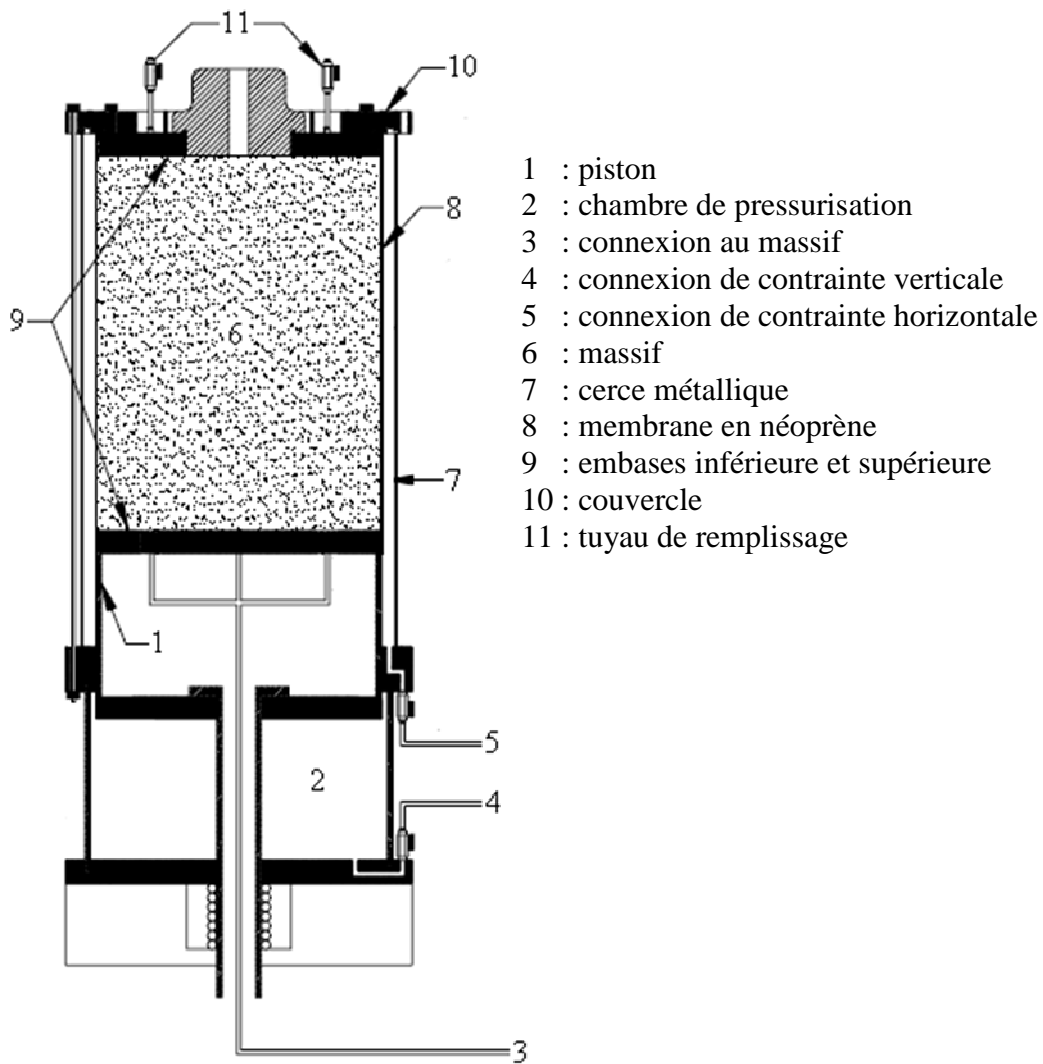


Figure II-2 Schéma de la chambre d'étalonnage

Le piston de pressurisation verticale (Figure II-3) a un diamètre de 524 mm et permet d'appliquer une contrainte verticale à la base du massif de sol. Cette application se fait par la mise sous pression de l'eau se trouvant dans une chambre cylindrique à l'aide d'une cellule



Figure II-3 *Vue du dispositif de pressurisation verticale sur rails de guidage*

Le massif de sol (sable en l'occurrence), reconstitué par pluviation sur le piston de pressurisation, est entouré d'une membrane en néoprène, et surmonté d'une embase supérieure. Le massif est fermé dans sa partie supérieure par : une embase supérieure, d'une épaisseur de 38 mm et dispose d'un trou central pour permettre le passage de la sonde ; et d'un couvercle, possédant également un trou central de diamètre supérieur à celui de l'embase supérieure. L'application de la contrainte horizontale se fait en pressurant l'eau contenue entre le massif de sable et l'enceinte de confinement.

La Figure II-4 montre une photo d'ensemble de la chambre d'étalonnage.



Figure II-4 *Vue d'ensemble de la chambre d'étalonnage*

II.2.2 Dispositif de chargement

Le dispositif de chargement, schématisé sur la Figure II-1, est monté sur un bâti quatre colonnes sur lequel sont fixés deux vérins : le premier, ayant une course importante, est utilisé pour la mise en place de la sonde-pieu ; et le second, composé d'un servovérin MTS, permet l'application du chargement monotone ou cyclique. Le bâti de chargement, sur lequel est fixé le servovérin MTS ainsi que le vérin de fonçage, est constitué de quatre colonnes en tube épais et de deux traverses. La première est fixée sur les quatre colonnes et porte le servovérin MTS. Le vérin de fonçage, quant à lui, est fixé sur une seconde traverse fixée sur une extension composée de deux colonnes. La position des traverses peut être ajustée selon les dimensions (hauteur) du massif et la longueur de la sonde.

La photo de la Figure II-5 montre le dispositif de chargement.



Figure II-5 *Photo du dispositif d'installation et de chargement*

II.2.3 La Sonde-Pieu

Dans la modélisation physique à $1g$ en chambre d'étalonnage, le pieu est modélisé par une sonde-pieu de diamètre plus faible que le diamètre d'un pieu réel, avec des rapports pouvant atteindre 50. Cette réduction de diamètre peut avoir des effets significatifs, notamment sur la valeur du frottement mesuré. Les problèmes liés aux effets de bord et aux effets de taille seront étudiés dans le chapitre suivant. Dans notre travail, deux sondes de diamètres différents ont été utilisées (20 et 36 mm). La sonde de $\Phi 20$ est instrumentée avec deux capteurs d'effort permettant de mesurer indépendamment la résistance en pointe et le frottement latéral local sur manchon. La sonde de $\Phi 36$ est conçue de manière analogue à la sonde de $\Phi 20$ avec, en plus de ces deux capteurs, un accéléromètre qui a été utilisé dans l'étude du processus de vibrofonçage. Pour la sonde $\Phi 20$, le manchon de frottement a une longueur de 20 cm et il est placé à 12 cm de la pointe. Pour la sonde $\Phi 36$, le manchon de frottement a une longueur plus petite (11 cm) mais il est placé à 24 cm de la pointe. Cette distance permet d'avoir des mesures découplées entre la résistance en pointe et le frottement latéral. La Figure II-6 montre un schéma montrant les différents éléments de la sonde 36 mm. La Figure II-7 montre une photo des deux sondes.



Figure II-6 Schéma simplifié de la sonde de 36mm

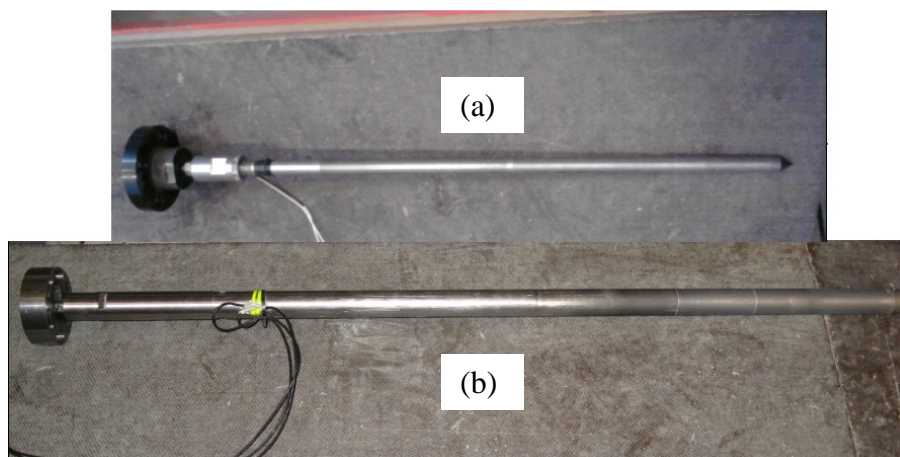


Figure II-7 Sonde-Pieu : (a) $\Phi 20$; (b) $\Phi 36$

II.2.3.1 Etalonnage des capteurs de la sonde

L'étalonnage des capteurs de la sonde est une étape très importante, car les mesures obtenues en dépendent. Un dispositif spécifique a été développé à cet effet. Le dispositif d'étalonnage du capteur de frottement et celui de la pointe est schématisé sur la Figure II-8. La procédure d'étalonnage consiste à mettre en place, autour du manchon de frottement, une pièce de serrage constituée de deux demi-coquilles en aluminium. Un plateau est ensuite suspendu par des tiges filetées visées sur la pièce de serrage. Après avoir monté le dispositif, on commence le chargement par palier en ajoutant des masses calibrées sur le plateau. Pour chaque palier de chargement, on enregistre le signal en volts du capteur de frottement. Le coefficient d'étalonnage est la pente de la droite moyenne donnant les charges appliquées en fonction des valeurs enregistrées en volts (kN/V). Pour le deuxième sens de chargement, on utilise la même procédure après avoir fait tourner la sonde. Pour l'étalonnage de la résistance en pointe, la procédure est plus simple. On place la sonde sous le servovérin et on applique par palier un chargement en tête par le servovérin, l'effort étant

alors entièrement repris par la pointe. Une photo du dispositif d'étalonnage du capteur de frottement est présentée sur la Figure II-9.

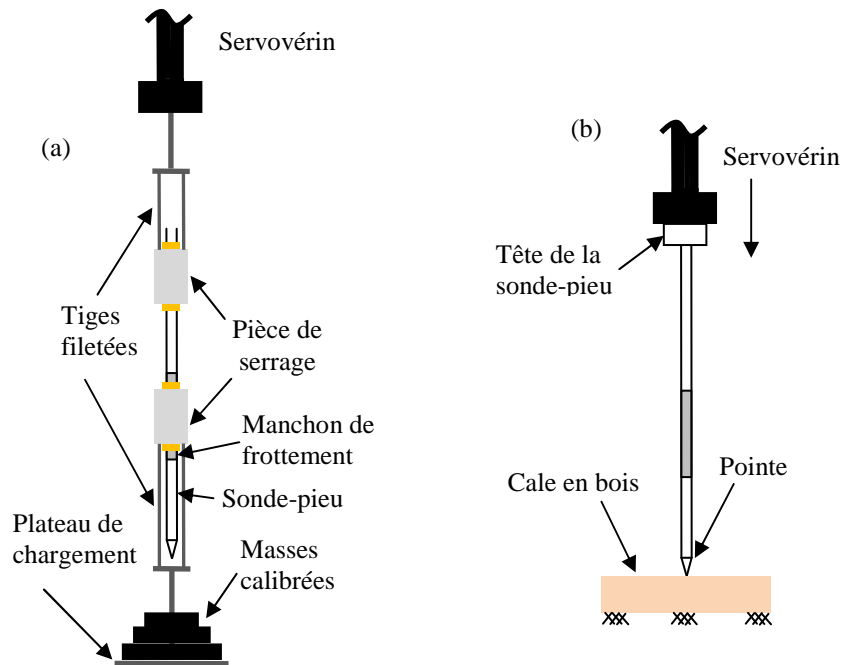


Figure II-8 Schéma du dispositif d'étalonnage des capteurs de la sonde-pieu : (a) frottement ; (b) pointe



Figure II-9 Dispositif d'étalonnage du capteur de frottement de la sonde

Afin de vérifier la présence ou non des hystérésis lors de l'étalonnage, on effectue un cycle de charge et de décharge. On présente sur la Figure II-10 la courbe d'étalonnage du capteur de pointe de la sonde 36 mm.

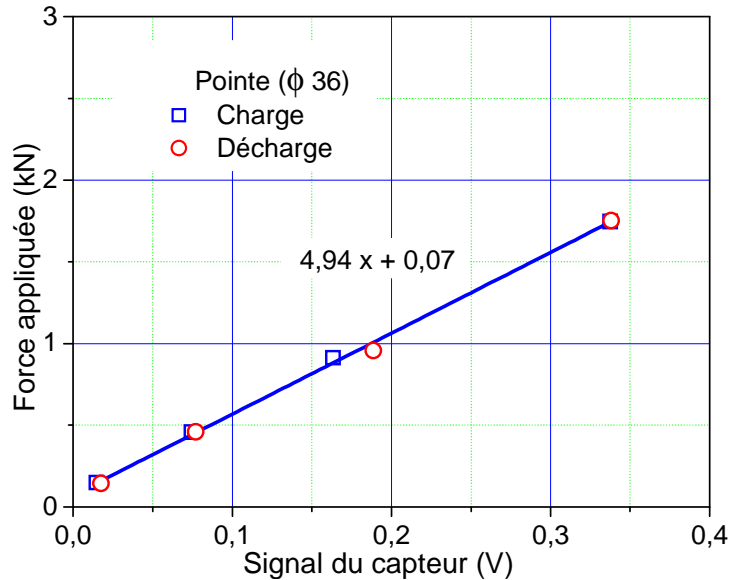


Figure II-10 Courbes d'étalonnage du capteur de pointe de la sonde $\Phi 36$

Les coefficients d'étalonnage relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe sont présentés dans le Tableau II-1 pour les deux sondes.

La capacité du capteur de frottement est de 5 kN pour la sonde $\Phi 36$ et de 4 kN pour la sonde $\Phi 20$ pour des surfaces de manchon de 124 cm^2 et 126 cm^2 respectivement. Pour le capteur de pointe, la capacité est de 20 kN pour la sonde $\Phi 36$ et 5 kN pour la sonde de $\Phi 20$.

Sonde	Pointe (kN/V)		Frottement (kN/V)	
	constructeur	mesuré	constructeur	mesuré
$\Phi 20$	24,60	19,67	567,0	570,0
$\Phi 36$	4,02	4,94	1,0	1,15*

Tableau II-1 Coefficients d'étalonnage des sondes $\Phi 20$ et $\Phi 36$

* Calculée à partir de l'essai moulé avec l'hypothèse d'uniformité du frottement latéral.

II.2.3.2 Rugosité des sondes

La rugosité de la surface latérale de la sonde et, en particulier, du manchon de frottement, est un élément très important à déterminer, car la valeur du frottement latéral mesurée en dépend directement. De plus, elle est indispensable pour l'interprétation du comportement (présence ou non du pic, dilatance/contractance...). On a mesuré, à l'aide d'un rugosimètre

électronique, mis à notre disposition par Fugro France et l'assistance du LCPC Paris, la rugosité des deux sondes à deux niveaux différents. Les photos de la Figure II-11 présentent le dispositif de mesure de la rugosité.

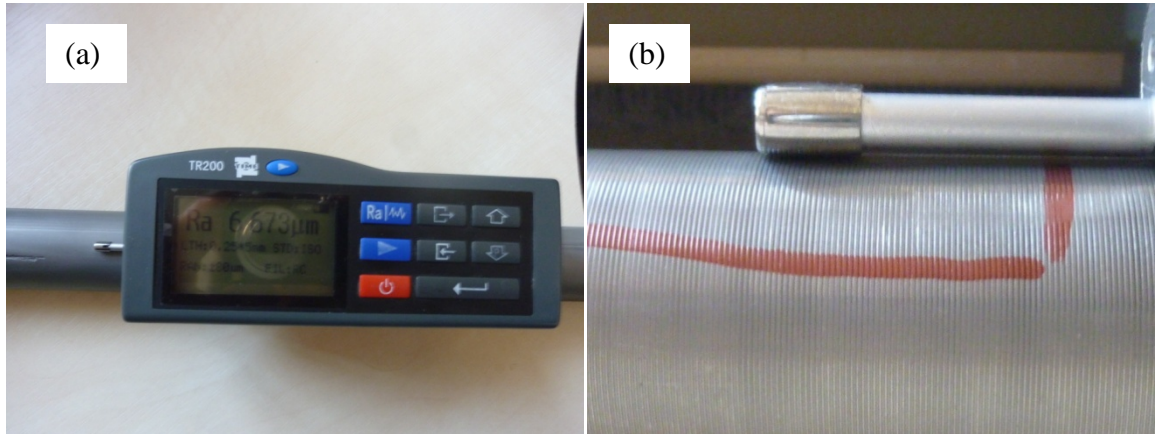


Figure II-11 *Mesure de la rugosité : (a) rugosimètre électronique ; (b) zoom sur l'endroit de mesure*

L'appareil donne deux valeurs de rugosité (rugosité maximale et moyenne). La rugosité maximale (R_z) correspond à la profondeur maximale des aspérités sur une distance 2,5 mm ; et la rugosité moyenne (R_a) qui est la moyenne arithmétique des rugosités maximales (R_z) sur la distance de mesure. Le schéma présenté sur la Figure II-12 montre la définition des deux rugosité selon Yoshimi et Kishida (1981). Dans la littérature, les auteurs utilisent en général la rugosité R_z (Desai *et al.* (1985), Uesugi et Kishida (1986)...).

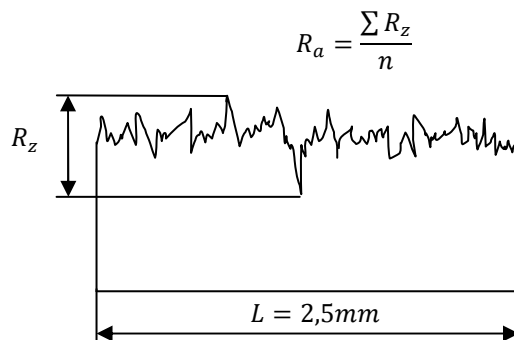


Figure II-12 *Définition de la rugosité moyenne et maximale*

Pour la sonde $\Phi 20$, on a mesuré la rugosité au niveau du manchon de frottement et dans la partie supérieure qui est théoriquement moins sollicitée et donc moins usée. Cependant, la partie supérieure de la sonde $\Phi 36$ est quasiment lisse, c'est pourquoi on a effectué, en plus de la mesure au niveau du manchon de frottement, une autre mesure dans partie inférieure (entre la pointe et le manchon de frottement) afin de comparer les deux valeurs. Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau II-2.

On remarque pour la sonde $\Phi 20$ que la rugosité mesurée dans la partie supérieure est bien supérieure à celle au niveau du manchon de frottement, ce qui montre son usure. En revanche, pour la sonde $\Phi 36$, on remarque que les deux valeurs mesurées sont proches.

$\Phi 20$ (L=2,5 mm)				$\Phi 36$ (L=2,5 mm)			
manchon		haut		manchon		près de la pointe	
$R_z(\mu\text{m})$	$R_a(\mu\text{m})$	$R_z(\mu\text{m})$	$R_a(\mu\text{m})$	$R_z(\mu\text{m})$	$R_a(\mu\text{m})$	$R_z(\mu\text{m})$	$R_a(\mu\text{m})$
36,20	9,26	103,0	27,12	34,22	11,19	39,66	11,67

Tableau II-2 Rugosités maximale et moyenne pour les deux sondes $\Phi 20$ et $\Phi 36$

Par ailleurs, la caractérisation de l'état de surface de l'interface se fait à l'aide de la rugosité relative (R_a) qui est le rapport entre la rugosité maximale (R_z) de la structure et la taille moyenne des grains de sable (d_{50}). Fioravante (2002) considère qu'à partir d'une rugosité relative de 0,1 la surface est totalement rugueuse ce qui est le cas de nos essais car la rugosité relative est d'environ 0,15.

II.2.4 Dispositif de pluviation

La préparation des massifs de sable à état de densité contrôlé se fait à l'aide d'un dispositif de pluviation (pluviateur). Il existe deux systèmes de pluviation : horizontale et verticale. Dans le cas de nos essais, on a utilisé la pluviation verticale. Les schémas présentés sur la Figure II-13 montrent le principe de la pluviation et les différents éléments constituant le pluviateur. On présente sur la Figure II-14 une vue du pluviateur du laboratoire Navier (Géotechnique).

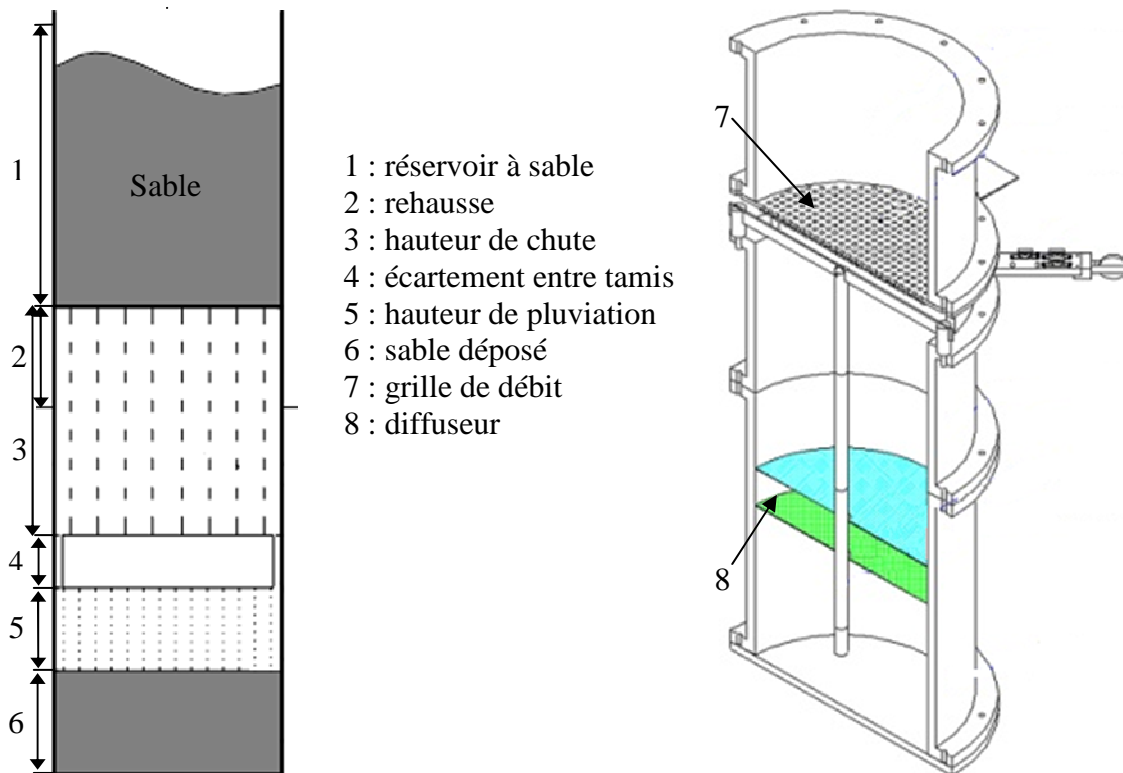


Figure II-13 Principe de la pluviation et éléments constituant le pluviateur (Dupla (1995))

Les paramètres susceptibles de contrôler la densité du massif reconstitué sont :

- 1- hauteur de sable dans le réservoir
- 2- débit massique
- 3- hauteur de chute
- 4- hauteur de pluviation
- 5- disposition et le nombre de tamis du diffuseur

Le principe de la procédure de reconstitution des massifs est de garder une hauteur de pluviation constante pendant tout le processus.

Hormis le premier paramètre, l'influence de tous les autres paramètres a été mise en évidence par différents travaux (Rad et Tumay (1987), Dupla (1995),...). Par ailleurs, on a remarqué dans nos essais que l'influence de la hauteur du sable dans le réservoir peut être significative, car la vitesse de déposition varie avec celle-ci. Cette variation est telle que, plus la hauteur du sable dans le réservoir est grande (début de la pluviation) plus la vitesse de déposition est élevée et inversement. Pour éviter ce problème, on a modifié la technique initiale de pluviation que l'on détaillera plus loin.

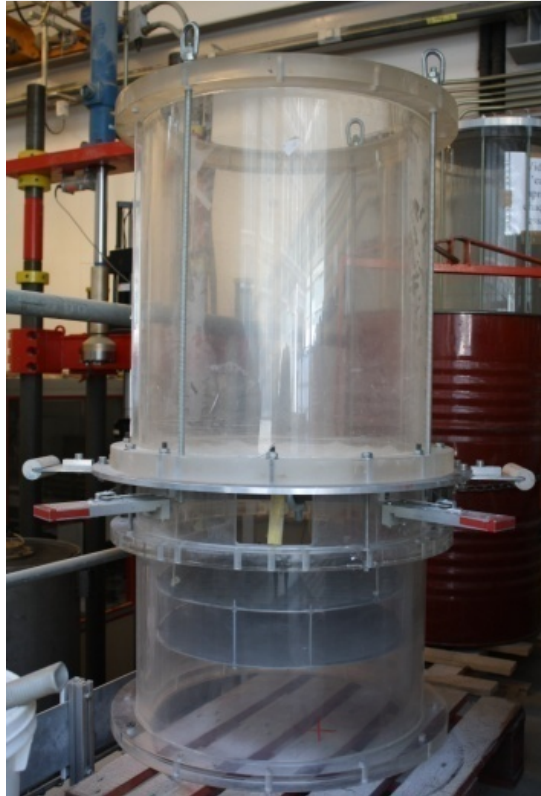


Figure II-14 Dispositif de pluviation du CERMES

II.3 MATERIAU UTILISE

On a utilisé dans tous nos essais le sable de Fontainebleau. Ce sable est largement utilisé par la communauté géotechnique française, car on connaît assez bien ses caractéristiques mécaniques et son comportement. Le sable de Fontainebleau est un sable essentiellement siliceux (>99%) constitué de grains sub-arrondis (Figure II-15). Les caractéristiques du sable de Fontainebleau sont présentées dans le Tableau II-3. On compare les résultats que l'on a obtenus et ceux de la société SIBELCO (anciennement SIFRACO). On remarque que les valeurs de l'indice des vides minimal sont comparables. Cependant, pour l'indice des vides maximal, on remarque tout de même une légère différence due à la difficulté de sa détermination (le sable étant dans l'état le plus lâche, donc très sensible à la moindre perturbation).

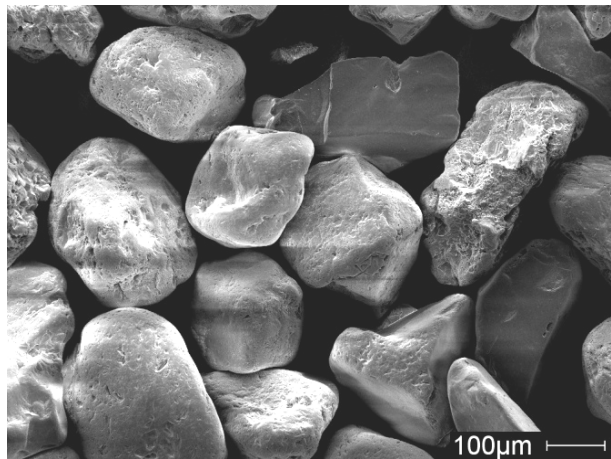


Figure II-15 Vue au microscope électronique à balayage du sable de Fontainebleau

	(mm)	e_{min}	e_{max}	(Mg/m ³)	C_u
Nos essais	0,23	0,545	0,858	2,65	1,60
SIBELCO	0,21	0,540	0,940	2,65	1,42

Tableau II-3 Caractéristiques du sable de Fontainebleau

Pour le calcul des densités, on a adopté un indice des vides minimal $e_{min} = 0,510$ et un indice des vides maximal $e_{max} = 0,882$ qui sont les valeurs retenues dans le projet SOLCYP. On a également réalisé une analyse granulométrique à l'aide d'un granulomètre laser. On compare sur la Figure II-16 la courbe granulométrique obtenue et celle fournie par la société SIBELCO, de Alvarado (2000) et de Andria-Ntoanina (2011). On remarque que les courbes sont proches ce qui valide la granulométrie laser.

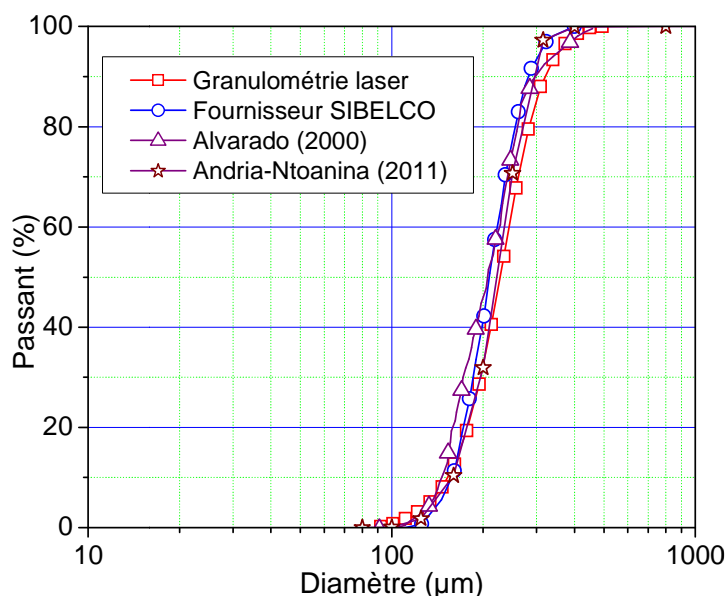


Figure II-16 Courbes granulométriques du sable de Fontainebleau NE34

II.4 PROCEDURE D'ESSAI

II.4.1 Procédure de reconstitution des massifs de sable

La reconstitution du massif de sable commence par le montage du moule en deux parties dont les étapes se résument dans les points suivants :

1- *Réglage de la hauteur du piston*

La première étape du montage du moule est le réglage de la hauteur du piston de pressurisation verticale, qui permettra par la suite d'obtenir la hauteur voulue du massif (700 mm). Le piston doit être réglé à 157 mm \pm 5 mm pour atteindre une hauteur du massif de 700 mm. Le réglage du piston se fait soit par l'application d'une légère pression d'eau (20 kPa). Après avoir réglé le piston, on ferme les robinets d'arrivée d'eau pour bloquer sa position.

2- *Mise en place de la membrane en néoprène et de la cale en bois*

La membrane est placée à une distance d'environ 6 cm de la limite supérieure du piston (juste sous les gorges). A cette étape, une deuxième membrane d'environ 15 cm de hauteur est placée sur le piston et pliée vers le bas. On met ensuite en place les deux joints toriques. On déplie ensuite légèrement la membrane de 15 cm jusqu'au niveau du joint supérieur. On positionne ensuite la cale en bois sur laquelle on pose le moule.

3- *Montage du moule*

Avant de poser la première demi-coquille du moule, on s'assure que la membrane ne déborde pas du piston au risque de la pincer. Une fois la première partie du moule posée sur la cale en bois poussée contre le piston en vérifiant toujours qu'il n'y a pas de débordement de la membrane, on met en place, de la même façon, la deuxième demi-coquille. Enfin, on solidarise les deux parties par les quatre vis de chaque côté.

4- *Application du vide*

Après le serrage du moule, on rabat la membrane contre le moule sur sa partie extérieure. Pour plaquer la membrane, on applique le vide à l'aide de la pompe à vide en branchant le circuit sur les deux parties du moule.

5- *Prise des dimensions*

Avant de positionner le pluviateur sur le moule, on prend les dimensions du moule (trois mesures verticales et deux sur le diamètre à l'aide d'un mètre ruban. Ces mesures permettent par la suite de calculer la masse volumique sèche du massif avant démoulage. Dans le cas des massifs lâches, on peut avoir une différence plus ou moins importante entre la masse volumique avant et après démoulage.

6- *Positionnement du pluviateur*

La manutention et le positionnement du pluviateur doivent être faits avec soin, car celui-ci est constitué d'éléments fragiles (plexiglas). Avant de positionner le pluviateur, il faut positionner les tamis du diffuseur à la hauteur de pluviation fixée.

La Figure II-17 montre les différentes étapes du montage du moule.



Figure II-17 Différentes étapes du montage du moule

7- Pluviation

Avant de commencer la pluviation, il faut tout d'abord connaître les paramètres à mettre en œuvre à savoir le débit massique (nombre et diamètre des trous) et la hauteur de pluviation.

Pour le dispositif utilisé, on a étalonné, avec la technique classique de pluviation, le système en remplissant le réservoir à sable et en faisant varier le débit massique tout en gardant une hauteur de pluviation de 10 cm. La masse volumique en fonction de l'intensité de déposition est présentée sur la Figure II-18. Pour rappel, l'intensité de déposition est un débit massique par unité de surfacique et par unité de temps (Dupla (1995)).

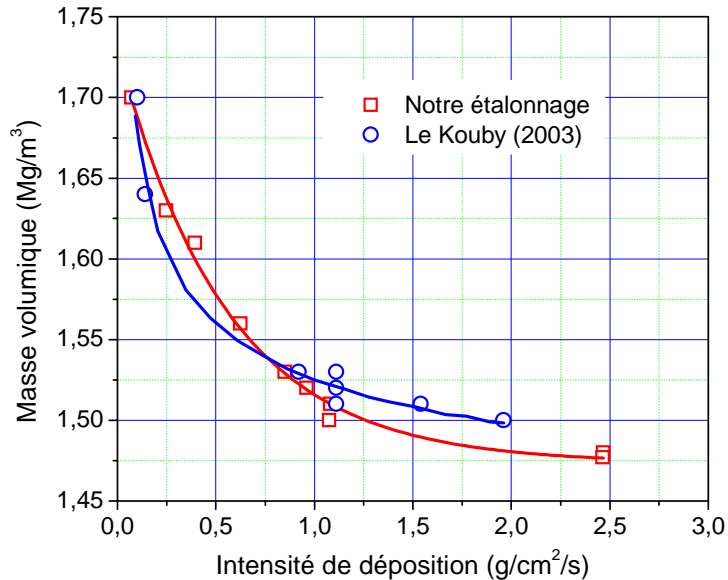


Figure II-18 Etalonnage du pluviateur pour le sable de Fontainebleau NE34

Une modification a été apportée à la méthode de pluviation classiquement utilisée. Au lieu de faire un remplissage initial complet du réservoir à sable, cette modification consiste à maintenir une hauteur dans le réservoir d'environ 10 cm à l'aide d'un tube plongeur. On présente sur le schéma de la Figure II-19 le principe de la nouvelle technique comparée à celle classiquement utilisée. Comme on peut le remarquer, avec l'ancienne technique la vitesse de déposition diminue au cours de la pluviation à cause de la variation du poids du sable dans le réservoir ce qui rend difficile d'assurer une hauteur de pluviation constante sur toute la hauteur du massif. En revanche, avec la nouvelle technique on assure l'alimentation en permanence du sable dans le réservoir selon le débit utilisé, ce qui permet d'assurer un régime permanent et de minimiser l'effet de la hauteur du sable dans le réservoir et par conséquent d'améliorer l'homogénéité (cf. ci-après).

On montre sur la photo de la Figure II-20 le dispositif de pluviation avec l'utilisation de la nouvelle technique.

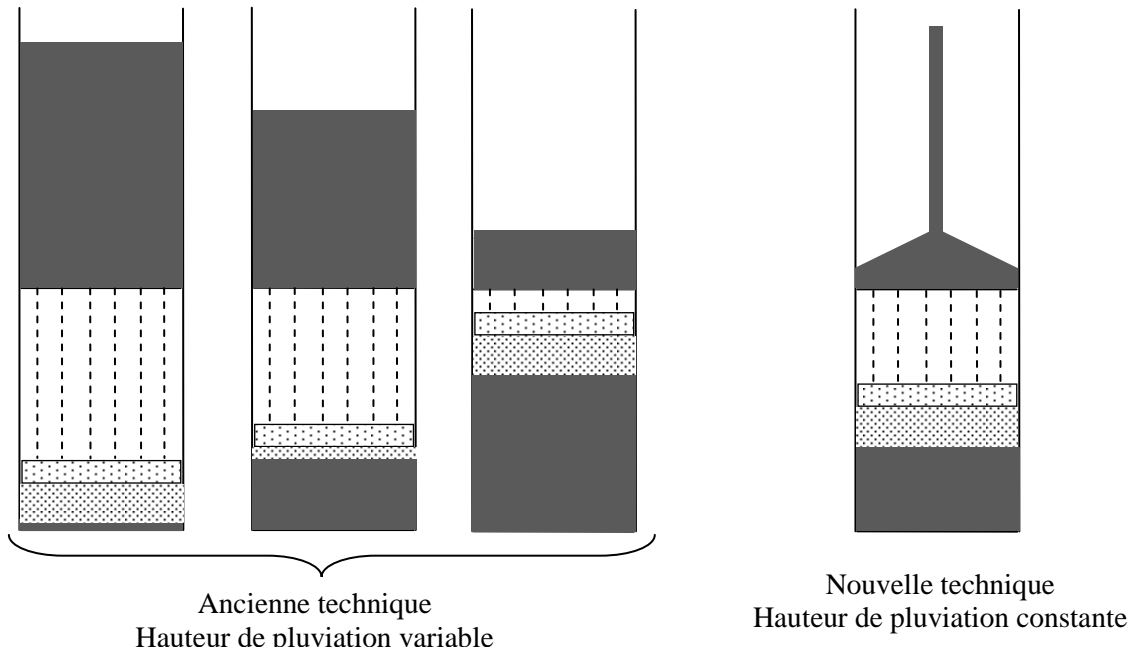


Figure II-19 Schéma descriptif de l'ancienne et la nouvelle technique

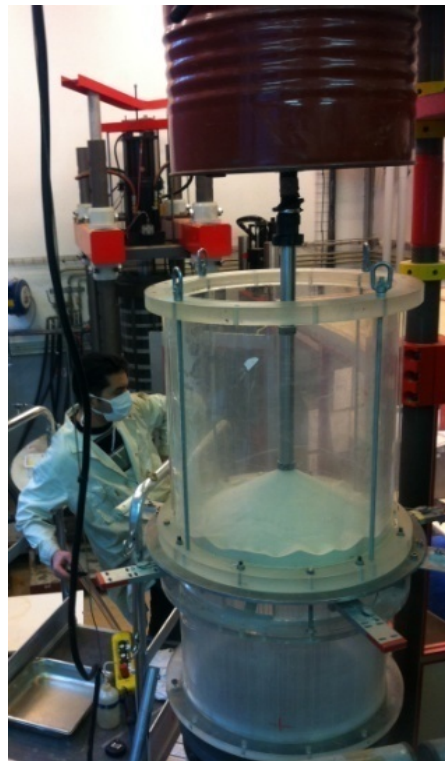


Figure II-20 Dispositif de pluviométrie et utilisation de la nouvelle technique

Pour vérifier l'amélioration de l'homogénéité de cette nouvelle méthode par rapport à l'ancienne, on présente sur la Figure II-21 la résistance en pointe mobilisée au cours du fonçage. On remarque que pour la première technique, la résistance en pointe augmente rapidement jusqu'à environ 100 mm, mais continue de croître quasi-linéairement jusqu'à 500

mm. Cette augmentation rend compte d'un problème d'homogénéité de la densité avec la profondeur. En effet, plusieurs auteurs ont montré l'influence de la hauteur de pluviation sur la masse volumique obtenue (Vaid et Negussey (1984), Rad et Tumay (1987), Benahmed (2001),...). En revanche, avec la nouvelle technique, on remarque l'obtention d'un palier très net entre 100 et 400 mm de fonçage, ce qui correspond à la partie centrale de la chambre, qui rend compte d'une bonne homogénéité. Enfin, on remarque que pour les dix derniers centimètres, la courbe remonte légèrement à cause de l'effet du fond de la cuve.

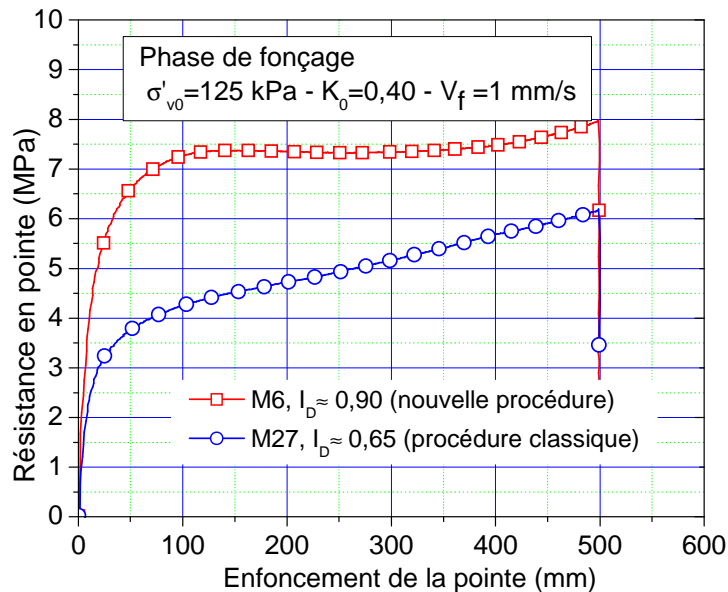


Figure II-21 Comparaison de l'homogénéité du massif pour les deux méthodes de pluviation

II.4.2 Mise sous contrainte du massif

Une fois la pluviation terminée, on procède à l'arasage de la surface supérieure du massif pour avoir une surface plane. Puis on procède aux étapes suivantes :

1. On met en place l'embase supérieure.
2. On rabat la membrane contre l'embase supérieure, on met en place les joints toriques et on applique le vide à l'intérieur du massif.
3. Lorsque le vide atteint 60 kPa, on procède au démoulage.
4. Après le démoulage, on prend les dimensions du massif. On mesure la hauteur totale (massif, embase supérieure et piston). Connaissant la hauteur du piston et l'épaisseur de l'embase supérieure, on peut déterminer la hauteur exacte du massif. Pour le diamètre, on mesure la circonférence à trois niveaux (haut, milieu et bas), on détermine alors le diamètre en retranchant l'épaisseur de la membrane. Ce volume est utilisé dans le calcul de l'indice de densité initiale du massif.
5. On met en place la cerce métallique et le couvercle.

6. On met en place ensuite les tirants. Pour plaquer l'embase supérieure contre le couvercle, on applique une contrainte verticale de 40 kPa dans le piston.
7. La dernière étape du montage est le remplissage de l'espace annulaire d'eau. On peut alors appliquer les contraintes horizontale et verticale avec un rapport K_0 de 0,40.

La Figure II-22 montre les différentes étapes de montage du dispositif.



Figure II-22 Différentes étapes de montage du dispositif

II.4.3 Procédure d'installation et de chargement de la sonde-pieu

Avant de mettre en place la sonde dans le massif, on fait la lecture des « zéros » des capteurs de la sonde (pointe, frottement latéral et servovérin). Les étapes de la mise en place de la sonde sont listées ci-dessous :

1. mise en place de la pièce de guidage en téflon dans le trou central de l'embase supérieure, puis mise en place de la sonde.
2. avant de lancer le fonçage, on vérifie la verticalité de la sonde avec un niveau à bulle.
3. on fait le contact entre la sonde et le vérin de fonçage, on lance l'acquisition puis le fonçage à une vitesse constante de 1mm/s.

Les étapes du chargement de la sonde-pieu sont listées ci-dessous :

1. une fois le fonçage terminé, on relève le vérin de fonçage et on pousse la chambre d'étalonnage (massif et sonde) sous le servovérin.
2. on retire la pièce en téflon.
3. on lance l'acquisition puis on fait le contact entre la sonde et le servovérin.
4. on fixe alors la pièce d'accrochage sur la partie supérieure de la sonde
5. on lance d'abord l'acquisition des données, et ensuite l'essai de chargement via le logiciel MPT de MTS.

Les photos présentées sur la Figure II-23 montrent la phase de fonçage ainsi que la phase de chargement.

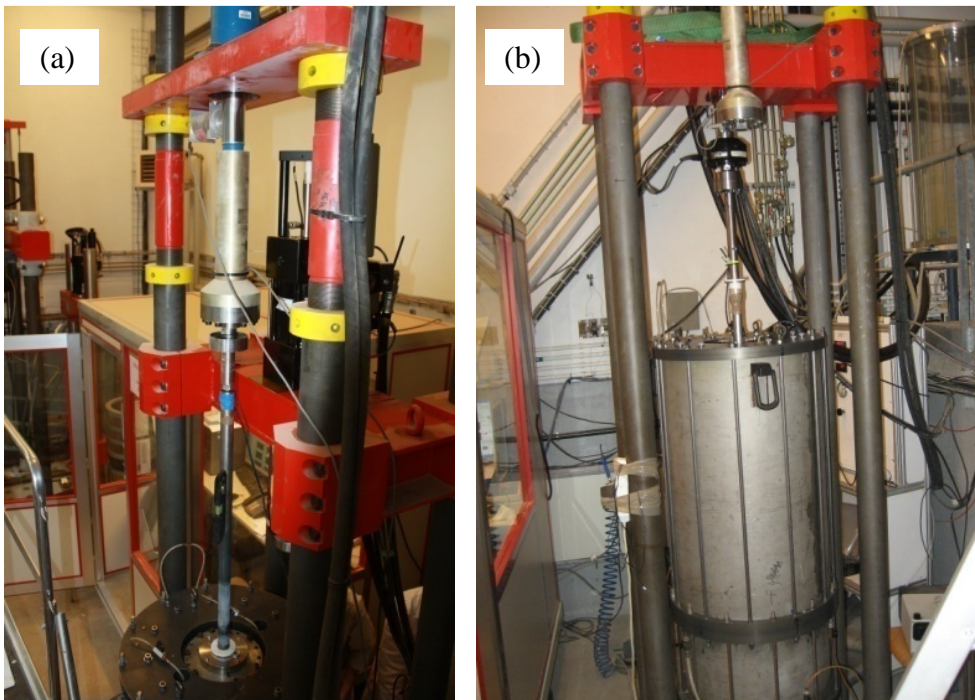


Figure II-23 Phase de : (a) mise en place ; (b) chargement

On présente, dans les chapitres III et V, des schémas des procédures des chargements utilisées pour chaque type d'essai (à déplacement ou à force contrôlée). On note que pour l'acquisition cyclique, on a développé un nouveau programme qui permet de réaliser une acquisition logarithmique ce qui diminue considérablement la taille des fichiers et le temps de traitement des données.

II.4.4 Procédure de démontage de l'essai

La procédure de démontage se résume dans les points suivants :

1. on commence d'abord par désolidariser la sonde pieu du servovérin et on pousse l'ensemble sur les rails à l'extérieur du bâti de chargement.
2. on baisse la contrainte horizontale à environ 30 kPa et la contrainte verticale à 40 kPa.
3. dans la procédure classique, on retire la sonde par le pont roulant. On présente dans le chapitre suivant une technique qui permet de garder en place la sonde et de retirer le couvercle et l'embase supérieure afin de récupérer le sable autour de la sonde.
4. on ferme le trou central de l'embase supérieure et on applique le vide à l'intérieur du massif.
5. on vide l'eau se trouvant entre la cerce de confinement et le massif.
6. on retire les tirants, le couvercle et l'embase supérieure.
7. on vide le sable en le pesant pour le calcul de la masse volumique.

8. on retire la cerce métallique et enfin la membrane en néoprène.

Les photos de la Figure II-24 montrent la dernière étape du démontage (vidange et pesage du sable) avec deux procédures différentes (la sonde est retirée ou laissée en place).



Figure II-24 *Vidange et pesage du sable en fin d'essai*

Chapitre III Essai typique, études préalables

On a vu, dans la partie bibliographique, que le comportement de l'interface peut être approché à partir d'essais de cisaillement direct d'interface à rigidité normale contrôlée. Dans le but de mieux comprendre le comportement des pieux sous chargement cyclique, notamment à grands nombres de cycles de faible amplitude, on a réalisé un programme d'essais à déplacement contrôlé. Ce type d'essai est le mieux adapté pour l'étude de l'interface, et plus particulièrement pour étudier le phénomène de dégradation du frottement latéral sous chargement cyclique. On présentera, dans un premier temps, un essai typique où l'on détaillera le comportement observé lors des différentes phases de chargement (monotone et cyclique). Ensuite, on étudiera l'influence de la fréquence, car c'est un paramètre qu'il faut se fixer pour rester dans le domaine quasi-statique, qui est la problématique de notre travail, mais également pour réaliser un grand nombre de cycles dans un temps raisonnable. Pour cela on a réalisé des essais à différentes fréquences allant de 0,01 Hz à 2 Hz dans des massifs de sable de faible densité (état lâche, $I_D=0,40$), une contrainte de consolidation faible ($\sigma'_{v0}=125$ kPa, $\sigma'_{h0}=50$ kPa) et une amplitude moyenne du déplacement cyclique $\rho_c=\pm 0,25$ mm. Sans faire une étude exhaustive de tous les paramètres significatifs influençant le comportement de l'interface, ce qui est l'objet du chapitre suivant (chapitre IV), on présente dans ce chapitre des études préalables sur l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe à grand nombre de cycles. Pour cela, on présente tout d'abord un essai typique, pour lequel l'on détaille les différents comportements observés. Pour vérifier la validité de nos résultats, on présente un essai de répétabilité. On présente ensuite l'influence de quelques paramètres préliminaires qui sont la profondeur de fonçage et la fréquence de sollicitation. Pour essayer de répondre aux différentes questions posées, on étudie l'influence ponctuelle de différents paramètres pouvant apporter des éclairages. On étudie en particulier l'effet du mode d'installation, en comparant deux modes de mise en place (pieu refoulant et non refoulant). Un aspect important dans la modélisation physique en chambre d'étalonnage, que l'on va étudier, est l'effet des dimensions du modèle, en comparant deux modèles de pieu de diamètres différents.

Le programme correspondant aux essais réalisés est présenté dans le Tableau III-1.

Massifs	I_D	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{h0} (kPa)	f (Hz)	N	ρ_c (mm)	Observations
M1	0,40	125	50	1	100 000	$\pm 0,25$	
M2	0,37	125	50	2	100 000	$\pm 0,25$	
M3	0,37	125	50	0,5	100 000	$\pm 0,25$	
M4	0,37	125	50	0,1	25 000	$\pm 0,25$	
M5	0,40	125	50	0,01	1000	$\pm 0,25$	
M6	0,89	125	50	1	100 000	$\pm 0,25$	fonçage 500 mm
M7	0,88	125	50	1	100 000	$\pm 0,25$	fonçage 630 mm
M8	0,92	250	100	1	100 000	$\pm 0,25$	
M9	0,89	250	100	1	100 000	$\pm 0,25$	essai de répétabilité
M10	0,90	375	150	1	100 000	$\pm 0,5$	
M11	0,89	125	50	1	100 000	$\pm 0,5$	$\Phi 20$
M12	0,86	375	150	1	100 000		
M13	0,88	375	150	1	100 000	$\pm 0,5$	moulé
M14	0,90	125	50	1	100000	$\pm 0,5$	

Tableau III-1 Programme des essais réalisés

III.1 RESULTATS D'UN ESSAI TYPIQUE

Avant de procéder à l'analyse détaillée de différents aspects relatifs au comportement de l'interface, on analyse ci-après en détail les résultats d'un essai typique lors des différentes phases de chargement ainsi que la phase d'installation par fonçage. L'essai est réalisé pour un indice de densité élevé ($I_D \approx 0,90$), sous faible contrainte de consolidation ($\sigma'_{v0} = 125$ kPa, $\sigma'_{h0} = 50$ kPa) et une amplitude de déplacement de $\pm 0,25$ mm (Massif M6). Après installation par fonçage quasi-statique à une vitesse de 1 mm/s, on procède aux phases successives de chargements monotones et cycliques. Ces phases sont représentées de manière schématique sur la Figure III-1. Le choix des vitesses de chargements sera donné plus loin.

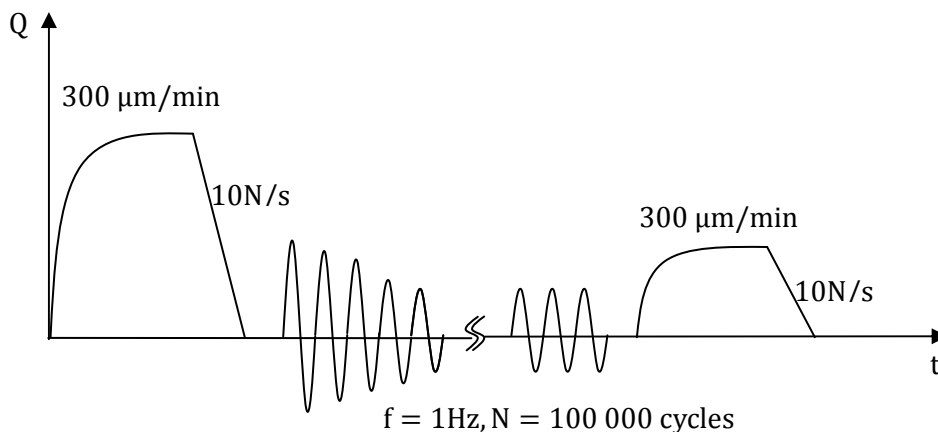


Figure III-1 Représentation schématique des différentes phases de chargement après installation

III.1.1 Phase d'installation par fonçage

L'installation de la sonde est effectuée par fonçage quasi-statique à une vitesse de 1 mm/s jusqu'à une profondeur de 500 mm. Au cours de cette phase, on mesure la résistance en pointe, le frottement latéral et l'effort en tête. La Figure III-2 présente les courbes obtenues au cours de cette phase de fonçage.

On remarque une augmentation de la résistance en pointe jusqu'à une profondeur de 150 mm puis une stabilisation jusqu'à 400 mm, traduisant l'homogénéité du massif. La légère augmentation observée entre 400 mm et 500 mm est due à l'effet du fond de la cuve. Le frottement latéral, quant à lui, reste nul jusqu'à 240 mm. En effet, le manchon de frottement à cette profondeur n'est pas encore rentré dans le massif. Ensuite, il augmente progressivement jusqu'à 500 mm avec une amorce de stabilisation en fin d'essai. A cet enfoncement, le niveau supérieur du manchon de frottement est situé à une profondeur de 150 mm ; celle-ci correspond à la même profondeur de stabilisation de la résistance en pointe. Cela montre que le champ de contraintes à partir de cette profondeur devient plus ou moins uniforme.

Afin de confirmer l'amorce de stabilisation, on a réalisé un essai sur un autre massif avec une profondeur de fonçage plus importante (630 mm). La Figure III-3 présente le frottement latéral et la résistance en pointe mobilisés. On remarque, effectivement, que le frottement se stabilise bien à partir d'un déplacement de 500 mm. Quant à la résistance en pointe, elle augmente sensiblement, ce qui confirme l'effet du fond de la cuve. En effet à ce niveau, la distance qui sépare la pointe du fond n'est que de 70 mm (environ deux fois le diamètre de la sonde). Cette augmentation peut également s'expliquer par un éventuel problème d'homogénéité de densité dans ce massif.

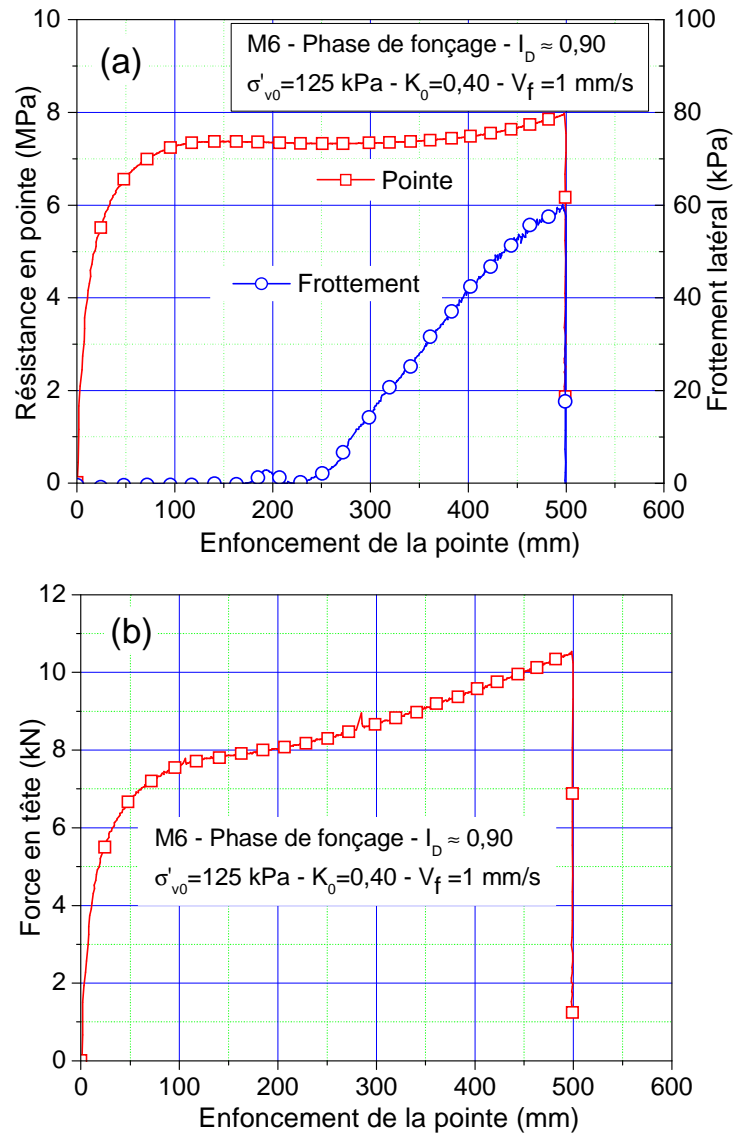


Figure III-2 Courbes de fonçage : (a) résistance en pointe et frottement latéral ; (b) effort en tête

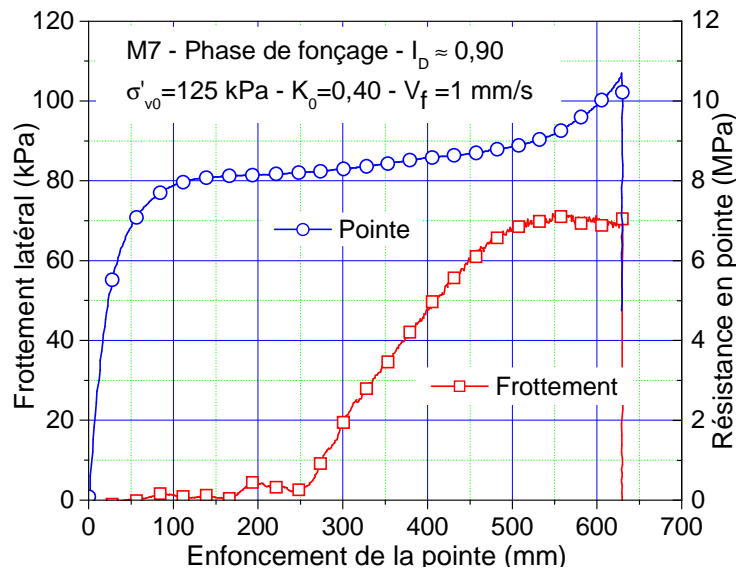


Figure III-3 Résistance en pointe et frottement latéral (fonçage 630 mm)

III.1.2 Phase de chargement monotone initial

Après avoir mis en place la sonde, on effectue un chargement monotone initial quasi-statique afin de mesurer les caractéristiques de rupture (résistance de pointe et frottement latéral) avant le chargement cyclique. Le chargement est réalisé à déplacement contrôlé jusqu'à un déplacement de 7 mm, à une vitesse de 300 $\mu\text{m}/\text{min}$. On a choisi cette valeur de vitesse de chargement afin de minimiser l'influence de celle-ci sur la valeur du frottement latéral mobilisé (De Gennaro (1999), Le Kouby (2003)). Enfin, on effectue un déchargement à force contrôlée à une vitesse de 30 N/s jusqu'à une valeur de la force en tête d'environ 10 N. Les résultats sont présentés sur la Figure III-4.

Pour le frottement latéral, on remarque une augmentation assez rapide jusqu'à environ 70 kPa pour un enfoncement de l'ordre de 1 mm, suivie d'une légère diminution (radoucissement) jusqu'à 63 kPa à 7 mm d'enfoncement. Ce comportement est typique des sables denses et des contraintes de consolidation relativement faibles (le sable est dilatant). En effet, le sable à l'interface sol-structure étant initialement dense, lors du cisaillement, les grains ont tendance à s'éloigner les uns des autres (désenchevêtrement), ce qui fait augmenter la contrainte normale à l'interface. Après un déplacement plus important, les grains de sable se réarrangent, ce qui induit une diminution de la contrainte normale et de l'angle de frottement. Le taux de dilatance dépend de l'état de densité, de la contrainte normale initiale, mais aussi de la rugosité relative R_r . Fioravante (2002) considère qu'à partir d'une rugosité relative de 0,10 la surface peut être considérée comme parfaitement rugueuse, ce qui est le cas de nos essais (cf. II.2.2.2). La valeur du frottement latéral mobilisé est comparable à celle obtenue par Foray *et al.* (1998) avec une sonde du type pénétromètre statique (CPT) de 45 mm mis en place par battage dans le sable d'Hostun RF de taille moyenne ($d_{50}=0,32$ mm). Avec toutes les réserves qui peuvent exister quant à la rugosité relative, la taille de sonde, on retrouve une valeur de frottement latéral comparable à celle trouvée dans nos essais (environ 50 kPa). De plus, sachant que le frottement latéral donné par les auteurs est une valeur moyenne sur la hauteur de la sonde, la valeur locale doit être un peu supérieure.

En ce qui concerne la résistance en pointe, celle-ci augmente rapidement jusqu'à 1 mm pour atteindre une valeur de 6 MPa ; ensuite, le taux d'augmentation diminue jusqu'à 2 mm correspondant à 7 MPa. À ce déplacement, la résistance en pointe est mobilisée totalement. Finalement, elle augmente légèrement jusqu'à 7,5 MPa à 7 mm. Cette augmentation serait due à l'effet du fond de la cuve. En comparant la résistance de pointe mobilisée dans notre essai avec les travaux de Baldi *et al.* (1982), on observe une différence significative (environ 12 MPa pour les auteurs et 7,5 MPa pour notre essai. Cette différence est due à l'effet de bord que l'on détaillera plus loin en III.5. Enfin, pour l'effort en tête, la valeur mobilisée augmente rapidement jusqu'à un déplacement de 1 mm correspondant à la mobilisation

totale du frottement latéral et une grande partie de la résistance en pointe ; pour ce déplacement, l'effort en tête est environ 9 kN (90 % de la capacité portante ou de l'effort limite). Ensuite, dans la deuxième phase (de 1 à 2 mm), la force continue à augmenter, mais à une vitesse beaucoup plus faible que la première phase. En effet, à 2 mm d'enfoncement, l'effort est environ de 10 kN pour ensuite se stabiliser jusqu'à 7 mm. Si l'on compare le déplacement correspondant à la rupture qui est environ de 2 mm avec le critère généralement utilisé dans la littérature (10 % du diamètre du pieu), on trouve tout de même une différence relativement importante. Cette différence s'explique par l'effet de bord que l'on a évoqué ci-avant. Afin de montrer la validité des mesures réalisées, on compare la force mesurée en tête (capteur MTS) à celle obtenue en faisant la somme de la résistance en pointe multipliée par la section de la sonde et en intégrant le frottement latéral local sur une hauteur de 308 mm. Cette longueur correspond à la distance entre la pointe et la limite haute du manchon de frottement. En effet, c'est sur cette partie de la sonde que la rugosité est importante, sur le reste la sonde le frottement est très faible, car la sonde est quasiment lisse. On retrouve quasiment la même courbe que celle obtenue avec le capteur MTS. Cela montre que les mesures locales sont satisfaisantes.

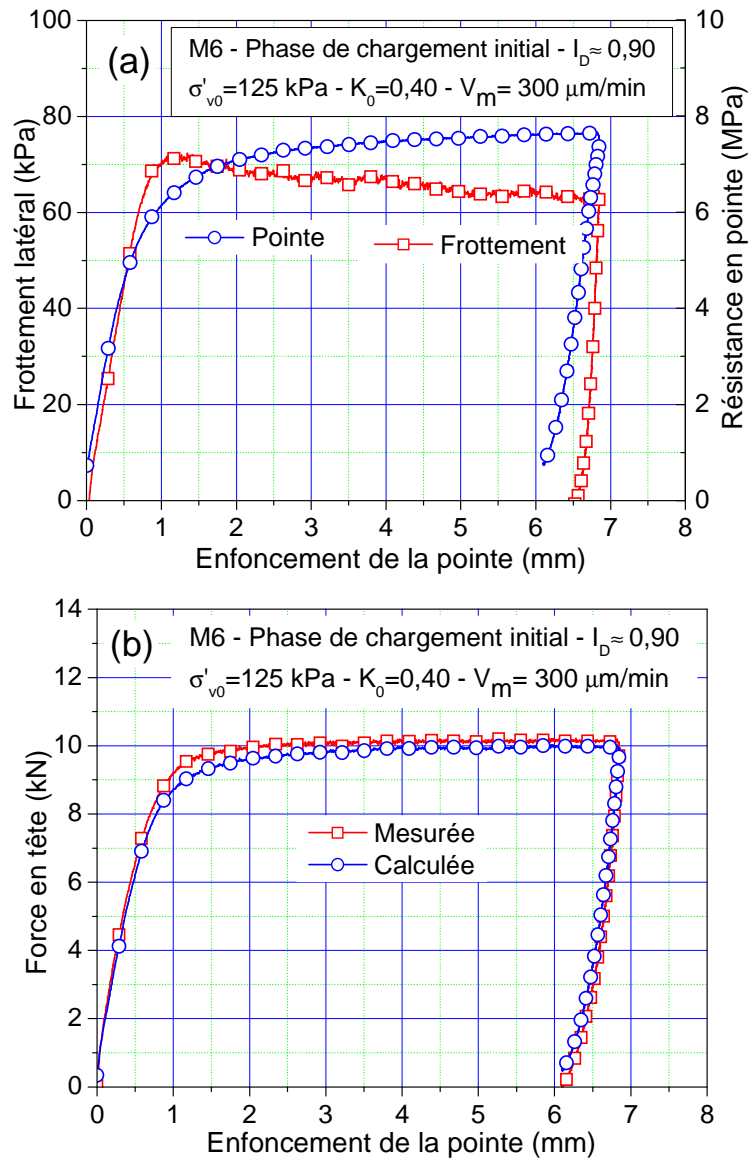


Figure III-4 Efforts mobilisés lors du chargement monotone initial : (a) frottement latéral et résistance en pointe ; (b) effort en tête

III.1.3 Phase de chargement cyclique

Après avoir déchargé complètement la sonde, on réalise un chargement cyclique alterné à déplacement contrôlé d'amplitude de 0,25 mm ($\pm 0,25$ mm) à une fréquence de 1 Hz. On présente sur la Figure III-5 le déplacement mesuré en tête lors du chargement cyclique. On remarque que la consigne en déplacement est bien respectée et correspond au signal enregistré en tête.

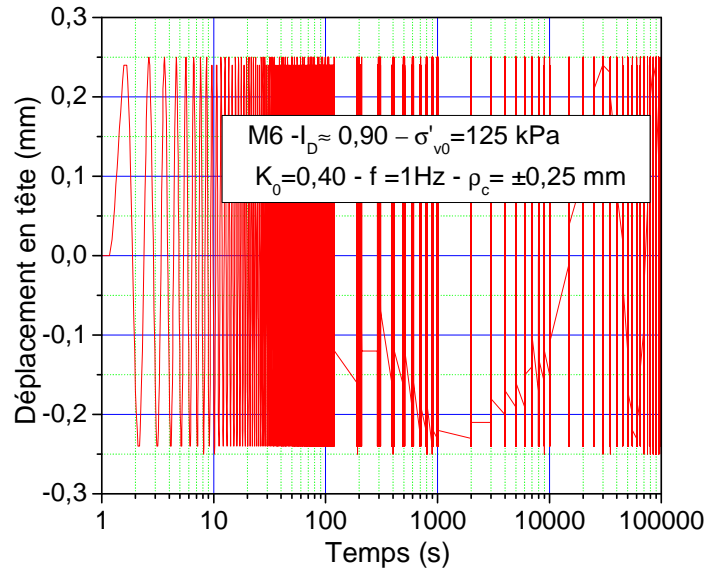


Figure III-5 Déplacement mesuré en tête lors du chargement cyclique

Les résultats en termes de frottement latéral, de résistance en pointe et d'effort en tête en fonction du temps sont présentés sur la Figure III-6.

En ce qui concerne le frottement latéral, on remarque qu'à $t=0$, la valeur est négative. Ce résultat correspond à une valeur résiduelle après le déchargement monotone, elle est due au fait que le sol au fond du massif continue à pousser vers le haut (contraintes résiduelles sous la pointe). En effet, comme la force en tête est nulle, cette résistance en pointe résiduelle se trouve alors équilibrée par une valeur résiduelle du frottement latéral, mais qui reste tout de même faible, car les contraintes de consolidation sont faibles. Lors des dix premiers cycles, on constate un renforcement du frottement latéral en compression, alors que pour la traction, le frottement reste quasiment constant. Ce renforcement serait le résultat de deux phénomènes ; le premier est une redistribution des surcontraintes autour de la sonde créées à la suite du fonçage, et le deuxième est une densification du sable à l'interface. Vu que l'amplitude du déplacement est relativement faible, c'est donc le premier phénomène qui est prédominant. Al-Douri (1992) et Le Kouby (2003) ont obtenu la même évolution à faible déplacement. On détaillera cette interprétation plus loin, lorsque l'on étudiera l'influence du mode d'installation. Jardine *et al.* (2006) ont observé une augmentation du frottement latéral limite avec le temps sur des pieux testés sur un site sableux à Dunkerque dans le nord de la France. Les auteurs attribuent cette augmentation à plusieurs paramètres, en particulier à l'augmentation de la contrainte normale agissant sur le fût avec le temps. Ceci serait similaire à ce que l'on a évoqué précédemment, sauf que, dans notre cas, la redistribution de la contrainte normale est accélérée avec le chargement cyclique.

Toujours en terme de frottement latéral, après la phase du renforcement, on remarque une diminution progressive des valeurs positives jusqu'à 3000 cycles suivie à nouveau d'un

renforcement jusqu'à 100 000 cycles. En ce qui concerne la partie négative, le frottement continue à augmenter, mais plus rapidement jusqu'à 100 cycles avant de se dégrader jusqu'à 3000 cycles. Cette phase a été observée par différents auteurs tels que Al-Douri (1992), Chin et Poulos (1996) et Le Kouby (2003)...La diminution serait due à une densification de l'interface induisant une diminution de la contrainte normale (Chan et Hanna (1980), Poulos (1989)). Dans la suite, on va quantifier cette dégradation et la comparer avec les résultats de la littérature. Enfin, après la phase de dégradation, on remarque l'apparition d'une troisième phase, qui elle, n'a pas été observée dans la littérature et pour cause, les auteurs n'ayant quasiment jamais réalisé de grands nombres de cycles à déplacement contrôlé. En effet, la plupart des essais ne dépasse pas 1000 cycles (cf. I.3). Ce renforcement est attribué à la dilatance empêchée (Schlosser et Guilloux (1981)) après une forte densification de l'interface à grand nombre de cycles. Cette interprétation sera détaillée par la suite.

En ce qui concerne la résistance en pointe, on remarque une très légère augmentation entre le premier et le deuxième cycle, suivie d'une forte diminution jusqu'à 1000 cycles. Celle-ci est accompagnée d'une diminution de la valeur résiduelle pour s'annuler à 10 cycles. Comme pour le frottement latéral, cette forte diminution (jusqu'à 1000 cycles) serait due à une densification du sol sous la pointe. En revanche, pour le renforcement, l'interprétation est différente, il s'agit là des grains de sable qui s'intercalent sous la pointe lors de la phase d'extension (l'amplitude cyclique est supérieure à la taille moyenne des grains). Cela conduit à un compactage très important de la zone sous la pointe et très certainement à un broyage des grains et à une production de fines. Comme l'essai est réalisé à déplacement contrôlé, la résistance en pointe augmente progressivement et semble se stabiliser à grand nombre de cycles. Cette stabilisation serait liée à la formation d'un écran empêchant la poursuite de l'intercalation des grains de sable sous la pointe. En effet, on a pu constater à la fin de l'essai, lors du démontage, la formation d'un bulbe de matériau très fin sous la pointe.

Enfin pour la force en tête, on observe globalement les mêmes évolutions que sur les courbes locales à savoir un renforcement au début jusqu'au troisième cycle, suivi d'une forte dégradation jusqu'à 3000 cycles et enfin un renforcement jusqu'à 100 000 cycles. Comme pour le chargement monotone initial, on a calculé la force en tête à partir de la résistance en pointe et du frottement latéral, le résultat est comparé à la force en tête mesurée. On remarque que l'on obtient quasiment la même courbe. Cependant, les amplitudes obtenues par le calcul sont plus faibles lors des 3000 premiers cycles. Ceci serait probablement dû à l'hypothèse relative à la distribution du frottement latéral le long du fût.

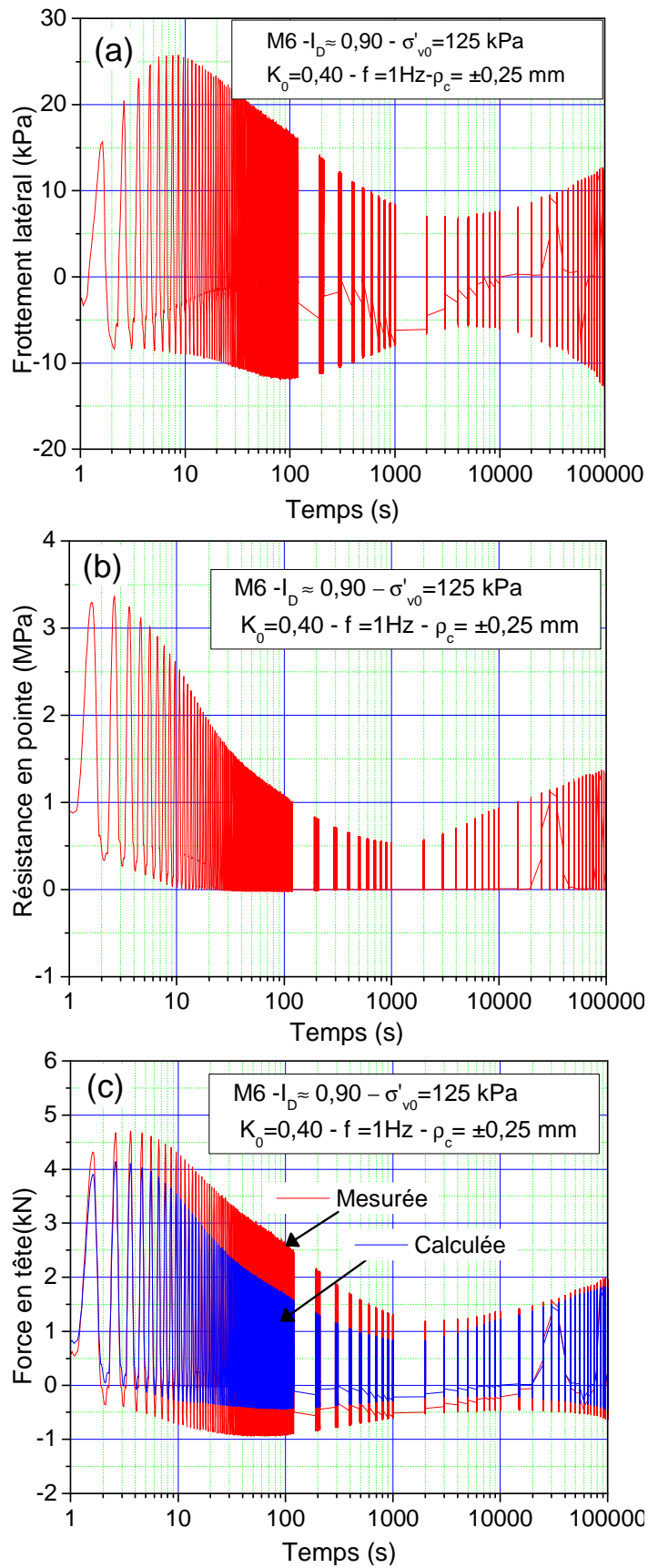


Figure III-6 Réponse de la sonde-pieu observée au cours du chargement cyclique en termes de: (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe ; (c) effort en tête

On présente sur la Figure III-7 l'évolution des contraintes verticale et horizontale appliquées au massif au cours du chargement cyclique. Ces contraintes sont censées être maintenues constantes au cours de l'essai. Néanmoins, on constate que la contrainte horizontale diminue d'environ 1,5 kPa à 10 cycles, qui correspond au nombre de cycles où l'on a le renforcement maximal en frottement latéral. Bien que cette diminution soit trop faible pour expliquer l'évolution du frottement latéral, elle traduit néanmoins la densification de l'interface. Cette diminution est bien sûr liée au système d'application des pressions (cellule air-eau) qui, à cette fréquence, n'arrive pas à suivre la diminution de la contrainte radiale afin de la maintenir constante.

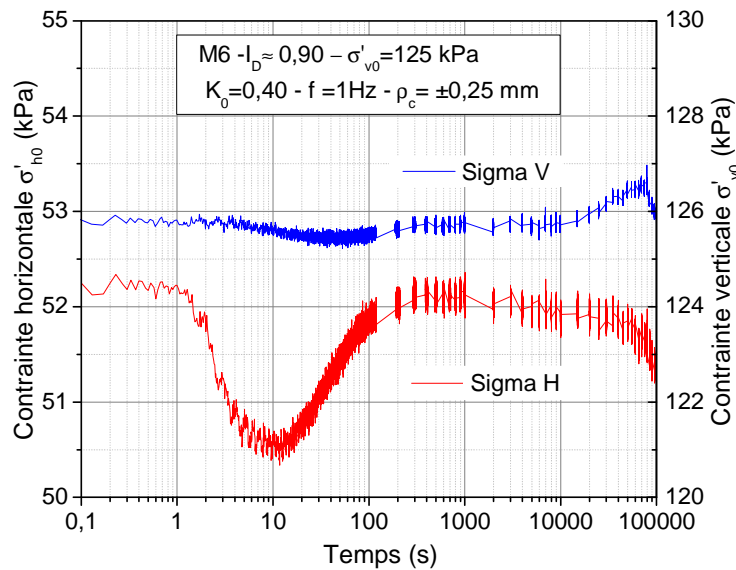


Figure III-7 Contraintes horizontale et verticale appliquées au massif

Après avoir analysé globalement les évolutions du frottement latéral, de la résistance en pointe et de l'effort en tête, on va maintenant analyser de plus près les évolutions et surtout la forme des courbes locales afin de mieux appréhender le comportement. La Figure III-8 présente, en plus des courbes de mobilisation du frottement latéral pour le premier et le dernier cycle (1 et 100 000), celles des cycles 7 et 4000 correspondants aux valeurs caractéristiques entre les phases successives de renforcement et de dégradation : le renforcement initial maximum est atteint au cycle 7 et la dégradation maximale au cycle 4000.

Outre les évolutions que l'on a décrites précédemment en termes de renforcement et de dégradation, on remarque que, pour les premiers cycles (de 1 à 100), la forme des boucles n'est pas symétrique, c'est-à-dire que le frottement mobilisé en enfoncement est supérieur à celui mobilisé en arrachement. En effet, ce phénomène a été largement observé et étudié

dans la littérature (Mokrani (1991), De Nicola et Randolph (1993), Foray *et al.* (1998)...). D'après Foray *et al.* (1998) cette différence peut être attribuée au frottement résiduel qui apparaît après la phase de battage du pieu, mais aussi aux dimensions du pieu. Par exemple, dans le cas d'un pieu court la différence serait plus importante. Brucy *et al.* (1991) ont testé deux pieux de 70 et 324 mm à Dunkerque en France. Le pieu est un tube ouvert à la base, instrumenté le long du fût pour mesurer le frottement latéral à différents niveaux. Le grand pieu a été mis en place par battage. Après calcul, les auteurs montrent que le frottement mobilisé en enfoncement est comparable à celui mesuré en arrachement. Cela confirme le fait que la différence entre le frottement en enfoncement et en arrachement observée sur les pieux battus fermés en pointe est due à l'effet de la pointe comme dans le cas de notre essai. On remarque également qu'à grand nombre de cycles (100 000 cycles) lorsque la résistance en pointe diminue, les courbes de frottement deviennent symétriques, c'est-à-dire que le frottement en enfoncement est quasiment égal au frottement en arrachement. Là aussi, on confirme l'effet de la pointe sur la dissymétrie des courbes de frottement. Cette dissymétrie des courbes peut également s'expliquer par le fait que, lors du fonçage, la structure du sol autour de la sonde est orientée dans le sens de l'enfoncement. Cela conduit à une mobilisation plus rapide du frottement latéral en enfoncement qu'en arrachement. Un deuxième point important est la forme des courbes, on constate, à grand nombre de cycles, une forte non linéarité des courbes et un resserrement autour de l'axe des abscisses. Cela serait dû à la réduction, voire l'annulation, de la contrainte normale à l'interface (analogie avec les essais d'interface présentés en I.4) et éventuellement à la forme de la mobilisation de l'angle de frottement à l'interface.

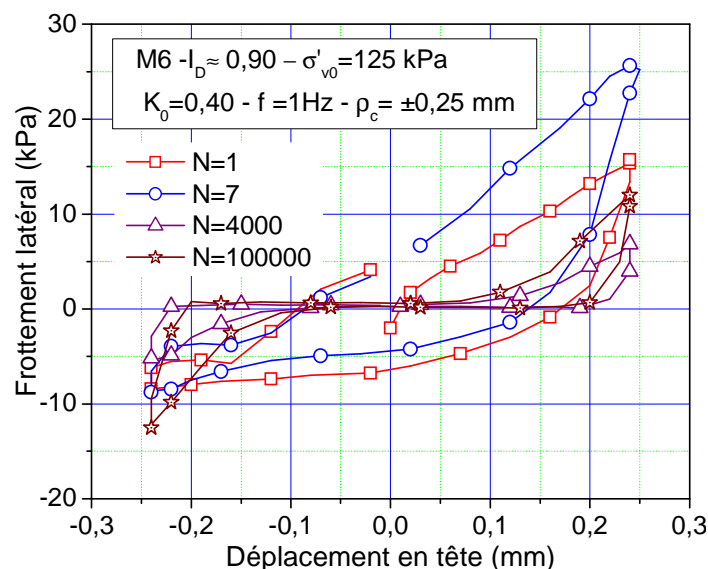


Figure III-8 Mobilisation du frottement latéral local en fonction du déplacement

On remarque le même phénomène sur les essais de Mortara *et al.* (2007) présentés sur la Figure III-9. Sur la Figure III-10, on remarque qu'à l'inversion de la direction du chargement, le coefficient de frottement présente une singularité autour de l'axe des abscisses au moment de l'inversion du sens de déplacement, mais il n'est pas aussi important que ce que l'on observe dans notre essai. Par ailleurs, Foray *et al.* (2010) ont montré que la contrainte normale devient très faible, mais qu'elle ne s'annule pas (1.4). On peut alors dire que l'annulation du frottement latéral à l'inversion du signe est due à la fois à une mobilisation moins raide de l'angle de frottement et à la réduction très importante de la contrainte normale à l'interface.

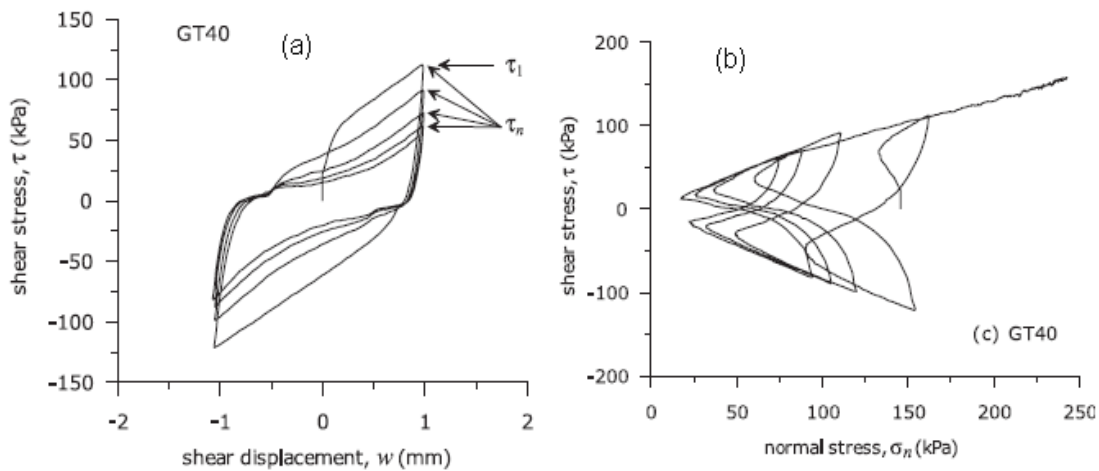


Figure III-9 Résistance au frottement en fonction : (a) du déplacement cyclique ; (b) de la contrainte normale (Mortara *et al.* (2007))

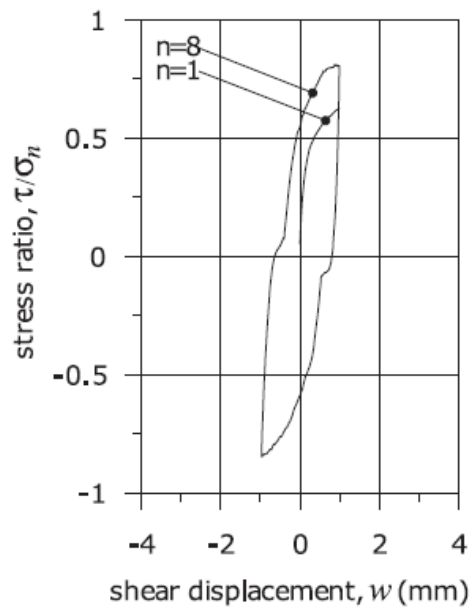


Figure III-10 Coefficient de frottement au cours du chargement cyclique (Mortara *et al.* (2007))

Pour la résistance en pointe, présentée sur la Figure III-11, on remarque que la valeur résiduelle diminue de plus en plus pour finalement s'annuler au centième cycle, c'est-à-dire, dès que l'on passe en arrachement la résistance en pointe est nulle, donc la pointe se « détache » du sol. Quant à la forme des courbes, contrairement au frottement latéral, on ne remarque pas de changement significatif.

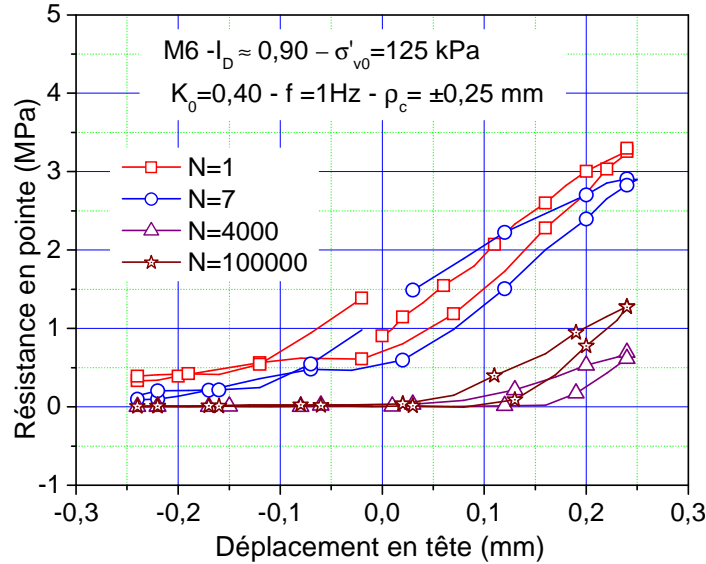


Figure III-11 Mobilisation de la résistance en pointe en fonction de l'enfoncement

Afin de synthétiser les évolutions des efforts locaux et de l'effort en tête, et compte tenu des résultats présentés précédemment, on définit un coefficient d'évolution que l'on notera C_e . Par rapport à la littérature, où l'évaluation de la dégradation du frottement latéral se fait par le coefficient de dégradation D_τ défini dans le chapitre I ((Al-Douri (1992), Chin et Poulos (1996)...), le coefficient d'évolution C_e est défini par le rapport entre la différence de la valeur maximale et minimale de la résistance mesurée (frottement latéral ou résistance en pointe) pour un cycle donné sur la même grandeur, correspondant au premier cycle. Cette définition permet de tenir compte non seulement de l'évolution des efforts dans les deux sens (enfoncement et arrachement), mais aussi, et c'est le plus important, de s'affranchir du problème de la valeur résiduelle. En effet, on a vu précédemment que la valeur résiduelle (tant en frottement latéral qu'en résistance en pointe) diminue en fonction du nombre de cycles ; si on utilise alors la même définition que celle de la littérature, cela correspondrait à une dégradation ce qui n'est pas le cas.

$$C_{e,f} = \frac{f_{s,\max}(i) - f_{s,\min}(i)}{f_{s,\max}(1) - f_{s,\min}(1)} \quad \text{III-1}$$

avec:

$C_{e,f}$: coefficient d'évolution du frottement latéral.

$f_{s,\max(1)}, f_{s,\min(1)}$: frottement latéral maximal et minimal mesurés au cycle 1.

$f_{s,\max(i)}, f_{s,\min(i)}$: frottement latéral maximal et minimal mesurés au cycle i .

Les coefficients d'évolution relatifs à la résistance en pointe et à l'effort en tête sont définis de la même façon et sont notés respectivement $C_{e,q}$ et $C_{e,F}$. Dans cette phase de chargement, une comparaison directe de nos résultats avec ceux de la littérature est quasiment impossible. En effet, les auteurs utilisent en général le facteur de dégradation D_τ . Néanmoins, on peut faire une comparaison de l'effet des cycles sur l'évolution du frottement latéral limite post-cyclique, car, théoriquement, les deux facteurs (à petit et à grand déplacement) sont proches. Pour expliquer cela, on montre sur la Figure III-12 une représentation schématique du frottement latéral mobilisé avant et après chargement cyclique. Les courbes de synthèse des évolutions de la résistance en pointe, du frottement latéral et de l'effort en tête en fonction du nombre de cycles sont présentées sur la Figure III-13. Le Kouby (2003) a réalisé des essais à déplacement contrôlé sur le modèle de pieu, le sable et le dispositif présentés en I.3.1. L'auteur a trouvé, avec un déplacement cyclique de $\pm 0,125$ mm, un renforcement de 1,2 observé après 50 cycles contre 1,3 obtenu dans notre essai. Là aussi, cette comparaison est plus qualitative, car les paramètres d'essai ne sont pas exactement les mêmes (l'état de densité, le diamètre du pieu et le déplacement cyclique), néanmoins, le renforcement trouvé dans notre essai est comparable à celui de Le Kouby (2003). En effet, la différence peut être expliquée par la différence de densité, car, comme on l'a évoqué précédemment, ce renforcement serait essentiellement dû à une redistribution des surcontraintes autour du pieu, qui est fortement modifié après le fonçage. De plus, la définition du coefficient d'évolution est différente, si l'on fait le rapport uniquement du frottement en compression on trouve un renforcement de 1,23 ce qui correspond au résultat de Le Kouby (2003). Faute d'essais dans la littérature à grand nombre de cycles, on ne peut pas comparer la dégradation en fonction du nombre de cycles avec le même déplacement cyclique appliqué lors de notre essai ($\pm 0,25$ mm). Toutefois, la dégradation maximale obtenue par Le Kouby (2003) est de 0,4, mais avec des déplacements cycliques plus importants ce qui est comparable à notre résultat qui est de 0,5.

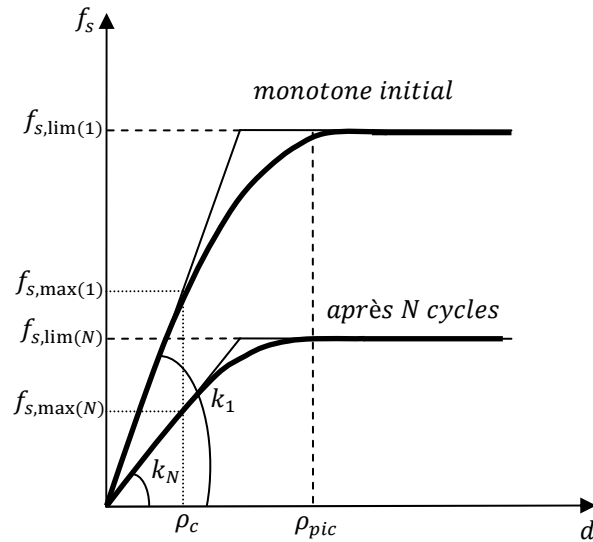


Figure III-12 Représentation schématique du frottement latéral mobilisé avant et après chargement cyclique

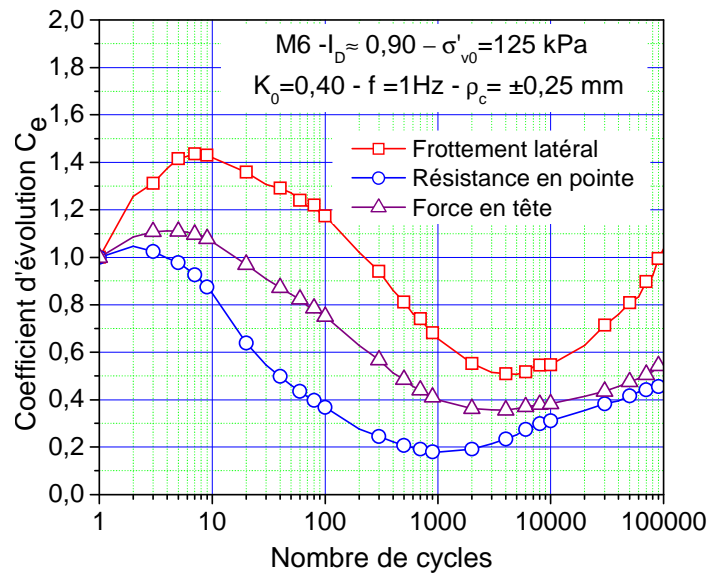


Figure III-13 Coefficients d'évolution C_e correspondant au frottement latéral, à la résistance en pointe et à l'effort en tête

III.1.4 Phase de chargement monotone final

Après le chargement cyclique, on procède au chargement monotone final. Comme mentionné précédemment, le chargement est effectué à déplacement contrôlé à une vitesse de $300 \mu\text{m}/\text{min}$ jusqu'à 7 mm suivi d'un déchargement à force contrôlée jusqu'à annuler la force en tête. Ainsi, on peut évaluer l'effet du chargement cyclique sur le frottement latéral et la résistance en pointe, les résultats sont présentés sur Figure III-14.

On observe une mobilisation assez rapide du frottement latéral jusqu'à un déplacement de 1,75 mm pour atteindre une valeur de 87 kPa, et l'apparition d'un pic très marqué. Ensuite, une diminution très rapide jusqu'à 62 kPa, phase de radoucissement, pour un déplacement de 2,5 mm suivie d'une stabilisation jusqu'à 7 mm. Le pic traduit une forte dilatance due à une forte densification du sable autour de la sonde et à une augmentation de l'angle de frottement à l'interface comme montré par Desai *et al.* (1985). En effet, ces auteurs ont montré que l'angle de frottement limite peut atteindre 43° pendant le chargement cyclique. Le même résultat a été observé par Uesugi et Kishida (1986) (I.4.3). Evgin et Fakharian (1996) lors d'essais d'interface monotones à rigidité normale contrôlée (analogie avec le comportement de l'interface du pieu (I.4.1)) ont montré que la contrainte normale diminue légèrement au début (contractance), puis augmente fortement pour se stabiliser à grand déplacement. Yang *et al.* (2010) ont trouvé, à partir d'essais de cisaillement direct, un angle de frottement résiduel à l'interface égal à 32,8°. Si on fait l'hypothèse que cela correspond à l'angle de frottement limite mobilisé à l'interface (palier) dans notre cas, et que l'angle de frottement au pic est égal à 43° (Desai *et al.* (1985)). De plus, on fait l'hypothèse que la contrainte normale à l'interface augmente dans la phase dilatante, puis se stabilise à grand déplacement, on retrouve le rapport entre le frottement latéral au pic et la valeur limite qui est de 1,4 ($tg(43)/tg(32,8) \approx 1,44$). En ce qui concerne la résistance en pointe, on remarque qu'elle augmente progressivement jusqu'à 3 mm d'enfoncement pour atteindre une valeur de 8,5 MPa. Sur cette partie, on remarque que la rigidité est très forte (typiquement jusqu'à 0,5 mm), puis elle diminue progressivement jusqu'à 3 mm. Cela serait dû à la forte compacité du sable sous la pointe. Ensuite, le taux d'augmentation diminue jusqu'à 5 mm pour se stabiliser à une valeur de 8,4 MPa jusqu'à 7 mm. Le critère de rupture des pieux correspondant à un enfoncement de $0,1D$ est vérifié (D étant le diamètre du pieu).

Sur la figure correspondant à la force en tête, on remarque une augmentation très rapide jusqu'à 2 mm pour atteindre une valeur de 11 kN. Le taux d'augmentation diminue par la suite jusqu'à 4 mm, puis une stabilisation de l'effort à une valeur de 12 kN. Bien que ce soit moins marqué que la résistance en pointe, là aussi on retrouve une mobilisation en deux parties de l'effort en tête avec une pente très raide à l'origine, et ensuite une deuxième pente moins raide.

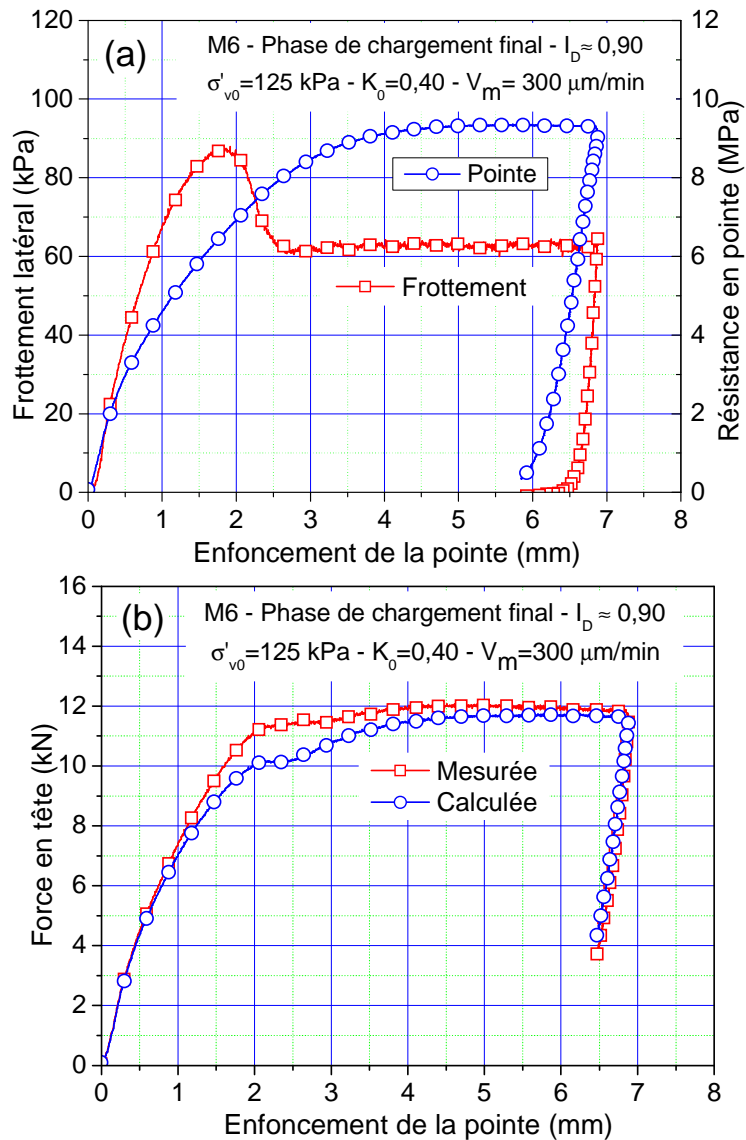


Figure III-14 *Chargement monotone final : (a) frottement latéral et résistance en pointe ; (b) effort en tête*

Comme pour le chargement monotone initial, on a tenté de calculer l'effort en tête en faisant la somme de la résistance en pointe et du frottement latéral, et on compare les deux courbes, mesurée et calculée. On remarque que les deux courbes sont superposées jusqu'à un déplacement de 1,75 mm (correspondant au pic du frottement latéral). A partir de cette valeur du déplacement, les deux courbes s'écartent, la force calculée reste au-dessous de la force mesurée pour de nouveau se superposer à partir d'un déplacement de 4 mm. Cette différence serait due au glissement post-pic de l'interface.

Pour comparer les efforts mobilisés avant et après chargement cyclique, on a représenté, sur la Figure III-15, le frottement latéral, la résistance en pointe et l'effort en pointe.

On remarque sur le frottement latéral que la pente moyenne sur la première partie de la courbe, de 0 à 1 mm, est légèrement inférieure, dans le cas du chargement monotone final, à celle du chargement monotone initial. L'autre différence très significative, comme déjà évoqué, est l'apparition du pic très marqué lors du chargement monotone final, avec une valeur au pic supérieure à celle mobilisée initialement. La valeur post pic du chargement monotone final est légèrement inférieure à celle du chargement monotone initial jusqu'à 7 mm, puis les deux valeurs se rejoignent. Il est clair que si le coefficient d'évolution est égal à 1 à 100 000 cycles sur les courbes locales, cela ne mène pas forcément à une égalité entre les courbes de chargement monotone. En effet, dans ce cas, on mobilise complètement le frottement latéral, ce qui n'est pas le cas au cours du chargement cyclique (amplitude cyclique $\pm 0,25$ mm).

En ce qui concerne la résistance en pointe et l'effort en tête, on remarque une différence significative entre les pentes à l'origine, probablement à cause des fines et du broyage des grains sous la pointe.

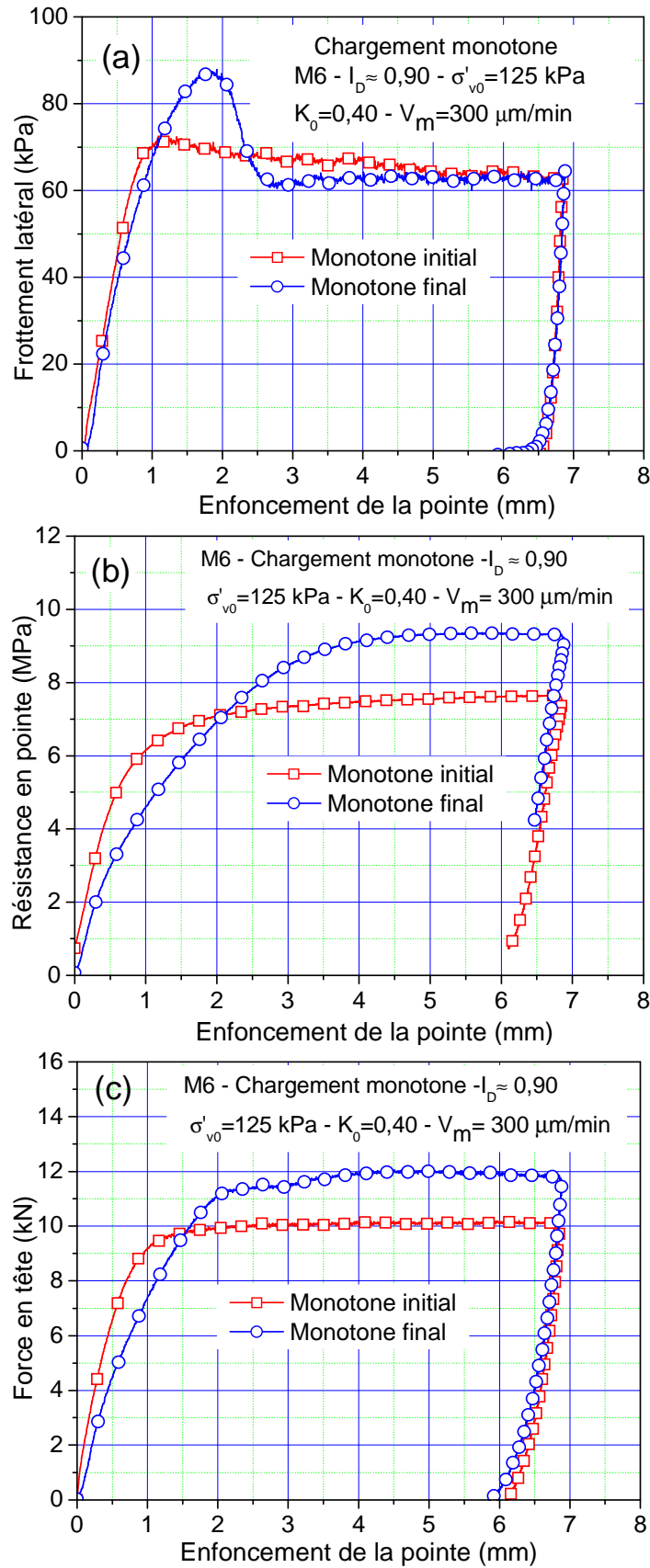


Figure III-15 *Chargement monotone avant et après chargement cyclique : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe ; (c) effort en tête*

III.2 ESSAI DE REPETABILITE

Dans tout travail expérimental, il est nécessaire de vérifier la répétabilité des essais en effectuant au minimum deux essais avec les mêmes paramètres, la même procédure et le même opérateur. Pour cela, on a réalisé deux essais correspondant à l'indice de densité le plus élevé, la contrainte de consolidation intermédiaire et une amplitude de déplacement moyenne.

On présente tout d'abord la répétabilité sur les résultats du chargement monotone initial (résistance en pointe et frottement latéral). La Figure III-16 présente les résultats obtenus.

On remarque que l'on a une très bonne répétabilité sur le frottement latéral et sur la résistance en pointe. En effet, que ce soit pour le frottement latéral ou bien la résistance en pointe, la différence entre les deux essais n'excède pas 10%, elle est environ de 8%.

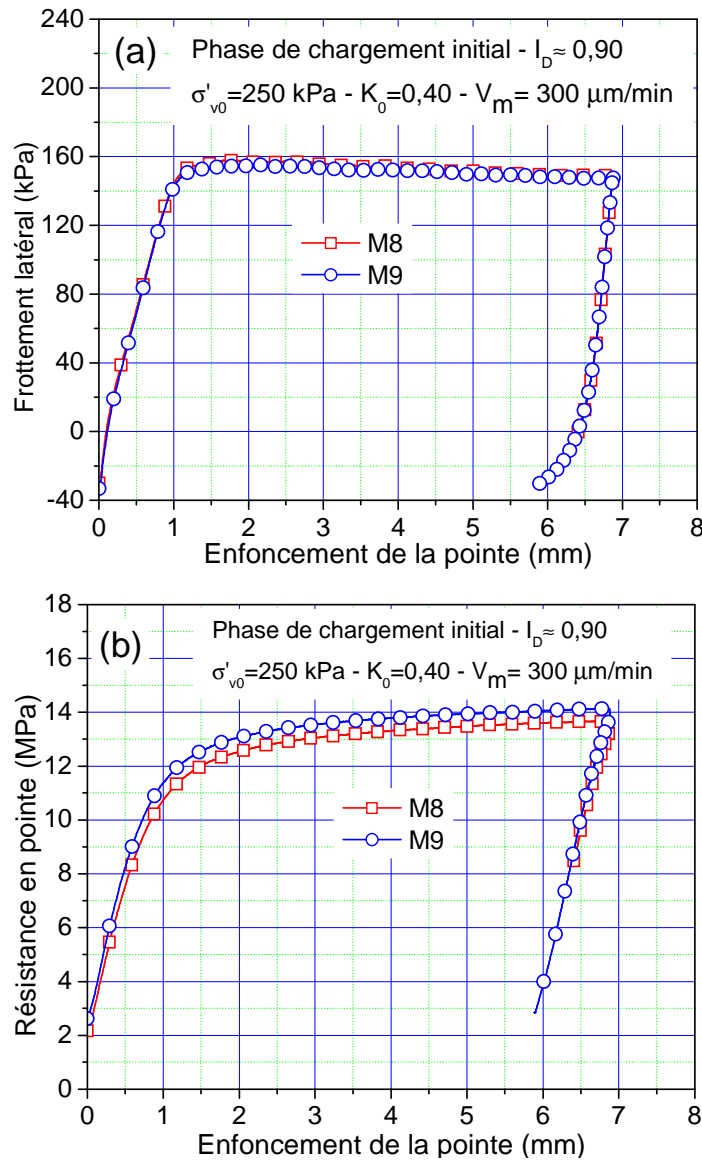


Figure III-16 Répétabilité des essais de chargement monotone initial

La Figure III-17 présente la répétabilité sur le frottement latéral et sur la résistance en pointe lors du chargement cyclique. On remarque que l'on a, tant sur le frottement latéral que sur la résistance en pointe, une très bonne répétabilité notamment pour un nombre de cycles relativement faible. En revanche, on remarque un écart légèrement supérieur à la valeur généralement utilisée dans les travaux expérimentaux qui est de 10%. En effet, l'écart maximum entre les deux courbes est d'environ 14% ce qui reste acceptable. Quant à la résistance en pointe, la répétabilité est excellente et les courbes sont très proches.

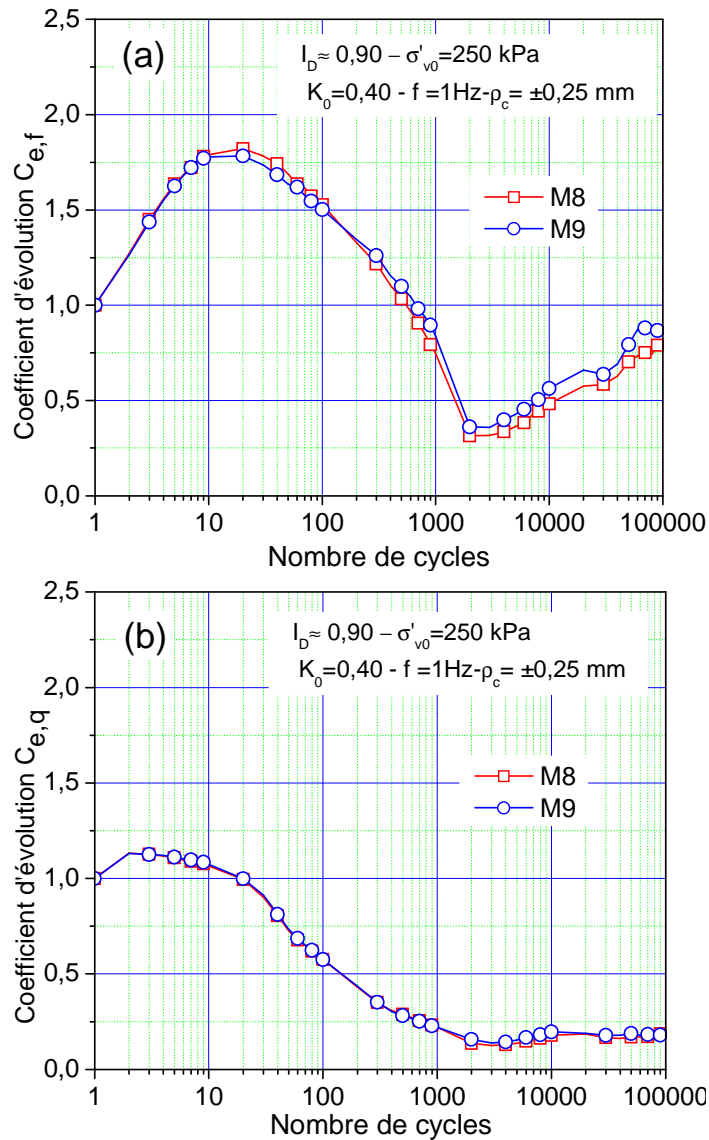


Figure III-17 Répétabilité des essais cycliques : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

Après avoir vérifié la répétabilité du chargement monotone initial et du chargement cyclique, on vérifie celle du chargement monotone final. La Figure III-18 permet de mettre en évidence une très bonne répétabilité du chargement monotone final. Cependant, quelques différences

sont à mentionner sur la résistance en pointe ou la différence semble être plus importante. En fait, cette différence est due au fait que pour le dernier cycle, on n'est pas revenu à une force positive en tête comme pour les autres essais. Si l'on poursuit l'essai à des déplacements plus importants, on aurait sûrement obtenu une valeur très proche de celle obtenue pour l'essai M8.

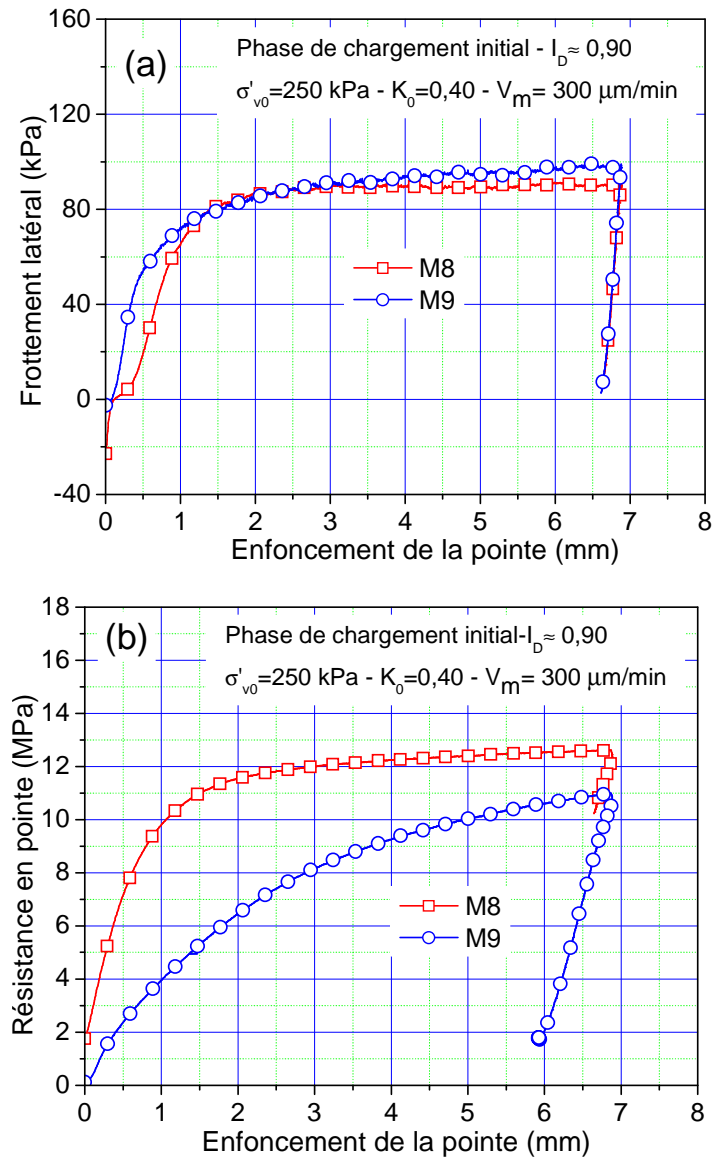


Figure III-18 Répétabilité des essais monotones finaux : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

III.3 ETUDES PREALABLES

III.3.1 Profondeur de fonçage

On a vu précédemment en III.1.1 que la profondeur d'enfoncement de la sonde joue un rôle sur la valeur du frottement latéral mesurée lors du fonçage. En effet, la profondeur choisie

initialement (500 mm) ne permet pas une stabilisation du frottement latéral, ce qui induit un champ de contraintes non homogène autour de la sonde, ce qui est indispensable pour les essais en chambre d'étalonnage. On a donc réalisé un certain nombre d'essais avec une profondeur de 500 mm, et une autre série d'essais avec une profondeur de 600 mm. On se propose dans cette partie d'étudier l'éventuelle influence de la profondeur du fonçage non seulement sur la réponse cyclique en termes de frottement latéral et de résistance en pointe, mais aussi sur la résistance au frottement lors du chargement monotone initial et final.

La réponse cyclique en frottement latéral et résistance en pointe est représentée sur la Figure III-19. On remarque que l'influence est très faible et on observe les mêmes tendances de renforcement et de dégradation tant en frottement latéral qu'en résistance en pointe.

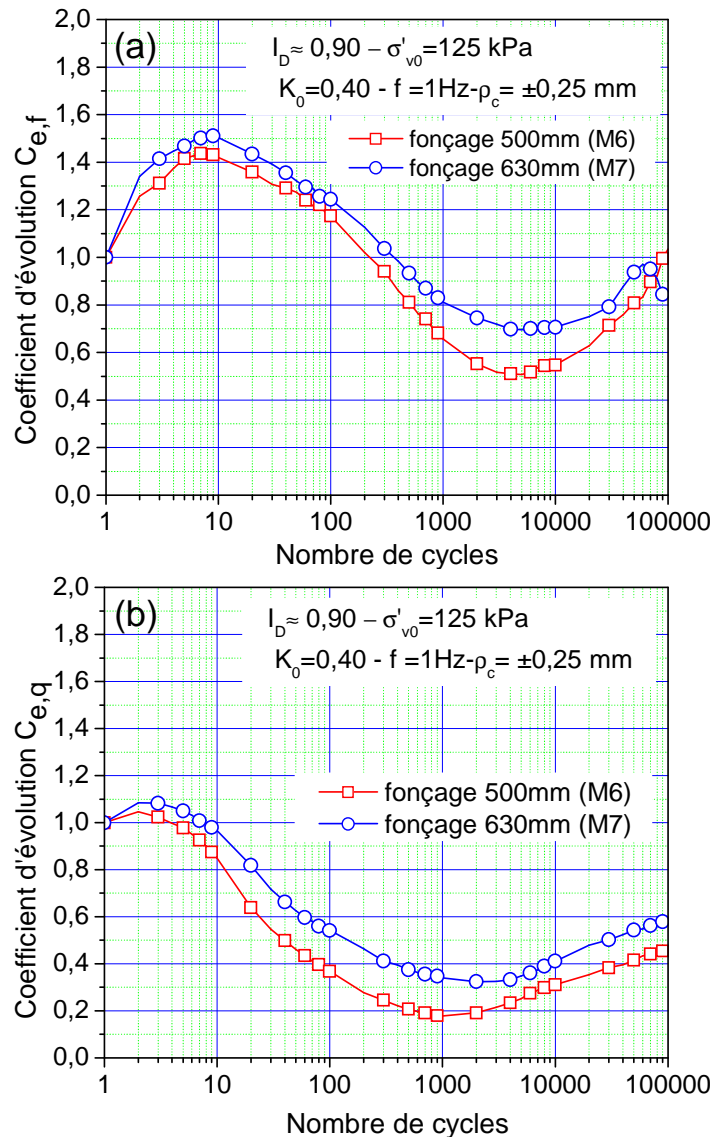


Figure III-19 Influence de la profondeur de fonçage sur la réponse cyclique : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

La Figure III-20 montre une comparaison entre le frottement latéral avant et après chargement cyclique pour les deux profondeurs du fonçage. On remarque que la valeur mobilisée avant le chargement cyclique est supérieure pour l'enfoncement de 630 mm. En effet, la valeur au pic est de 100 kPa contre 70 kPa pour l'essai typique (fonçage 500 mm). De plus, la valeur ultime est également supérieure (85 kPa pour la profondeur de 630 mm contre 63 kPa pour la profondeur de 500 mm). Cette différence serait due au fait que la contrainte normale sur le manchon de frottement est supérieure dans le cas de l'enfoncement de 630 mm (cf. III.1.1). Par ailleurs, pour ce qui est de l'allure de la courbe, on remarque quasiment la même évolution dans les deux cas, à savoir, une forte augmentation suivie d'un radoucissement. Le déplacement correspondant au pic est légèrement supérieur pour la profondeur de 600 mm (1,5 mm) alors qu'on avait 1 mm pour le fonçage de 500 mm. Ceci est dû au fait que la contrainte normale est plus élevée, car ce déplacement dépend essentiellement de la contrainte et de la rugosité. Une deuxième différence est également observée au niveau du chargement monotone final. En effet, on remarque que le pic est très marqué et le frottement mobilisé est nettement supérieur au frottement mobilisé avec la profondeur de 500 mm. En revanche, les valeurs résiduelles ne sont pas très différentes (68 kPa pour la profondeur de 630 mm et 63 kPa pour la profondeur de 500 mm). Là aussi, le déplacement correspondant au pic est supérieur. L'origine de cette différence de valeur au pic et du déplacement correspondant serait également la contrainte normale, car, cette différence est de même ordre de grandeur que ce que l'on a en monotone initial. Le rapprochement des valeurs résiduelles, quant à lui, serait dû à la diminution de la contrainte normale. Ooi et Carter (1987) ont montré, à partir d'essais de cisaillement direct sur sable siliceux contenant des particules d'argile, l'apparition d'un pic très marqué en résistance au frottement. Cependant, la contrainte normale augmente fortement pour atteindre un palier, donc pas de diminution de la contrainte normale, ce qui peut être attribué à la nature du sable utilisé. Par ailleurs, Lehane et White (2005) ont montré, avec des essais à rigidité normale contrôlée que l'on a présentés en I.4.1, que la contrainte normale peut diminuer au cours du cisaillement monotone sous contrainte normale initiale relativement élevée (400 kPa) et forte densité. Ceci peut expliquer la différence plus importante entre le frottement au pic et le frottement résiduel que l'on a eu entre l'essai avec un fonçage de 500 mm et celui de 630 mm.

Pour la résistance en pointe, on remarque quasiment les mêmes évolutions que pour l'essai typique, sauf que les valeurs sont supérieures pour l'enfoncement de 630 mm, ce qui est dû à l'effet de bord.

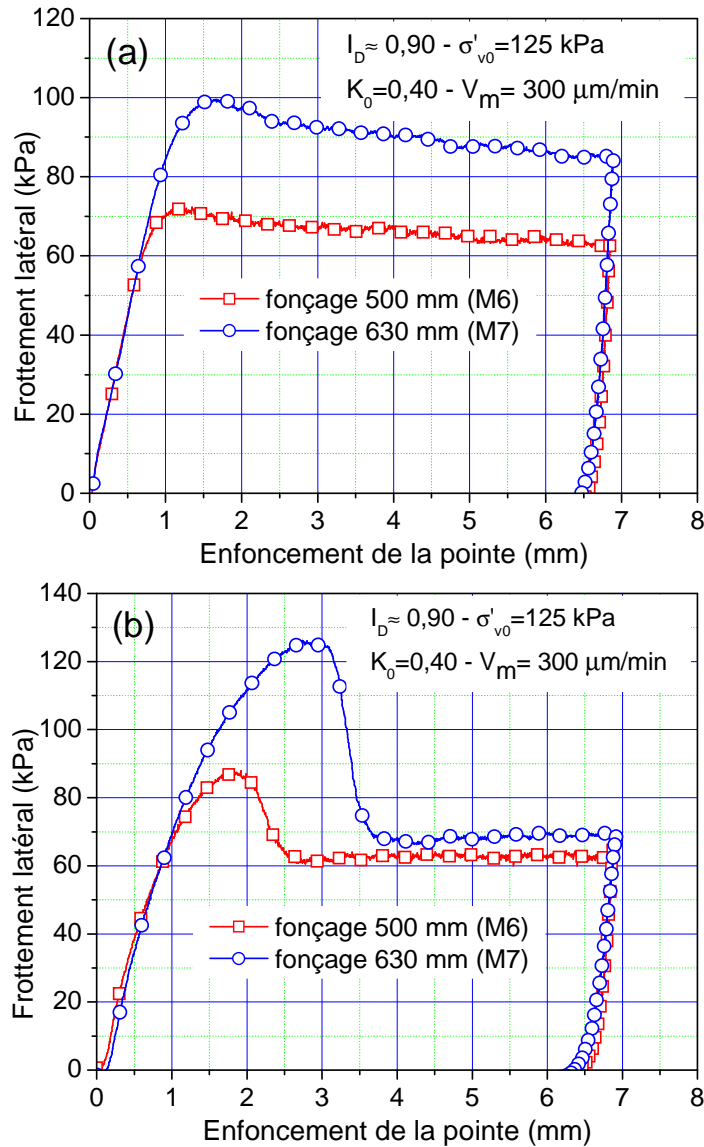


Figure III-20 *Frottement latéral pour les deux profondeurs d'enfoncement : (a) monotone initial ; (b) monotone final*

III.3.2 Influence de la fréquence de sollicitation

Afin de fixer la fréquence à laquelle on réalisera nos essais, on a étudié l'influence de ce paramètre en effectuant quatre essais avec des fréquences allant de 0,01 Hz à 2 Hz. Les évolutions, au cours du chargement cyclique, pour les différentes fréquences, en termes du frottement latéral, de la résistance en pointe et de l'effort en tête sont présentées sur la Figure III-21. On remarque, en terme de frottement latéral, la même tendance pour les fréquences comprises entre 0,1 Hz et 1 Hz, à savoir un renforcement pour les premiers cycles, jusqu'à environ 10 cycles, suivi d'une dégradation jusqu'à 3000 cycles et enfin un renforcement à grand nombre de cycles. La plus faible fréquence (0,01 Hz) présente également la même tendance pour la première et le début de la deuxième phase ; toutefois, on n'a pas poursuivi l'essai jusqu'à la troisième phase car sa durée aurait été trop

importante. En revanche, pour la fréquence de 2 Hz, on remarque une différence à grand nombre de cycles sur laquelle on reviendra plus loin. Pour les premiers cycles, le renforcement est d'autant plus important que la fréquence est faible, ceci serait dû aux deux phénomènes «en compétition» que sont : la redistribution des surcontraintes autour de la sonde, qui a tendance à augmenter le frottement, et la densification de l'interface qui, elle, a plutôt tendance à le diminuer. D'après la littérature (Jardine *et al.* (2006)) le renforcement du frottement latéral serait dépendant du temps ; cependant, la densification dépend plutôt du nombre de cycles. C'est pourquoi avec la faible fréquence c'est le renforcement qui prédomine. Pour la résistance en pointe, on observe une légère différence pour les premiers cycles (2 premiers cycles). Hormis cette légère différence, les courbes sont très comparables tant dans la phase de dégradation que dans la phase du renforcement à grand nombre de cycles. La résistance en pointe semble moins influencée par la fréquence même pour celle de 2 Hz pour laquelle le frottement latéral mesuré est différent des autres fréquences. Enfin pour l'effort en tête, on remarque une tendance similaire à celle de la résistance en pointe, car, vu les dimensions de la sonde, l'effort en tête est repris à environ 80 % par la pointe.

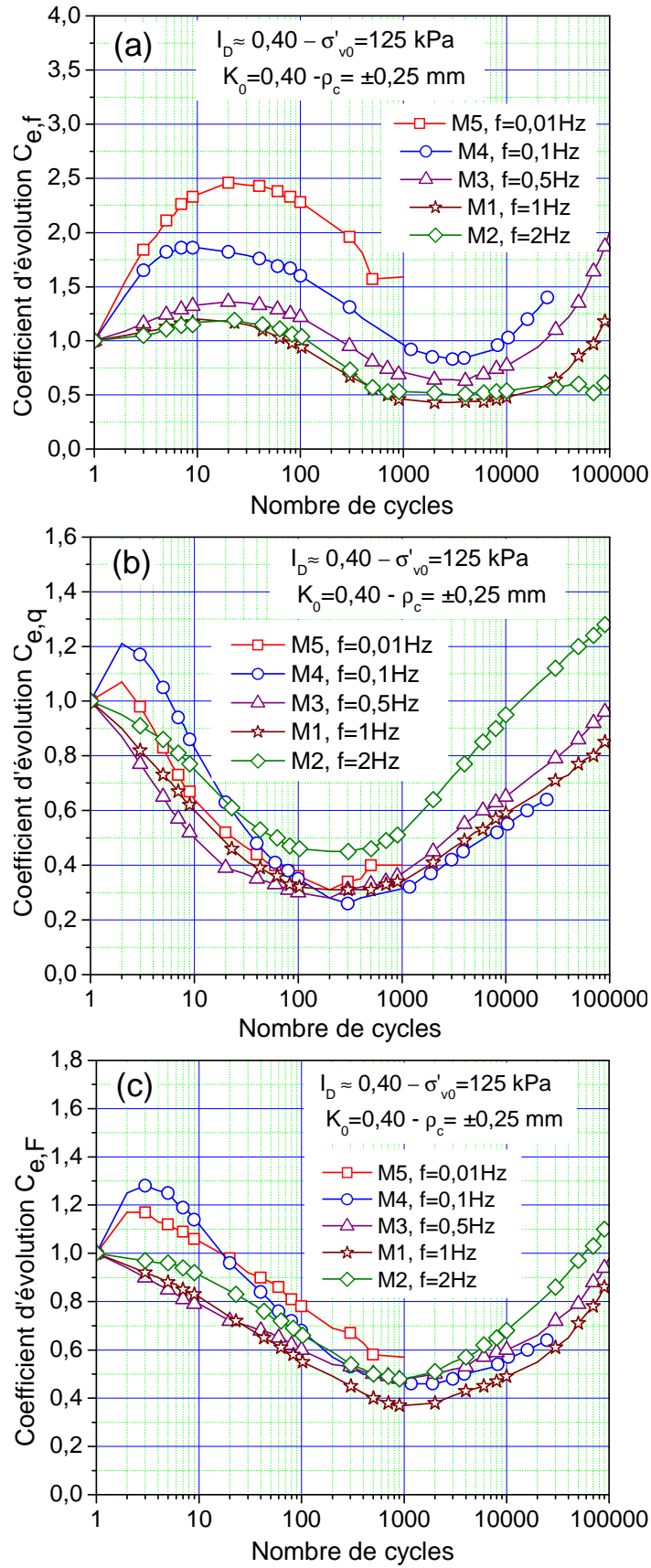


Figure III-21 Influence de la fréquence en termes de : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe ; (c) effort en tête

Afin de mieux mettre en évidence l'effet de la fréquence, on présente sur la Figure III-22 l'évolution de l'amplitude du frottement latéral sans la normaliser par le premier cycle. On remarque que, pour les fréquences comprises entre 0,1 Hz et 1 Hz, les courbes sont quasiment identiques à partir de 300 cycles et même la courbe correspondant à la fréquence de 0,01 Hz a tendance à rejoindre la même valeur. Avant ce nombre de cycles, la différence serait liée à l'effet du temps que l'on a évoqué précédemment. En revanche, pour la fréquence de 2 Hz, on remarque, sur la dernière phase (3000 à 100 000 cycles), un éloignement significatif des autres courbes, ce qui serait lié à l'effet de la fréquence sur le réarrangement des grains de sable conduisant à la dilatance partiellement empêchée comme pour les faibles fréquences.

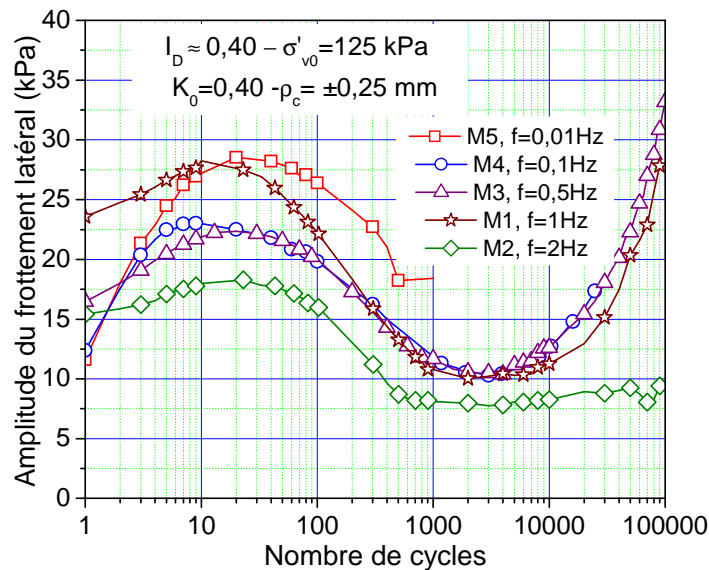


Figure III-22 Influence de la fréquence de sollicitation sur l'évolution de l'amplitude du frottement latéral

En se basant sur ces résultats, on a choisi la fréquence de 1 Hz, et ce dans le but de pouvoir réaliser un grand nombre de cycles, tout en restant dans le domaine quasi-statique. Ce résultat est concordant avec les travaux de Le Kouby (2003) qui a conclu que l'influence de ce paramètre est très faible dans la gamme variant de 0,01 à 1 Hz. Par ailleurs, il convient de noter que la fréquence choisie (1 Hz) est supérieure à celle utilisée dans la majorité des travaux sur l'étude du comportement des pieux dans le domaine quasi-statique sous sollicitations cycliques telles que celle de Chin et Poulos (1996) et de Foray *et al.* (2010).

III.3.3 Influence du mode d'installation

Afin d'étudier l'influence du mode d'installation, on a réalisé deux essais où le pieu a été installé par fonçage et par moulage. Ce dernier mode simule une mise en place sans refoulement du sol. Les deux essais ont été réalisés dans les mêmes conditions de densité,

de contraintes, et d'amplitude du déplacement cyclique. Dans le cas de la mise en place par moulage, la sonde est tout d'abord installée en position, le massif de sable étant ensuite reconstitué par pluviation. En faisant la comparaison entre ces deux modes de mise en place, on peut séparer les effets liés à la phase cyclique des effets liés à la phase de fonçage.

III.3.3.1 Phase de chargement monotone initial

Après la préparation du massif et la mise sous contraintes, un premier chargement monotone initial à une vitesse de 300 $\mu\text{m}/\text{min}$ est appliqué. La Figure III-23 présente les évolutions du frottement latéral et de la résistance en pointe lors du chargement monotone initial pour les deux modes d'installation. On remarque sur la courbe du frottement latéral que la valeur limite mobilisée dans le cas du pieu foncé est légèrement supérieure à celle correspondant au pieu moulé ; ceci s'explique par le fait que lors du fonçage on crée un niveau de contraintes autour du pieu plus élevé que celui correspondant au cas moulé. Par ailleurs, on observe également que le déplacement correspondant au pic dans le cas foncé est légèrement supérieur à celui correspondant au cas moulé. Ceci est dû à l'effet de refoulement qui crée des surcontraintes importantes supplémentaires autour du pieu. Al-Mhaidib et Edil (1998) ont réalisé des essais d'arrachement sur des modèles de pieu de diamètres différents (de 45 à 178 mm) mis en place avec trois méthodes différentes dans une cuve cubique de 3 m de côté. Les trois méthodes d'installation sont : le fonçage, le battage et le moulage. Le sable utilisé est un sable siliceux à 99,7 %, préparé à deux états de densité différents (lâche et dense). Les auteurs ont obtenu des frottements mobilisés d'autant plus importants que la densité est forte et que le diamètre du pieu est faible. Ils observent également des valeurs plus importantes du frottement pour le cas foncé que pour le cas moulé, ainsi que pour les déplacements au pic. On proposera, plus loin, une interprétation plus approfondie de ces phénomènes.

Pour la résistance en pointe, on remarque une mobilisation très « molle » et des valeurs beaucoup plus faibles pour le cas moulé. Cela est dû à la procédure de préparation des massifs par pluviation. Ce résultat a été également observé par Le Kouby (2003). En effet, dans le cas moulé, on obtient une zone très lâche sous la pointe du fait que la déposition du sable sous la pointe est gênée par la sonde. Cela dépendrait également de la forme de la pointe. En effet, une pointe conique favoriserait la déposition du sable au voisinage de la pointe par rapport à une pointe plate.

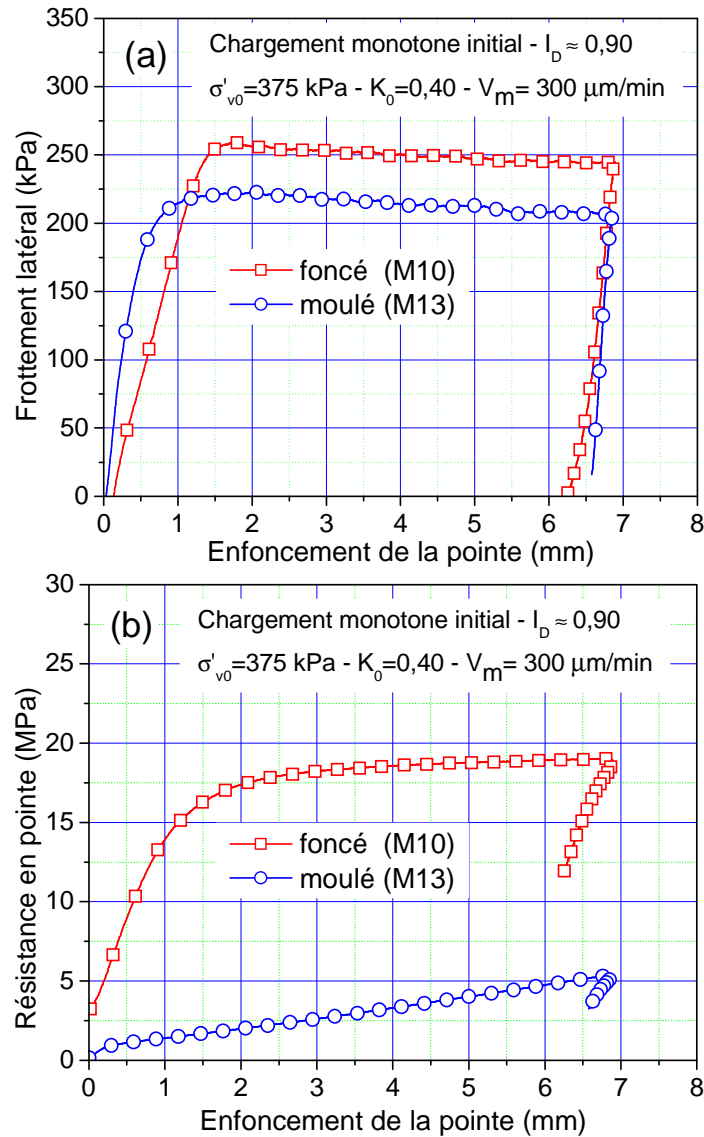


Figure III-23 *Chargement monotone initial pour les deux modes d'installation : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe*

Jardine *et al.* (2009) ont mesuré la contrainte radiale à $2R$ (R étant le rayon du pieu) de l'axe de la sonde au cours de l'installation d'un modèle de pieu de 36 mm de diamètre dans un massif de sable dense en chambre d'étalonnage. Le matériel utilisé est le même décrit qu'au paragraphe I.3.1. L'installation du pieu est effectuée par l'application de cycles d'enfoncement de 1 cm simulant ainsi un processus de battage. La Figure III-24 montre l'évolution de la contrainte radiale au cours du battage mesurée avec des capteurs placés dans le sol à environ mi-hauteur. Les deux mesures « end of push » et « end of pause » correspondent respectivement à la valeur à 1 cm de chaque cycle et après une pause pendant laquelle le modèle est totalement déchargé en tête. On remarque qu'au début de l'installation, la contrainte radiale est stable. Ensuite, elle augmente fortement avec l'enfoncement jusqu'au niveau où est placé le capteur. Cette forte augmentation est due au

refoulement très important suite au passage de la pointe. La contrainte radiale diminue ensuite, pour se stabiliser à la fin de l'installation. Comme on peut le remarquer, la valeur mesurée en fin d'essai est supérieure à celle mesurée avant l'installation. Evidemment, ce mode d'installation est différent de celui utilisé dans nos essais. Cependant, on peut dire que l'on a des phénomènes similaires dans les deux cas, car les deux modes d'installation représentent une mise en place par refoulement du sol contrairement au cas moulé.

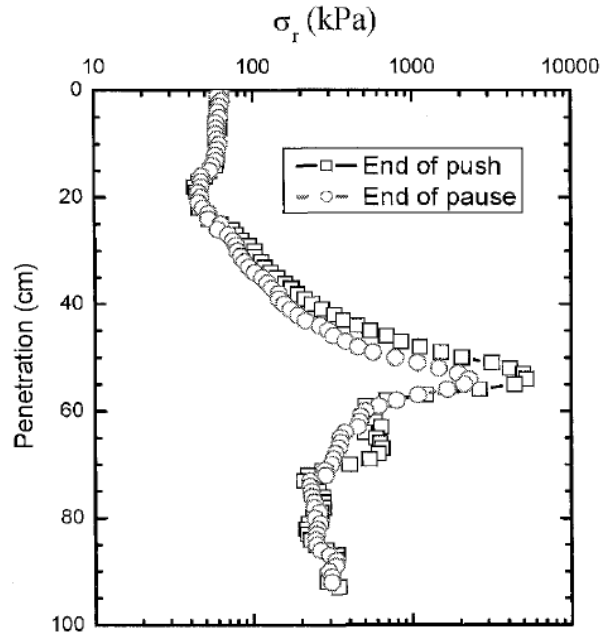


Figure III-24 Evolution de la contrainte radiale au cours de l'installation (Jardine et al. (2009))

Lehane *et al.* (1993) ont mesuré la contrainte radiale à l'aide de capteurs placés dans un pieu de 102 mm de diamètre et 6 m de longueur. Les essais ont été réalisés sur le site de sable siliceux de Labenne (près de Bayonne dans le Sud-Ouest de la France). Les résultats montrent que la contrainte radiale agissant sur le fût est inférieure à celle près de la pointe (effet de la pointe).

III.3.3.2 Phase de chargement cyclique

Dans cette partie on va comparer l'évolution du frottement latéral en fonction du nombre de cycles pour les deux modes d'installation (fonçage et moulage), car, comme on l'a vu précédemment, le fonçage modifie l'état de contrainte et probablement même le matériau (broyage des grains). Les résultats sont présentés sur la Figure III-25. On remarque, pour le cas foncé, que le frottement latéral augmente pour les premiers cycles (jusqu'à environ 10 cycles), puis il diminue très fortement jusqu'à environ 300 cycles, pour finalement ré-augmenter jusqu'à environ 10000 cycles. Cela correspond aux trois phases que l'on a déjà évoquées précédemment au paragraphe III.1 (essai typique). L'interprétation de l'évolution du frottement pendant ces trois phases est identique à celle décrite pour l'essai

typique, à savoir une redistribution des surcontraintes due au fonçage pour la première phase, une densification de l'interface pour la deuxième phase et enfin une forte dilatance empêchée du sable dans la zone d'interface pour la troisième phase. Il est important de rappeler que même si le sable est initialement très dense, la densification au cours du chargement cyclique est possible (Desai *et al.* (1985)). En plus de ces trois phases, on remarque l'apparition d'une quatrième phase correspondant à nouveau à une diminution du frottement latéral. Celle-ci serait due à la diminution de la rugosité du fait que la surface de la sonde devient «lisse», ce qui sera expliqué un peu plus loin. Pour le cas moulé, on remarque qu'il n'y a que deux phases, une phase de dégradation suivie d'une phase de renforcement. L'absence du renforcement initial est due à l'absence des sur-contraintes dues au fonçage, tandis que le renforcement à grand nombre de cycles, comme pour le cas du pieu foncé, serait dû à la forte dilatance empêchée après la densification de l'interface. De plus, on constate que le coefficient d'évolution $C_{e,f}$ tend vers 1 avec une stabilisation, ce qui montre que l'on récupère quasiment le même état initial. Une explication plus détaillée concernant ce renforcement sera donnée plus loin.

Pour la résistance en pointe, on remarque, pour le cas foncé, une légère augmentation de $C_{e,q}$ suivie d'une forte diminution jusqu'à 1000 cycles suivie d'un état plus ou moins stable jusqu'à 100 000 cycles (comportement similaire au cas de l'essai typique). En revanche, pour le cas moulé, la résistance en pointe diminue fortement dès les premiers cycles jusqu'à environ 10 cycles ; ensuite, elle augmente fortement jusqu'à 100 000 cycles. Ce comportement correspond à une densification du sable sous la pointe initialement dans un état lâche.

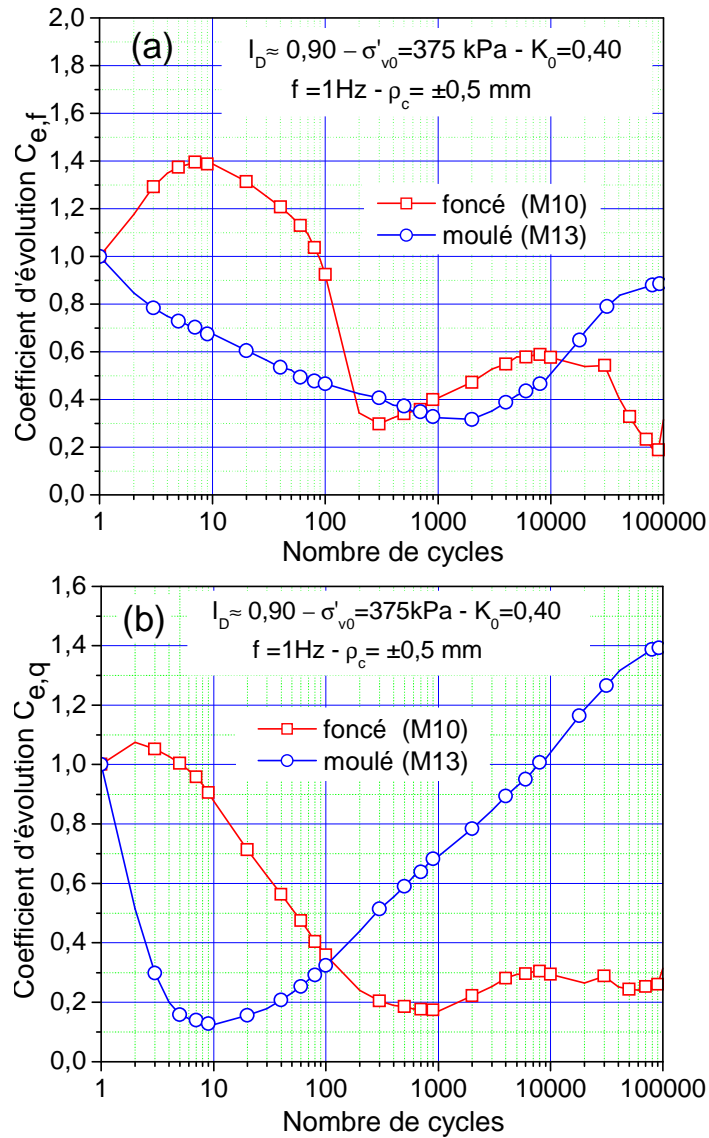


Figure III-25 Comparaison des évolutions de $C_{e,q}$ pour les deux modes d'installation :
 (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

En outre, on a observé, pour le cas moulé, après essai, une zone d'affaissement du sable autour de la sonde. Cela traduit la densification de la zone d'interface et l'augmentation de son épaisseur, qui seraient la cause de la forte augmentation du frottement latéral à grand nombre de cycles. La Figure III-26 présente la surface du massif avant et après essai, pour le cas moulé. On observe une zone d'affaissement du sable autour de la sonde après essai.

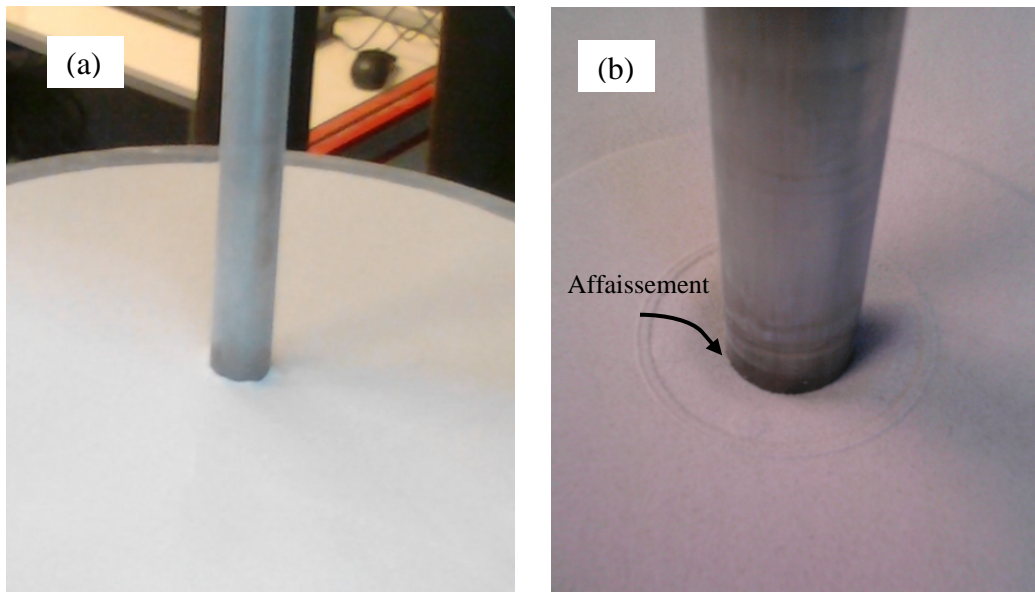


Figure III-26 Surface du massif : (a) avant essai ; (b) affaissement du sable autour de la sonde après essai

III.3.3.3 Chargement monotone final

A la fin du chargement cyclique, on a réalisé un chargement monotone final à déplacement contrôlé à une vitesse de $300 \mu\text{m}/\text{min}$ pour les deux modes d'installation. Le frottement latéral et la résistance en pointe sont présentés sur la Figure III-27. On remarque, pour le cas moulé, que le frottement latéral augmente fortement jusqu'à environ $2,25 \text{ mm}$, où il atteint une valeur très forte d'environ 390 kPa au pic. Cette phase est suivie d'une forte diminution (radoucissement) jusqu'à environ 3 mm où l'on observe ensuite une stabilisation du frottement autour de 285 kPa . Ce comportement semble être très similaire à celui que l'on a présenté pour le cas foncé, mais à faible contrainte (essai typique). Comme on l'a déjà évoqué auparavant, la forte augmentation du frottement serait due à la forte dilatance empêchée ainsi qu'à l'augmentation de l'épaisseur de la bande de cisaillement. En effet, Dejong *et al.* (2006) ont réalisé des essais cycliques d'interface sur un sable siliceux ayant une taille moyenne des grains de $0,73 \text{ mm}$ et préparé dans un état moyennement dense ($D_r \approx 60-65\%$). Les auteurs ont effectué des observations microscopiques de la bande d'interface et ont trouvé que son épaisseur augmente d'environ 2 mm après 45 cycles (l'épaisseur initiale est d'environ 4 mm). Parallèlement à l'augmentation progressive de l'épaisseur de la bande de cisaillement, ces auteurs ont mis en évidence une diminution du frottement qui est due bien sûr à une densification du sable comme on l'a évoqué précédemment. De plus, Chakraborty et Salgado (2010) ont montré que le taux de dilatance varie linéairement avec la densité et son évolution est très faible entre un état de densité correspondant à $I_D=0,90$ et $I_D=1$. Egalement, Lings et Dietz (2005) ont montré avec des essais d'interface, pour une contrainte normale de 25 kPa , différentes rugosités d'interface et

des sables de tailles différentes, que l'angle de dilatance augmente de près de 3° entre un état de densité de 90% et un état de densité de 100%, ce qui est relativement faible. C'est pourquoi l'augmentation de l'épaisseur de la bande de cisaillement est nécessaire pour interpréter la forte augmentation du frottement latéral mobilisé (pic et résiduel), car, avec la même déformation radiale (analogie avec les essais de cisaillement direct), le déplacement est plus important avec une épaisseur plus importante et par conséquent la contrainte normale augmente significativement.

Par ailleurs, pour le cas foncé, on remarque la disparition du pic auquel on s'attendait (cas de l'essai typique à faibles contraintes). De plus, le frottement latéral se mobilise très lentement et même à un déplacement de 7 mm, on n'a pas encore atteint la limite. Egalement, la valeur limite semble être très inférieure à la valeur mobilisée avant le chargement cyclique. Pour tenter d'expliquer cela, on analyse ci-après des essais réalisés par Balachowski (1995). Cet auteur a réalisé des essais d'arrachement sur un pieu lisse et un pieu rugueux dans un sable dense soumis à de fortes contraintes (Figure III-28). On remarque que, dans le cas du pieu lisse, le frottement latéral est beaucoup plus faible que celui du pieu rugueux, et qu'il se mobilise très lentement. De plus, les déplacements au pic sont nettement supérieurs dans le cas du pieu lisse par rapport au cas du pieu rugueux. A partir de ces travaux, on peut faire l'analogie avec nos résultats. On peut conclure qu'après la phase cyclique, la mobilisation du frottement dans le cas foncé est similaire à celle d'un pieu « lisse ».

Pour la résistance en pointe, on remarque qu'après la phase cyclique, la valeur mobilisée est quasiment la même pour les deux modes d'installation et les deux courbes sont comparables. Ceci est dû au fait que la zone située sous la pointe, qui était initialement dans un état très lâche, pour le cas moulé, s'est densifiée sous l'effet du chargement cyclique, car le déplacement imposé est relativement important par rapport à la taille moyenne des grains de sable. On peut penser que si le déplacement cyclique appliqué n'avait pas été suffisant pour permettre aux grains de sable et aux particules fines de s'intercaler sous la pointe, on n'aurait pas mobilisé la même résistance en pointe.

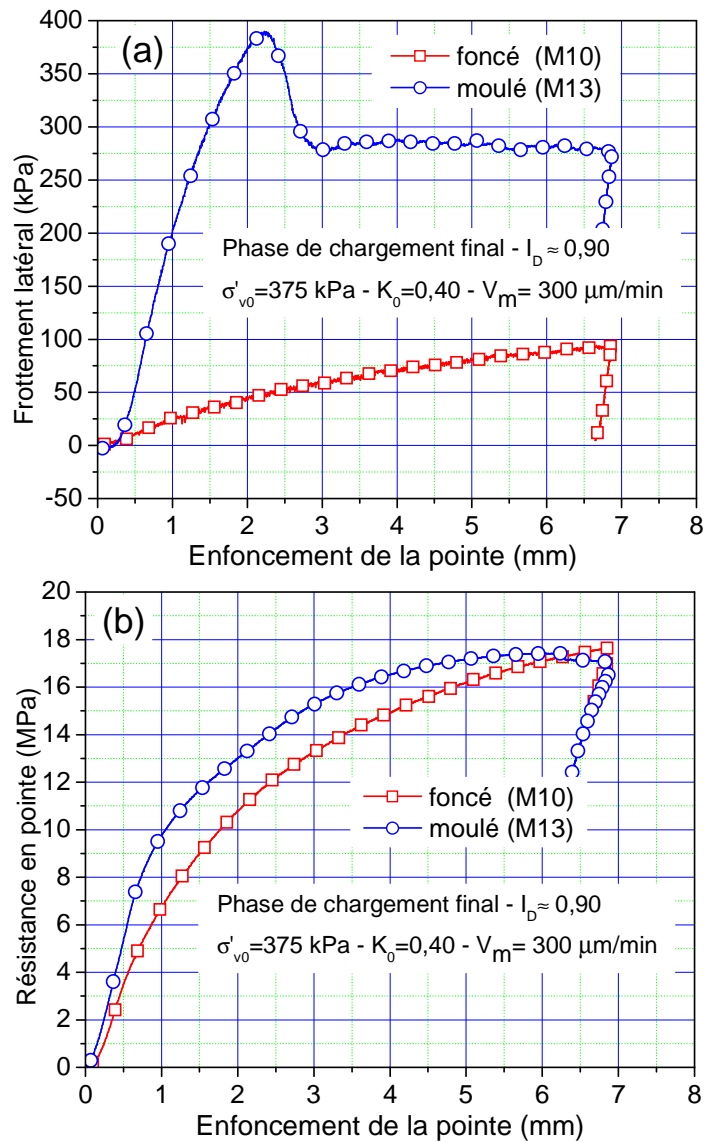


Figure III-27 *Chargement monotone final pour les deux modes d'installation :*
 (a) *frottement latéral ; (b) résistance en pointe*

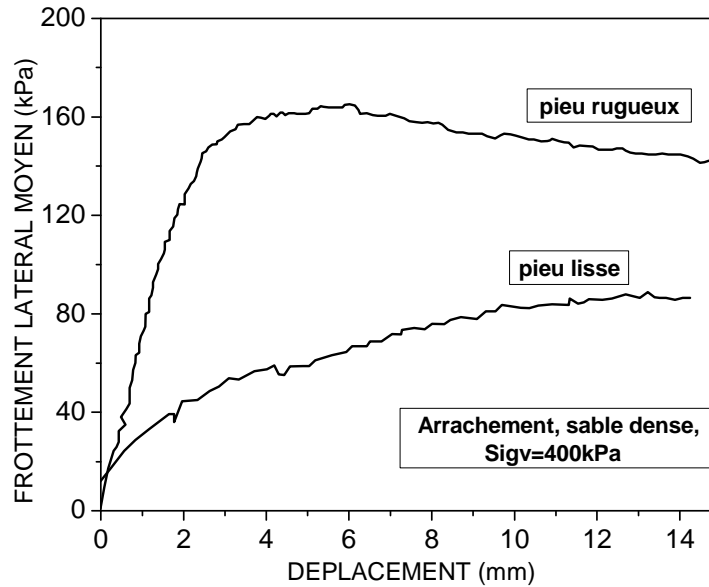


Figure III-28 Comparaison entre le modèle de pieu rugueux et le lisse (Balachowski (1995))

III.3.4 Schéma des différentes phases d'évolution du frottement latéral

On présente sur la Figure III-29 les différents phases de comportements observés pendant le chargement cyclique. La première phase, correspondant à un renforcement initial, est due à une redistribution des surcontraintes créées lors du fonçage et *a priori* d'autant plus importante que l'amplitude du déplacement est faible. La dégradation observée dans la deuxième phase, est due à une densification de l'interface «contractance libre» et donc une réduction de la contrainte normale à l'interface, car celle-ci se comporte quasiment à volume constant. La ré-augmentation du frottement latéral qui intervient dans la troisième phase, serait, quant à elle, due à une dilatance partiellement empêchée faisant augmenter la contrainte normale à l'interface. Enfin, une quatrième phase, peut apparaître dans le cas de forte densité et contrainte de consolidation, elle serait due à la diminution de la rugosité par les particules fines créées lors du fonçage. L'étude paramétrique, que l'on va réaliser dans le chapitre suivant, permettra de confirmer ces évolutions et de quantifier l'influence des paramètres d'étude (état de densité, contrainte de consolidation et amplitude du déplacement).

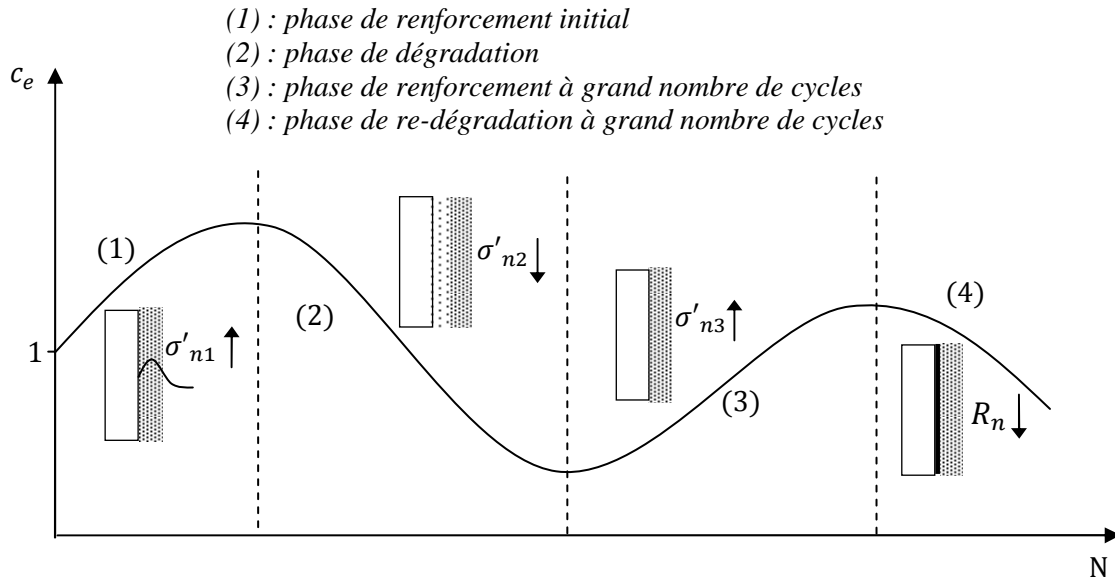


Figure III-29 Représentation schématique des différentes phases observées

III.4 EVOLUTION DU SABLE DANS LA ZONE D'INTERFACE

III.4.1 Evolution de la granulométrie

Pour mieux comprendre les évolutions à grands nombres de cycles (renforcement, dégradation), on a récupéré le sable dans la zone très proche de la sonde (jusqu'à 1 mm) pour réaliser une analyse granulométrique (granulomètre laser). Pour ce faire, on a réalisé une pièce de guidage en deux parties (pièce en téflon) pour pouvoir retirer le couvercle et l'embase supérieure tout en laissant la sonde en place. La procédure consiste à récupérer le sable autour de la sonde avec précaution jusqu'à la zone située près du manchon de frottement. On procède alors à une humidification du sable autour de la sonde sur une épaisseur d'environ 10 mm. On récupère ensuite le sable correspondant à différentes zones autour de la sonde : 0-1 mm ; 1-3 mm, 3-5 mm et 5-10 mm.

Etant donné l'influence significative des contraintes appliquées au massif sur l'évolution de la zone d'interface, on présente tout d'abord les résultats obtenus (photos et courbes granulométriques) dans le cas des faibles contraintes ($\sigma'_{v0}=125$ kPa), puis dans le cas des fortes contraintes ($\sigma'_{v0}=375$ kPa).

III.4.1.1 Faibles contraintes de consolidation

La Figure III-30 montre la zone localisée autour de la sonde au niveau du manchon de frottement après essai (chargements monotone initial, cyclique et monotone final). On remarque que l'on n'observe quasiment pas de changement significatif de l'état du sable, du moins visuellement. Cependant, on différencie deux zones : la première, se situe directement autour de la sonde, où visiblement le sable est très dense. L'épaisseur est

d'environ 10 mm. La deuxième zone est plus éloignée. Le sable y est dans un état proche de l'état initial. La formation de cette zone serait à l'origine du renforcement à grand nombre de cycles que l'on a observé non seulement sur l'essai typique, mais aussi, et de façon systématique, quand les contraintes de consolidation sont faibles. En effet, dans la phase de dégradation, le sable se densifie dans la zone d'interface et peut se dilater relativement facilement, sans être très empêché par le sable qui se trouve autour, ce qui conduit à une diminution de la contrainte normale. Le sable se comporte alors quasiment à volume constant. On essaiera plus loin d'évaluer la rigidité du système sol-pieu afin de confirmer cette interprétation. En revanche, à grand nombre de cycles, lorsque l'épaisseur de cette zone devient plus importante et est fortement densifiée, la dilatance se trouve fortement empêchée par le reste de la masse du sable, ce qui conduit à une augmentation importante de la contrainte normale.

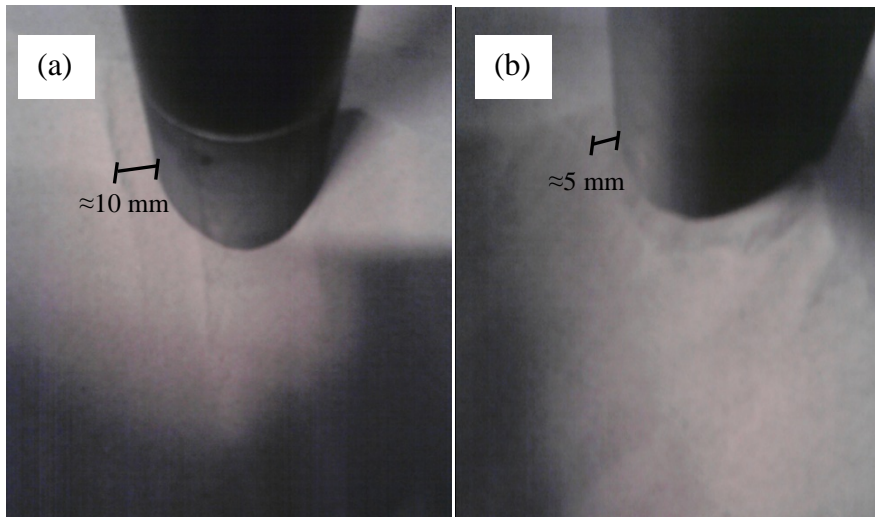


Figure III-30 *Vues de la zone de sable située autour de la sonde : (a) au niveau du manchon de frottement ; (b) près de la pointe*

On a également réalisé une analyse granulométrique ainsi que des photos au microscope électronique à balayage (MEB) sur le sable récupéré au niveau de l'interface pour vérifier la présence ou non de fines, mais également la forme des grains après essai. On peut observer sur la Figure III-31 la présence de fines (diamètre inférieur à 80 microns), mais qui restent tout de même très faible en quantité car le pourcentage n'excède pas les 5 %. Dans ce cas, la taille moyenne des grains, d_{50} , reste inchangée (environ 0,25 mm) ce qui justifie la dilatance importante qui est à l'origine de la forte ré-augmentation du frottement latéral à grand nombre de cycles.

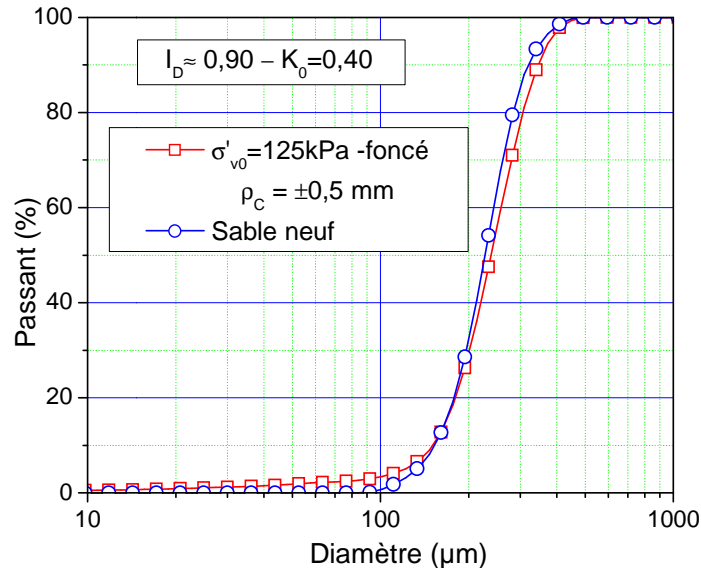


Figure III-31 Courbe granulométrique du sable à l'interface après essai comparée à la courbe du sable neuf

Enfin la photo prise au MEB présentée sur la Figure III-32 et comparée à celle du sable neuf, montre que les grains de sable n'ont pas évolué et restent quasiment dans leur état initial, intacts, ce qui confirme à la fois les résultats de l'analyse granulométrique et les observations visuelles du sable autour de la sonde que l'on a présentées précédemment.

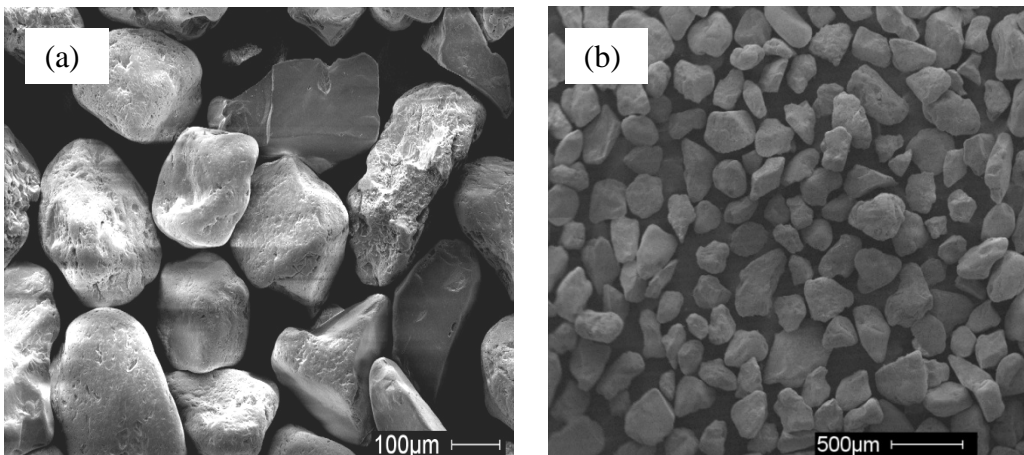


Figure III-32 Photo MEB du sable : (a) neuf ; (b) à l'interface après essai

III.4.1.2 Fortes contraintes de consolidation (cas foncé et moulé)

La Figure III-33 montre la zone de l'interface au niveau du manchon de frottement. Dans le cas foncé, on remarque la présence d'une couche d'environ 3 mm d'épaisseur solidaire de la sonde. Elle est composée de deux parties, une partie de couleur grise et une partie de la couleur du sable neuf (Figure III-34). En revanche, pour le cas moulé, on ne remarque

quasiment pas de zone d'interface, et il ne reste pas de sable solidaire de la sonde. A partir de ces résultats, on peut dire que, finalement la gangue formée autour de la sonde est due au fonçage et non pas au chargement cyclique.

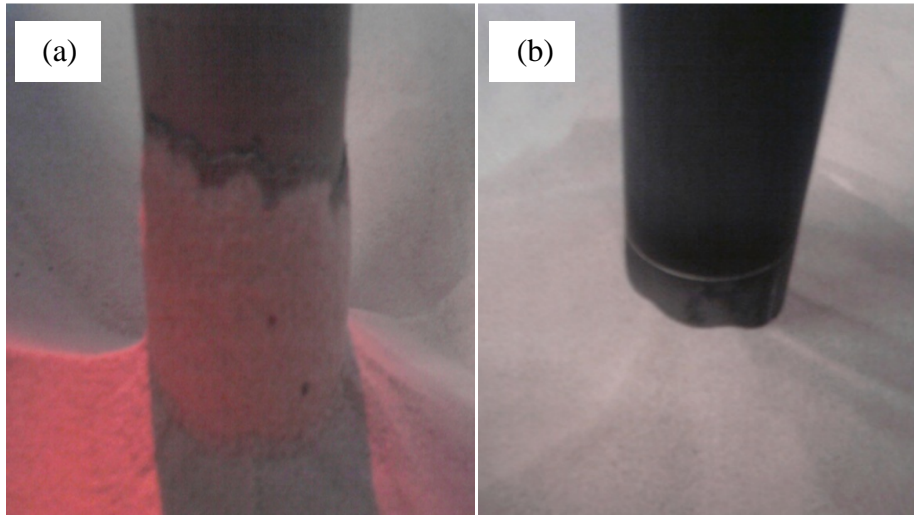


Figure III-33 *Vues de la zone autour de la sonde : (a) cas foncé ; (b) cas moulé*

Yang *et al.* (2010) ont observé une même couche similaire sur un modèle de pieu de 36 mm de diamètre mis en place par battage dans un massif de sable dense (I.4.4). Les auteurs ont montré, après une analyse minéralogique, que la couche de sable de couleur grise est composée à 99,6 % de silice contre 99,7 % dans le sable neuf (avant essai). Ces auteurs concluent que cette couleur n'est pas liée à l'abrasion du métal de la sonde comme on pourrait le penser, mais à des propriétés optiques du matériau broyé, différentes de celles du sable intact.

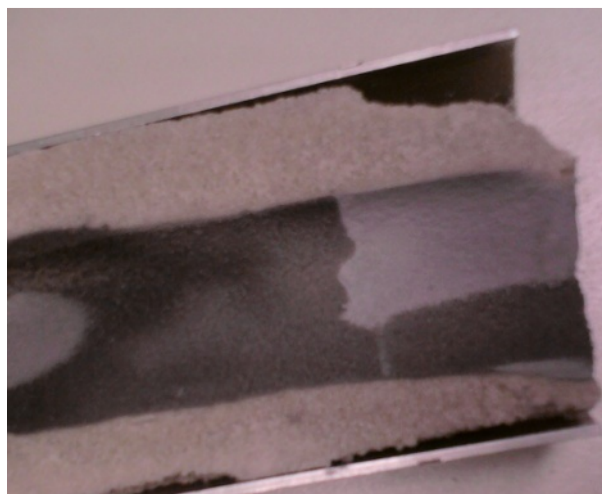


Figure III-34 *Sable récupéré autour de la sonde*

Afin de vérifier l'origine de cette couche spécifique autour de la sonde, on a réalisé un essai dans lequel on a effectué uniquement le fonçage. La Figure III-35 montre que sans le chargement cyclique et sous l'effet uniquement du fonçage on observe la présence de la gangue, mais cette fois sans la couleur grise à l'interface. On confirme que la bande observée autour de la sonde dans le cas de l'essai foncé présenté précédemment est due au fonçage et évolue (changement de couleur) au cours du chargement cyclique.

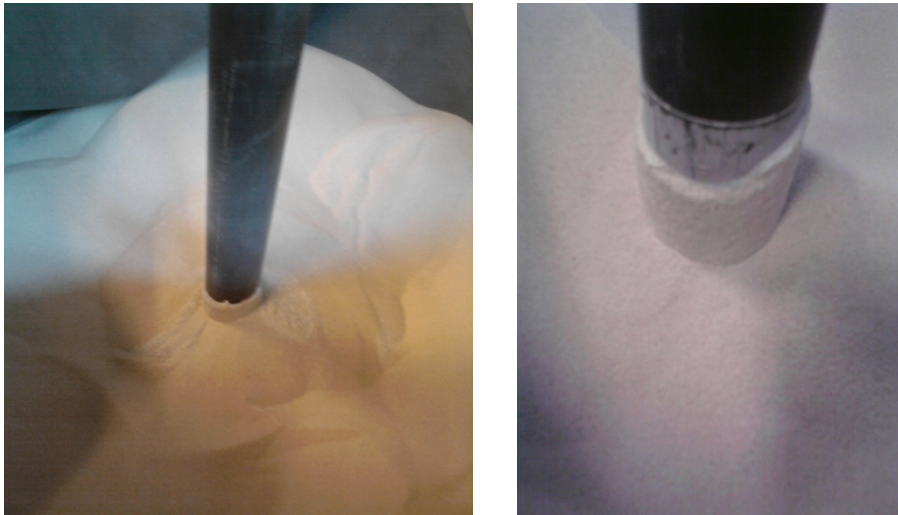


Figure III-35 *Vues de la zone autour de la sonde après fonçage*

Sur le sable récupéré près de l'interface, on a réalisé une analyse. La Figure III-36 montre les courbes granulométriques du sable à l'interface pour les cas foncé, moulé et foncé uniquement (sans chargement cyclique). On remarque que les courbes correspondant au cas moulé et au sable neuf sont quasi-identiques, ce qui confirme les résultats précédents. En revanche, on remarque que le pourcentage des fines (particules inférieures à 80 μm) après le fonçage (environ 30 %) est supérieur à celui après essai comprenant la phase de fonçage, chargements monotones et cyclique (environ 20 %). Cette différence peut être expliquée par le fait qu'à la fin du fonçage, les particules fines sont concentrées dans la couche d'interface et évoluent au cours du chargement cyclique, une partie pénètre dans les aspérités de la sonde rendant ainsi la surface du pieu équivalente à celle d'un pieu lisse (migration des particules fines). Yang *et al.* (2010) ont trouvé un résultat très comparable (I.4.4).

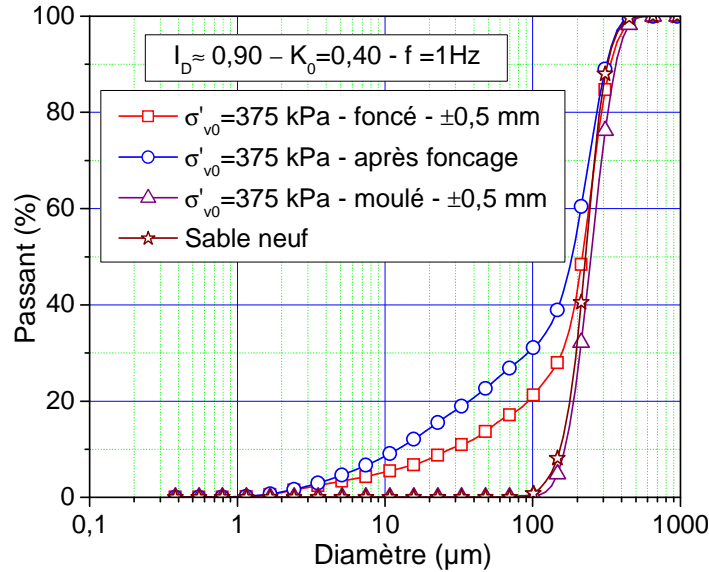


Figure III-36 Courbes granulométrique du sable à d'interface

Des photos au microscope électronique à balayage (MEB) ont été prises pour les trois sables récupérés autour de la sonde (Figure III-37). On observe que le sable récupéré dans la zone d'interface présente des particules fines due au fonçage et non pas au chargement cyclique. En effet, on remarque que pour le cas foncé les grains sont fortement écrasés et broyés, un peu plus pour le cas où l'on a fait uniquement le fonçage et enfin, pour le cas moulé, on remarque que les grains sont quasiment dans leur état initial, ce qui confirme les conclusions que l'on a données concernant les courbes granulométriques.

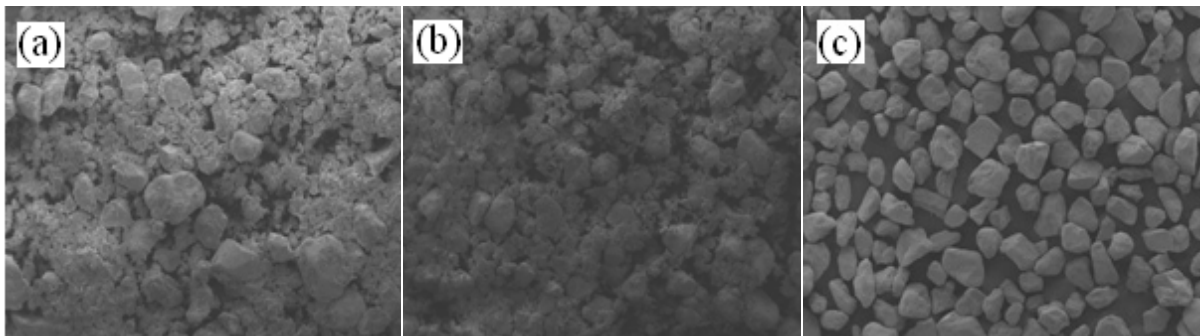


Figure III-37 Photos réalisées au MEB pour le sable localisé à l'interface : (a) cas foncé ;
(b) après fonçage uniquement ; (c) cas moulé

III.4.2 Influence des fines sur le module de cisaillement du sable

On a vu précédemment sur les courbes de mobilisation du frottement latéral, lors du chargement monotone initial (Figure III-23), que la rigidité est plus faible dans le cas foncé. Cependant, les contraintes autour de la sonde sont plus importantes dans le cas foncé que

dans le cas moulé, ce qui paraît contradictoire. En fait, la compréhension de la différence observée entre les deux cas, notamment en ce qui concerne la rigidité, nécessite de comprendre le comportement du sable autour de la sonde et son évolution au cours du chargement. En effet, comme on l'a évoqué dans la partie en I.4.1, la dilatance empêchée du sable dans la zone d'interface fait augmenter la contrainte normale et donc le frottement latéral. Toutefois, comme on vient de le voir, à fortes contraintes de consolidation, on remarque la présence d'une zone constituée de matériaux broyés. Carraro *et al.* (2009) ont montré en réalisant des essais triaxiaux sur le sable d'Ottawa (sable siliceux), qui a un diamètre moyen $d_{50}=0,31$ mm, que le module de cisaillement G_s diminue considérablement si on ajoute 10 % de particules fines de silice dont le diamètre varie entre 0,001 et 0,1 μm . L'évolution du module de cisaillement G_s à petites déformations est présentée sur la Figure III-38. Randolph *et al.* (1994) proposent de diviser par un facteur 5 le module de cisaillement entre un sable sans fines et un sable présentant un pourcentage de fines de 30 %. Si l'on se réfère à l'expression de la rigidité dans la solution élastique d'expansion de cavité (Boulon *et al.* (1986)), on remarque que, celle-ci diminue avec la diminution du module de cisaillement, ce qui conduit à une rigidité plus faible dans le cas foncé. En plus de l'interprétation que l'on a donnée sur le fait que frottement mobilisé dans le cas foncé est supérieur au cas moulé (surcontraintes autour de la sonde), l'interprétation peut se faire aussi par l'augmentation de l'angle de frottement interne du sable en présence des particules fines. En effet, Salgado *et al.* (2000) et Carraro *et al.* (2009) ont montré que l'angle de frottement au pic et résiduel augmente avec l'augmentation du pourcentage de fines. Cette augmentation peut atteindre 4°.

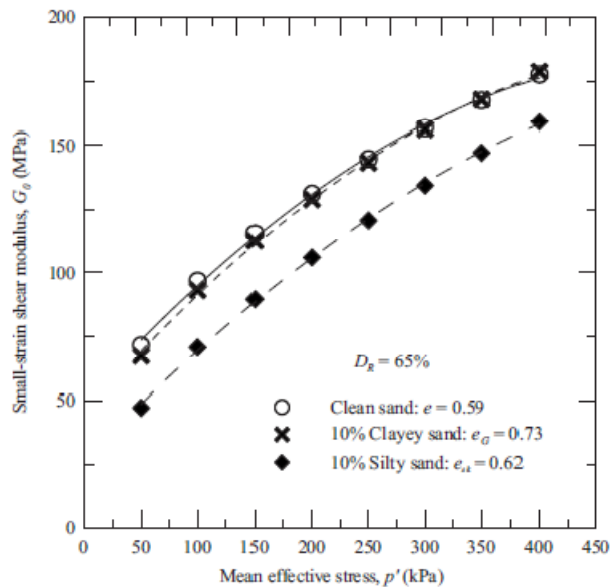


Figure III-38 Module de cisaillement dans le cas du sable propre et avec ajout de fines (Carraro *et al.* (2009))

En plus du rôle de cimentation/scellement des particules fines évoqué en III.3.3.3, on peut également penser que, la migration des particules fines après le chargement cyclique, diminuerait d'avantage le module de cisaillement. Cela conduit à une mobilisation plus faible et moins raide du frottement latéral après chargement cyclique comme on la observé.

III.4.3 Schéma d'interprétation du comportement de l'interface

On va proposer dans cette partie une interprétation conceptuelle permettant d'expliquer le comportement observé dans la zone d'interface que l'on a vu précédemment, à savoir le renforcement ou la dégradation. On présente deux schémas, le premier correspond au cas des contraintes de consolidation faibles où l'on considère que le pourcentage des particules fines est faible comme on l'a vu sur les courbes granulométriques et sur les photos MEB. Le schéma conceptuel est présenté sur la Figure III-39. Comme on l'a évoqué précédemment, le sable à l'interface se comporte quasiment à volume constant (rigidité k_0 du ressort très forte) ; cela se traduit au cours de la densification par une réduction de la contrainte normale ce qui conduit à une dégradation du frottement latéral. Par ailleurs, lors de la phase de renforcement, on peut penser à un apport de grains extérieur à la zone densifiée, ce qui entrainerait un comportement du type dilatance empêchée et faisant donc augmenter la contrainte normale et par conséquent le frottement latéral.

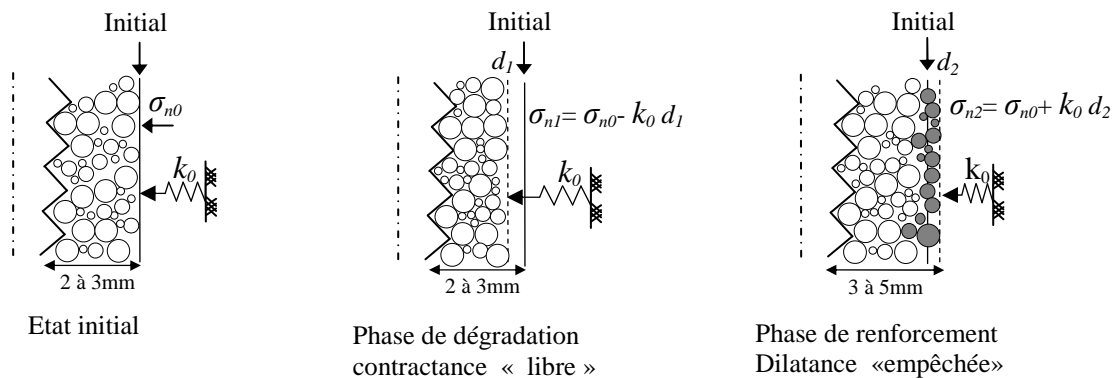


Figure III-39 Schéma conceptuel d'interprétation des différentes phases d'évolution dans le cas des faibles contraintes de consolidation (cas de l'essai typique III.1)

Pour les contraintes de consolidation élevées, on considère que la présence des fines joue un rôle très important dans l'évolution de la rugosité de la sonde par cimentation/scellement. Cela conduit à une mobilisation plus « molle » et des valeurs du frottement latéral beaucoup plus faibles. Le mécanisme expliquant l'évolution de l'interface est présenté sur la Figure III-40. En effet, comme schématisé, la phase de dégradation serait, là aussi, due à une réduction de la contrainte normale suite à la densification du sable. Aussi la phase du

renforcement, qui est très faible dans ce cas, serait elle aussi due à de la dilatance partiellement empêchée. Toutefois, suite au chargement cyclique, les particules fines créées au cours du fonçage, viennent « cimenter » la surface de la sonde en diminuant sa rugosité ce qui donne lieu, à nouveau, à une phase de dégradation.

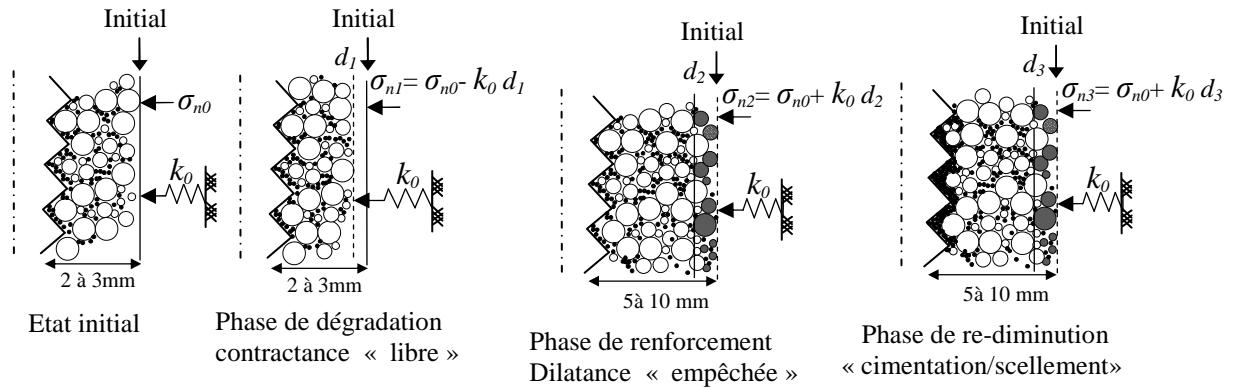


Figure III-40 Schéma conceptuel d'interprétation des différentes phases d'évolution dans le cas des fortes contraintes de consolidation (cas de l'essai foncé III.3.3)

III.5 INFLUENCE DU DIAMETRE DE LA SONDE

III.5.1 Effet de taille

L'influence du diamètre de la sonde-pieu ou du pieu sur les résultats est un point important à étudier. En effet, dans la modélisation physique, comme en chambre d'étalonnage, il est essentiel de bien vérifier l'effet de taille. Si on considère que le diamètre de la chambre est suffisamment grand pour éviter l'effet de bord que l'on étudiera plus loin, l'effet du diamètre du pieu se divise en deux parties : le rapport du diamètre du pieu sur la taille moyenne des grains ; et la rigidité du système sol-pieu.

La taille du modèle de pieu utilisé dans la modélisation physique doit être proportionnelle à la taille de la bande d'interface qui est généralement estimée entre 10 et 15 fois la taille moyenne des grains de sable. En effet, Balachowski (1995) a trouvé que, pour éviter l'effet de taille en frottement, il faut avoir un modèle de pieu de diamètre supérieur à 250 fois la taille moyenne des grains (Figure III-41). Garnier et König (1998) ont également étudié l'influence du diamètre du pieu et recommandent un rapport de diamètre de pieu sur le diamètre de la taille moyenne des grains de 100. Dans notre cas, le rapport du diamètre de la sonde sur la taille moyenne des grains est très grand (environ 150) ce qui minimise largement l'effet de taille.

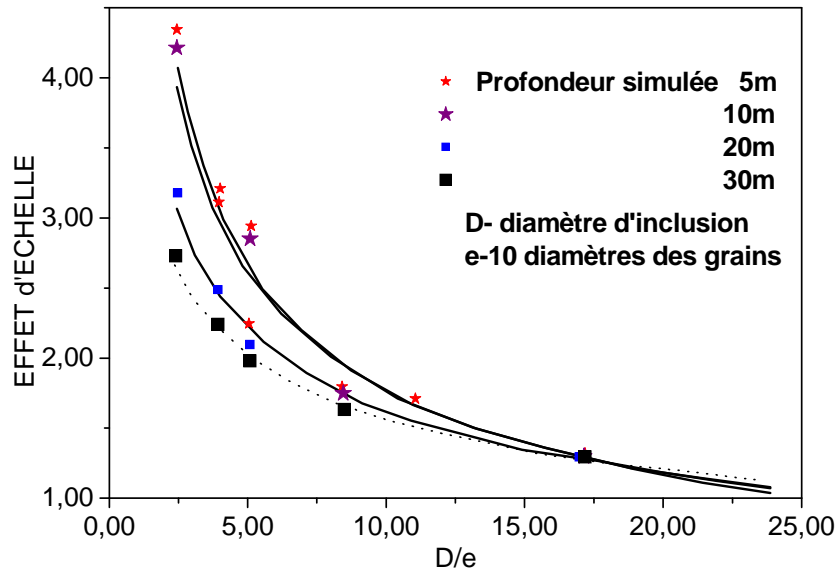


Figure III-41 Effet de taille en frottement (Balachowski (1995))

Dans le cas où le premier effet de taille est faible (rapport du diamètre du pieu sur la taille moyenne des grains), le diamètre du pieu a un effet direct sur le frottement latéral mobilisé. En effet, la rigidité normale de l'interface sol-pieu est proportionnelle au module de cisaillement et inversement proportionnelle au diamètre du pieu (Boulon *et al.* (1986), Airey *et al.* (1992), Lehane et White (2005)...). Cet effet du diamètre est d'autant plus important que le sable à l'interface est dilatant. Toutefois, on a montré dans le chapitre I (I.4.5), qu'à partir d'une certaine rigidité, l'influence de celle-ci est très faible sur le frottement mesuré. En effet, Al-Mhaidib et Edil (1998) ont obtenu des valeurs moyennes du frottement latéral très comparables avec des pieux de diamètre 45 et 178 mm. En revanche, bien qu'il soit très faible, il faut noter que cet effet de taille n'est pas totalement nul même pour les pieux de grand diamètre et qu'il est fonction aussi de la nature du sable. En effet, Randolph *et al.* (1996) ont testé des pieux de grand diamètre sur un site de sable calcaire en Australie et ils ont trouvé que, pour des diamètres allant de 440 mm à 2080 mm, le frottement latéral est réduit d'environ 30%.

III.5.2 Effet de bord

Dans les essais de modélisation physique, en chambre d'étalonnage en l'occurrence, une question très importante se pose quand à la validation des résultats par rapport à l'effet de bord. En effet, l'effet de bord se manifeste quand les dimensions de la chambre sont petites et le diamètre de la sonde est relativement important (diamètre de la chambre sur le diamètre de la sonde est petit). Cette question a été étudiée par plusieurs auteurs comme Balachowski (1995), Salgado *et al.* (1998)... Schnaid et Houlsby (1991) ont étudié l'influence du diamètre du pieu sur la résistance du cône (résistance en pointe). Les auteurs ont utilisé

trois pieux de diamètre différent ayant une section de 5, 10 et 15 cm² mis en place par fonçage dans un massif de sable de 1 m de diamètre et 1,5 m de hauteur. Trois états de densité du sable ont été étudiés, lâche, moyen et dense. Les résultats obtenus montrent que pour un état dense, l'influence du rapport de diamètre de la chambre sur le diamètre du pieu est très marquée. En effet, l'augmentation de ce rapport, c'est-à-dire, la diminution du diamètre de la sonde par rapport au diamètre de la chambre, augmente la résistance en pointe. Par exemple, une augmentation du rapport des diamètres de 40% fait augmenter la résistance en pointe de 60% pour l'état dense et d'environ 30% pour l'état moyen. En revanche, pour l'état lâche, l'influence n'est pas très significative. Cependant, la question de l'influence de l'effet de bord sur la résistance en frottement latéral est très différente, car dans ce cas, il s'agit d'un problème d'interface et pas de développement de lignes de ruptures comme pour la résistance en pointe. Pour vérifier cet effet, il faut comparer les frottements mobilisés pour deux rapports de diamètre différents, mais avec le même diamètre de la sonde et qu'il soit de préférence suffisamment grand pour éviter l'effet de taille que l'on a évoqué ci-dessus. Dans la littérature, peu de travaux ont abordé cette question, car en général le diamètre des chambres d'étalonnage est fixe, alors on change uniquement le diamètre de la sonde. On pourrait tenter de comparer des essais dans deux chambres différentes avec le même diamètre de pieu, mais cela ne suffit pas, car il faudra s'assurer que les deux modèles de pieu ont plus ou moins la même rugosité ce qui n'est pas toujours évident. Al-Douri (1992) a réalisé des essais en chambre d'étalonnage avec un modèle de pieu de 25 mm de diamètre mis en place par fonçage dans deux massifs de diamètres 300 et 590mm, ce qui correspond à un rapport de 12 et 24 respectivement. Les essais ont été réalisés en condition K_0 , c'est-à-dire, bord rigide. La Figure III-42 montre l'effet de bord sur le frottement latéral mobilisé. On remarque que pour les faibles densités, l'influence est très négligeable voire inexistante. En revanche, pour les densités plus élevées, une légère différence entre les deux modèles est observée, mais elle reste relativement faible (inférieure à 20%).

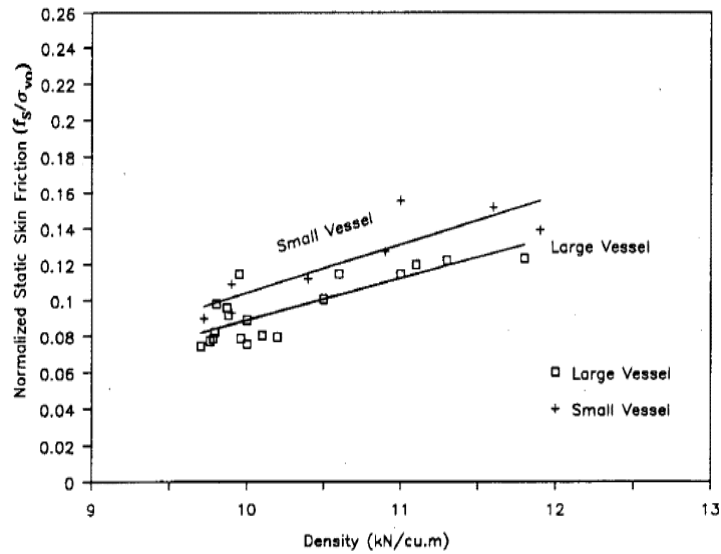


Figure III-42 Influence du bord sur le frottement latéral mobilisé (Al-Douri (1992))

Mokrani (1991) a mesuré la pression moyenne au bord de la chambre lors des essais sur modèle de pieu en chambre d'étalonnage. Le rapport du diamètre du massif sur le diamètre de la sonde du modèle utilisé est d'environ 21. L'auteur montre que pendant le battage ou le chargement monotone en compression, la contrainte moyenne au bord augmente sensiblement. En revanche, dans le cas du chargement en arrachement (pas d'effet de la pointe), elle reste quasiment constante, ce qui montre que l'effet de bord en frottement est négligeable.

En conclusion, on peut dire que pour nos essais et avec la sonde $\Phi 36$, où le rapport du diamètre du massif sur le diamètre de la sonde est d'environ 14, les effets de taille et de bord en frottement sont négligeables, en particulier pour les essais à faible densité. Quant à la résistance en pointe, l'effet semble être important, cependant, pour le chargement cyclique, où les déplacements appliqués sont relativement petits (par rapport au déplacement correspondant à la mobilisation de la résistance en pointe), l'effet de bord sur la résistance en pointe sera faible.

III.5.3 Calcul de la rigidité sol-pieu pour les deux sondes

Afin de mieux comprendre le comportement observé avec les deux sondes $\Phi 36$ et $\Phi 20$, que l'on va présenter plus loin, on va tenter de calculer la rigidité pour ces deux sondes. On rappelle tout d'abord la formule de la rigidité de la solution élastique d'expansion de cavité qui s'écrit sous la forme suivante :

$$k = A \frac{B}{D}$$

III-2

A : constante (varie selon les auteurs) ;

B : module pressiométrique ou module de cisaillement ;

D : diamètre du pieu ;

Le coefficient A est généralement pris égal à 2 selon la majorité des auteurs (Boulon *et al.* (1986), Airey *et al.* (1992), Mortara *et al.* (2007),...). Quant au coefficient B , il est égal au module pressiométrique (Boulon *et al.* (1986)) ou au module de cisaillement du sol au-delà de la zone d'interface (Airey *et al.* (1992), Mortara *et al.* (2007)). En ce qui concerne le coefficient D , Foray *et al.* (1998) proposent de prendre une valeur égale à la somme de la moitié du diamètre augmentée de l'épaisseur de la zone d'interface (dix fois la taille moyenne des grains d_{50}).

Delfosse-Ribay *et al.* (2004) ont déterminé le module de cisaillement maximal (G_{max}) en fonction de la contrainte moyenne, pour le sable de Fontainebleau à forte densité. Les auteurs montrent que le module de cisaillement varie quasi-linéairement avec la contrainte moyenne entre 100 et 300 kPa. Pour une contrainte moyenne de 100 kPa, le module de cisaillement est d'environ 120 MPa et 210 MPa pour une contrainte moyenne de 300 kPa.

Pour le calcul de la rigidité, le principal problème réside dans le calcul du champ de contrainte autour de la sonde (les contraintes verticale, radiale et orthoradiale) qui sont différentes de celles appliquées aux bords notamment après l'installation par battage ou par fonçage.

Pour calculer les contraintes autour de la sonde, on utilise deux méthodes : la solution élastique de l'expansion d'une cavité à bord rigide en déformations planes ; et une solution élasto-plastique de la même cavité. On présente sur la Figure III-43 une représentation schématique d'une cavité dont le bord intérieur est rigide et le bord extérieur est soumis à une pression uniforme.

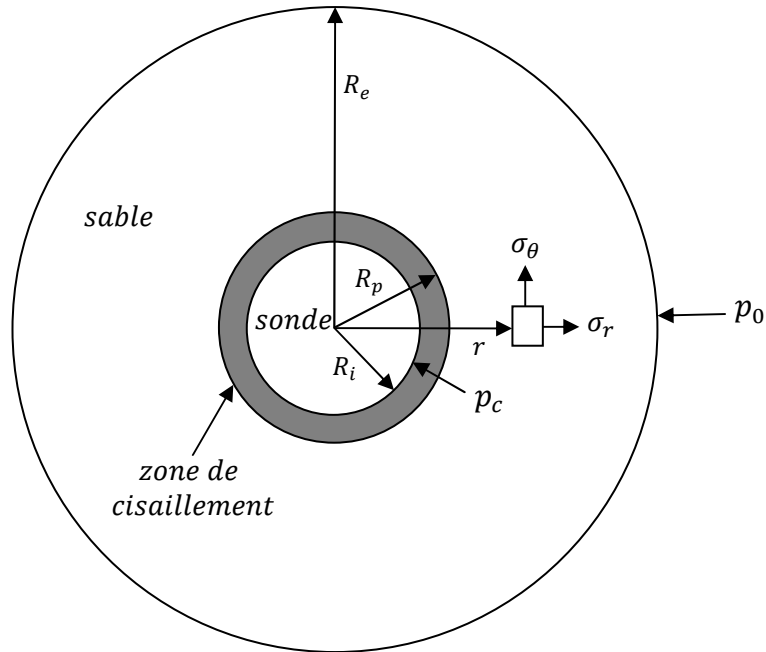


Figure III-43 Coupe transversale schématique du problème d'expansion de cavité

D'après Lamé (1858), la solution en contrainte au problème d'expansion de cavité est de la forme suivante :

$$\begin{cases} \sigma_r = a + \frac{b}{r^2} \\ \sigma_\theta = a - \frac{b}{r^2} \end{cases} \quad \text{III-3}$$

où

σ_r, σ_θ : la contrainte radiale et orthoradiale respectivement ;

a et b : constantes déterminées à partir des conditions aux limites ;

r : position du point de calcul des contraintes.

Selon la loi de Hooke, le champ des déformations s'écrit sous la forme suivante :

$$\begin{cases} \varepsilon_r^{el} = \frac{du}{dr} = \frac{(1-\nu^2)}{E} \left(\sigma_r - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_\theta \right) \\ \varepsilon_\theta^{el} = \frac{u}{r} = \frac{(1-\nu^2)}{E} \left(\sigma_\theta - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_r \right) \end{cases} \quad \text{III-4}$$

avec

$\varepsilon_r^{el}, \varepsilon_\theta^{el}$: déformation élastique radiale et orthoradiale respectivement ;

ν : coefficient de Poisson ;

E : module de Young du sol ;

u : déplacement radial de la cavité

Dans notre cas, les conditions aux limites sont les suivantes :

À l'intérieur de la cavité (rayon de la sonde): le déplacement radial u est nul ;

À l'extérieur : la pression est égale à p_0 .

Les coefficients a et b s'expriment alors sous la forme suivante :

$$\begin{cases} a = \frac{p_c}{2(1-\nu)} \\ b = \left(p_0 - \frac{p_c}{2(1-\nu)} \right) R_e^2 \end{cases} \quad \text{III-5}$$

En utilisant la formule III-3 et en remplaçant les coefficients a et b que l'on a déterminés, on obtient la formule donnant la pression autour de la sonde en fonction de la pression appliquée à l'extérieur :

$$p_c = \frac{2(1-\nu)R_e^2}{R_e^2 + (1-2\nu)R_i^2} p_0 \quad \text{III-6}$$

avec

p_c : pression à l'intérieur de la cavité ;

p_0 : pression à l'extérieur de la cavité ;

R_i, R_e : rayon intérieur et extérieur respectivement.

On peut simplifier la formule III-6 en posant le terme $R_e^2 + (1-2\nu)R_i^2 \approx R_e^2$; on obtient alors :

$$p_c = 2(1-\nu)p_0 \quad \text{III-7}$$

La contrainte moyenne s'écrit sous la forme suivante :

$$\frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} = p_0 \quad \text{III-8}$$

En se référant aux travaux de Delfosse-Ribay *et al.* (2004), le module de cisaillement est égal à 90 MPa.

A partir de la formule III-2, les rigidités des deux sondes sont :

La sonde $\Phi 20$: $k \approx 9000$ kPa/mm

La sonde $\Phi 36$: $k \approx 5000$ kPa/mm

Par ailleurs, il existe une solution élasto-plastique fournie par Vesic (1972) qui fait intervenir les caractéristiques mécaniques du sol.

La solution générale pour un sol ayant un angle de frottement interne φ et une cohésion c est la suivante :

$$\sigma_p = (p_u + c \cot \varphi) \left(\frac{R_u}{R_p} \right)^{\frac{4 \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} - c \cot \varphi \quad \text{III-9}$$

avec

σ_p : contrainte radiale à la limite de la zone plastique.

p_u : pression dans la cavité.

R_u : rayon de la cavité (rayon de la sonde R_i pour notre cas)

R_p : rayon de la zone plastique (rayon de la sonde + épaisseur de la couche de cisaillement).

Si on fait une application numérique avec une épaisseur de la bande de cisaillement de $15 \cdot d_{50}$, on trouve pour une pression de confinement de 50 kPa, une contrainte radiale agissant sur la sonde d'environ 70 kPa.

Il est clair que ce calcul de la contrainte radiale est ce qui se rapproche le plus de notre cas ; cependant, pour calculer la rigidité, on a besoin de la contrainte moyenne au-delà de la zone plastique et non pas celle agissant sur le fût.

III.5.4 Evolution du frottement et de la résistance en pointe

Afin de tester l'éventuelle influence du diamètre de la sonde qui serait importante dans le cas d'un massif dense et des contraintes de consolidation faibles (sable dilatant), on a réalisé un essai à 100 000 cycles avec une sonde de diamètre 20 mm. La Figure III-44 montre les courbes de mobilisation du frottement latéral à 1 cycle et à 100 000 cycles pour les deux modèles de pieu ($\Phi 20$ et $\Phi 36$). Comme on l'a vu sur l'essai typique, les déformations irréversibles sont très importantes à grand nombre de cycles et semblent être indépendantes du diamètre de pieu. En effet, on remarque que le déplacement pour lequel le frottement est nul est quasiment identique pour les deux modèles de pieu (0,4 mm). Cependant, une légère différence de la non linéarité des courbes peut être constatée ; cela peut s'expliquer par la différence des rigidités entre les deux modèles. Par ailleurs, on remarque que les frottements mobilisés à 100000 cycles sont quasiment identiques. En effet, on a vu dans la partie

bibliographique (I.4.5) que l'influence de la rigidité sur le frottement mobilisé est telle que pour des valeurs relativement faibles, l'influence est très importante. En revanche, à partir d'une certaine valeur de rigidité (typiquement 1000 kPa/mm) l'influence est très faible comme dans le cas de nos essais.

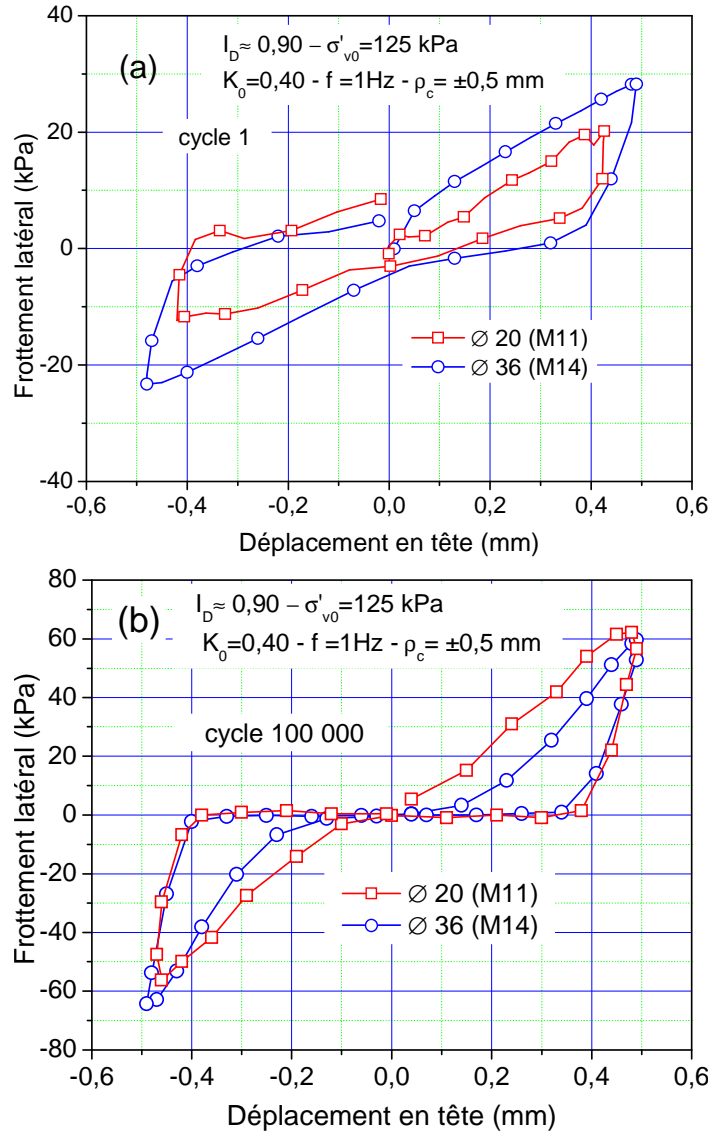


Figure III-44 Courbes de mobilisation du frottement latéral local à 1 et 100 000 cycles pour les sondes $\Phi 20$ et $\Phi 36$

La Figure III-45 présente des évolutions du frottement latéral et de la résistance en pointe pour les deux modèles de pieu. En ce qui concerne le frottement latéral, on remarque que, pour les premiers cycles (jusqu'à une dizaine de cycles), le renforcement est légèrement supérieur pour le petit modèle. La dégradation est également plus importante et le maximum est atteint pour un nombre de cycles plus important que pour le modèle de $\Phi 36$. Ceci est dû au fait que pour le petit modèle la rigidité est plus importante que pour le grand modèle, donc

la chute de la contrainte normale due à la densification est plus importante (on se rapproche davantage des conditions à volume constant). Fakharian et Evgin (1997) ont trouvé la même tendance sur des essais de cisaillement d'interface (I.4.5). On remarque également que la phase de renforcement est beaucoup plus importante dans le petit modèle que dans le grand modèle. En fait, c'est la valeur du premier cycle qui est plus faible pour le petit modèle, ce qui est dû aux surcontraintes générées après le fonçage. En effet, la taille de la sonde étant plus grande, le refoulement du sable autour de la sonde est alors plus important. Cela conduit à des surcontraintes dues au fonçage plus importantes, le frottement est donc plus important. Bien que le sable soit différent (un sable calcaire qui serait moins dilatant qu'un sable siliceux), Chin et Poulos (1996) ont retrouvé la même tendance, c'est-à-dire que le frottement mobilisé lors du chargement monotone après fonçage sur un modèle de petit diamètre (50 mm) est inférieur à celui mobilisé sur un modèle de 100 mm. Pour mieux appréhender les différences éventuelles, on présente sur la Figure III-46 l'amplitude du frottement latéral pour les deux sondes. On remarque, que pour les petits nombres de cycles, le frottement mesuré pour la sonde $\Phi 20$ est légèrement inférieur à celui mesuré sur la sonde $\Phi 36$, mais à grand nombre de cycles les deux courbes se rejoignent. A ce moment, on retrouve le fait que la rigidité n'a pas beaucoup d'influence lorsque sa valeur dépasse un seuil de 1000 kPa/mm.

En ce qui concerne la résistance en pointe, les courbes obtenues pour les deux modèles sont globalement comparables sauf dans la phase de dégradation où l'on remarque que la dégradation est plus importante pour le petit modèle. Là aussi, on peut interpréter cette différence par le fait que la densification est plus importante dans le petit modèle.

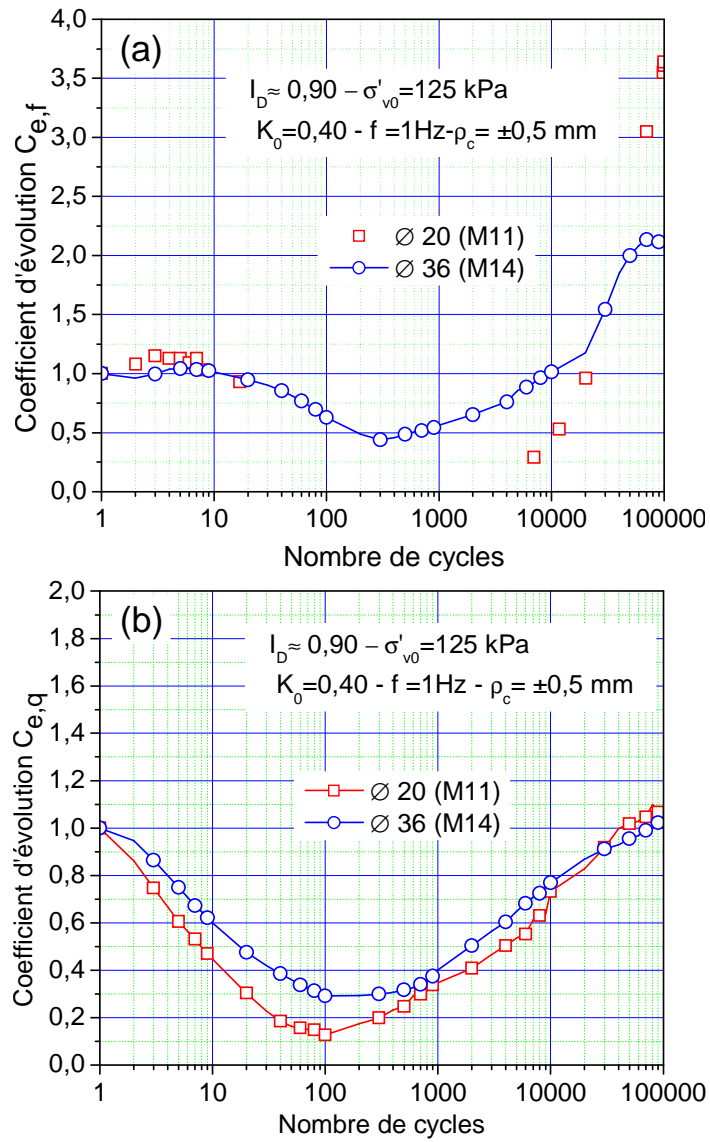


Figure III-45 Comparaison entre les sondes $\Phi 20$ et $\Phi 36$: (a) évolution du frottement latéral ;
 (b) évolution de la résistance en pointe

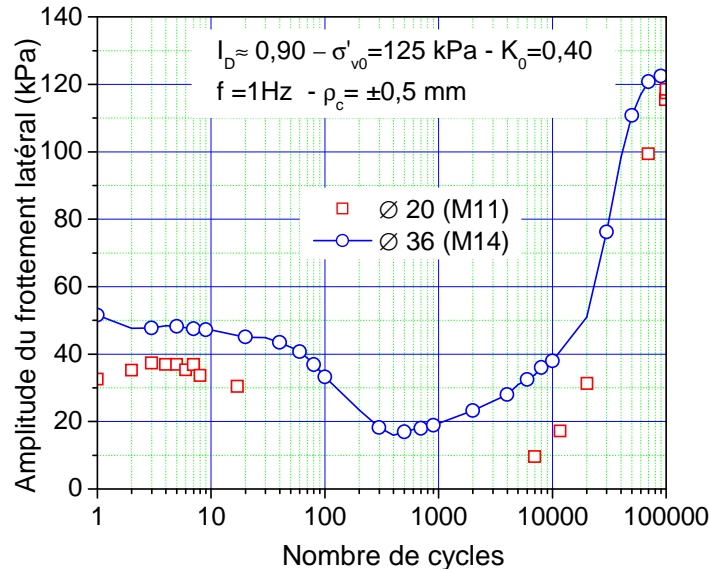


Figure III-46 Amplitude du frottement latéral pour la sonde de 20 mm et 36mm

III.6 CONCLUSIONS

A l'issue de ce chapitre, quelques conclusions peuvent être énoncées :

- 1- pour une gamme de fréquence inférieure à 1 Hz, il n'y a quasiment pas d'influence sur la réponse cyclique.
- 2- outre le renforcement initial et les dégradations du frottement latéral et de la résistance en pointe, déjà identifiées dans la littérature, une phase de ré-augmentation du frottement latéral a été observée à grand nombre de cycles pour les contraintes de consolidation faibles. Cette ré-augmentation a été reliée à la dilatance empêchée du sol sous cisaillement cyclique.
- 3- pour les fortes contraintes de consolidation, on observe une quatrième phase de dégradation en plus de la phase du renforcement du frottement latéral. Celle-ci serait due à la « cimentation/scellement » de la sonde qui diminue ainsi sa rugosité et donc le mécanisme de la dilatance empêchée.
- 4- à faible contrainte de consolidation, le sable autour de la sonde après essai, reste quasiment à son état initial (pas de présence significative de particules fines).
- 5- la bande de cisaillement observée dans le cas des fortes contraintes de consolidation est due au fonçage et évolue au cours du chargement cyclique.
- 6- le renforcement à grand nombre de cycles est aussi observé dans le cas de mise en place par moulage où l'évolution du sable à l'interface est très faible (comme pour les faibles contraintes de consolidation).
- 7- l'influence de la taille de la sonde sur l'évolution du frottement latéral est très faible, tout au moins pour les deux diamètres testés, en revanche, pour la résistance en pointe et donc l'effort en tête elle peut être très significative.

Chapitre IV Etude paramétrique

Après avoir présenté, dans le chapitre précédent, l'interprétation d'un essai typique (massif M6) et proposé une interprétation du comportement de l'interface sable-pieu sous sollicitations cycliques, on va, dans cette partie, étudier l'influence des paramètres significatifs du problème. On étudie, en particulier, l'influence de l'amplitude du déplacement cyclique ρ_c , l'état de densité du massif, le niveau de consolidation et quelques paramètres complémentaires qui sont le déplacement moyen, le temps de repos et le sens du chargement (alterné, non alterné). En effet, *in situ*, les contraintes augmentent avec la profondeur, et à une profondeur donnée, lorsque le pieu est chargé en force, les déplacements (cycliques et moyens) évoluent. Pour ce qui est de l'état de densité, si l'on parle souvent d'un massif dense ou lâche, il n'est pas exclu d'avoir des états de densités différentes le long du même pieu.

Pour cela, un programme important d'essais a été réalisé, où l'on a étudié, pour un même état de densité et contraintes de consolidation, trois amplitudes de déplacement cyclique 0,1 mm (100 μm), 0,25 mm (250 μm) et 0,5 mm (500 μm). Ensuite, pour les mêmes amplitudes de déplacement, on a étudié trois contraintes de consolidation ($\sigma'_{v0}=125, 250$ et 500 kPa pour les états lâches et 375 kPa pour les états denses) simulant ainsi des profondeurs allant jusqu'à 30 m, ce qui correspond aux longueurs de pieux généralement mis en œuvre en génie civil terrestre. Le Tableau IV-1 présente le programme des essais réalisés. Quelques essais déjà présentés dans le chapitre III seront également utilisés dans ce chapitre pour compléter l'étude paramétrique.

On s'intéresse tout d'abord à la forte densité, pour laquelle on étudie l'influence des autres paramètres (amplitude de déplacement et contrainte de consolidation) ; ensuite, l'influence de l'état de densité est présentée en analysant les essais réalisés dans des massifs lâches et moyens.

Massifs	I_D	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{h0} (kPa)	f (Hz)	N	ρ_c (mm)	Observations
M15	0,88	125	50	1	100000	$\pm 0,1$	
M16	0,88	250	100	1	100000	$\pm 0,25$	
M17	0,88	250	100	1	100000	$\pm 0,5$	
M18	0,89	375	150	1	100000	$\pm 0,25$	
M19	0,82	125	50	1	100000	$\pm 0,5$	influence du temps de repos
M20	0,88	125	50	1	100000	± 2	
M21	0,90	125	50	1	100000	$\pm 0,5$	influence du déplacement moyen
M22	0,94	375	150	1	100000	$\pm 0,1$	
M23	0,37	125	50	1	100000	$\pm 0,5$	
M24	0,40	125	50	1	100000	-0,5	essai non alterné
M25	0,40	250	100	1	100000	$\pm 0,5$	
M26	0,40	500	200	1	100000	$\pm 0,5$	
M27	0,63	125	50	1	100000	$\pm 0,5$	
M28	0,63	250	100	1	100000	$\pm 0,5$	

Tableau IV-1 Programme des essais réalisés

IV.1 INFLUENCE DE L'AMPLITUDE DU DEPLACEMENT

On a vu, dans le chapitre précédent, l'importance de la contrainte de consolidation. On se propose ici d'étudier l'effet du déplacement cyclique sous deux états de contraintes bien différenciés (faible et fort). Ensuite, on étudiera l'influence de la contrainte de consolidation en comparant les trois niveaux de consolidation.

IV.1.1 Faibles contraintes de consolidation

On va commencer par l'étude de l'influence de l'amplitude du déplacement cyclique ρ_c , pour l'état de densité le plus fort et le niveau de consolidation le plus faible ($\sigma'_{v0} = 125$ kPa, $\sigma'_{h0} = 50$ kPa). Pour cela, on a réalisé quatre essais à différentes amplitudes, $\pm 0,1$ mm, $\pm 0,25$ mm, $\pm 0,5$ mm et enfin ± 2 mm.

IV.1.1.1 Chargement monotone initial

On présente ici les résultats du chargement monotone initial, non pas pour étudier l'influence de l'amplitude, mais plutôt pour montrer la répétabilité des essais et s'assurer que les différences observées dans la phase cyclique sont dues uniquement au chargement cyclique. Les résultats en termes des courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe sont présentés sur la Figure IV-1. En ce qui concerne le frottement latéral, on remarque que globalement on mobilise des valeurs proches dans les différents

essais. L'écart maximal entre les courbes est d'environ 16 % au maximum de résistance, ce qui est acceptable. Toutefois, l'écart peut être dû à la différence de temps écoulé entre la fin du fonçage et le chargement monotone, qui est plus important dans cet essai. En effet, il y a un effet de consolidation que l'on développera plus loin. Quant à la résistance en pointe, on remarque que la valeur limite mobilisée est d'environ 8 MPa, à l'exception de l'essai où l'effet de fond du massif est plus important, car le fonçage est de 630 mm.

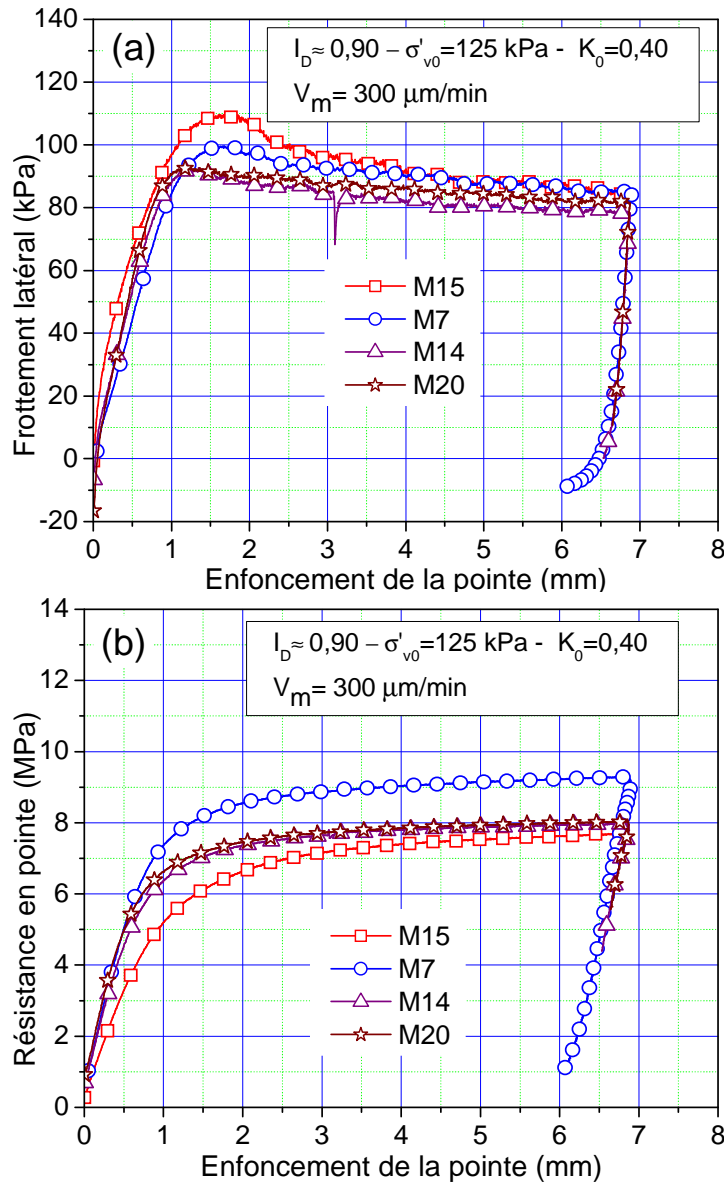


Figure IV-1 *Chargement monotone initial : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe*

IV.1.1.2 *Chargement cyclique*

On présente sur la Figure IV-2 les coefficients d'évolution correspondant au frottement latéral et à la résistance en pointe pour les différentes amplitudes du déplacement cyclique testées. On rappelle que les coefficients d'évolution ont la même définition que celle présentée dans le chapitre III. Pour le frottement latéral, on remarque que le renforcement initial apparaît

uniquement pour l'amplitude de $\pm 0,25$ mm. En effet, comme on l'a présenté dans en (III.1.3), ce renforcement est dû à deux phénomènes en compétition qui sont : la redistribution des surcontraintes autour de la sonde qui a tendance à augmenter les contraintes normales à l'interface ; et la densification qui a plutôt tendance à les diminuer. L'absence du renforcement pour les amplitudes importantes ($\pm 0,1$ mm, $\pm 0,5$ mm et ± 2 mm) est due au fait que l'effet prédominant est celui de la densification. En revanche, pour l'amplitude $\pm 0,25$ mm, c'est plutôt l'effet de la redistribution des surcontraintes qui est prédominant. L'effet de ces deux phénomènes dépend également des contraintes de consolidation, comme on le verra plus loin. Pour la comparaison avec la littérature, c'est, là aussi, quasiment impossible, comme on l'a évoqué en III.1.3. Néanmoins, on peut faire une comparaison qualitative avec les travaux de Le Kouby (2003) après une séquence de 50 cycles. L'auteur a trouvé que le facteur de dégradation D_τ présente un maximum pour un déplacement normalisé (amplitude de déplacement sur le diamètre de pieu) de 0,0075, ce qui est très proche de nos essais à 50 cycles qui est de 0,007.

Pour ce qui est de la dégradation, on constate que, là aussi, l'amplitude de $\pm 0,25$ mm correspond à la dégradation minimale ce qui est cohérent avec ce que l'on a évoqué ci-avant. L'interprétation est similaire à celle de la phase de dégradation.

Pour la phase de renforcement après dégradation, on remarque que, celle-ci est d'autant plus importante que l'amplitude est grande, car, la dilatance augmente avec le déplacement. Toutefois, pour l'amplitude de ± 2 mm, on constate un pic très marqué à 20 000 cycles, suivi d'une nouvelle dégradation, alors qu'on s'attendrait à ce que le renforcement soit le plus important et se stabilise, étant donné que les contraintes de consolidation sont faibles. En fait, le pic peut être dû à une réorganisation des grains de telle façon que la dilatance soit maximale ; ensuite, lorsque la contrainte normale augmente fortement, la structure des grains de sable change, avec création des particules fines, ce qui conduit à nouveau à une dégradation. On note que la création des fines est possible dans ce cas, car, le déplacement appliqué est suffisamment grand pour cisailer les grains, ce qui n'est pas le cas avec les autres amplitudes. On présentera plus loin des photos de la zone d'interface ainsi que les courbes granulométriques du sable autour de la sonde, pour les essais à $\pm 0,5$ mm et ± 2 mm, pour essayer de mieux appréhender ces phénomènes.

En ce qui concerne la résistance en pointe, on remarque que, pour les amplitudes $\pm 0,1$ mm, $\pm 0,25$ mm et $\pm 0,5$ mm, la dégradation est d'autant plus importante que l'amplitude est importante. En revanche, pour l'amplitude ± 2 mm, la tendance est inversée. On peut parler, là aussi, de deux autres phénomènes analogues à ceux du frottement latéral qui sont : la densification, qui a tendance à diminuer la résistance en pointe ; et le compactage qui a plutôt tendance à l'augmenter. En effet, pour les amplitudes $\pm 0,1$ mm, $\pm 0,25$ mm et $\pm 0,5$ mm, c'est la densification du sable sous la pointe qui est prédominante. En revanche, pour

l'amplitude ± 2 mm, le compactage par intercalation de grains de sable sous la pointe est plus important et rapide, ce qui diminue la phase de dégradation. Cela conduit au fait que, dans la phase de renforcement observée après celle de la dégradation, plus l'amplitude du déplacement est importante, plus le renforcement est important. En plus de ces deux phases, on observe l'apparition d'une troisième phase dans le cas de la forte amplitude, pour laquelle la résistance en pointe diminue à nouveau. Cela serait dû à la formation d'un écran autour de la pointe, constitué de sable broyé, qui empêche la poursuite de l'intercalation des grains de sable. Enfin on note que pour toutes les amplitudes, le renforcement ne dépasse pas la valeur 1.

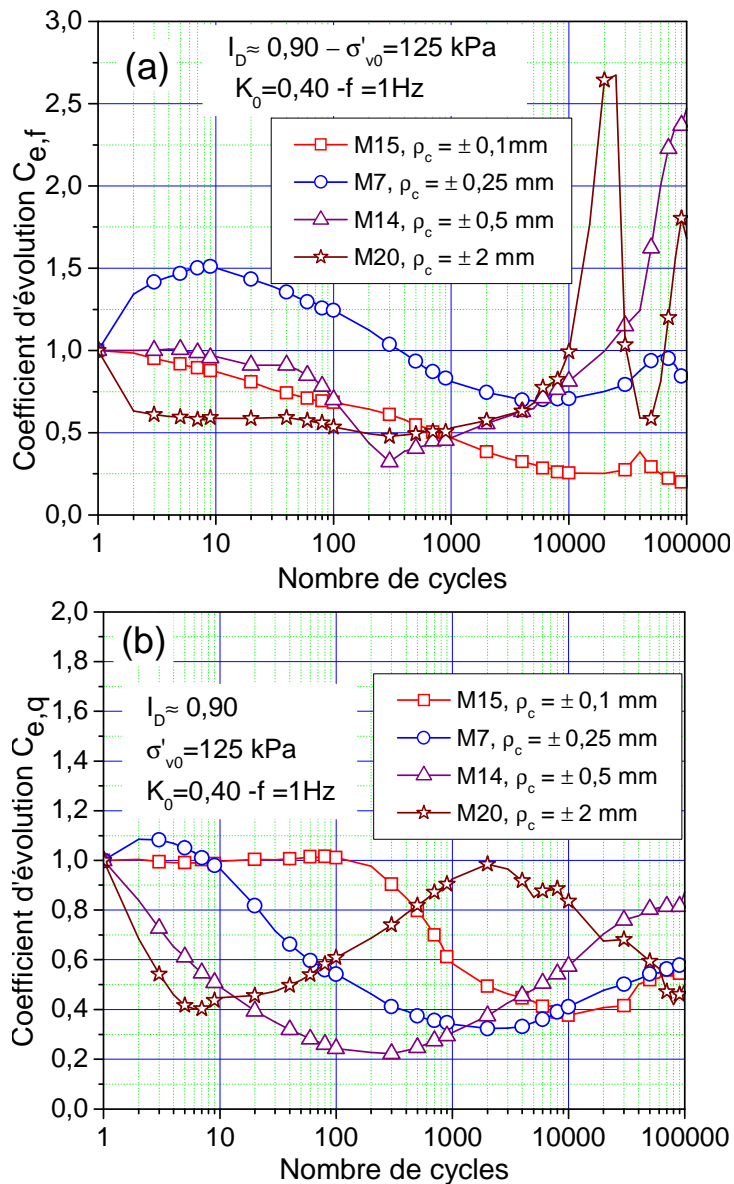


Figure IV-2 Influence de l'amplitude du déplacement : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

IV.1.1.3 *Chargement monotone final*

Après avoir quantifié les évolutions du frottement latéral et de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique ; on va maintenant étudier l'effet du chargement cyclique sur le frottement latéral et la résistance en pointe mobilisés au cours du chargement monotone final. Les résultats sont présentés sur la Figure IV-3.

En terme de frottement latéral, on remarque que, pour tous les essais, le déplacement correspondant au pic est plus important que celui observé lors du chargement monotone initial. Ceci serait dû au réarrangement des grains de sable dans les aspérités de la sonde ce qui permet un accrochement à un déplacement plus important du sable. On constate également une différence significative du frottement mobilisé (pic et limite) ainsi que la raideur à l'origine k_N définie en III.1.3. En effet, la plus faible amplitude ($\pm 0,1$ mm) correspond au frottement (pic et limite) les plus faibles ainsi que la raideur. Cependant, le frottement au pic est proche de celui du chargement monotone initial (90 kPa). Cela montre que l'on récupère quasiment la même dilatance avant le chargement cyclique, ce qui peut être expliqué par le fait que la densification se fait que dans une zone de faible épaisseur. Pour l'amplitude $\pm 0,25$ mm, le frottement mobilisé au pic (125 kPa) est supérieur à celui du monotone initial, ce qui est dû au renforcement observé lors du chargement cyclique. Le frottement latéral maximum au pic (175 kPa) est observé pour l'amplitude de $\pm 0,5$ mm, ce qui correspond au renforcement maximum observé lors de la phase cyclique. Enfin, pour l'amplitude la plus élevée (± 2 mm), le frottement mobilisé diminue, avec une valeur limite comparable à celle obtenue pour $\pm 0,25$ mm. On peut conclure alors que les évolutions (renforcement, dégradation) observées sont similaires à celles observées à la fin de la phase cyclique.

En ce qui concerne la résistance en pointe, on constate que pour la plus faible amplitude ($\pm 0,1$ mm), la raideur à l'origine et la valeur limite mobilisée sont plus faibles que pour les autres amplitudes. Ceci est dû à la densification sous la pointe sans compactage, comme on l'a expliqué en IV.1.1.2. Pour les amplitudes $\pm 0,25$ mm et $\pm 0,5$ mm, les courbes sont très similaires, il s'agit alors quasiment du même comportement. Enfin, pour l'amplitude ± 2 mm, la résistance en pointe est nulle sur un déplacement de 2 mm ce qui correspond à l'amplitude appliquée. Cela serait dû au fait qu'après la formation de « l'écran » empêchant les grains de sable de venir s'intercaler sous la pointe, on crée alors un vide sous la pointe.

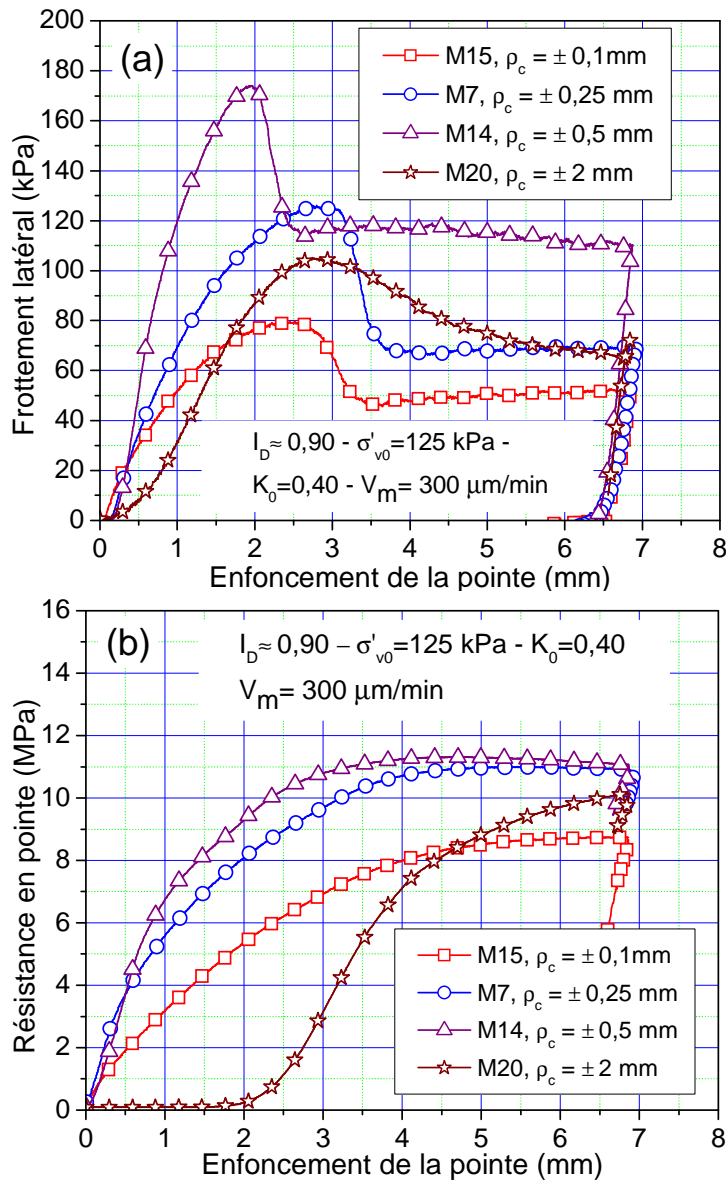


Figure IV-3 Influence de l'amplitude du déplacement sur le chargement monotone final : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

Comme présenté dans le chapitre précédent (III.4), on a pris des photos pour voir l'évolution de la zone d'interface après l'essai M20 (± 2 mm). On a également récupéré le sable autour de la sonde (manchon et pointe) afin de réaliser des analyses granulométriques. La Figure IV-4 montre les photos de la zone d'interface, après essai, pour les amplitudes de ± 2 mm et $\pm 0,5$ mm. On remarque, au niveau du manchon de frottement, la formation d'une bande de cisaillement pour l'amplitude ± 2 mm similaire à celle observée en (III.4.1.2) dans le cas des fortes contraintes de consolidation. Les résultats de l'analyse granulométrique de l'essai M20 (± 2 mm) sont présentés sur la Figure IV-5. On constate que, le pourcentage des fines dans la zone d'interface autour du manchon de frottement, est d'environ 5%, alors qu'on en avait quasiment pas dans le cas des faibles contraintes de consolidation (III.4.1.1).

Par contre, lorsqu'on se rapproche de la pointe, le pourcentage des fines devient important (environ 30%), ce qui serait lié à celle-ci.

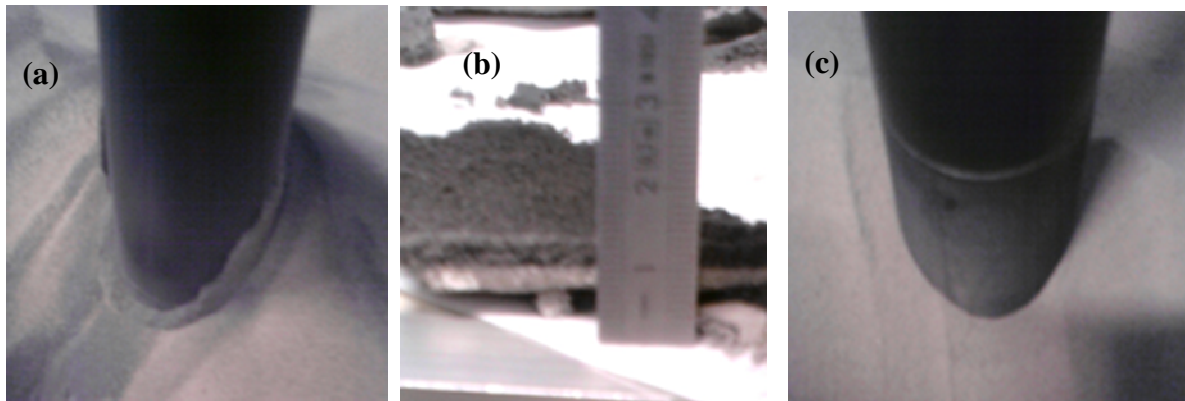


Figure IV-4 *Sable autour de la sonde après essai : (a), (b) $\rho_c = \pm 2 \text{ mm}$; (c) $\rho_c = \pm 0,5 \text{ mm}$*

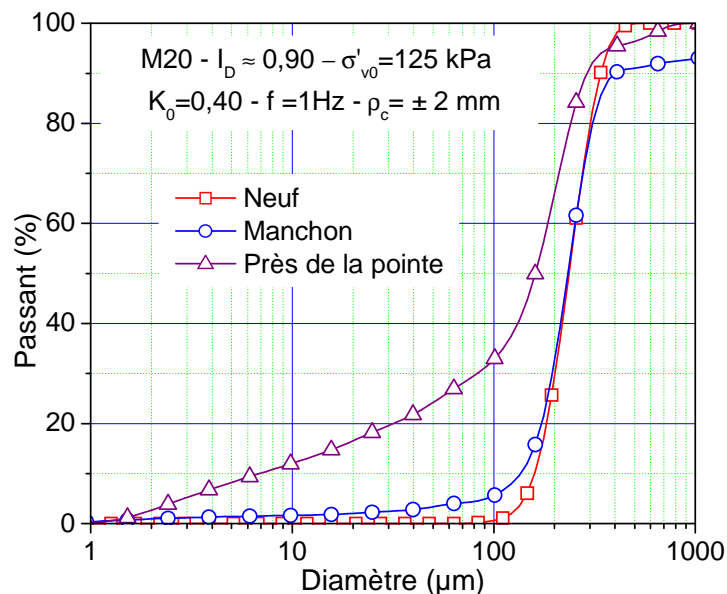


Figure IV-5 *Analyse granulométrique du sable récupéré près de l'interface de l'essai M20 ($\pm 2 \text{ mm}$)*

IV.1.2 Fortes contraintes de consolidation

On va présenter dans cette partie l'influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe pour les fortes contraintes de consolidation. En effet, on a vu, dans le chapitre précédent, que la contrainte de consolidation a une influence très importante sur le comportement de l'interface. La différence majeure se situe au niveau de la transformation du sable dans la zone d'interface (broyage des grains et production de fines particules). Ce phénomène joue un rôle important sur la mobilisation du frottement latéral. On ne présente ici que le chargement cyclique et le chargement monotone final.

Par ailleurs, on note que, pour le chargement monotone initial, on a obtenu une bonne répétabilité, comme pour le cas des faibles contraintes de consolidation.

IV.1.2.1 Chargement cyclique

On présente, sur la Figure IV-6, les évolutions du frottement latéral et la résistance en pointe. Pour le frottement latéral, l'interprétation du comportement des deux premières phases (renforcement, dégradation) est similaire à celle donnée pour les faibles contraintes de consolidation, à savoir l'existence de deux phénomènes décrits en IV.1.1.2 (redistribution des surcontraintes et densification). Cependant, on constate que, le renforcement observé pour l'amplitude la plus faible ($\pm 0,1$ mm), est le plus important, alors qu'on avait une dégradation dans le cas des faibles contraintes de consolidation. Ceci sera dû au fait que l'augmentation des contraintes de consolidation augmente l'effet des surcontraintes. Pour ce qui est de la phase de renforcement suivante, elle est très faible et suivie de nouveau d'une phase de dégradation. L'absence de renforcement est due, comme on l'a déjà vu dans le chapitre III (III.3.3.2), à l'effet des fines qui diminuerait la rugosité de la sonde.

Pour la résistance en pointe, la dégradation est plus lente lorsque l'amplitude diminue. Par ailleurs, la dégradation maximale est comparable pour toutes les amplitudes ($C_{e,q}$ minimum de l'ordre de 0,2). Cependant, à l'inverse du cas des contraintes de consolidation faibles, le renforcement à grand nombre de cycles est quasiment nul.

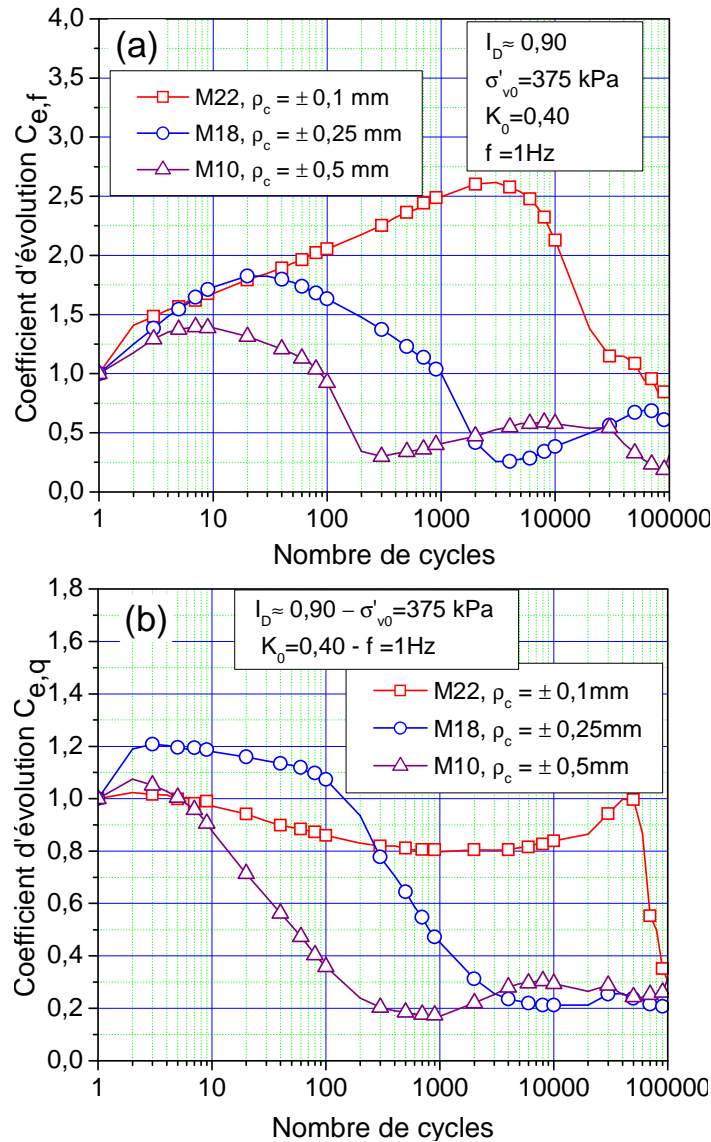


Figure IV-6 Influence de l'amplitude du déplacement cyclique : (a) frottement latéral ;
(b) résistance en pointe

IV.1.2.2 Chargement monotone final

On représente sur la Figure IV-7 les courbes de chargement final en termes de frottement latéral et de résistance en pointe. Pour ce qui est du frottement latéral, une différence très nette apparaît sur la raideur initiale k_N . En effet, plus l'amplitude du déplacement est faible, plus la raideur est forte. Cela serait dû au fait que la cimentation, décrite en III.3.3.3, augmente avec l'amplitude du déplacement. Pour la plus faible amplitude ($\pm 0,1$ mm), on remarque l'apparition d'un léger pic. Bien qu'il ne soit pas très important comme pour le cas des faibles contraintes de consolidation, ce pic rend compte d'une légère dilatance due au fait que la sonde conserve un peu sa rugosité (Uesugi et Kishida (1986)). Foray *et al.* (2010) ont observé la même tendance d'évolution de la raideur initiale, à savoir une diminution lorsque l'amplitude du déplacement augmente. Pour la résistance en pointe, on observe

quasiment la même forme des courbes ; cependant, la résistance en pointe mobilisée à 7 mm augmente avec l'amplitude du déplacement.

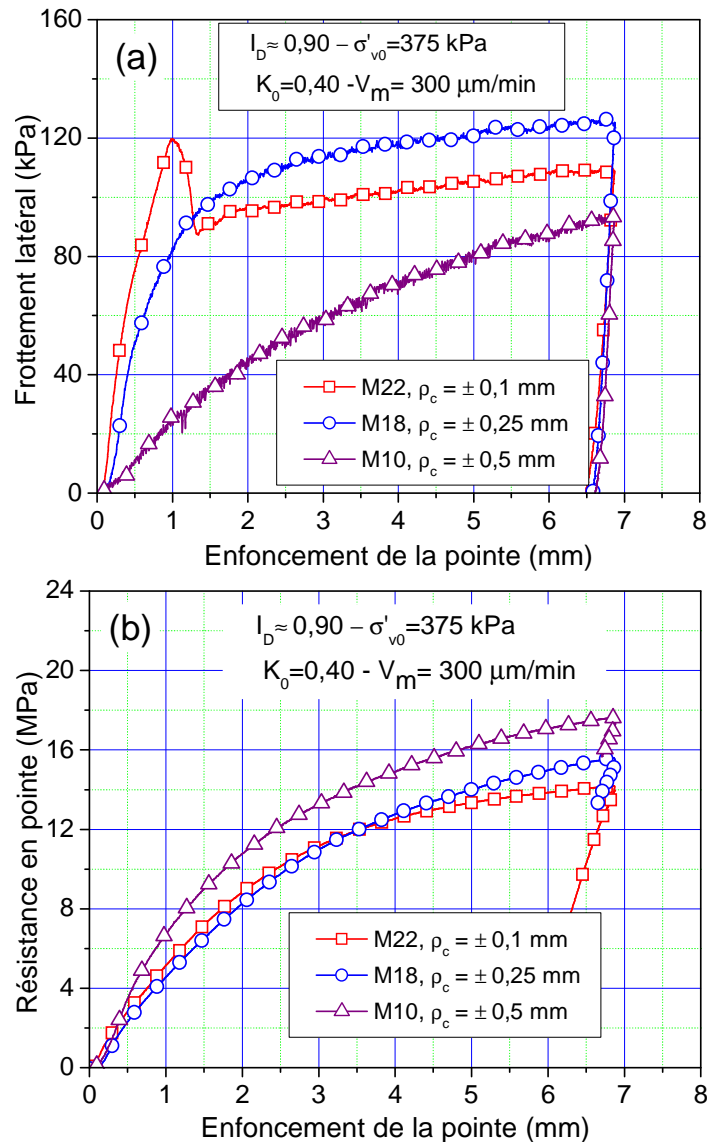


Figure IV-7 Influence de l'amplitude du déplacement sur le chargement monotone final : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

IV.2 INFLUENCE DU NIVEAU DE CONSOLIDATION

Pour compléter l'influence de la contrainte de consolidation que l'on a déjà présentée précédemment, dans l'étude de l'influence de l'amplitude du déplacement cyclique, on présente le cas d'une amplitude moyenne ($\pm 0,25$ mm) pour les trois contraintes de consolidation $\sigma'_{v0} = 125$ kPa, 250 kPa et 375 kPa.

IV.2.1 Chargement monotone initial

On a représenté sur la Figure IV-8 le frottement latéral et la résistance en pointe pour les trois niveaux de confinement. On remarque que les valeurs mobilisées sont proportionnelles

au niveau de consolidation tant en frottement latéral qu'en résistance en pointe. Le frottement mobilisé pour le niveau de consolidation intermédiaire (100 kPa) est comparable à celui trouvé par Kuwajima *et al.* (2009). Ces auteurs ont réalisé des essais en chambre d'étalonnage sur un modèle de pieu de 30 mm de diamètre mis en place par fonçage dans le sable de Toyoura (proche du sable Fontainebleau). En outre, la raideur initiale pour le plus faible niveau de consolidation, est inférieure aux deux autres niveaux de consolidation. En ce qui concerne la résistance en pointe, on remarque, là aussi, que les valeurs mobilisées sont quasi-proportionnelles au niveau de consolidation. Egalement, la raideur initiale augmente avec l'augmentation du niveau de consolidation.

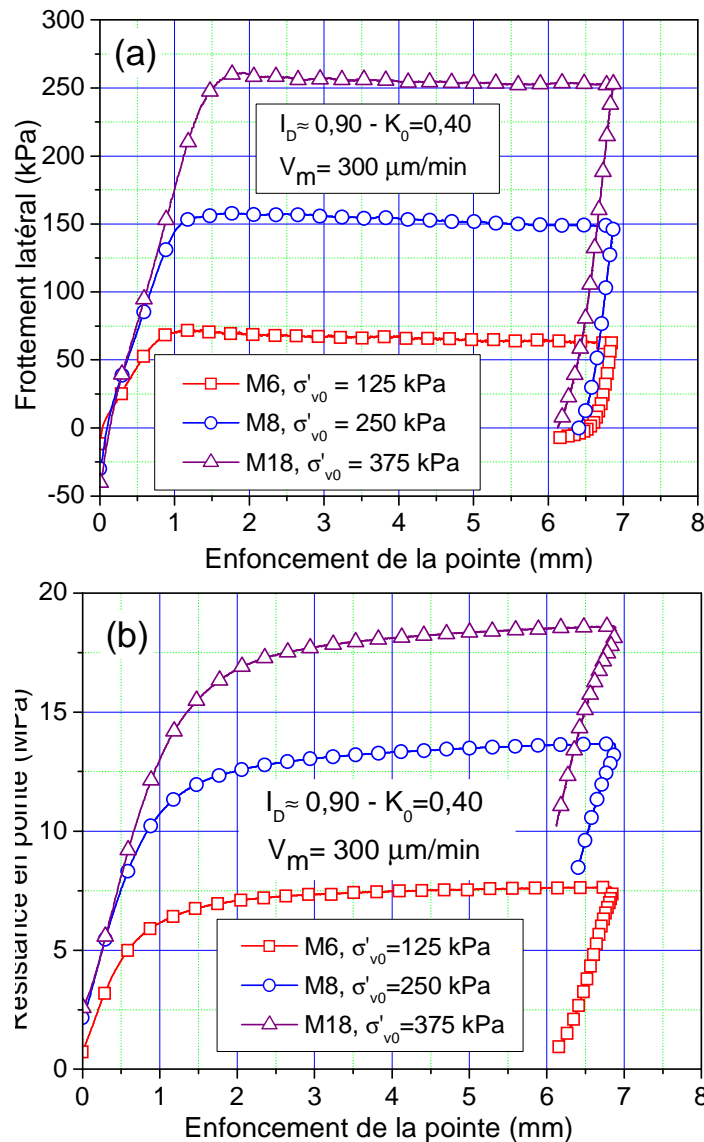


Figure IV-8 Influence du niveau de consolidation lors du chargement monotone initial :
 (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

IV.2.2 Chargement cyclique

Les courbes présentées sur la Figure IV-9 montrent l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique pour les trois niveaux de consolidation. En ce qui concerne le frottement latéral, on remarque que pour les niveaux moyen et fort, les courbes sont quasiment identiques, tant dans la phase de renforcement que dans la phase de dégradation et même lors de la phase du renforcement finale. Néanmoins, à grand nombre de cycles, une légère dégradation du frottement latéral est observée pour la plus forte contrainte uniquement. En revanche, pour le faible niveau de confinement, le renforcement initial est sensiblement inférieur. Aussi, on ne remarque pas de phase de dégradation à grand nombre de cycles comme pour la plus faible contrainte de consolidation.

Pour ce qui est de la résistance en pointe, un comportement similaire est constaté. En effet, hormis la phase de renforcement initiale qui est d'autant plus forte que le niveau de consolidation est élevé, la dégradation est comparable pour les niveaux de consolidation moyen et élevé. En outre, le renforcement à grand nombre de cycles que l'on a pour le faible niveau de consolidation disparaît pour les deux autres contraintes. Cela est dû au fait que le sol suit la pointe lors de la phase d'arrachement ce qui empêche les grains de sable de s'intercaler sous la pointe.

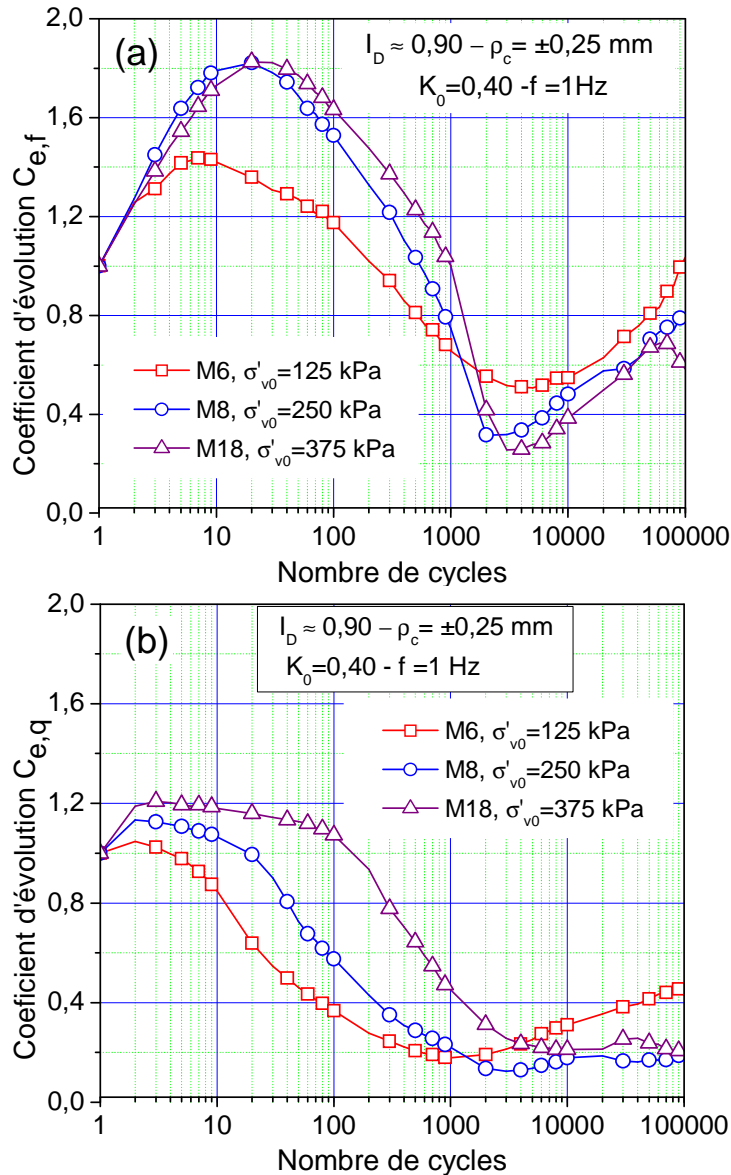


Figure IV-9 Influence du niveau de consolidation : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

IV.2.3 Chargement monotone final

La Figure IV-10 présente le frottement latéral et la résistance en pointe mobilisés au cours du chargement monotone final pour les trois contraintes de consolidation. On remarque l'apparition d'un pic pour le faible niveau de consolidation suivi d'un radoucissement pour atteindre une valeur au palier comparable à celle mobilisée avant le chargement cyclique (Figure IV-8). En revanche, pour les niveaux de consolidation moyen et élevé, le frottement latéral mobilisé est nettement inférieur à la valeur mobilisée avant chargement cyclique.

Pour la résistance en pointe, on constate que la valeur limite mobilisée pour la faible contrainte de consolidation est légèrement supérieure à celle observée lors du chargement monotone initial (9,5 et 8 MPa respectivement). En revanche, pour le niveau de consolidation moyen, on remarque que la résistance σ mobilisée est légèrement inférieure à celle mobilisée

avant chargement cyclique. Enfin, pour le niveau de consolidation élevé, on remarque que même pour un enfoncement de 7 mm (valeur supérieure au critère de rupture de $0,1D$), on n'a pas encore mobilisé totalement la résistance en pointe. Cette évolution est liée au sable broyé sous la pointe. Toutefois, si on a appliqué un déplacement plus important on aurait mobilisé une résistance en pointe légèrement inférieure à celle mobilisée avant le chargement cyclique.

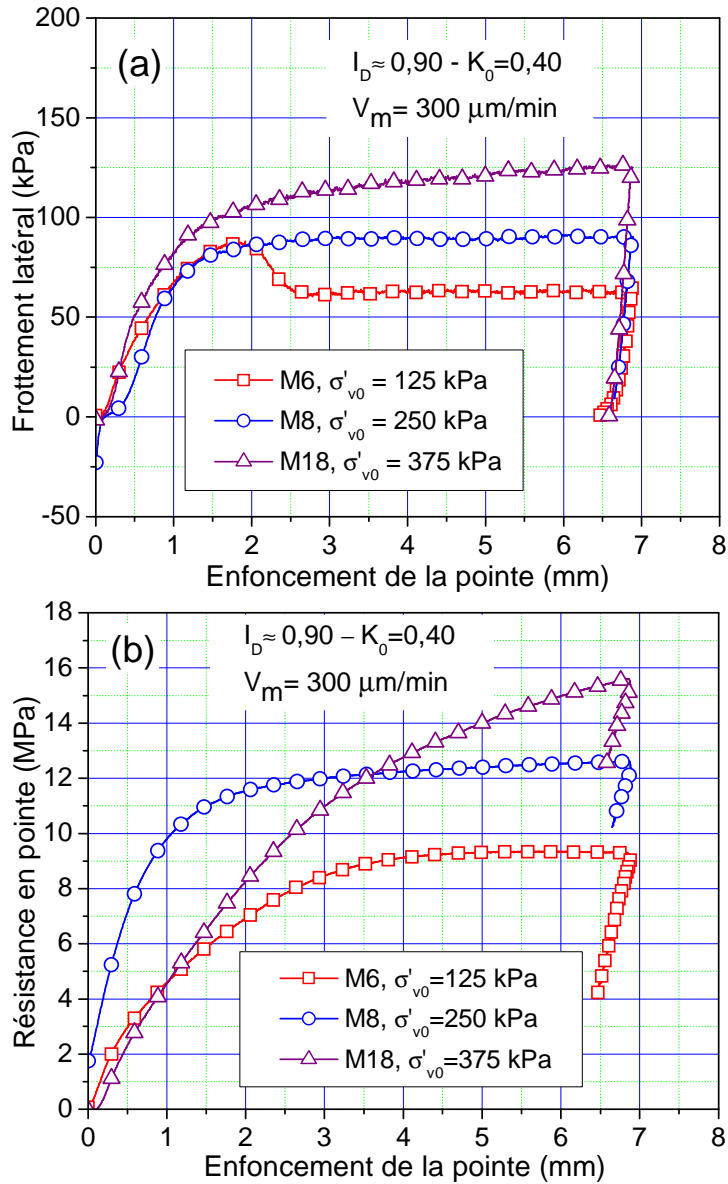


Figure IV-10 Influence du niveau de consolidation lors du chargement monotone final :

(a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

IV.3 INFLUENCE DE L'ETAT DE DENSITE

IV.3.1 Chargement monotone initial

IV.3.1.1 Frottement latéral

On compare sur la Figure IV-11 le frottement latéral mobilisé avant chargement cyclique pour les trois états de densité. On remarque que la différence est faible entre le frottement latéral mobilisé pour les états lâche et moyen. En revanche pour l'état le plus dense, la différence est significative. Cette différence est due à principalement à la dilatance du sable de l'interface fortement empêchée. De plus, la différence peut être due aux surcontraintes créées autour de la sonde au cours du fonçage qui seraient plus importantes dans le cas du sable dense. Desai *et al.* (1985) ont montré la même tendance. De même, Poulos et Chan (1986) et Lee et Poulos (1990) ont également trouvé la même tendance sur des modèles de pieux.

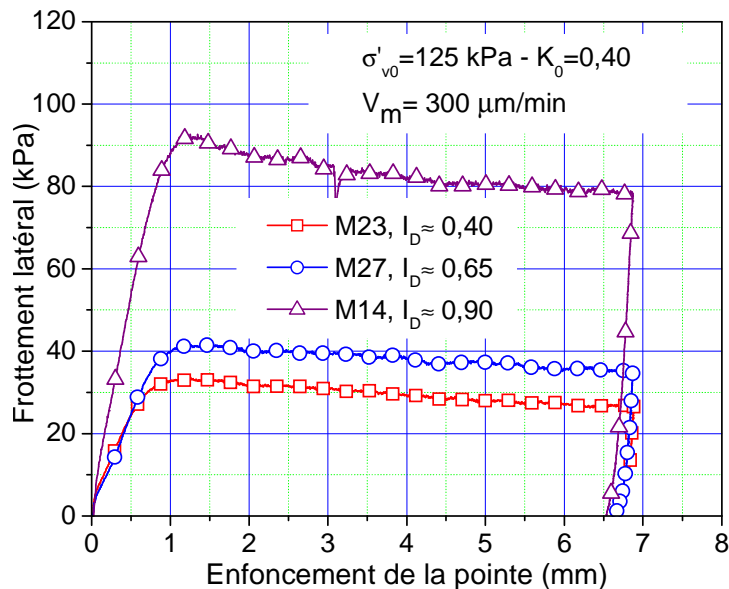


Figure IV-11 Frottement latéral pour les trois états de densités et à faible contrainte de consolidation

Comme pour la résistance en pointe, on présente sur la Figure IV-12, le frottement latéral limite (ultime), normalisé par rapport à la contrainte de consolidation moyenne effective p' ($p' = (2\sigma'_{h0} + \sigma'_{v0})/3$), pour les trois états de densité (lâche, moyen et dense). Sur cette même figure, on compare nos résultats avec ceux de Lee et Poulos (1990). On remarque que, pour les densités faibles et moyennes, le frottement latéral limite normalisé est quasiment constant. En revanche, pour les fortes densités, il augmente significativement. De plus, on constate que, pour l'état de densité lâche et moyen, nos résultats sont très proches

de ceux de Poulos (1990). Cependant, pour l'état de densité élevé, on remarque une différence significative qui serait due à la forte dilatance du sable siliceux.

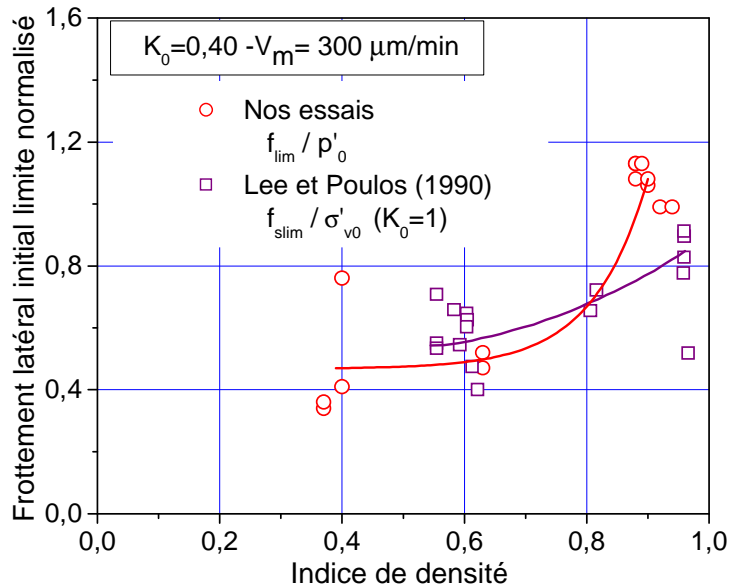


Figure IV-12 Influence de l'état de densité sur le frottement latéral initial limite

IV.3.1.2 Résistance en pointe

On a vu que le comportement dépend fortement du niveau de consolidation et notamment du confinement latéral (Houlsby et Hitchman (1988)). Cependant, l'état de contraintes seul ne peut permettre de déterminer le comportement. En effet, il doit être complété par l'état de densité du sable. Baldi *et al.* (1982) ont exploité des essais au pénétromètre en chambre d'étalonnage en effectuant des corrections sur les effets de bord. Ces auteurs ont établi des corrélations entre la résistance en pointe et les contraintes de consolidation pour différentes densités relatives (ou indice de densité). La Figure IV-13 montre ces évolutions. On remarque que pour un état de densité lâche, les valeurs de la résistance en pointe restent faibles, et ceci même pour des contraintes de consolidation élevées. En revanche, lorsque la densité augmente, l'augmentation de la résistance en pointe est plus rapide et atteint des valeurs très élevées ce qui conduit au broyage des grains et à la production de fines particules.

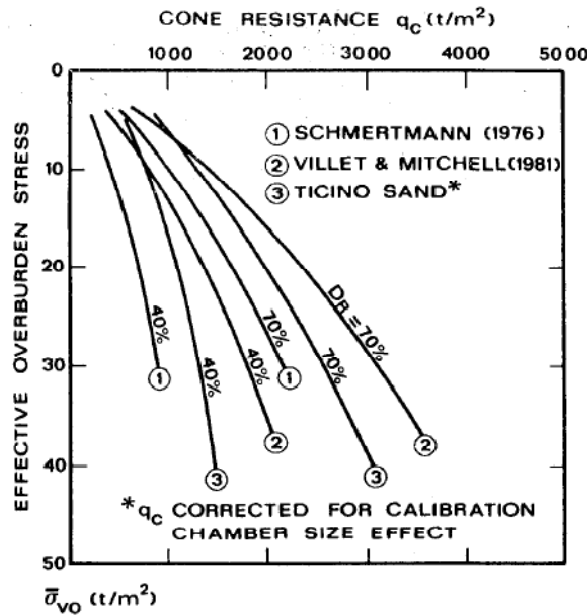


Figure IV-13 Résistance de pointe pénétrométrique en fonction de la contrainte de consolidation pour un état de densité lâche et moyen (Baldi et al. (1982))

Avant de faire une synthèse sur l'influence de l'état de densité sur la résistance en pointe, on présente sur la Figure IV-14 la résistance en pointe pour les trois états de densité et une contrainte de consolidation verticale de 125 kPa. En plus de ce que l'on a dit sur les valeurs limites mobilisées, on remarque que la pente initiale est quasiment identique pour les deux premiers états de densité. En revanche, à forte densité, la pente est plus raide. Cela est dû à la plus faible compressibilité du sable dans les états lâche à moyennement dense. Toutefois, sous fortes contraintes de consolidation, on n'observe pas le même comportement, car bien que le sable soit initialement lâche, il sera fortement remanié après la phase de fonçage.

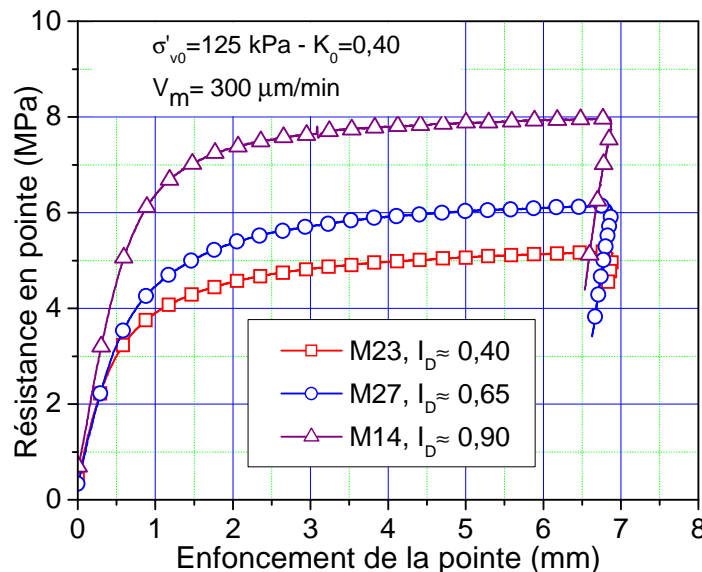


Figure IV-14 Influence de l'état de densité sur la résistance en pointe mobilisée avant chargement cyclique

La Figure IV-15 montre les résistances en pointe de palier, pour les trois états de densité, en fonction de la contrainte de confinement horizontale. On remarque que pour une densité donnée, la dépendance est quasi linéaire. De plus, l'écart entre les résistances mobilisées pour un niveau de confinement donné, augmente avec l'augmentation des contraintes de consolidation. Le résultat est qualitativement en bon accord avec les travaux de Baldi *et al.* (1982), Houlsby et Hitchman (1988).

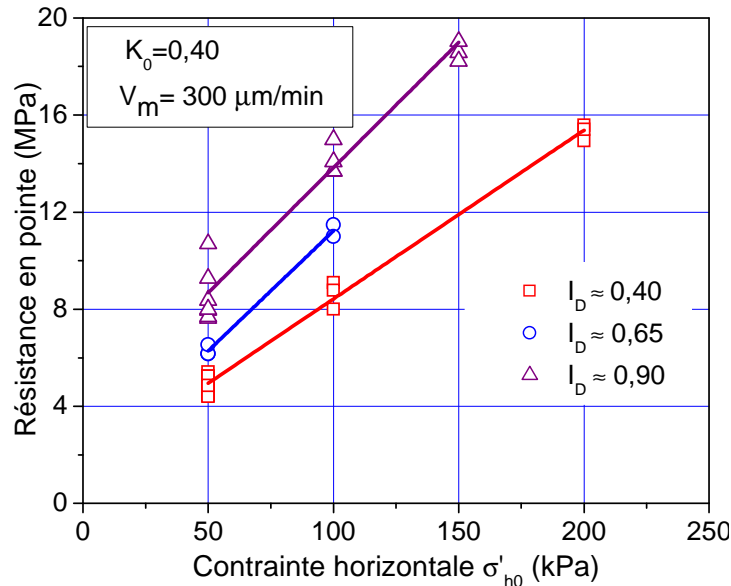


Figure IV-15 Résistance en pointe maximale mobilisée en fonction de la contrainte horizontale de confinement pour les trois niveaux de densité

IV.3.2 Chargement cyclique

IV.3.2.1 Faibles contraintes de consolidation

On va présenter, dans cette partie, l'influence de l'état de densité sur l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe lors du chargement cyclique. Pour bien mettre en évidence l'influence de l'état de densité, on présentera le cas de l'amplitude $\pm 0,5$ mm pour un niveau de consolidation faible ($\sigma'_{v0}=125$ kPa). Les résultats sont présentés sur la Figure IV-16. En terme de frottement latéral, on ne remarque quasiment pas de phase de renforcement initial pour les trois états de densité. Ceci est dû au fait que la densification (contractance cyclique) est prédominante par rapport à la redistribution des surcontraintes (ces deux phénomènes sont décrits en IV.1.1). Pour ce qui est de la phase de dégradation, elle est quasiment identique, et les valeurs minimales sont très proches pour les trois états de densité. Pour expliquer cela, on peut se référer au schéma conceptuel d'interprétation de la Figure III-39. En effet, pour l'état lâche, la densification est plus importante que dans l'état dense, donc, le déplacement d_1 (phase de dégradation) est plus important. Cependant, la rigidité k_0 du système sol-pieu est plus faible pour l'état lâche (module de cisaillement G_s plus

faible). Cela conduit à une contrainte normale σ_{n1} comparable au cas le plus dense, car, dans ce cas, le déplacement d_1 est certes plus faible que le cas lâche, mais la rigidité k_0 est plus élevée. Pour la densité moyenne, l'interprétation est identique.

Pour la phase de renforcement à grand nombre de cycles, des différences significatives apparaissent. Le cas correspondant à la faible densité présente le renforcement le plus élevé et ne semble pas se stabiliser. En revanche, pour le cas le plus dense, le renforcement est aussi important, mais il a tendance à se stabiliser. A première vue, ce résultat paraît contradictoire. En fait, pour le cas lâche, le frottement mesuré au premier cycle est très faible, et comme l'interface se densifie fortement au cours des cycles, le frottement latéral augmente fortement à grand nombre de cycles (dilatance empêchée). C'est pour cette raison que le rapport est plus important que dans le cas où le sable est initialement dense. On a présenté sur la même figure l'amplitude non normalisée du frottement latéral. On remarque, effectivement, qu'à grand nombre de cycles, les amplitudes sont très proches sauf pour le cas de la densité moyenne qui devrait être, elle aussi, comparable. Il peut s'agir de l'effet des fines, du fait que le sable a été utilisé plusieurs fois, notamment sous fortes contraintes de consolidation. En effet, Oumarou et Evgin (2005) ont trouvé, à partir des essais cycliques de cisaillement direct, qu'au bout de 10 cycles, la résistance au frottement est quasiment la même entre un état initialement très lâche ($D_r = 22\%$) et un état très dense ($D_r = 92\%$), mais avec des amplitudes de déplacement plus importantes que notre cas (± 1 mm, ± 2 mm, ± 3 mm). Pour notre cas, les deux courbes commencent à se rapprocher à partir de 300 cycles et se rejoignent beaucoup plus loin (30 000 cycles) ; c'est à cause de plusieurs paramètres (l'amplitude du déplacement, contrainte normale) qui sont plus faibles dans notre cas, et aussi le type d'essai réalisé par les auteurs (à contrainte normale constante).

Pour la résistance en pointe, on a présenté uniquement les amplitudes, car on a eu un problème d'acquisition de donnée pour l'essai M23 pour les premiers cycles. En effet, pour le frottement latéral, on a pu normaliser par rapport au cinquième cycle, car l'évolution est très faible pour les premiers cycles.

Comme pour le frottement latéral, là aussi, pour l'interprétation des évolutions, notamment dans la phase de dégradation, il faut penser aux deux phénomènes décrits en IV.1.1 (la densification et le compactage par intercalation des grains de sable sous la pointe). En effet, pour l'état lâche, la densification est plus importante, mais cela favoriserait davantage l'arrivée des grains de sable et donc le phénomène de compactage. En revanche, pour l'état dense, les deux phénomènes sont plus faibles. C'est pourquoi on remarque que les amplitudes minimales sont très proches. Pour la phase de renforcement, on remarque que les courbes sont très proches et évoluent de la même manière. En fait, à la fin de la phase de dégradation, l'état de compacité sous la pointe est quasiment le même, donc la poursuite du phénomène de compactage est similaire.

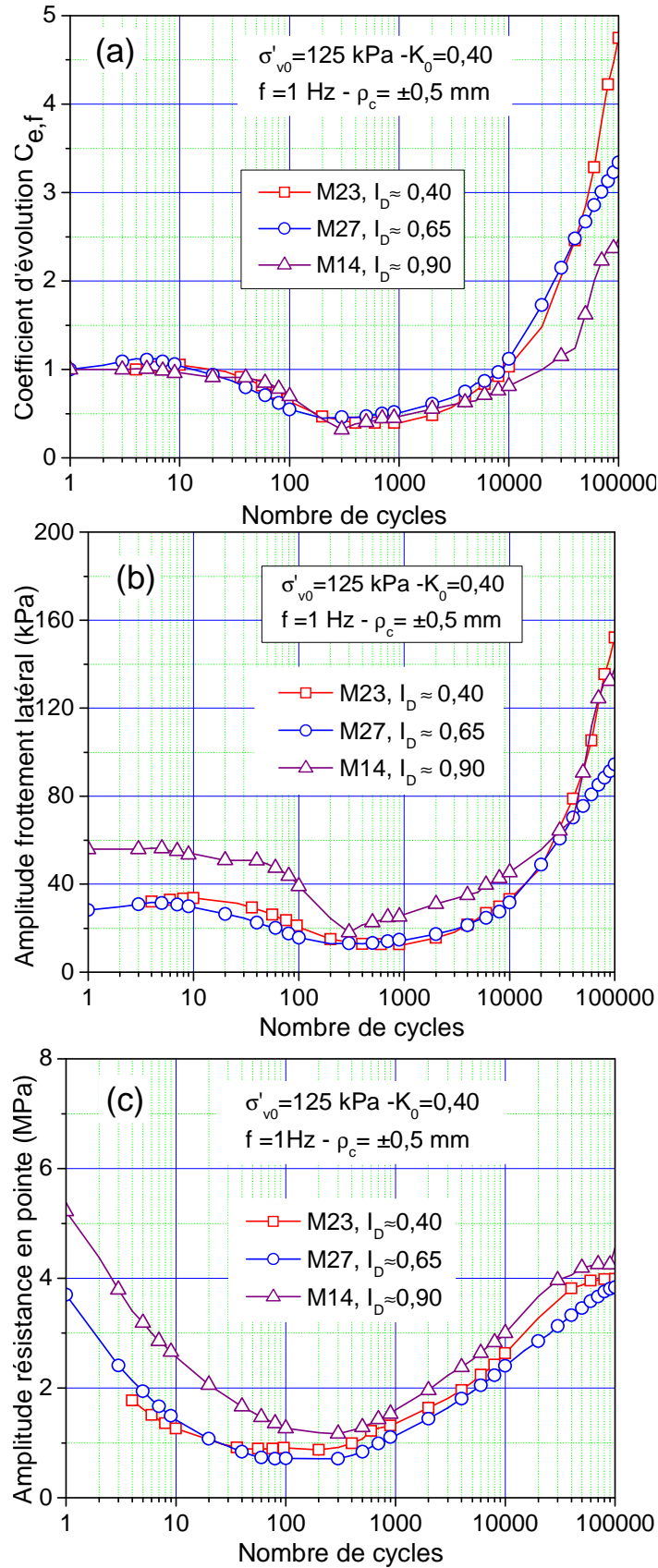


Figure IV-16 Chargement cyclique : (a) coefficient d'évolution du frottement latéral ; (b) amplitude du frottement latéral ; (c) amplitude de la résistance en pointe

IV.3.2.2 Contraintes de consolidation intermédiaires

Pour étudier l'effet combiné de l'indice de densité et de la contrainte de consolidation, on va présenter l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe pour une contrainte de consolidation intermédiaire (250 kPa) et pour la même amplitude cyclique que celle utilisée dans le cas de la faible contrainte de consolidation ($\pm 0,5$ mm). Les courbes d'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe sont présentées sur la Figure IV-17. Pour la phase de renforcement, on remarque, que l'état lâche présente un renforcement légèrement supérieur au cas moyen et dense, qu'on tente tout de même d'interpréter. Pour cela on se réfère, comme pour le cas des faibles contraintes de consolidation, on se réfère, là aussi, au schéma conceptuel de la Figure III-39. En effet, Salgado *et al.* (2000) ont montré que l'écart entre le module de cisaillement G_s pour un état lâche et dense augmente avec les contraintes de consolidation (environ 20 MPa pour une contrainte moyenne de 50 kPa et 30 MPa pour une contrainte moyenne de 100 kPa). Par conséquent l'écart de rigidité sol-pieu k_0 augmente lui aussi avec le niveau de consolidation, donc une réduction de la contrainte normale σ_{n1} un peu plus importante. Cela conduit alors au fait que le phénomène de densification (contractance cyclique) devient un peu plus important dans cas dense par rapport au cas lâche. C'est pourquoi un léger renforcement est observé pour le cas lâche. Cette légère différence apparaît également à la fin de la phase de dégradation.

En ce qui concerne la troisième phase, phase de renforcement (III.3.4), on remarque une influence significative de l'état de densité. En effet, l'état le plus dense présente un comportement similaire à ce que l'on a observé pour les fortes contraintes de consolidation (III.3). Cela s'explique, comme on l'a mentionné en (III.3), par l'effet des fines produites au cours du fonçage sur la rugosité de la sonde. Bien que la phase de renforcement soit aussi importante pour l'état moyen que pour l'état le plus lâche, celui de l'état de densité moyen semble se stabiliser, alors que pour l'état lâche, le renforcement continu. Là aussi, il s'agit de la présence des particules fines produites au cours du fonçage, mais à des pourcentages très faibles. Par ailleurs, si l'on se réfère à la courbe relative à l'amplitude du frottement latéral non normalisée, on constate que, effectivement, l'amplitude à 100 000 cycles est plus faible dans le cas moyen, ce qui confirme une petite influence des particules fines.

Pour la résistance de pointe, le comportement est similaire à celui observé à faible contrainte de consolidation. On interprète, là aussi, par la contribution des deux phénomènes (densification et compactage).

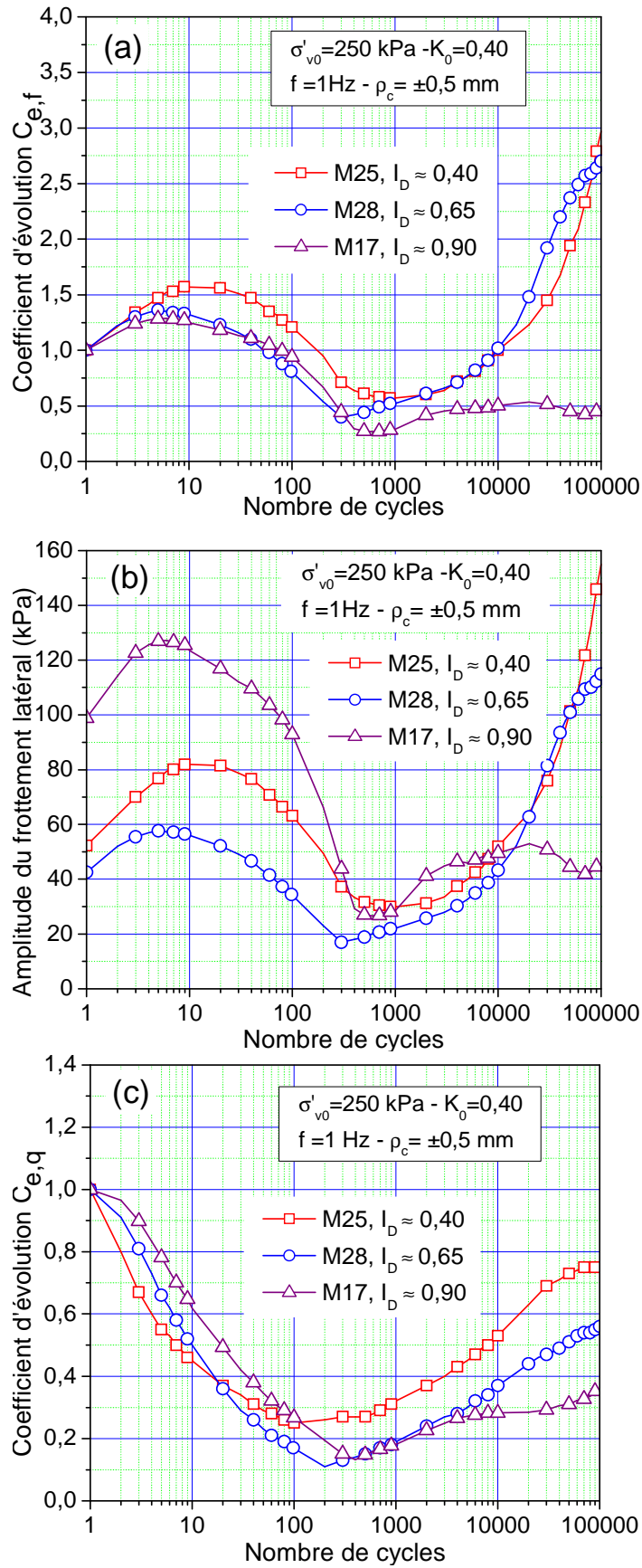


Figure IV-17 Chargement cyclique : (a) coefficient d'évolution du frottement latéral ; (b) amplitude du frottement latéral ; (c) amplitude de la résistance en pointe

IV.3.3 Chargement monotone final

Après avoir présenté et analysé l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique, on va maintenant s'intéresser au comportement post-cyclique. Il est clair que l'on ne peut pas présenter toutes les courbes relatives à l'influence de la densité, car, comme on l'a vu, l'influence de la densité dépend du niveau de consolidation. De plus, on mettra l'accent sur le frottement latéral, car, les observations de la phase cyclique, celui-ci semble d'avantage influencé par l'état de densité. On présente, sur la Figure IV-18, le frottement latéral après chargement cyclique pour l'état de densité moyen et dense ($I_D=0,65$ et $I_D=0,90$) et deux niveaux de consolidation ($\sigma'_{v0}=125$ kPa et 250 kPa), on peut ainsi étudier l'effet combiné des deux paramètres. On constate, pour le premier niveau de consolidation que, les deux courbes ont des formes similaires avec une mobilisation très rapide du frottement latéral jusqu'à un pic très marqué, suivi d'un radoucissement et enfin un palier. Cela confirme les interprétations données précédemment (phase cyclique), à savoir que l'interface dans les deux cas (moyen et dense) se densifie fortement pour atteindre des états de densité voisins. On rappelle que le frottement maximum mobilisé avant chargement cyclique était d'environ 41,44 kPa et 92 kPa pour le cas moyen et dense respectivement.

Pour le niveau de consolidation moyen, l'influence de l'état de densité est significative. En effet, pour l'état de densité moyen, la courbe ressemble au cas du faible niveau de consolidation avec un pic très marqué suivi d'un radoucissement et d'un palier. De plus, la valeur mobilisée (pic et résiduelle) et aussi proche. En fait, les frottements mobilisés sont comparables à cause de la présence des particules fines que l'on a évoquée dans la phase cyclique. En d'autres termes, à un état de densité et de contraintes de consolidation moyens, on produit lors du fonçage un faible pourcentage de fines qui, à grand nombre de cycles provoque une légère diminution de la rugosité de la sonde. En revanche, pour la forte densité, ce phénomène (création de fines) s'accroît et le frottement mobilisé diminue sensiblement, il est même inférieur de celui mobilisé pour l'état de densité moyen. On confirme, là aussi, les évolutions observées lors de la phase cyclique.

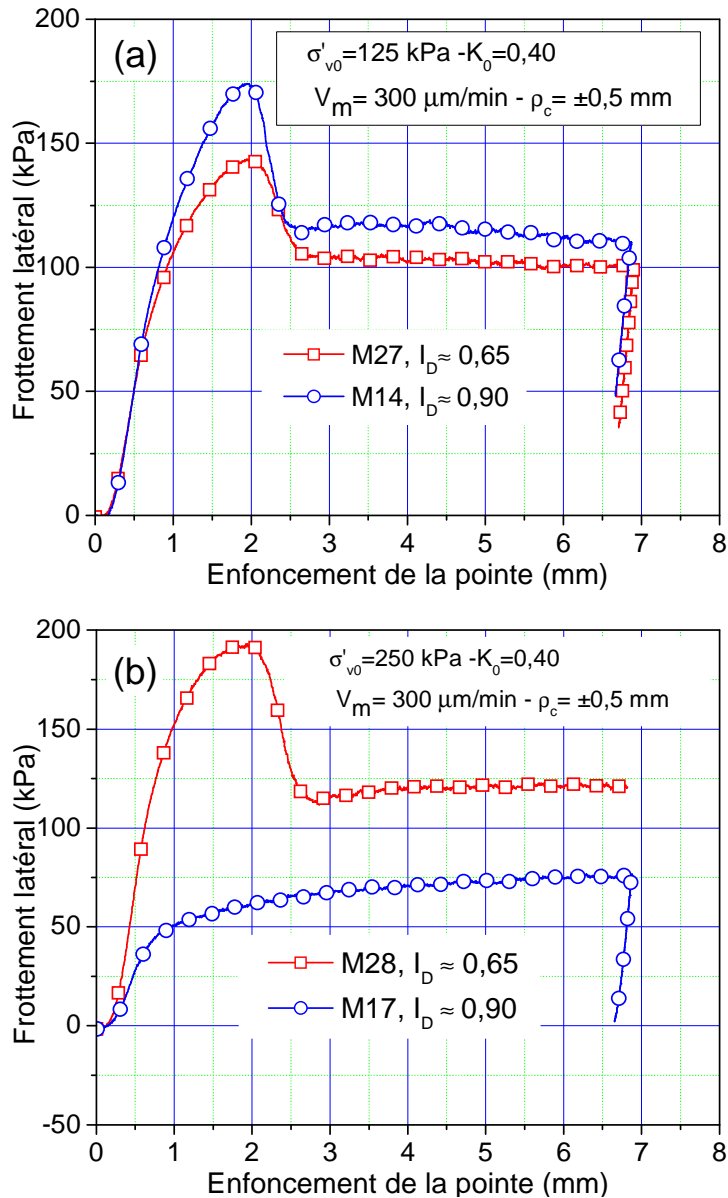


Figure IV-18 Frottement latéral mobilisé lors du chargement monotone final pour l'état de densité moyen et dense : (a) faible niveau de consolidation ; (b) niveau de consolidation intermédiaire

IV.4 SYNTHÈSE DES COMPORTEMENTS OBSERVÉS

IV.4.1 Comportement cyclique

On présente dans cette partie, un tableau de synthèse du comportement cyclique relatif au frottement latéral et à la résistance en pointe. Pour cela, on présente le coefficient d'évolution maximum et minimum pour chaque phase de comportement observée et schématisée en III.3.4. Pour caractériser la vitesse de renforcement ou de dégradation, on présente également le nombre de cycle correspondant à la fin de chaque phase. Les résultats sont présentés dans le Tableau IV-2. Ces données numériques sont présentées sur des figures afin de mieux visualiser ces évolutions.

Chapitre IV : Etude paramétrique

Massif	I_D	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{h0} (kPa)	q_p (MPa)	ρ_c (mm)	PHASE 1				PHASE 2				PHASE 3				PHASE4	
						Frottement		Pointe		Frottement		Pointe		Frottement		Pointe		Frottement	
						$C_{e,fmax1}$	N_{fmax1}	$C_{e,qmax1}$	N_{qmax1}	$C_{e,fmin1}$	N_{fmin1}	$C_{e,qmin1}$	N_{qmin1}	$C_{e,fmax2}$	N_{fmax2}	$C_{e,qmax2}$	N_{qmax2}	$C_{e,fmin2}$	N_{qmin2}
M3	0,37	125	50	4,5	±0,25	1,35	24			0,63	3000	0,28	200	2	100000	0,98	100000		
M23	0,37	125	50	5,17	±0,5	1,05	10			0,38	420	0,27	200	4,75	100000	1,25	100000		
M25	0,40	250	100	8,02	±0,5	1,58	11			0,59	1550	0,25	110	2,95	100000	0,75	100000		
M26	0,40	500	200	14,11	±0,5	1,54	60			0,33	3200	0,19	900	0,97	37600	0,30	100000		
M27	0,63	125	50	6,17	±0,5	1,12	5			0,46	380	0,19	200	3,34	100000	1,02	100000	0,61	100000
M28	0,63	250	100	11	±0,5	1,36	6			0,40	300	0,11	200	2,72	100000	0,55	100000		
M15	0,88	125	50	7,66	±0,1			1,01	100	0,22	100000	0,38	10500			0,54	100000		
M7	0,88	125	50	9,3	±0,25	1,51	8	1,08	3	0,70	5200	0,33	3000	1	100000	0,59	100000		
M14	0,90	125	50	8,03	±0,5	1,05	5			0,43	300	0,30	200	2,14	100000	1,02	100000		
M8	0,92	250	100	13,69	±0,25	1,82	20	1,13	3	0,31	2133	0,13	3000	0,79	100000	0,18	100000		
M17	0,88	250	100	13,68	±0,5	1,28	5			0,25	660	0,14	400	0,50	100000	0,36	100000		
M22	0,94	375	150	18,11	±0,1	2,62	3000			0,84	100000	0,30	100000						
M18	0,89	375	150	18,56	±0,25	1,84	21	1,21	3	0,24	3700	0,21	6400	0,69	69200	0,23	100000	0,60	100000
M10	0,90	375	150	19	±0,5	1,40	7	1,07	2	0,30	300	0,17	800	0,59	9800	0,26	100000	0,19	100000

Tableau IV-2 Synthèse des évolutions observées lors du chargement cyclique

Le coefficient d'évolution maximum ainsi que le nombre de cycles correspondant de la première phase (renforcement initial) est présenté sur la Figure IV-19. On remarque que le renforcement maximum augmente avec les contraintes de consolidation, avec une tendance de stabilisation pour les fortes contraintes. De plus, on constate que l'influence de l'amplitude du déplacement cyclique est la plus importante. En effet, plus celle-ci est faible, plus le renforcement est important. Le maximum est de 2,62, il est atteint pour une amplitude du déplacement $\rho_c = \pm 0,1$ mm et une contrainte de consolidation $\sigma'_{h0} = 150$ kPa. Enfin, le renforcement diminue avec l'augmentation de l'état de densité. En ce qui concerne le nombre de cycles, la même tendance est observée que pour le coefficient d'évolution.

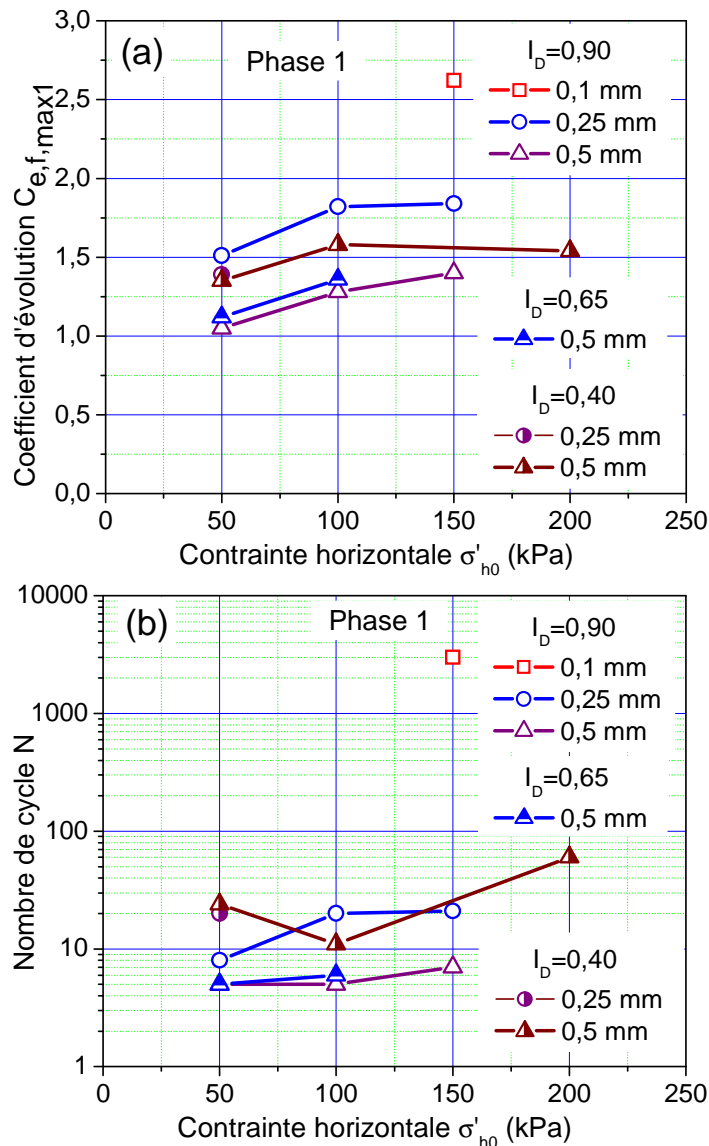


Figure IV-19 Synthèse des évolutions de la première phase de renforcement : (a) coefficient d'évolution maximum ; (b) nombre de cycles correspondant

On présente, sur la Figure IV-20, la synthèse des évolutions de la phase de dégradation. On remarque une tendance globale de diminution du coefficient d'évolution minimal avec

l'amplitude du déplacement cyclique. Toutefois, la tendance est inversée pour l'amplitude $\rho_c = \pm 0,1$ et à faible contrainte de consolidation $\sigma'_{h0} = 50$ kPa. L'interprétation de cette inversion de tendance a été donnée en IV.1. Contrairement à la phase de renforcement, l'influence de la contrainte de consolidation est dans ce cas significative, notamment pour les faibles amplitudes de déplacement. La dégradation maximale est de 0,25, elle est atteinte pour la contrainte de consolidation faible lorsque le déplacement est faible, et pour la forte contrainte de consolidation lorsque le déplacement est important. Pour le nombre de cycles, on remarque que, celui-ci diminue avec l'augmentation de l'amplitude de déplacement. L'influence de l'état de densité et de la contrainte de consolidation sur le nombre de cycles augmente avec l'augmentation l'amplitude du déplacement.

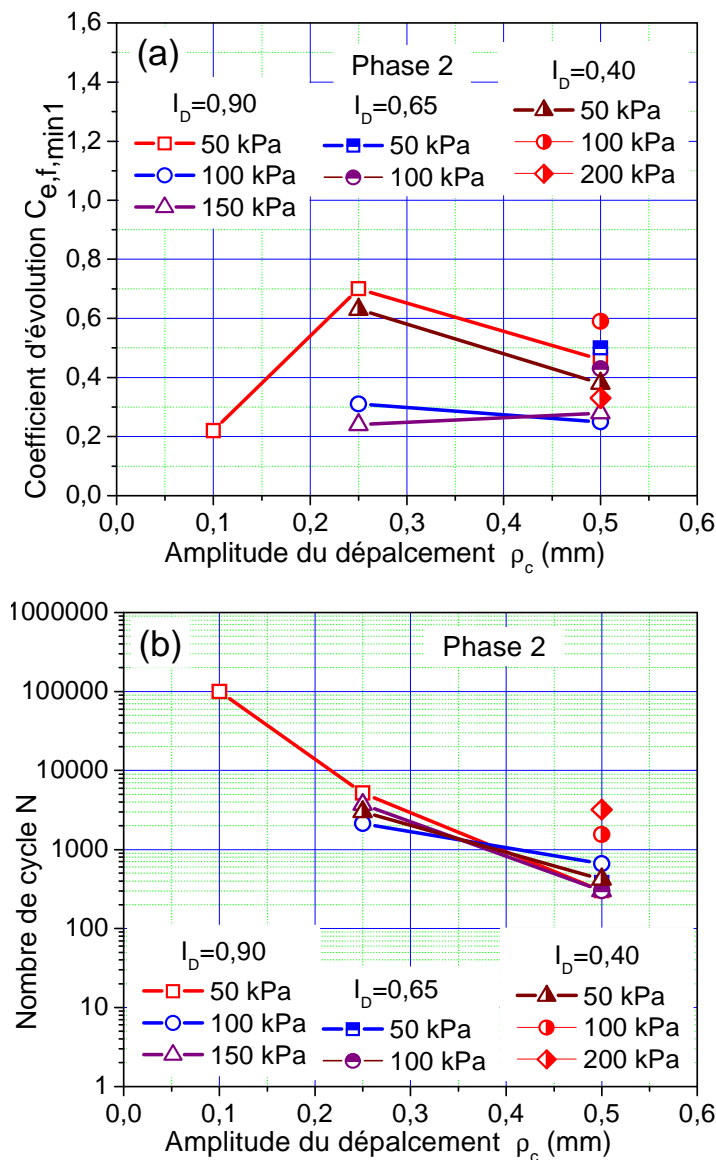


Figure IV-20 Synthèse des évolutions de la phase de dégradation: (a) coefficient d'évolution minimum ; (b) nombre de cycles correspondant

La synthèse du renforcement à grand nombre de cycles (phase 3) est présentée sur la Figure IV-21. On remarque que tous les paramètres (état de densité, contrainte de consolidation et amplitude de déplacement) ont une influence significative. En effet, lorsque la contrainte de consolidation augmente, le renforcement diminue significativement. Le renforcement maximum est de 4,70, il est atteint pour la faible contrainte de consolidation ($\sigma'_{h0} = 50$ kPa) est l'amplitude $\rho_c = \pm 0,5$ mm. En ce qui concerne le nombre de cycles, on remarque que celui-ci diminue avec l'augmentation de la contrainte de consolidation. Cela correspond aux cas où l'on a l'apparition de la quatrième phase (dégradation après renforcement à grand nombre de cycles)

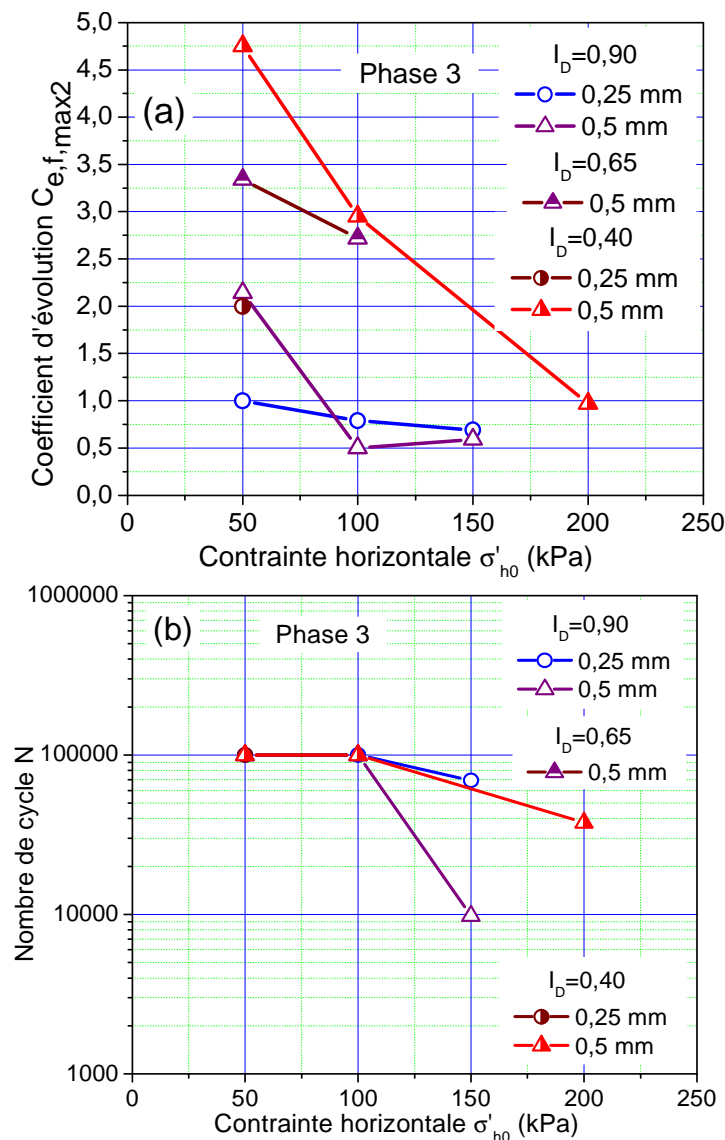


Figure IV-21 Synthèse des évolutions de la phase de renforcement à grand nombre de cycles :
 (a) coefficient d'évolution minimum ; (b) nombre de cycles correspondant

Enfin, on présente sur la Figure IV-22 la synthèse de la phase de dégradation à grand nombre de cycles (quatrième phase de la figure III.4.3). On remarque que la dégradation maximale est de 0,19, ce qui est très proche de celle de la deuxième phase (dégradation après renforcement initial). Ces valeurs de coefficient d'évolution correspondent à la fin de la phase cyclique, c'est-à-dire, 100 000 cycles, c'est pourquoi on ne présente pas la figure relative au nombre de cycles.

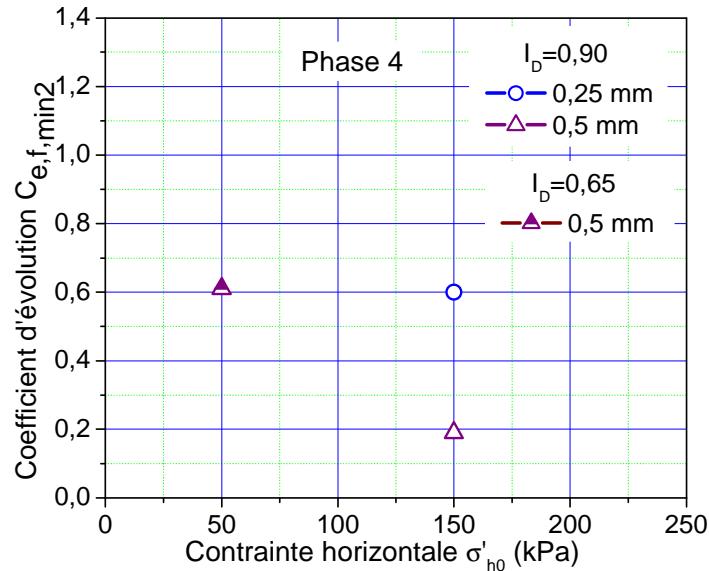


Figure IV-22 Coefficient d'évolution minimum de la phase de dégradation après renforcement à grand nombre de cycles

IV.4.2 Comportement monotone post-cyclique

Après avoir synthétisé les évolutions des différentes phases observées au cours du chargement cyclique, on va maintenant présenter la synthèse du frottement latéral au cours du chargement monotone final. On présente pour cela le même coefficient D_τ que celui utilisé dans la littérature (frottement latéral limite mesuré lors du chargement monotone final sur celui mesuré lors du chargement monotone initial). Cependant, on appelle ce coefficient facteur d'évolution, car, on a, dans certains cas, réduction du frottement latéral, et dans d'autres cas, une augmentation. Les valeurs numériques sont présentées dans le Tableau IV-3.

Massif	I_D	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{h0} (kPa)	$q_{p\ lim}$ (MPa)	ρ_c (mm)	Initial		Final		$D_{\tau\ lim}$
						$f_{s\ max}$ (kPa)	$f_{s\ lim}$ (kPa)	$f_{s\ pic}$ (kPa)	$f_{s\ lim}$ (kPa)	
M3	0,37	125	50	4,5	±0,25		26	51	44	1,69
M23	0,37	125	50	5,17	±0,5	33	27	114	102	3,78
M25	0,40	250	100	8,02	±0,5	62	62	193	120	1,94
M26	0,40	500	200	14,11	±0,5	251	229		159	0,69
M27	0,63	125	50	6,17	±0,5	41	35	144	101	2,89
M28	0,63	250	100	11	±0,5	87	78			
M15	0,88	125	50	7,66	±0,1	109	85	79	52	0,61
M7	0,88	125	50	9,3	±0,25	99	84	126	68	0,81
M14	0,90	125	50	8,03	±0,5	92	80	175	111	1,39
M20	0,88	125	50	8,03	±2	93	81	105	66	0,81
M8	0,92	250	100	13,69	±0,25	157	148		126	0,85
M17	0,88	250	100	13,68	±0,5	182	169		75	0,44
M22	0,94	375	150	18,11	±0,1	232	223	119	110	0,49
M18	0,89	375	150	18,56	±0,25	261	255		125	0,49
M10	0,90	375	150	19	±0,5	259	243		93	0,38

Tableau IV-3 Frottement latéral mesuré avant et après chargement cyclique

Les résultats sont présentés sur la Figure IV-23. On remarque que l'on retrouve quasiment les mêmes évolutions que celle de la Figure IV-21. Cela valide l'hypothèse retenue dans le chapitre III quant à la comparaison entre les évolutions observées dans la phase cyclique et celles du monotone post-cyclique de la littérature.

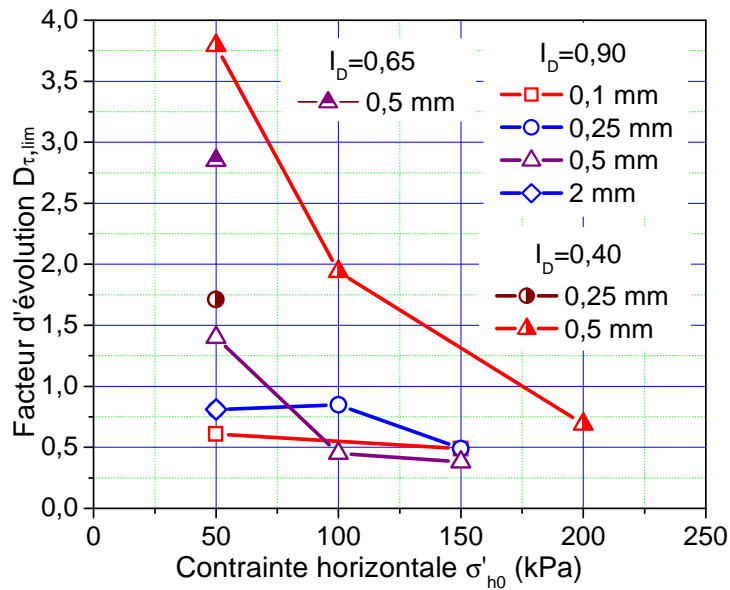


Figure IV-23 Synthèse de l'évolution du frottement latéral limite post-cyclique

IV.4.3 Identification de zones de comportement

On a vu précédemment que le comportement à grands nombres de cycles dépend fortement de l'état initial du massif. En effet, avec une contrainte de consolidation intermédiaire, on observe deux comportements différents à grand nombre de cycles : une dégradation pour les densités élevées, et un renforcement pour les densités faibles. Finalement, pour les niveaux de consolidation faible et élevé, l'état de densité n'a quasiment pas d'influence. Cela nous mène à tenter d'identifier des domaines de comportement en fonction de l'état initial du massif (état de densité et de contrainte de consolidation) où, à grand nombre de cycles, on va plutôt dégrader, renforcer ou alors avoir un comportement intermédiaire. La combinaison de ces deux paramètres peut se faire par la résistance en pointe, car, celle-ci varie quasi-linéairement avec les contraintes de consolidation et l'état de densité (IV.3.1.2).

On présente sur Figure IV-24 le facteur d'évolution D_τ en fonction de la résistance en pointe maximale mobilisée lors du chargement monotone initial. On identifie ainsi une première zone (zone1) correspondant à une résistance en pointe de 10 MPa au-dessous de laquelle quel que soit l'état de densité et les contraintes de consolidation, on renforce fortement. Une troisième zone (zone3) correspondrait à une résistance en pointe supérieure à 14 MPa, pour laquelle on observe une dégradation à grand nombre de cycles. Enfin, pour la deuxième zone (zone2) correspondant à une résistance en pointe comprise entre 10 et 14 MPa, on observe un comportement intermédiaire entre renforcement et dégradation, c'est-à-dire, que l'on peut avoir un renforcement à grand nombre de cycles, mais pas aussi important que dans la première zone, suivi éventuellement d'une quatrième phase de dégradation.

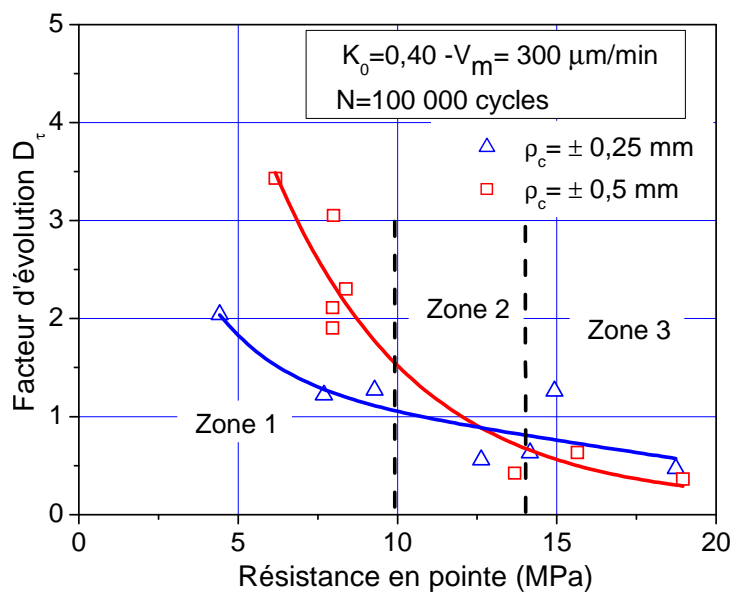


Figure IV-24 Facteur d'évolution du frottement latéral en fonction de la résistance en pointe initiale

IV.5 INFLUENCE DE QUELQUES PARAMETRES COMPLEMENTAIRES

On a étudié jusqu'à présent l'influence des paramètres significatifs (amplitude du déplacement cyclique, niveau de consolidation et état de densité) sur, non seulement l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique, mais également sur la capacité portante après le chargement cyclique. En effet, si ces paramètres sont les plus importants vis-à-vis du comportement d'un pieu réel, il n'en demeure pas moins que d'autres paramètres peuvent aussi avoir une influence significative. Ces paramètres sont essentiellement le déplacement moyen et le temps d'arrêt que l'on peut avoir soit avant soit pendant le chargement cyclique. Bien que le type d'essais réalisés, en l'occurrence à déplacement contrôlé, soit le mieux adapté pour la quantification des évolutions tant en frottement latéral qu'en résistance en pointe, il présente tout de même une limitation par rapport au chargement réel (force contrôlée). En effet, dans ce cas, le déplacement moyen évolue et donc de l'interface sol-pieu.

IV.5.1 Influence du déplacement moyen

IV.5.1.1 *Chargement cyclique*

D'après les résultats des travaux présentés dans le chapitre I, il existe en général trois phases de comportement par rapport au déplacement moyen du pieu. Une première phase pendant laquelle le déplacement augmente rapidement ; ensuite, une deuxième phase relative à une quasi-stabilisation ; enfin, une troisième phase où intervient la rupture du pieu, correspond à une augmentation très rapidement des déplacements cumulés. Il est à noter que ce n'est pas dans tous les cas de chargement que l'on a ces trois phases, car cela dépend également du sens de chargement (compression, traction). A partir de ces observations, on peut tenter de simuler ces trois phases en augmentant le déplacement moyen. Pour cela, on a réalisé un essai comportant quatre séquences cycliques de 25 000 cycles chacune avec une contrainte de consolidation $\sigma'_{v0}=125$ kPa, un état de densité élevé et une amplitude du déplacement de $\pm 0,5$ mm. Dans la première séquence, le déplacement moyen est maintenu égal à zéro ; ensuite, on augmente le déplacement moyen à 1 mm sans temps d'arrêt entre les deux séquences. Après ces deux séquences, on a fait une pause d'environ 6 heures avant d'appliquer la troisième séquence avec un déplacement moyen de 2 mm. Enfin, on applique la dernière séquence avec un déplacement moyen plus important (3 mm). On présente sur la Figure IV-25 une représentation schématique des trois phases de comportement observées sur les essais à force contrôlée et la procédure du chargement suivie dans notre essai.

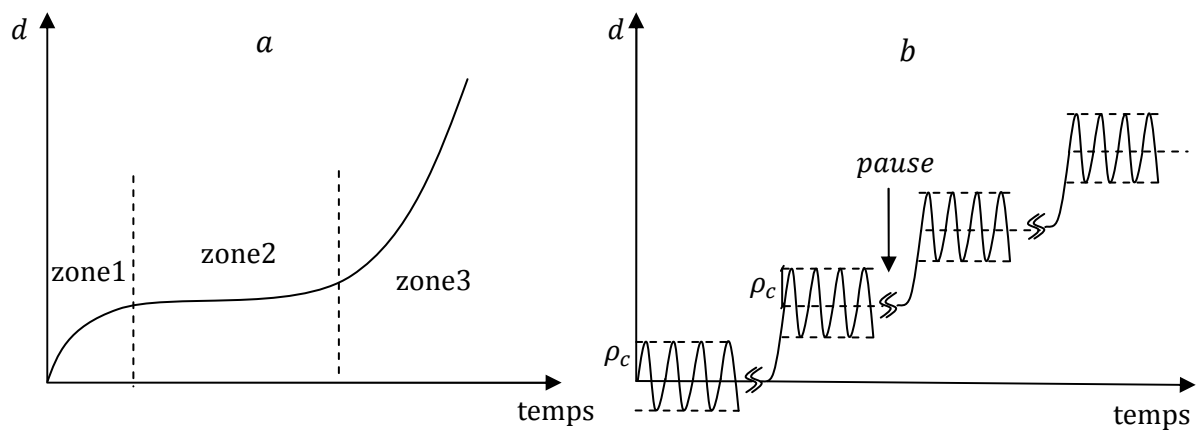


Figure IV-25 Evolution du déplacement moyen : (a) essai à force contrôlé : (b) procédure de l'essai réalisé

La Figure IV-26 montre l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique. On constate que la vitesse de dégradation qui est légèrement supérieure pour l'essai avec un déplacement moyen nul (M21). Cela serait dû à l'évolution du sable (présence des fines) lors des essais précédents notamment à fortes contraintes de consolidation. Néanmoins, on remarque qu'on a la même forme des courbes tant pour la phase de dégradation que pour la phase de renforcement. Le renforcement à 100 000 cycles est légèrement inférieur dans le cas à plusieurs séquences (M21) proche dans les deux cas. Les pics que l'on observe sur le frottement latéral et la résistance en pointe à 25 000, 50 000 et 75 000 cycles correspondent aux points où l'on augmente le déplacement moyen. Par ailleurs, on remarque qu'il n'y a quasiment pas d'influence de la pause de 6 h sur le comportement. L'influence du temps sera détaillée davantage plus loin. En ce qui concerne la résistance en pointe, on remarque, là aussi, qu'il n'y a quasiment pas d'influence, et les deux courbes sont très proches.

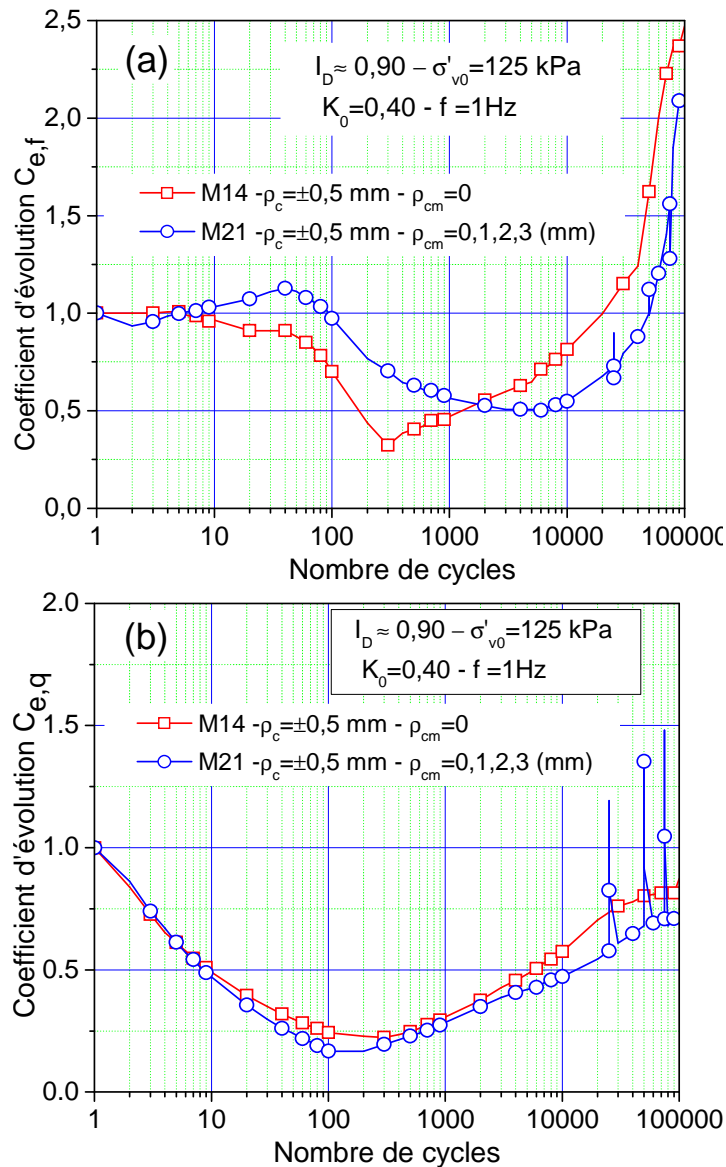


Figure IV-26 Influence du déplacement moyen : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

Pour étudier de plus près le comportement de l'interface ainsi que celui de la pointe juste au moment où l'on augmente le déplacement moyen, on présente sur la Figure IV-27 les courbes de mobilisation du frottement latéral et à la résistance en pointe en fonction du déplacement. On a choisi de présenter les cycles correspondant à la limite entre la troisième et la quatrième séquence, car celui-ci correspond à la phase où le renforcement est le plus important, et donc où l'augmentation du déplacement moyen aurait le plus l'influence. On remarque que lorsqu'on augmente le déplacement moyen, on sature complètement le frottement latéral. De plus, le frottement limite est de 55 kPa, ce qui est inférieur celle mobilisée lors du lors du chargement monotone initial, alors qu'on se trouve sur une phase de renforcement. Cela est dû à la vitesse de chargement (De Gennaro (1999), Le Kouby (2003)). En effet, celle-ci est dans ce cas environ 360 mm/min au lieu de 0,3 mm/min dans le

cas du chargement monotone. Après quelques cycles (3 cycles), on constate une diminution relativement faible du frottement latéral, que l'on peut attribuer à un changement dans l'empilement granulaire. Enfin, après 100 cycles, on remarque que l'on récupère à nouveau la valeur avant l'augmentation du déplacement moyen, ce qui serait dû au fait que l'on revient quasiment empilement granulaire. Par ailleurs, pour la résistance en pointe, on observe que la mobilisation n'est pas totalement atteinte pour un déplacement de 1,5 mm, et que la valeur correspondante (8,5 MPa) est, à ce déplacement, supérieure à celle mobilisée lors du chargement monotone initial. Cela correspond bien à ce que l'on a observé lors du chargement monotone final de l'essai M14, car, avec l'amplitude de déplacement $\pm 0,5$ mm, on crée une zone compactée sous la pointe. Par ailleurs, on remarque que l'effet de la vitesse est très faible par rapport au frottement latéral, ce qui est en bon accord avec les travaux de De Gennaro (1999) et de Le Kouby (2003).

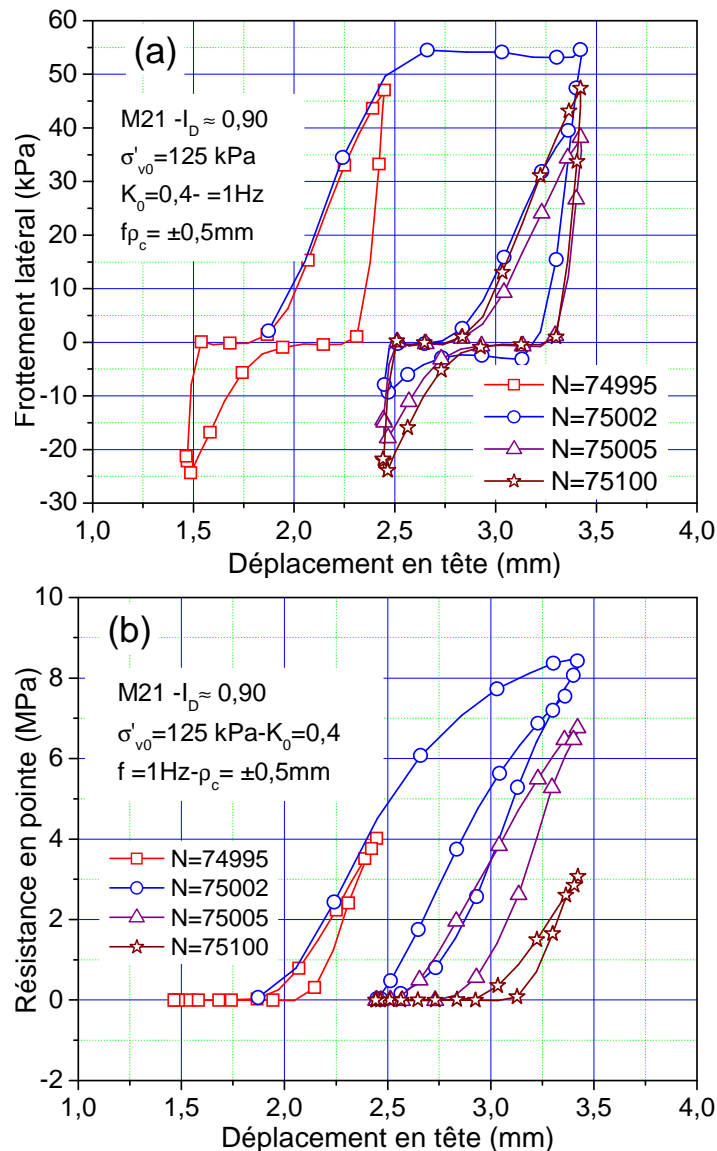


Figure IV-27 Courbes de mobilisation lors du passage de la troisième à la quatrième séquence :
(a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

IV.5.1.2 Chargement monotone final

On présente sur la Figure IV-28 le frottement latéral mobilisé avant et après le chargement cyclique pour les deux essais. On étudie sur la même figure le cas où l'on effectue deux chargements monotones finaux. On remarque d'abord que le frottement latéral mobilisé avant le chargement cyclique dans le cas de quatre séquences (M21) est inférieur à celui mobilisé dans le cas d'une seule séquence (M14). Cela confirme l'influence du sable que l'on a évoqué précédemment. En ce qui concerne le frottement latéral mobilisé après le chargement cyclique, une différence significative est à noter concerne la disparition du pic pour l'essai M21. Cela est également constaté lors du deuxième chargement monotone final pour l'essai M14. Cela peut être expliqué par le fait que lorsqu'on cisaille la première fois l'interface, on modifie la structure de l'empilement granulaire, arrangé d'une façon optimale lors du chargement cyclique. Le comportement en frottement latéral lors du premier chargement monotone final de l'essai M21 (disparition du pic) peut être attribué à l'effet de l'augmentation du déplacement moyen (cisaillement de l'interface). Bolton (1984) considère que, pour un sable constitué de grains rigides, la dilatance dépend seulement de l'état de densité et de la structure de l'empilement granulaire. De plus, l'auteur considère que l'angle de frottement critique dépend seulement de la minéralogie des grains de sable et il est d'environ 33° pour des grains de quartz. On peut considérer alors que dans le palier post-pic, l'angle de frottement est voisin de cette valeur. Ce palier peut évoluer à grand déplacement, la contrainte normale peut donc diminuer considérablement. Lerat (1996), à partir d'essais de cisaillement simple annulaire, a montré une forte diminution de la contrainte de cisaillement à grand déplacement. On peut penser que l'on a le même phénomène pour l'essai M14, mais accentué par la décharge et la recharge. Pour l'essai M21, il s'agirait du même phénomène, mais dû, dans ce cas, à l'effet de l'augmentation du déplacement moyen.

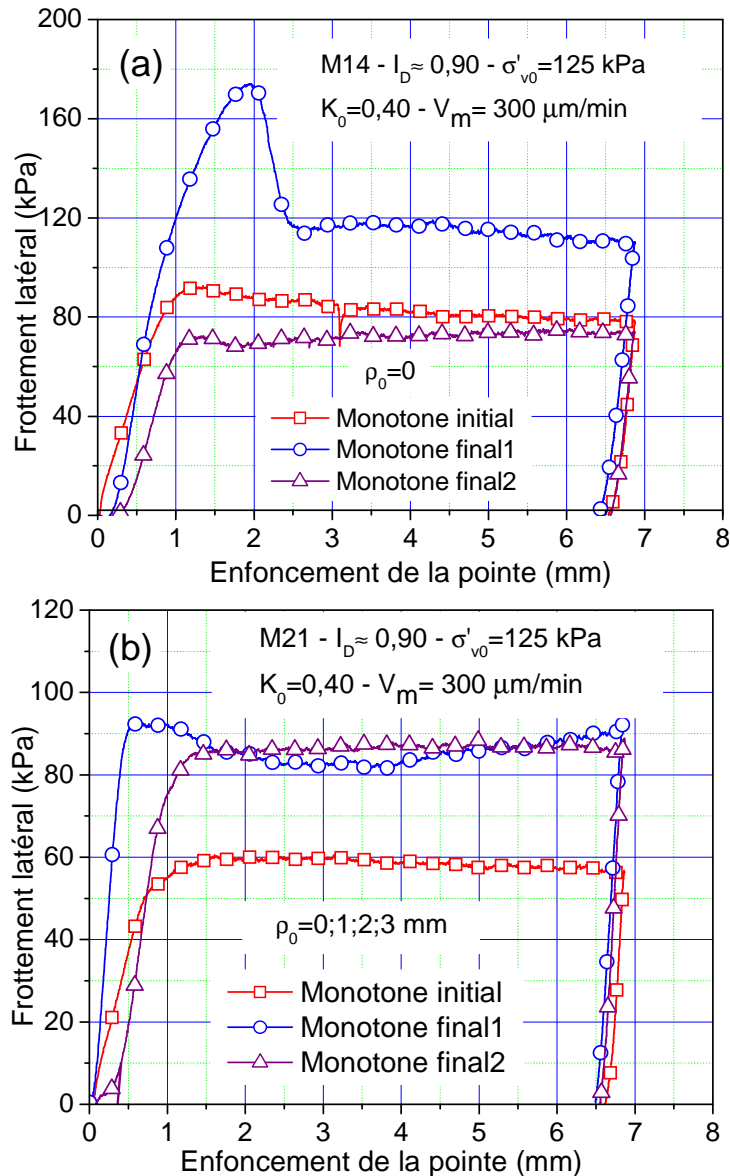


Figure IV-28 *Frottement latéral avant et après chargement cyclique : (a) essai M14 (déplacement moyen nul) ; (b) essai M21 (déplacement moyen croissant)*

En ce qui concerne la résistance en pointe (Figure IV-29), le comportement est assez différent de celui observé pour le frottement latéral. En effet, on remarque que pour les deux essais (M14 et M21), la résistance en pointe mobilisée lors du chargement monotone final est supérieure à celle mobilisée avant le chargement cyclique, l'interprétation est donnée en IV.1.1.3. De plus, pour l'essai M14, un léger écart entre la valeur mobilisée pour le premier et le deuxième chargement monotone final. Cela serait dû au fait que, au cours du compactage, la zone se trouvant en contact avec la pointe est plus compacte que plus loin. Cet écart est plus faible pour l'essai M21. Egalement, la différence entre les monotones finaux et initial est plus que pour l'essai M14. Cette différence s'explique par le fait que le compactage est plus faible dans ce cas.

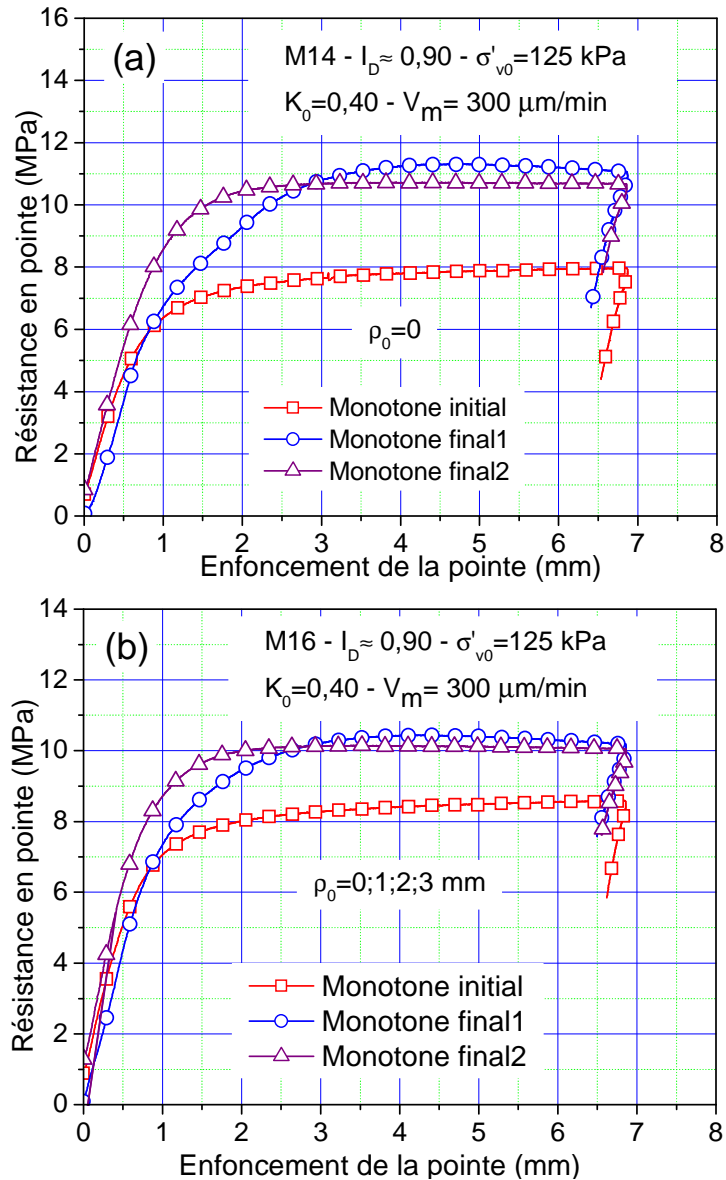


Figure IV-29 Résistance en pointe avant et après chargement cyclique : (a) essai M14 (déplacement moyen nul) ; (b) essai M21 (déplacement moyen croissant)

IV.5.2 Influence du temps de repos

Un autre point important à étudier concerne l'influence du temps de repos entre les différents chargements sur les comportements observés. On va présenter, dans cette partie, l'influence du temps avant et pendant la phase cyclique. On commence dans en premier lieu, par l'étude de l'influence du temps de repos avant le chargement cyclique, c'est-à-dire, on prépare le massif, on le met sous contraintes et on en réalise des chargements monotones à différents temps avant d'appliquer le chargement cyclique. Ensuite, on étudiera le cas avec la procédure de chargement classique, mais en effectuant plusieurs séquences cycliques séparées avec des pauses.

IV.5.2.1 Avant le chargement cyclique

IV.5.2.1.1 Chargement monotone initial

Pour les massifs de grands diamètres, comme dans le cas de nos essais, il peut y avoir un effet non négligeable du temps (fluage) sur les comportements observés. Pour étudier cet effet, on a réalisé un essai à un état de densité élevé ($I_D=0,90$), une contrainte de consolidation intermédiaire ($\sigma'_{v0}=250$ kPa) et une amplitude du déplacement cyclique $\rho_c=\pm 0,25$ mm. Pour suivre l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe au cours du temps, on a réalisé un premier chargement monotone initial juste après le fonçage, suivi de deux autres chargements après 3 h et 21 h. Les courbes sont présentées sur la Figure IV-30.

En ce qui concerne le frottement latéral, on n'observe pas de différences significatives. Pour le premier chargement, le décrochement observé après amorçage de stabilisation, est dû à un problème lié au pilotage. Pour les deuxième et troisième chargements, on constate que la valeur maximale diminue légèrement, mais l'influence reste toujours très faible. Ceci serait au changement dans l'empilement granulaire évoqué IV.5.1.1. En revanche, les valeurs limites sont quasiment identiques. Par ailleurs, Anderson et Stokoe (1978) ont mis en évidence une augmentation du module de cisaillement en fonction du temps de consolidation sur le sable d'Ottawa. Cependant, on a vu en III.5.3 que la rigidité du système sol-pieu est très élevée et que, dans cette gamme de rigidité, son influence est très faible sur le frottement mobilisé. Par ailleurs, pour la résistance en pointe, l'influence est pratiquement inexistante.

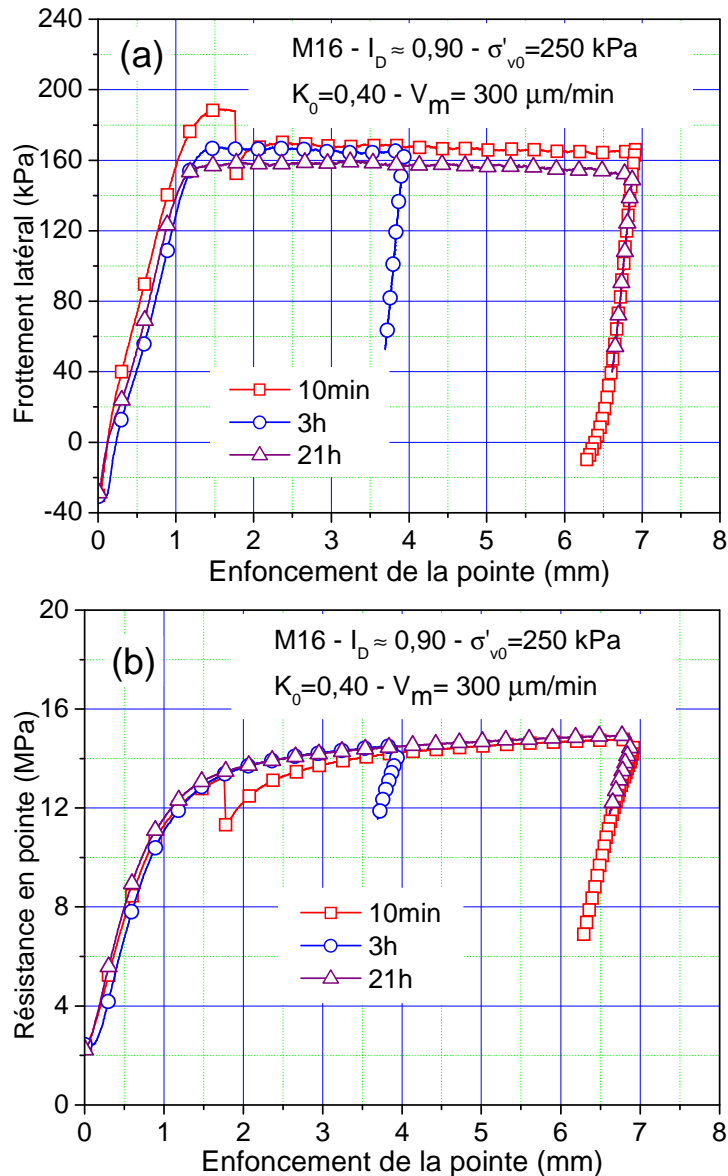


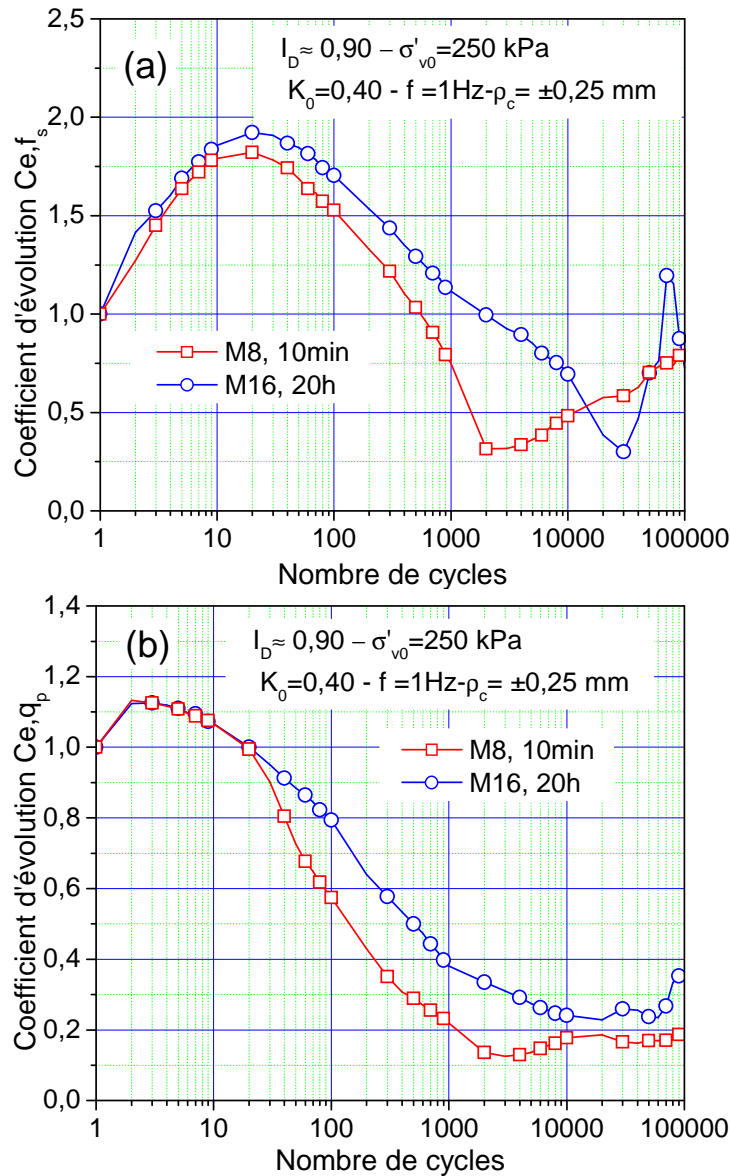
Figure IV-30 Influence du temps de repos : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

IV.5.2.1.2 Chargement cyclique

On présente sur la Figure IV-31 l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe pour un temps de repos de 10 minutes et 21 heures. En ce qui concerne le frottement latéral, on observe que, pour le renforcement initial, l'influence est très faible tant sur la valeur mobilisée que sur le nombre de cycles correspondant. En revanche, dans la phase de dégradation, on remarque une légère différence qui augmente avec le nombre de cycles. En effet, la vitesse de dégradation est supérieure dans le cas où le temps de consolidation est de 10 minutes, dans ce cas, le maximum de dégradation est atteint à 2 000 cycles contre 30 000 cycles pour le cas où le temps de consolidation est de 21 heures. Cependant, le maximum de dégradation est quasiment le même. Cette différence de comportement serait due à l'état d'enchevêtrement des grains qui rend la densification un peu plus difficile. Pour

la phase de renforcement après dégradation, on constate plutôt l'effet inverse, c'est-à-dire, que la vitesse est supérieure dans le cas où le temps de repos est le plus long. Ceci pourrait s'expliquer également par le fait que la rigidité du système sol-pieu k_0 (cf. figure III.39) est plus importante ce qui conduit à une dilatance plus importante. Par ailleurs, après avoir observé cette différence de comportement, on a voulu s'assurer de son origine. Pour cela, après avoir appliqué les contraintes de consolidation dans l'essai M9 (présenté en III.2), on a fermé le robinet de la contrainte latérale et on a observé l'évolution de la pression au cours du temps. On a constaté que le confinement diminue de 6 kPa pendant 45 min (le confinement appliqué initialement est de 100 kPa). Cela montre, effectivement, le comportement différé (fluage) du massif.

En ce qui concerne la résistance en pointe, on remarque aussi le même comportement, à savoir que la vitesse de dégradation est supérieure dans le cas d'un temps d'application de la contrainte de consolidation plus long. Cela serait dû, là aussi, comme pour le frottement latéral, à une rigidification de la structure granulaire sous la pointe. Si l'on se réfère à l'influence de la contrainte de consolidation, présentée en IV.2, on peut observer la même différence de comportement lorsque celle-ci augmente. En effet, la vitesse de dégradation diminue avec l'augmentation de la contrainte de consolidation ; on peut alors dire que le temps de repos aurait un effet analogue à celui de l'augmentation de la contrainte de consolidation



**Figure IV-31 Influence du temps de repos sur la phase cyclique : (a) frottement latéral ;
(b) résistance en pointe**

IV.5.2.1.3 Chargement monotone final

On présente sur la Figure IV-32 le frottement latéral et la résistance en pointe mobilisés lors du chargement monotone final. On constate une influence significative notamment en frottement latéral. En effet, on remarque, pour le cas où le temps de repos est le plus long (M16), un pic très marqué à 240 kPa et un déplacement correspondant (3,8 mm) beaucoup plus important que celui observé dans tous les essais précédents. Ce pic est suivi d'un radoucissement important jusqu'à 5 mm et continue, mais avec une vitesse beaucoup plus faible, jusqu'à 7 mm. La valeur résiduelle est de 120 kPa. Dans le cas de la procédure classique (M8) où le temps de repos est de 10 minutes, le comportement est très différent. Cette différence serait due à l'effet des particules fines (cf. III.4). En effet, avec un temps de

repos plus important, la migration particules fines vers la sonde serait réduite, et donc la cimentation/scellement de l'état de son état de surface serait donc moins importante.

En ce qui concerne la résistance en pointe, on remarque que la forme des courbes est comparable ; cependant, la valeur mobilisée est nettement supérieure dans le cas où le temps de repose est plus long (M16). Mesri *et al.* (1990) ont trouvé une augmentation avec le temps de la résistance en pointe mobilisée dans un sable siliceux. Les auteurs attribuent cette augmentation à l'augmentation de la rigidité et de la contrainte horizontale du sable provoquée par un réarrangement des grains de sable. Pour notre cas, on ne remarque pas d'influence significative avant densification (Figure IV-30) ; par contre, après chargement cyclique, l'influence est relativement importante (l'augmentation de la résistance en pointe est d'environ 4 MPa). Cela confirme effectivement les travaux de Mesri *et al.* (1990).

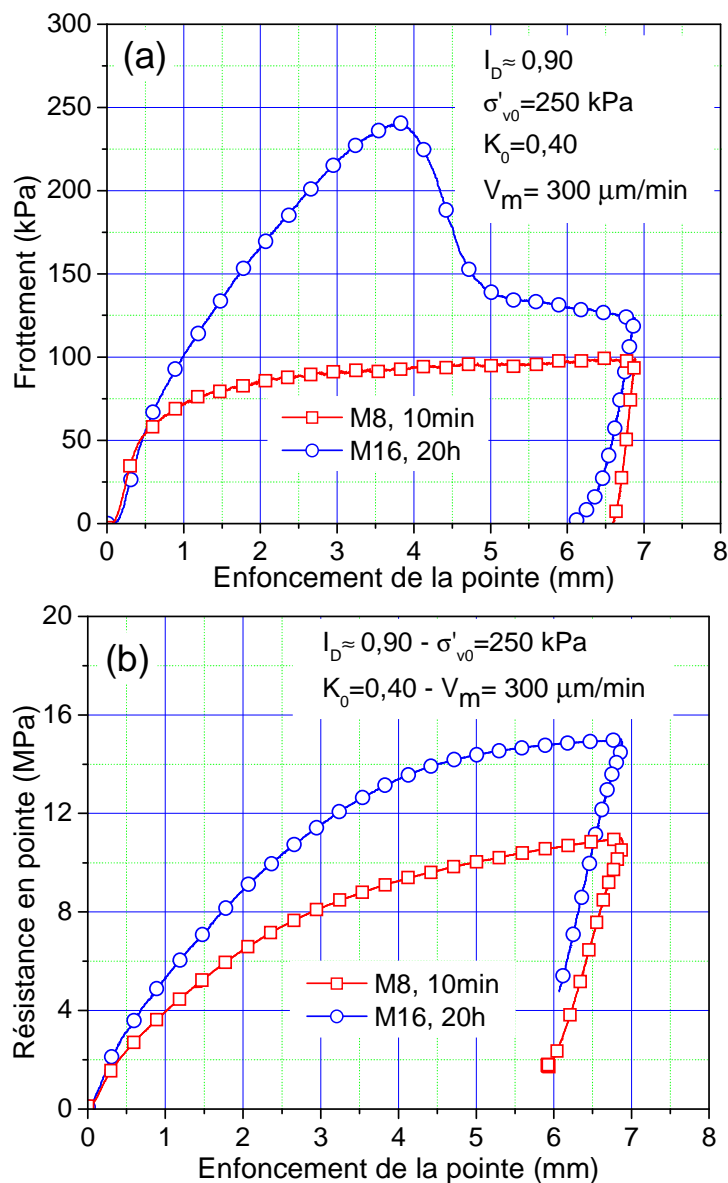


Figure IV-32 Effet du temps de repos avant la phase cyclique sur le chargement monotone final :
(a) frottement latéral ; (b) résistance ce pointe

IV.5.2.2 Au cours du chargement cyclique

IV.5.2.2.1 Chargement cyclique

Après avoir étudié l'effet du temps de repos avant la phase cyclique sur l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe. On va, à présent, voir l'influence du temps de repos au cours de la phase cyclique. Pour cela on a réalisé un essai avec un état de densité $I_D=0,90$, une contrainte de consolidation $\sigma'_{v0}=125$ kPa et une amplitude du déplacement cyclique $\rho_c=\pm 0,5$ mm. Pendant cet essai, on a réalisé trois séquences cycliques : dans la première séquence, on a appliqué 10 000 cycles suivie d'une pause de 5 h ; ensuite, on a appliqué une deuxième séquence de 30 000 cycles suivie, là aussi, d'une pause de 5 h ; et enfin, on appliqué une dernière séquence de 60 000 cycles. Les résultats sont présentés sur la Figure IV-33. On remarque que jusqu'à 10 000 cycles, tant en frottement latéral qu'en résistance en pointe, les courbes sont très proches ; en fait, il s'agit de la répétabilité. En suite, après un temps d'arrêt de 5 h, on constate que la pente du renforcement est plus raide que pour le cas où l'on n'a pas fait de pause. Cela serait dû, comme on l'a vu précédemment, à une rigidification de l'interface qui est due à une réorganisation des grains, entraînant une modification de la structure granulaire. Le même comportement est observé lors de la troisième séquence cyclique. Enfin, à 100 000 cycles, on remarque que le renforcement est supérieur lorsque l'on applique un temps de repos. En ce qui concerne la résistance en pointe, l'influence est moins marquée.

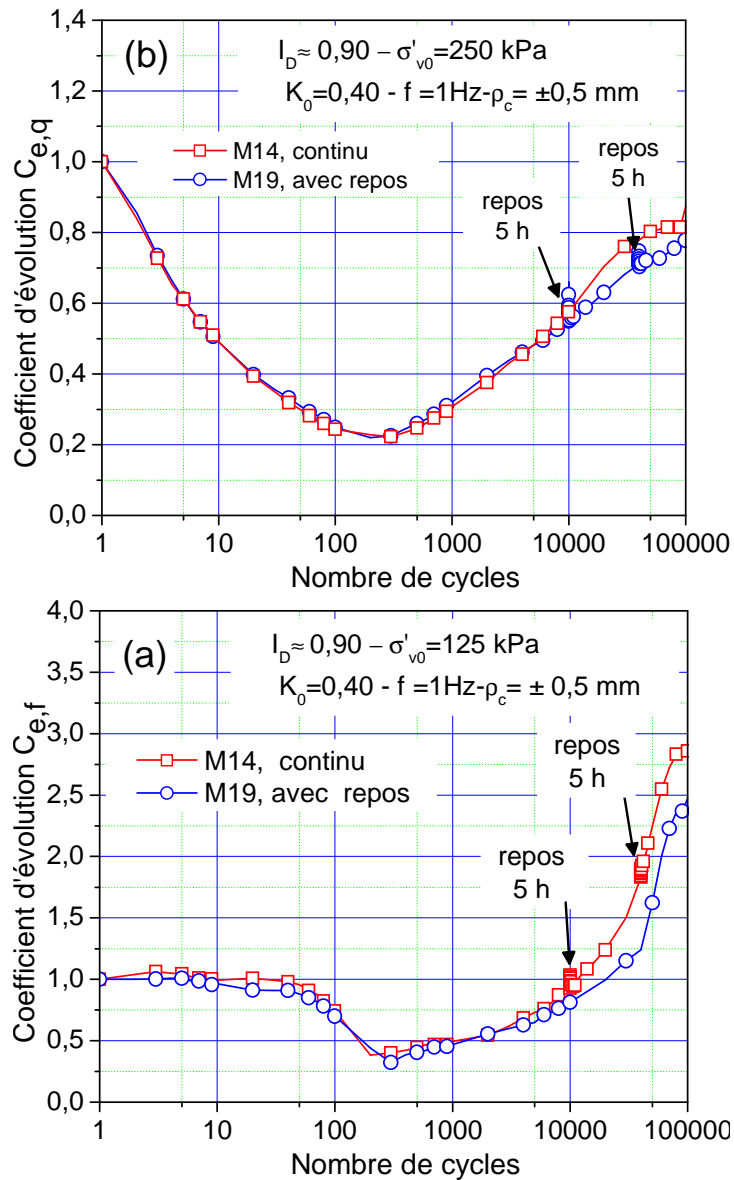


Figure IV-33 Influence du temps de repos (pause) pendant la phase cyclique : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

IV.5.2.2.2 Chargement monotone final

On présente sur la Figure IV-34 les courbes du chargement monotone final en termes du frottement latéral et de la résistance en pointe. On remarque que, tant en frottement latéral qu'en résistance en pointe, que les courbes sont quasi-identiques, l'influence du temps est alors très faible. En effet, contrairement à l'essai présenté pour le cas avec chargement cyclique (M16), cet essai est réalisé à faible contrainte de consolidation ($\sigma'_{v0} = 125$ kPa), ce qui nous élimine l'effet des fines évoqué précédemment.

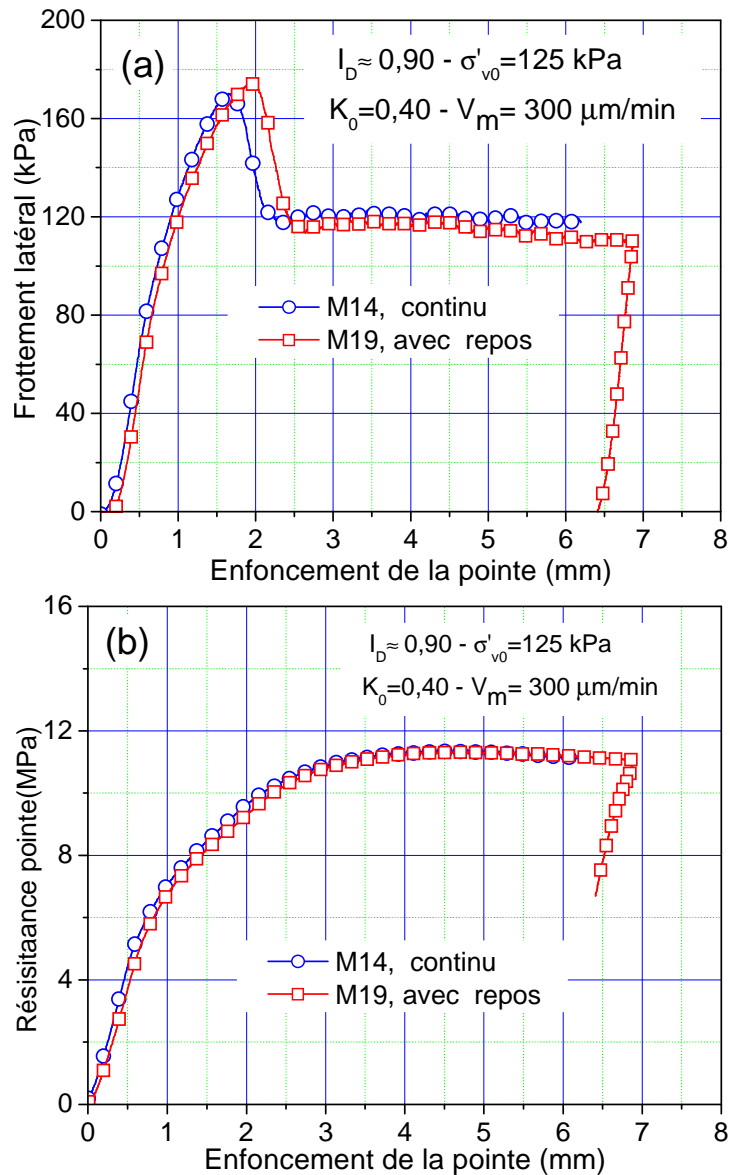


Figure IV-34 Effet du temps de repos pendant la phase cyclique sur le chargement monotone final :
(a) frottement latéral ; (b) résistance ce pointe

IV.5.3 Influence du sens de chargement en déplacement (alterné-non alterné)

IV.5.3.1 Chargement cyclique

Lorsqu'on applique un chargement en tête d'un pieu (compression, traction), le sens du déplacement que l'on va avoir localement sur le pieu dépend de plusieurs paramètres (compressibilité du pieu, dimensions, amplitude du chargement...). En effet, on peut par exemple appliquer un chargement non alterné en compression, qui correspond à un déplacement en enfoncement, et localement (sur le fût) avoir une rupture de l'interface et donc avoir des déplacements alternés. On se propose, dans cette partie, d'étudier l'influence du sens du déplacement cyclique. Pour cela, on a réalisé un essai en appliquant un

déplacement en arrachement de $-0,5$ mm pour l'état lâche ($I_D=0,40$) et une contrainte de consolidation $\sigma'_{v0}=125$ kPa. On compare cet essai avec un essai alterné d'amplitude $\rho_c=\pm 0,25$ mm. La définition du chargement appliquée est présentée sur la Figure IV-35.

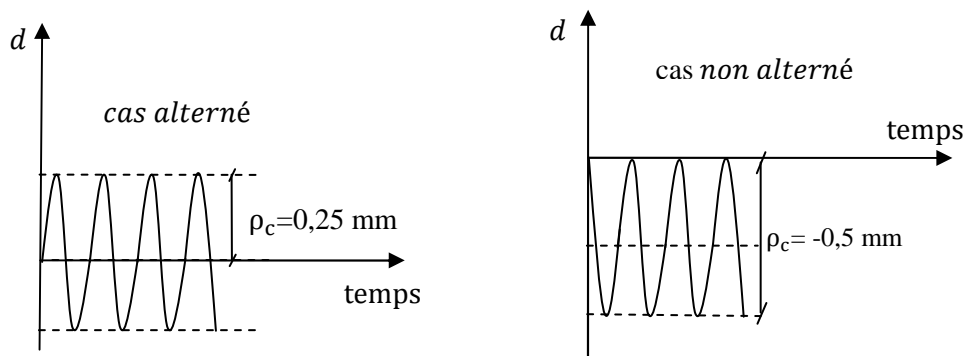


Figure IV-35 Sollicitation appliquée dans le cas alterné et non alterné

Les évolutions du frottement latéral et de la résistance en pointe sont présentées sur la Figure IV-36. On observe tout d'abord un renforcement plus important dans le cas non alterné, mais le nombre de cycles correspondant est comparable au cas alterné. Ceci serait dû au fait que, dans le cas alterné, la densification (contractance cyclique) est plus importante. Cela conduit également à une dégradation plus faible dans le cas non alterné, c'est ce que l'on observe à la fin de cette phase. De plus, dans le cas non alterné, la dilatance est plus importante, car on est plus proche de la droite d'état critique. Enfin, pour la phase de renforcement, on constate une différence relative. Cela serait lié principalement à une dilatance empêchée plus importante dans ce cas, là aussi, on l'explique par le fait que l'interface est orientée dans un sens, donc, la phase de dilatance est atteinte plus vite.

Pour la résistance en pointe, on remarque, là aussi, que la dégradation est plus importante dans le cas alterné ce qui est normal, parce que le phénomène de venue des grains sous la pointe est plus important. C'est ce que l'on retrouve à grand nombre de cycles (le renforcement dans le cas non alterné est plus important).

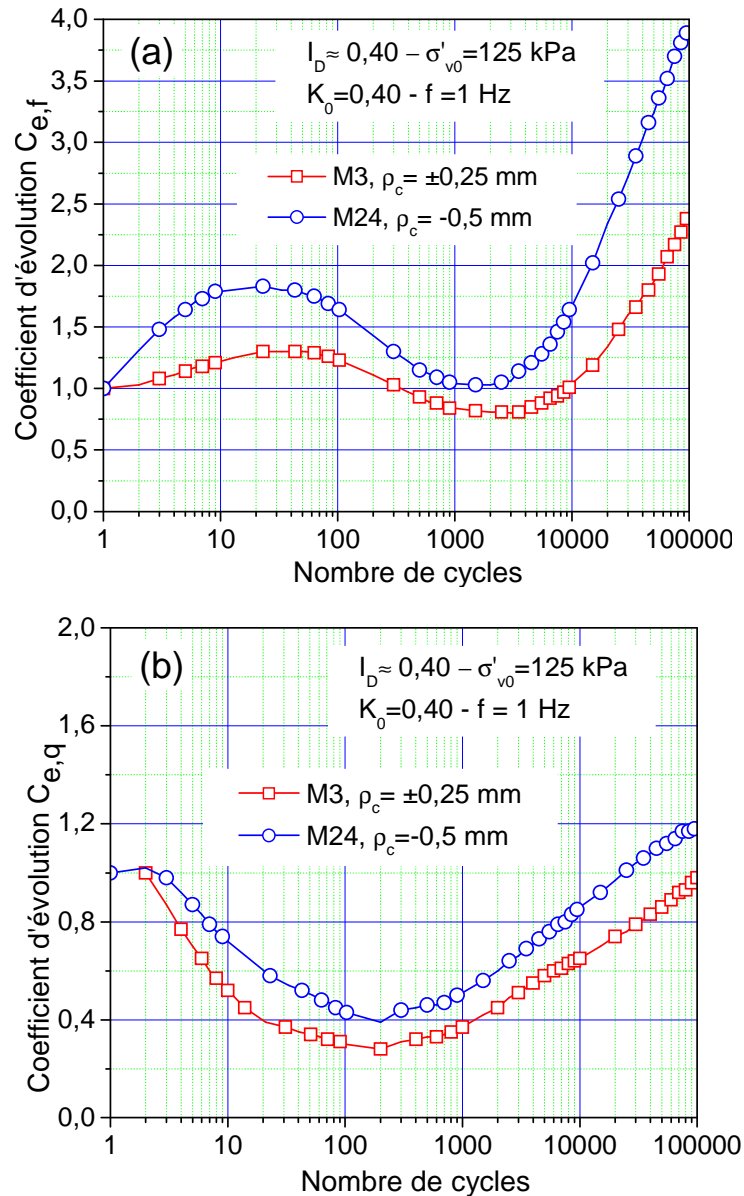


Figure IV-36 Influence du sens du chargement (alterné-non alterné) sur l'évolution au cours de la phase cyclique : (a) frottement latéral : (b) résistance en pointe

Après avoir étudié l'évolution en fonction du nombre de cycles du frottement latéral et de la résistance en pointe, on présente sur la Figure IV-37 les cycles 1, 10, 1000 et 100 000 pour observer notamment l'évolution de leur forme dans le cas non alterné. Comme on l'a évoqué précédemment, pour le frottement latéral, le premier cycle commence avec une valeur résiduelle négative, mais au déchargement la valeur devient positive. Lors du dixième cycle, on remarque un renforcement légèrement supérieur en enfoncement, probablement dû à l'effet de la pointe mais sans changement significatif de la forme. Pour le cycle 1000, on remarque un changement dans la forme de la courbe, celle-ci se resserre autour de l'axe des abscisses (cette forme a été décrite dans l'essai typique III.1). Enfin, à grand nombre de

cycles (100 000 cycles), on constate, en plus du renforcement important, tant en enfoncement qu'en arrachement, un changement plus accentué dans la forme du cycle. Par ailleurs, on remarque que même si le déplacement appliqué est uniquement en arrachement, la courbe se centre autour de la demi amplitude (-0,25 mm) de la même façon que ce que l'on a observé dans les essais alternés. Cela montre qu'outre l'éventuelle différence dans les taux de renforcement ou de dégradation, le comportement à grand nombre de cycles pour le cas non alterné est quasiment le même que celui observé pour le cas alterné.

Pour ce qui est de la résistance en pointe, la valeur avant chargement cyclique est légèrement positive. Au déchargement (retour à un déplacement nul), la résistance en pointe augmente sensiblement (de 0,4 et 1,3 MPa), cette augmentation est due à l'apport de grains de sable lors du premier chargement en arrachement. Comme pour le frottement latéral, à grand nombre de cycles, la forme des courbes est quasiment identique au cas alterné, à savoir un détachement de la pointe du sol dès que l'on dépasse la demi amplitude en arrachement.

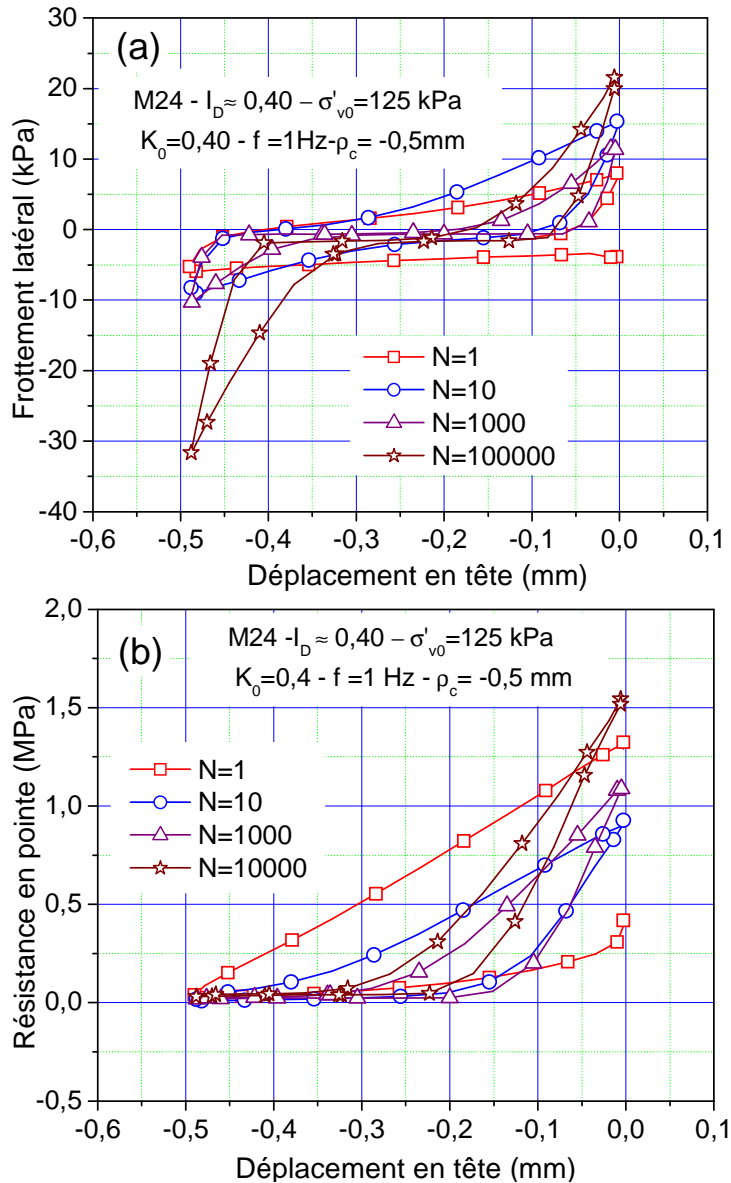


Figure IV-37 Evolution de la forme des courbes du frottement latéral et de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique non alterné

IV.5.3.2 Chargement monotone final

Pour évaluer l'influence du sens du chargement sur le frottement latéral et la résistance en pointe post cyclique, on présente sur la Figure IV-38 les efforts mobilisés lors du chargement monotone final. En frottement latéral, tant la valeur au pic que la valeur résiduelle sont significativement supérieures dans le cas non alterné que dans le cas alterné. Cela confirme les évolutions observées à grand nombre de cycles, à savoir un renforcement très important dans le cas non alterné. Comme on l'a évoqué précédemment, ce renforcement important est dû à une forte dilatance empêchée et à l'épaisseur de la zone de cisaillement. De plus, le rapport entre les valeurs au pic pour les cas alterné et non alterné est comparable au rapport des renforcements au cours du chargement cyclique (1,72 et 1,9 respectivement). Par

ailleurs, pour la résistance en pointe, on constate également que la forme des courbes est similaire dans les deux cas (alterné et non alterné) ; cependant, la résistance en pointe mobilisée dans le cas non alterné est supérieure à celle obtenue dans le cas alterné. Là aussi, le rapport des résistances mobilisées dans les deux cas est comparable à ce que l'on a observé au cours du chargement cyclique.

On peut dire alors que le cas alterné est le plus défavorable et on rejoint ainsi les conclusions généralement données dans le cas des essais à force contrôlée.

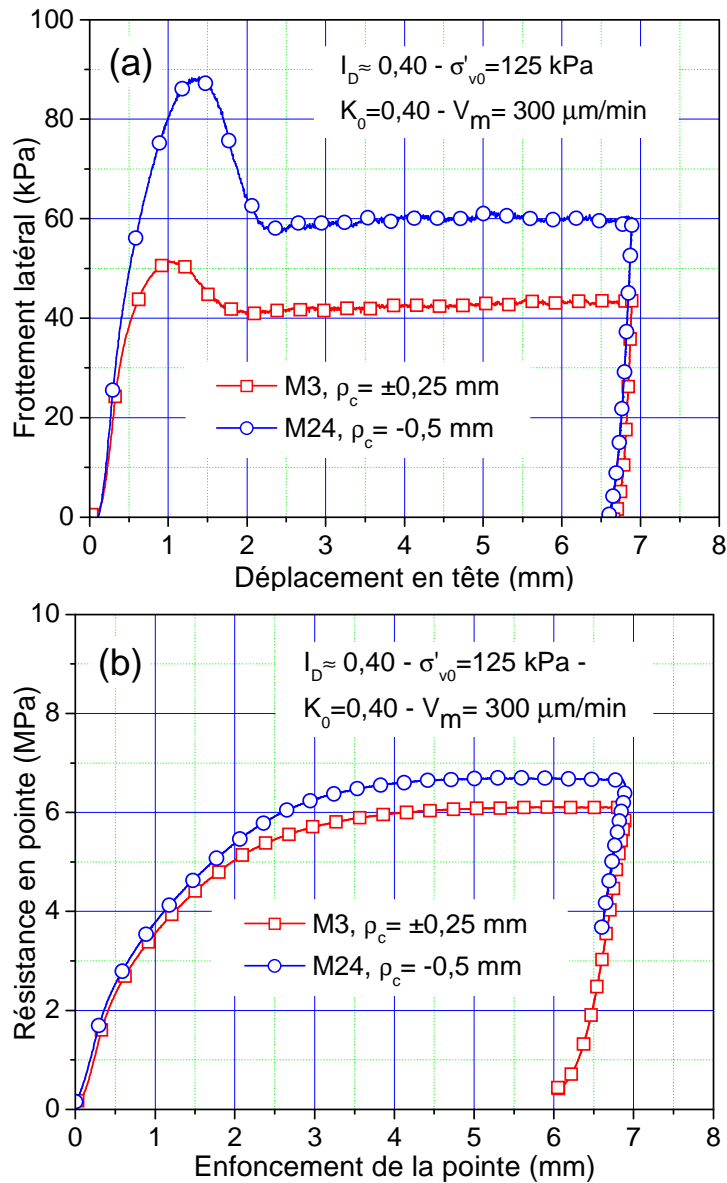


Figure IV-38 Influence du sens du chargement (alterné-non alterné) lors du chargement monotone final : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

IV.6 CONCLUSIONS

À l'issue de ce chapitre, on donne ci-dessous les principales conclusions auxquelles on a pu arriver:

- 1- concernant le frottement latéral :
 - le renforcement initial augmente avec l'augmentation des contraintes de consolidation, et diminue fortement lorsque l'amplitude du déplacement cyclique augmente. L'état de densité semble avoir peu d'influence sur cette phase.
 - pour la phase de dégradation, l'augmentation des trois paramètres (état de densité, contraintes de consolidation et amplitude du déplacement cyclique), augmente la dégradation. Cependant, pour la faible amplitude du déplacement, la tendance est inversée, c'est-à-dire, aussi importante que pour les grandes amplitudes de déplacement.
 - le renforcement à grand nombre de cycles dépend significativement de l'état initial du massif (état de densité et contraintes de consolidation), il augmente avec la diminution de ces deux paramètres et inversement. En revanche, l'augmentation de l'amplitude du déplacement, l'augmente fortement à faible densité et contrainte de consolidation.
 - la dégradation observée dans la quatrième phase (dégradation à grand nombre de cycles), apparaît pour les fortes densités et contraintes de consolidation, augmente avec l'amplitude du déplacement cyclique.

- 2- pour la résistance en pointe :
 - pour la phase de dégradation, l'influence des paramètres est beaucoup plus faible que pour le frottement latéral. Néanmoins, celle-ci augmente légèrement avec l'augmentation des trois paramètres (état de densité, contraintes de consolidation et amplitude du déplacement)
 - le renforcement à grand nombre de cycles diminue avec l'augmentation de la densité et les contraintes de consolidation. En revanche, celui-ci augmente sensiblement avec l'amplitude du déplacement.

- 3- trois zones de comportement à grand nombre de cycles ont été identifiées en fonction de la résistance en pointe initiale : dans la première zone, on observe toujours un renforcement ; dans la deuxième zone, on constate un léger renforcement suivi d'une dégradation ; et enfin, pour la troisième zone, on observe quasiment pas de renforcement mais plutôt une dégradation.

- 4- le déplacement moyen ne semble pas influencer le comportement dans la phase cyclique, mais plutôt le comportement post-cyclique.
- 5- le temps de repos peut avoir une influence dans le cas de la présence des fines. En revanche, dans le cas où l'on n'a pas de fines, son influence est très faible, du moins sur la durée étudiée.
- 6- le type de chargement (alterné, non alterné) influence sensiblement le comportement ; le cas alterné est le plus défavorable.

Chapitre V Application au comportement et au calcul de pieu sous sollicitations cycliques

On présente, dans ce chapitre, dans un premier temps quelques essais réalisés à force contrôlée sur notre dispositif, en vue d'aborder les problèmes de stabilité/rupture. Les amplitudes cycliques appliquées en effort ont été choisies en fonction des résultats obtenus lors des essais à déplacement contrôlé (limite de dégradation). Dans un deuxième temps, on se propose de modéliser les évolutions du frottement latéral et de la résistance en pointe que l'on a observée dans les chapitres précédents (III et IV). L'objectif est d'établir des lois d'évolution en vue d'une intégration dans des méthodes de calcul de pieux sous sollicitations cycliques. Enfin, la troisième partie est consacrée à l'introduction de ces lois d'évolution dans un modèle t-z cyclique afin de modéliser les essais à force contrôlée.

V.1 COMPORTEMENT SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE A FORCE CONTROLEE

Dans cette partie, on étudie la stabilité de la sonde-pieu (accumulation des déplacements) sous chargement cyclique. Les différentes phases de chargement après installation sont schématisées sur la Figure V-1. Le Tableau V-1 présente les essais réalisés. Les premiers essais ont été réalisés pour un état de forte densité ($I_D \approx 0,90$) et un niveau de consolidation faible ($\sigma_{v0}' = 125$ kPa). Ensuite, on a réalisé un essai sous forte contrainte de consolidation afin d'étudier l'influence du niveau de consolidation, car, comme on l'a vu précédemment, ce paramètre a une influence significative. On rappelle que l'on a observé, dans les chapitres précédents (III et IV), sous faible niveau de consolidation, un renforcement à grand nombre de cycles (phase 3 de la figure III-29) qui est d'autant plus important que le déplacement cyclique est important. Cependant, lorsque celui-ci dépasse une certaine valeur correspondant au glissement de l'interface (cas de l'essai M20 (± 2 mm)), on a observé un comportement différent à savoir une nouvelle phase de dégradation. Par ailleurs, on a réalisé également des essais comportant plusieurs séquences de chargement alterné (chargement de type tempête ou « storm loading ») en diminuant, dans un premier temps, l'amplitude cyclique, et en l'augmentant dans un deuxième temps. Ce type d'essai permet d'étudier l'influence de l'histoire du chargement. On a également réalisé des essais avec une succession de phases de chargement à force et déplacement contrôlé. Ce type d'essai permet d'étudier l'influence de la densification de l'interface sur la stabilité du pieu. Toutefois, celle-ci n'est quasiment pas possible avec des essais à force contrôlée, car, si l'on augmente le niveau de chargement (augmentation de l'amplitude du déplacement), on arrive très vite à la rupture sans atteindre le nombre de cycles pour lequel on initie le renforcement.

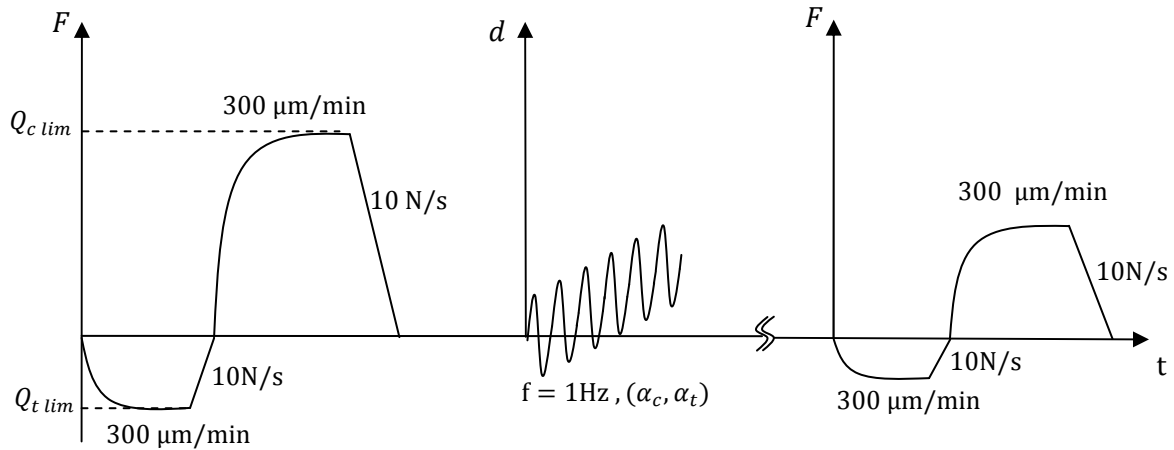


Figure V-1 Représentation schématique des différentes phases de chargement (réponses observées) après installation

La définition des paramètres du chargement cyclique est présentée sur la Figure V-2.

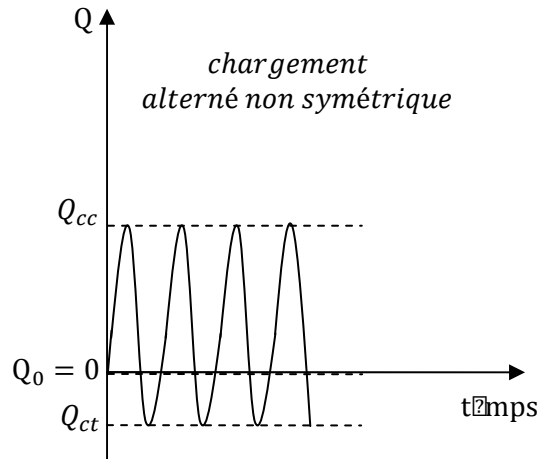


Figure V-2 Définition des paramètres du chargement cyclique

$Q_{c\ lim}$: charge limite en compression ;

$Q_{t\ lim}$: charge limite en traction ;

$Q_{cc} = \alpha_c Q_{c\ lim}$: amplitude de la charge cyclique en compression ;

$Q_{ct} = \alpha_t Q_{t\ lim}$: amplitude de la charge cyclique en traction ;

α_c : niveau de chargement cyclique en compression ;

α_t : niveau de chargement cyclique en traction ;

d : déplacement en tête de la sonde-pieu.

Massifs	I_D	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{h0} (kPa)	f (Hz)	Type de chargement	α_c	α_t	ρ_c (mm)	N		
M29	0,87	125	50	1	FC	0,2	0,2				
M30	0,87	125	50	1	FC	0,6	0,6				
					FC	0,4	0,4				
					FC	0,2	0,2				
					FC	0,4	0,4				
M31	0,87	125	50	1	FC	0,4	0,4				
M32	0,86	125	50	1	FC	0,4	0,4				
					DC					±0,5	58 000
					FC	0,4	0,4			±0,5	80 000
					DC						
					FC	0,4	0,4			±0,5	55 000
					DC						
FC	0,6	0,6									
M33	0,85	375	150	1	FC	0,1	0,1				
					FC	0,3	0,3				
					DC					±0,5	80 000
					FC	0,2	0,2				

Tableau V-1 Programme des essais réalisés

V.1.1 Chargement uniforme

On a réalisé un essai alterné (M29) avec un niveau de chargement correspondant à $\alpha_c=0,2$ et $\alpha_t=0,2$. La Figure V-3 présente les courbes de chargement monotone initial en compression et en traction. La résistance limite obtenue en compression est de 10,2 kN, le chargement cyclique en compression est alors de 2,04 kN. Pour le chargement en traction, on remarque que l'on n'a pas atteint la limite de rupture, l'effort mobilisé à 4 mm est de 3,2 kN ; ceci est dû à l'effet du chargement en compression. Le chargement appliqué en traction est de 0,64 kN ce qui est inférieur à α_t . Le décrochement observé après amorces de stabilisation est dû à un problème de pilotage.

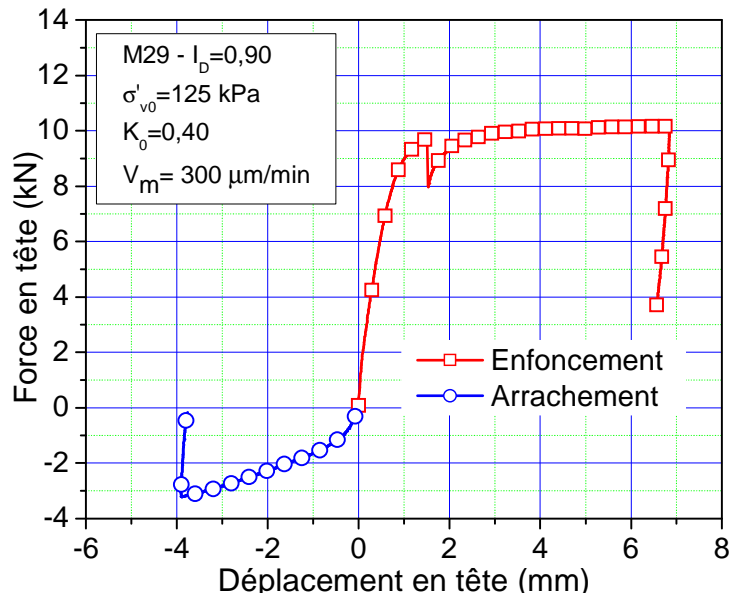


Figure V-3 Courbe de chargement monotone initial en compression et en traction

Le déplacement en tête en fonction du nombre de cycles appliqués est présenté sur la Figure V-4. On remarque que, jusqu'à 10 000 cycles, le déplacement d'enfoncement en tête augmente rapidement (environ 3,6 mm), on atteint alors la rupture selon le critère de $0,1D$. Entre 10 000 et 75 000 cycles, le déplacement continue à augmenter, avec un taux plus faible que dans la première phase ; il atteint 10,5 mm à 75 000 cycles. Enfin, au-delà de ce nombre de cycles, le déplacement continue encore à augmenter, mais avec un taux encore plus faible et une tendance à la stabilisation. Cette accumulation des déplacements d'enfoncement est due, bien sûr, à la dégradation du frottement latéral et de la résistance en pointe, mais aussi au fait que le chargement cyclique en traction Q_{ct} est sous évalué, car on n'a pas atteint le palier lors du chargement monotone initial.

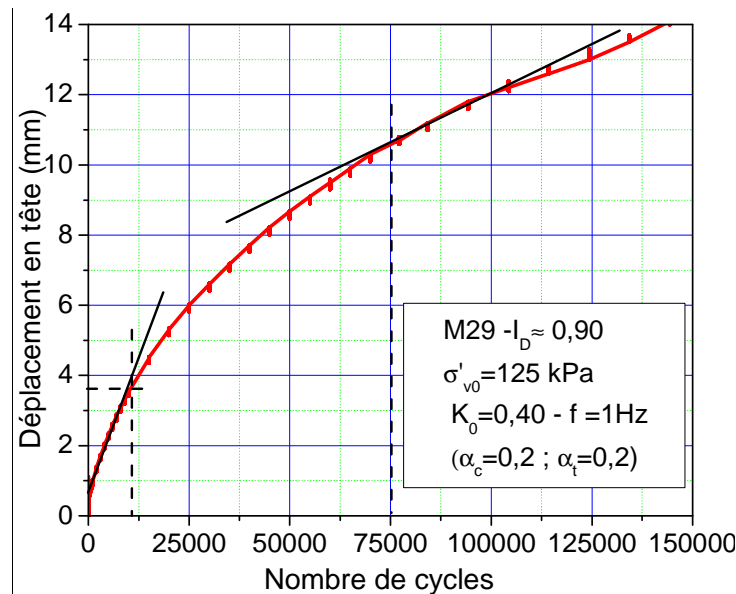


Figure V-4 Déplacements en tête en fonction du nombre de cycles (chargement uniforme)

V.1.2 Chargement non uniforme « storm loading »

L'objectif du premier essai, présenté dans cette partie, est de tenter d'atteindre la phase de renforcement du frottement latéral observée à grand nombre de cycles dans les chapitres III et IV. Comme on l'a vu précédemment, cette phase de renforcement dépend fortement de l'amplitude du déplacement cyclique. Pour que le déplacement cyclique, résultant du chargement appliqué en effort, soit important, il faut augmenter le niveau de chargement, or, ceci entraînerait une accumulation importante et trop rapide des déplacements conduisant à la rupture. Pour cela, on a tenté, dans un premier temps, d'appliquer une procédure spécifique de chargement afin de densifier l'interface, sans pour autant atteindre la rupture. C'est pour cela qu'on a appliqué, pour une faible contrainte de consolidation ($\sigma_{v0}' = 125$ kPa) et un état de densité élevé ($I_D = 0,90$), une première phase de trois séquences cycliques avec un niveau de chargement décroissant. Dans la première séquence, on a appliqué 10 cycles avec un niveau de chargement α_c et α_t de 0,60 ; dans la deuxième séquence, on a appliqué 50 cycles correspondant à un niveau de chargement de 0,40 ; et enfin, une troisième séquence jusqu'à 10 000 cycles avec un niveau de chargement de 0,20 a été appliquée. Afin de vérifier l'éventuelle densification de l'interface, on a réalisé une dernière séquence avec des niveaux de chargement α_c et α_t de 0,40 jusqu'à une accumulation du déplacement en arrachement de 10 mm de 23 000 cycles. Le déplacement en tête est présenté sur la Figure V-5. Le Tableau V-2 présente les différentes séquences appliquées pour cet essai (M30).

Séquences	Type de chargement	Niveau de chargement		Nombre de cycles N
		α_c	α_t	
S1	FC	0,60	0,60	10
S2	FC	0,40	0,40	50
S3	FC	0,20	0,20	10 000
S4	FC	0,40	0,40	12 940

Tableau V-2 Séquences de chargement appliquées pour l'essai M30

On remarque, pour la première séquence, une accumulation très rapide des déplacements d'enfoncement (environ 2 mm à 10 cycles). Ensuite, dans la deuxième séquence, l'augmentation des déplacements diminue (1,3 mm pour 50 cycles). Pour la troisième séquence (α_c et α_t égaux à 0,20), le déplacement accumulé dans cette séquence continue encore à diminuer (2,78 mm pour 10 000 cycles), ce qui est légèrement inférieur à celui que l'on a obtenu à 10 000 cycles dans le cas uniforme (M29) qui est de 3,52 mm. Ceci montre qu'il y a une très faible influence des séquences précédentes. Enfin, dans la dernière séquence (α_c et α_t égaux à 0,40), on remarque une forte augmentation du déplacement

d'enfoncement en tête (5,53 mm pour 5 000 cycles), ce qui montre, là aussi, que les séquences précédentes n'ont quasiment pas d'influence. En effet, la procédure de chargement utilisée ne permet pas une densification (contractance cyclique) suffisante pour atteindre le début de la phase de renforcement, car le nombre de cycles appliqué est relativement petit. Par ailleurs, on remarque que, lors de la dernière phase, le sens des déplacements de la sonde-pieu s'est inversé (arrachement au lieu d'enfoncement). Cela est dû d'une part, à la dégradation du frottement latéral et d'autre part, à la venue de grains de sable sous la pointe car l'amplitude du déplacement cyclique dans cette séquence est d'environ 0,4 mm.

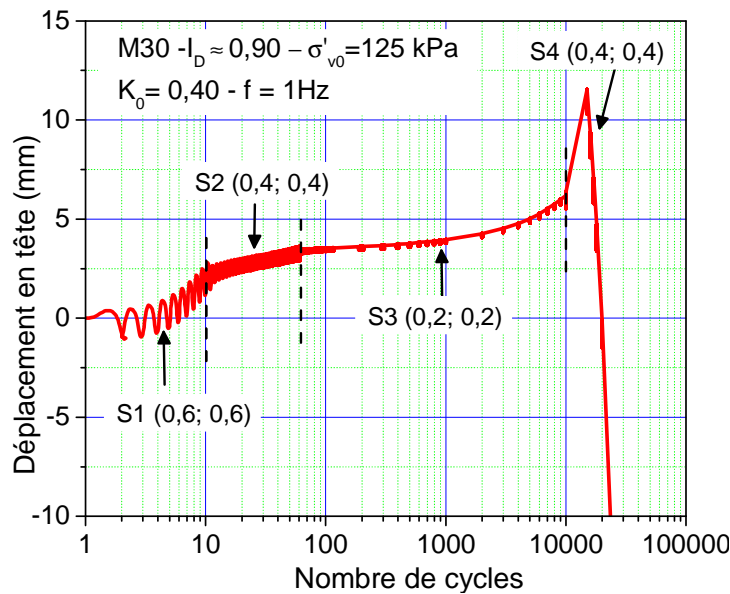


Figure V-5 Déplacement en tête de la sonde-pieu en fonction du nombre de cycles (M30)

Après avoir essayé une première procédure de chargement (M30) où l'on n'a pas pu atteindre la phase de renforcement observée dans les chapitres III et IV, on a réalisé un essai (M32) avec une nouvelle procédure de chargement. Celle-ci consiste à appliquer une alternance entre des séquences à force contrôlée et à déplacement contrôlé. L'essai est réalisé avec la même contrainte de consolidation ($\sigma'_{v0}=125$ kPa) et le même état de densité ($I_D=0,90$) que pour l'essai M30. On a appliqué pour cet essai une succession de séquences à force contrôlée avec niveau de chargement de 0,40 (α_c et α_t égaux à 0,40) jusqu'à la rupture, suivie d'un chargement à déplacement contrôlé d'amplitude $\pm 0,5$ mm. Ces mêmes séquences sont répétées trois fois. Enfin, une dernière séquence avec un niveau de chargement plus important (α_c et α_t égaux à 0,60) a été appliquée. Le Tableau V-3 présente les différentes séquences appliquées pour cet essai (M32).

Séquences	Type de chargement	Niveau de chargement		ρ_c (mm)	Nombre de cycles N
		α_c	α_t		
S1	FC	0,40	0,40		190
S2	DC			$\pm 0,5$	58 000
S3	FC	0,40	0,40		4000
S4	DC			$\pm 0,5$	80 000
S5	FC	0,40	0,40		690
S6	DC			$\pm 0,5$	55 000
S7	FC	0,60	0,60		17 700

Tableau V-3 Séquences de chargement appliquées pour l'essai M32

Les résultats en terme de déplacement en tête de la sonde-pieu sont présentés sur la Figure V-6. On remarque que, pour la première séquence à force contrôlée, la rupture intervient à 90 cycles. En revanche, après l'application de 58 000 cycles à déplacement contrôlé, on remarque que le nombre de cycles correspondant à la rupture est nettement inférieur par rapport à la première séquence (3 600 cycles). Cette diminution du déplacement est due au renforcement du frottement latéral observé dans les chapitres III et IV. De plus, on remarque que la rupture se fait en arrachement et non en enfoncement comme pour la première séquence. Cela serait dû, là aussi, au renforcement de la résistance en pointe, également observé dans les chapitres III et IV. Après la deuxième séquence de chargement à déplacement contrôlé (80 000 cycles), on constate que la stabilité augmente davantage. En effet, le déplacement cumulé est comparable à la deuxième séquence, mais la tendance va vers la stabilisation. Enfin, pour la quatrième séquence, et avec un niveau de chargement plus élevé (α_c et α_t égaux à 0,60), le déplacement en tête est, là aussi, très faible. En effet, à 20 000 cycles, le déplacement de la sonde ne dépasse pas 1 mm. Là aussi il s'agit bien sûr du renforcement du frottement latéral et de la résistance en pointe.

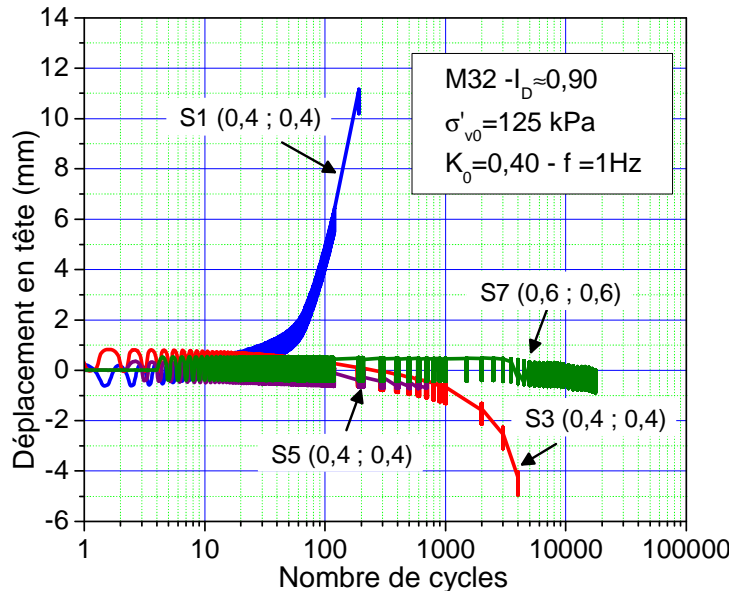


Figure V-6 Effet des séquences de chargement à déplacement contrôlé sur l'accumulation des déplacements en tête lors des séquences à force contrôlée

On a pu mettre en évidence dans les chapitres III et IV, une influence très significative des contraintes de consolidation sur les comportements observés. Afin de vérifier cet effet, sous chargement à force contrôlée, on a réalisé un essai (M33) avec une forte contrainte de consolidation ($\sigma'_{v0}=375$ kPa) et un état de densité élevé ($I_D=0,90$). Comme pour l'essai précédent (M32), on a tout d'abord appliqué une séquence à force contrôlée (α_c et α_t égaux à 0,10) suivie d'un niveau plus élevé (α_c et α_t égaux à 0,30) jusqu'à la rupture. Ensuite, on a appliqué une séquence à déplacement contrôlé avec une amplitude de $\pm 0,5$ mm. Enfin, une dernière séquence à force contrôlée (α_c et α_t égaux à 0,20) a été appliquée. Le Tableau V-4 présente les différentes séquences appliquées pour cet essai (M33).

Séquences	Type de chargement	Niveau de chargement		ρ_c (mm)	Nombre de cycles N
		α_c	α_t		
S1	FC	0,10	0,10		65 000
S2	FC	0,30	0,30		900
S3	DC			$\pm 0,5$	80 000
S4	FC	0,30	0,30		9000

Tableau V-4 Séquences de chargement appliquées pour l'essai M33

Les résultats en terme de déplacement en tête de la sonde-pieu sont présentés sur la Figure V-7. On remarque que, pour la première séquence (α_c et α_t égaux à 0,10), le déplacement en arrachement accumulé est très faible et le pieu est quasi-stable. Toutefois,

on remarque qu'à 10 000 cycles, le déplacement augmente rapidement ; ceci est dû au fait que les contraintes latérales et verticale ont chuté suite à un problème d'asservissement des contraintes de consolidation. Après avoir résolu ce problème, on retrouve l'évolution du déplacement avant 10 000 cycles. Pour la deuxième séquence (α_c et α_t égaux à 0,30), la rupture en enfoncement intervient à environ 1 000 cycles. Après avoir appliqué 80 000 cycles à déplacement contrôlé avec une amplitude de $\pm 0,5$ mm, on remarque qu'avec un niveau de chargement correspondant à $\alpha_c = 0,2$ et $\alpha_t = 0,2$, le déplacement en tête augmente rapidement et la rupture en enfoncement intervient à environ 1 000 cycles. On remarque également que l'amplitude du déplacement cyclique est largement supérieure à celle obtenue lors des deux premières séquences. Cela serait dû à l'effet des particules fines qui jouent le rôle de cimentation/scellement (III.4).

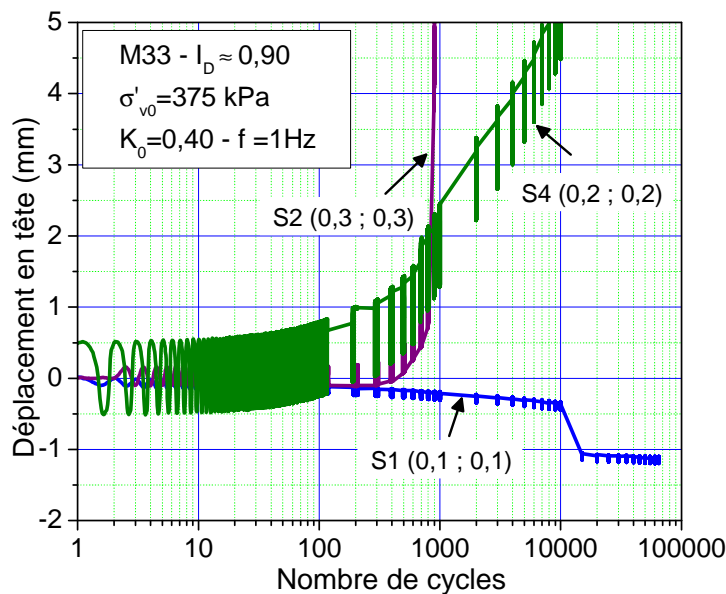


Figure V-7 Résultats de l'essai M33 (cas des fortes contraintes de consolidation)

V.1.3 Répétabilité

Comme pour les essais à déplacement contrôlé, on évalue la répétabilité pour les essais à force contrôlée. On a donc réalisé un essai (M31) avec les mêmes paramètres que le massif M32 ($I_D \approx 0,90$, $\sigma'_{v0} = 125$ kPa). Pour le chargement cyclique, on a appliqué uniquement la première séquence (α_c et α_t égaux à 0,40). Les courbes d'accumulation des déplacements en tête relatives aux essais M31 et M32 sont présentées sur la Figure V-8. On constate que l'on a une très bonne répétabilité notamment jusqu'à 100 cycles où les courbes sont quasiment identiques. Au-delà, les courbes s'éloignent légèrement, mais avec des évolutions qui restent très similaires.

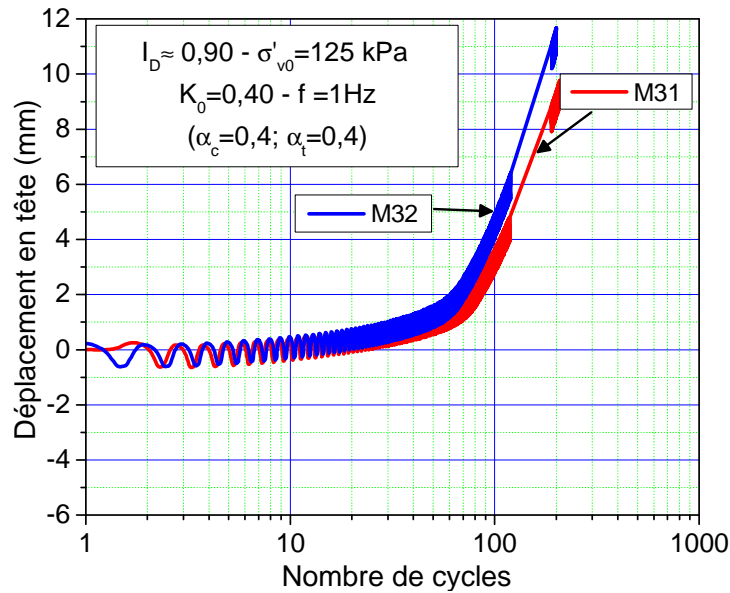


Figure V-8 Répétabilité des essais à force contrôlée

V.1.4 Conclusions

On peut conclure à l'issue de cette partie que, sous chargement cyclique à force contrôlée, les déplacements en tête (amplitude cyclique et déplacement accumulé) augmentent avec le niveau de chargement. Lorsque le niveau de chargement dépasse la limite de 30% de la charge de rupture en monotone (α_c et α_t égaux à 0,30), le déplacement augmente rapidement et le système est instable. Cette limite correspond aux résultats obtenus par plusieurs auteurs (Chan et Hanna (1980), Le Kouby (2003)...) présentés dans le chapitre I, et à la dégradation maximale du frottement latéral que l'on a trouvée dans le chapitre IV. Après les séquences à déplacement contrôlé, on a remarqué, qu'à faible contrainte de consolidation du massif, le comportement de la sonde-pieu devient plus stable qu'avant les avoir appliqué. Ceci est en bon accord avec les essais à déplacement contrôlé. Par ailleurs, ce renforcement ne peut pas être atteint sous chargement à force contrôlée (cas de l'essai M30), car les déplacements augmentent rapidement avant d'atteindre la phase de renforcement. En effet, pour avoir un renforcement important sous faible contrainte de consolidation, l'amplitude du déplacement cyclique doit être supérieure à 0,25 mm. Pour y parvenir, le niveau de chargement doit être relativement élevé ; cependant, cela entraîne une accumulation rapide du déplacement conduisant à la rupture.

On a également vérifié l'influence du niveau de la contrainte de consolidation ; là aussi, on a retrouvé les comportements présentés dans les chapitres III et IV, à savoir une dégradation plus importante du frottement latéral dans le cas des fortes contraintes de consolidation.

V.2 LOIS D'EVOLUTION DU FROTTEMENT LATERAL ET DE LA RESISTANCE EN POINTE

Comme évoqué dans le chapitre I, des lois de dégradation, plus ou moins simples, ont été proposées par différents auteurs (Matlock et Foo (1980), Ghionna et Mortara (2002), Dejong *et al.* (2006)...). La loi la plus simple et la plus utilisée est celle proposée par Matlock et Foo (1980). Dejong *et al.* (2006) ont développé une loi basée sur la diminution de l'épaisseur de la bande de cisaillement qui a été observée expérimentalement. Cette loi est aussi simple que celle de Matlock et Foo (1980) mais comporte plus de paramètres (quatre pour Dejong *et al.* (2006) et deux pour Matlock et Foo (1980)). Un modèle beaucoup plus complexe, à dix-sept paramètres, a été développé par Mortara *et al.* (2002) et simplifié ensuite pour une interface lisse par Mortara *et al.* (2010). Tous les modèles cités ci-dessus tiennent compte de la dégradation du frottement latéral sous chargement cyclique. Cependant, pour modéliser les courbes d'évolution présentées dans les chapitres III et IV, on doit réduire au maximum le nombre de paramètres, car, en plus de la phase de dégradation observée par ces auteurs, on a, dans notre cas, observé, à grands nombres de cycles, d'autres phases de comportement. Bien que le fait de ne pas tenir compte de cette phase dans le calcul du pieu sous chargement cyclique nous place du côté de la sécurité, du point de vue économique sa prise en compte est nécessaire.

Le modèle de dégradation du frottement latéral utilisé dans le calcul des pieux sous sollicitations cycliques, sur lequel on s'appuie dans la suite, est celui proposé par Matlock et Foo (1980). Le modèle s'écrit sous la forme suivante :

$$Q_2 = (1 - \lambda)(Q_1 - Q_{min}) + Q_{min} \quad V-1$$

Avec :

Q_2 : facteur de dégradation du cycle N ;

Q_1 : facteur de dégradation du cycle N-1 ;

λ : vitesse de dégradation ;

Q_{min} : facteur de dégradation maximum.

Dans ce modèle, le nombre de cycles n'est pas explicite ; en fait, pour avoir le facteur de dégradation au cycle N, il faut calculer par itération tous les cycles précédents depuis le premier cycle. Pour déterminer les lois d'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe, on va se baser sur le modèle présenté précédemment (formule V-1). On a vu dans les chapitres précédents (III et IV) que l'on a en général trois phases d'évolution pour le frottement latéral : une phase de renforcement initial, une phase de dégradation et une

phase de renforcement final. En revanche, pour la résistance en pointe, uniquement deux phases sont significatives : la dégradation initiale et le renforcement final.

V.2.1 Frottement latéral

La démarche utilisée ici pour l'élaboration des lois d'évolution consiste à identifier, à partir de nos essais, les deux paramètres du modèle de Matlock et Foo (1980) (λ et Q_{min}) en fonction de l'état initial du massif (état de densité et contrainte de consolidation) et des paramètres de chargement (amplitude de déplacement cyclique). On va, pour cela, utiliser neuf essais correspondant à trois contraintes de consolidation ($\sigma_{vo}'=125$ kPa , 250 kPa et 375 kPa), trois amplitudes de déplacement cyclique ($\rho_c=\pm 0,1$ mm, $\pm 0,25$ mm et $\pm 0,5$ mm) et un état de densité élevé ($I_D=0,90$). Par ailleurs, pour tenir compte de l'influence de l'état de densité, on utilisera un essai à faible densité ($I_D=0,40$).

V.2.1.1 Phase de renforcement initial

On peut écrire la phase du renforcement initial à partir de la formule V-1 sous la forme suivante :

$$C_{e,f}(N) = (1 - \lambda_{f,max1})(C_{e,f}(N - 1) - C_{e,f,max1}) + C_{e,f,max1} \quad V-2$$

avec

$C_{e,f}(N)$: coefficient d'évolution du frottement latéral au cycle N défini dans le chapitre III ;

$C_{e,f}(N - 1)$: coefficient d'évolution du frottement latéral au cycle N-1 ;

$\lambda_{f,max1}$: vitesse de renforcement du frottement latéral;

$C_{e,f,max1}$: coefficient de renforcement maximum du frottement latéral.

Pour décrire la phase de renforcement, il suffit d'évaluer les deux paramètres $C_{e,f,max1}$ et $\lambda_{f,max1}$ en fonction de l'état initial du massif et des paramètres de chargement. Le coefficient d'évolution maximum $C_{e,f,max1}$ est déterminé directement à partir des courbes expérimentales, en revanche, pour la vitesse de dégradation $\lambda_{f,max1}$, on choisit la valeur qui permet d'obtenir, en faisant des itérations avec la formule V-2, le nombre de cycles correspondant au renforcement maximum.

Par ailleurs, dans le cadre de l'étude de l'influence de l'état de densité présentée en (IV.3), on a vu que la phase de renforcement initiale est quasi-indépendante de l'état de densité initial. Les paramètres dont dépend cette phase sont donc uniquement la contrainte de consolidation et l'amplitude du déplacement cyclique. La Figure V-9 montre l'évolution du coefficient de renforcement maximum $C_{e,f,max1}$ ainsi que la vitesse de renforcement λ en

fonction du confinement horizontal σ'_{h0} et de l'amplitude du déplacement cyclique ρ_c obtenus à partir des essais et ceux du modèle décrit ci-dessous. Les formules présentées ci-dessous sont déterminées en lissant les points expérimentaux et en ajustant les coefficients numériques. On remarque que le niveau de renforcement augmente avec l'augmentation du confinement et diminue avec le déplacement cyclique. En revanche, pour la vitesse de renforcement, l'évolution est inverse, c'est-à-dire, qu'elle diminue avec l'augmentation du confinement et augmente avec l'augmentation de l'amplitude du déplacement cyclique. Par ailleurs, on remarque que les deux formules proposées décrivent assez bien le renforcement maximum ainsi que la vitesse $\lambda_{f,max1}$.

Le paramétrage du coefficient d'évolution et de la vitesse de renforcement s'écrit sous la forme suivante :

$$C_{e,f,max1} = \log \left(\frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{h0(réf)} * \left(\frac{\rho_c}{D}\right)} \right) - 0,8 \quad V-3$$

$$\lambda_{f,max1} = \exp \left(\frac{-1,1510^{-4} \sigma'_{h0}}{\left(\frac{\rho_c}{D}\right)} \right) \quad V-4$$

avec :

$\sigma'_{h0(réf)}$: contrainte de confinement de référence = 50 kPa ;

ρ_c : amplitude du déplacement cyclique ;

D : diamètre du pieu.

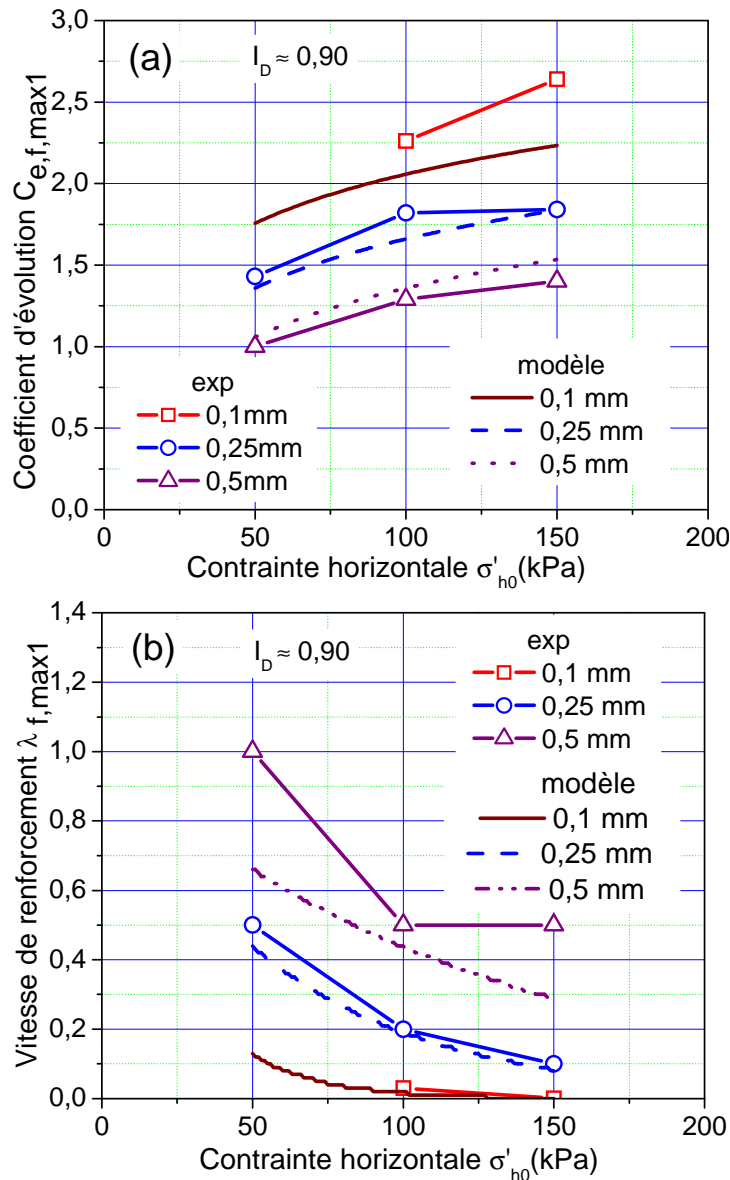


Figure V-9 Calage des paramètres du modèle sur les résultats expérimentaux : (a) renforcement maximum $C_{e,f,max1}$; (b) vitesse de renforcement $\lambda_{f,max1}$

V.2.1.2 Phase de dégradation

La même démarche est utilisée pour la phase de dégradation. Toutefois, cette phase ne commence pas au premier cycle, mais au cycle où l'on a obtenu le renforcement maximal lors de la phase du renforcement.

La loi d'évolution correspondant à cette phase s'écrit sous la forme suivante :

$$C_{e,f}(N) = (1 - \lambda_{f,min1})(C_{e,f}(N - 1) - C_{e,f,min1}) + C_{e,f,min1} \quad V-5$$

avec

$\lambda_{f,min1}$: vitesse de dégradation du frottement latéral ;

$C_{e,f,min1}$: coefficient de dégradation maximale du frottement latéral.

Comme pour la phase du renforcement et après identification des paramètres significatifs, on a trouvé que la valeur limite (dégradation maximale) ainsi que la vitesse de dégradation dépendent de l'amplitude du déplacement cyclique et du confinement latéral. Par ailleurs, comme pour la phase de renforcement, on a choisi de normaliser le déplacement cyclique par le diamètre du pieu afin de tenir compte de l'effet de taille (Poulos (1989), Chin et Poulos (1996)).

La vitesse ainsi que la limite de dégradation sont exprimées sous la forme suivante :

$$C_{e,f_s,min1} = \frac{\sigma'_{h0}}{100} \exp\left(-380 \frac{\rho_c}{D}\right) + 0,3 \quad \text{V-6}$$

$$\lambda_{f,min1} = \left(\frac{5}{\sigma'_{h0}}\right) \exp\left(-\frac{1}{36} \frac{\rho_c}{D}\right) \quad \text{V-7}$$

La Figure V-10 montre le calage de ces coefficients sur les résultats expérimentaux. La aussi, on remarque que les deux formules proposées décrivent assez bien la dégradation maximale $C_{e,f_s,min1}$ ainsi que la vitesse de dégradation $\lambda_{f,min1}$.

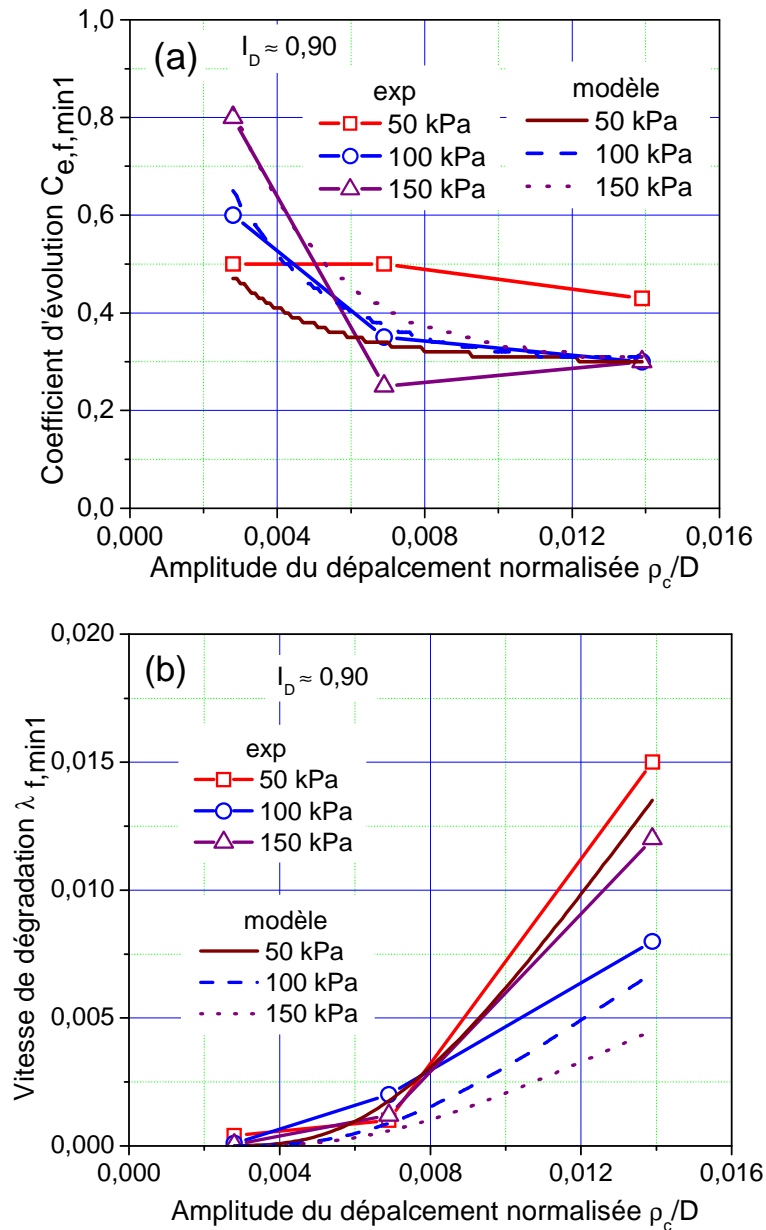


Figure V-10 Calage des paramètres du modèle sur les résultats expérimentaux : (a) dégradation maximale $C_{e,f,min1}$; (b) vitesse de dégradation $\lambda_{f,min1}$

V.2.1.3 Phase de renforcement final

Dans cette phase, la loi d'évolution est identique à celle utilisée dans la première phase (formule V-2). Contrairement aux deux premières phases, l'influence de l'état de densité est significative dans cette phase. En effet, on a vu dans les deux chapitres précédents (III et IV) que le renforcement à grand nombre de cycles du frottement latéral, sous faible contrainte de consolidation, est dû principalement à la dilatance empêchée après densification de l'interface (contractance cyclique). Il est alors nécessaire de tenir compte de l'influence de l'état de densité. Par ailleurs, sous fortes contraintes de consolidation, une quatrième phase où le frottement latéral diminue a été observée. Cette phase intervient après un léger

renforcement du frottement latéral, c'est pourquoi on a choisi dans le modèle proposé de ne tenir compte que de trois phases où l'évolution est significative. Ainsi, sous fortes contraintes de consolidation, on a uniquement deux phases, une phase de renforcement initial suivie d'une phase de dégradation.

Le coefficient d'évolution ainsi que la vitesse de renforcement sont donnés par les formules suivantes :

$$C_{e, f_s \max 2} = 1600 \left(\frac{\rho_c}{D} \right) \exp \left(- \frac{\sigma'_{h0} e_{min}}{20 e} \right) + 0,3 \quad V-8$$

$$\lambda_{f, \max 2} = 0,03 \left(\frac{\rho_c}{D} \right) \exp \left(- \frac{\sigma'_{h0} e_{min}}{20 e} \right) + 3,6610^{-6} \quad V-9$$

avec :

e_{min} : indice des vides minimal ;

e : indice des vides.

La Figure V-11 présente le coefficient d'évolution et la vitesse de renforcement dans la troisième phase (renforcement à grand nombre de cycles). Contrairement au renforcement initial où le coefficient d'évolution augmente avec la contrainte de consolidation, dans cette phase, le coefficient d'évolution diminue avec la contrainte de consolidation. Cela est dû, rappelons-le, à la formation de la couche autour de la sonde constituée de sable fortement broyé est qui due essentiellement au fonçage. Par contre, en ce qui concerne la vitesse de renforcement, on observe la même évolution que pour la phase de renforcement initial, mais avec des valeurs beaucoup plus faibles. On remarque que la formule proposée pour le coefficient d'évolution se cale assez bien sur les résultats expérimentaux. En revanche, pour la vitesse de renforcement, une légère différence est observée pour les amplitudes du déplacement cyclique de $\pm 0,1$ et $\pm 0,5$ mm. Toutefois, cette différence n'a pas une influence importante sur les courbes d'évolution qu'on présentera plus loin.

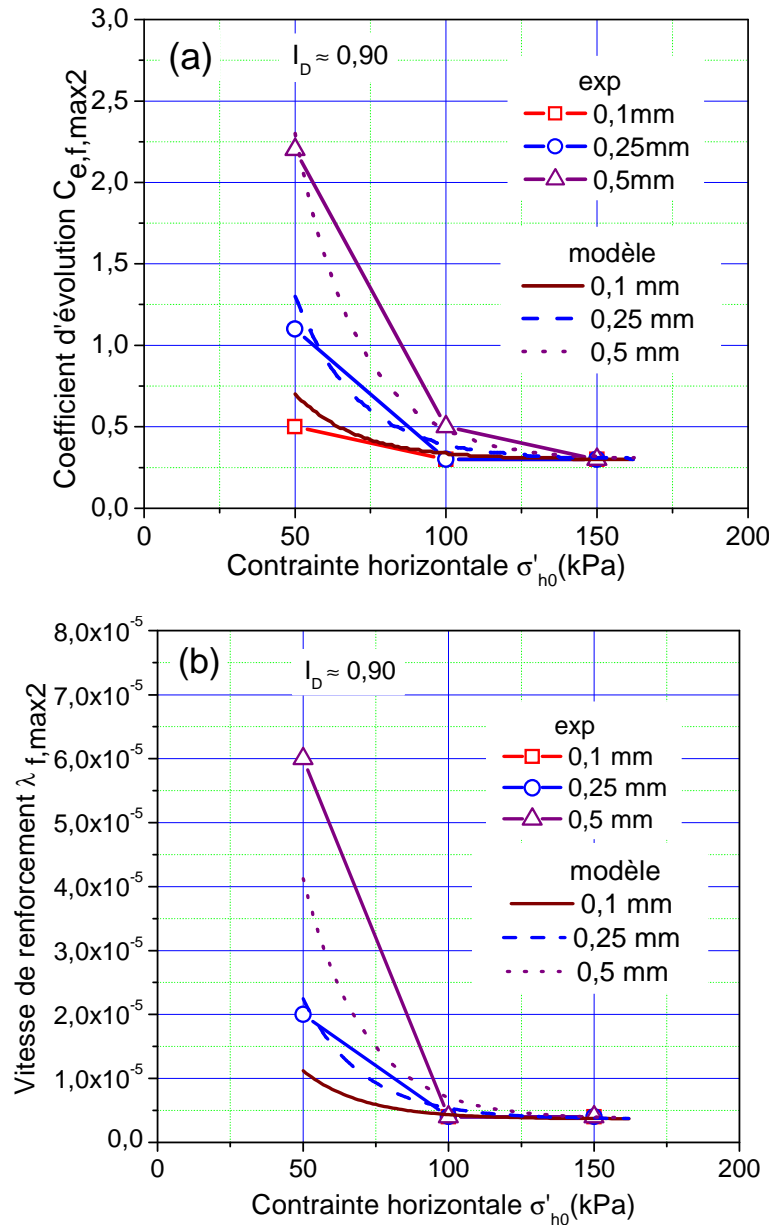


Figure V-11 Calage des paramètres du modèle sur les résultats expérimentaux : (a) renforcement maximum $C_{e,f,max2}$; (b) vitesse de renforcement $\lambda_{f,max2}$

V.2.2 Résistance en pointe

Faute de données expérimentales, les auteurs considèrent en général qu'il n'y a pas de dégradation pour la résistance en pointe, ce qui n'est pas vrai. Bien que pour les pieux longs, pour lesquels les efforts repris par la pointe est très faible, cette simplification soit acceptable, il n'en est pas de même pour les pieux courts. En effet, s'il s'agit d'un pieu profond dont la composante en pointe représente un faible pourcentage de l'effort en tête, on peut considérer qu'il n'y a pas de dégradation en pointe. En revanche, si la composante en pointe est relativement importante, le fait de négliger la dégradation de la résistance en pointe induirait des erreurs importantes dans le calcul. D'après les résultats obtenus à partir

des essais à déplacement contrôlé, on a remarqué que la phase du renforcement initial est quasiment absente, c'est pourquoi on a choisi de ne représenter que la phase de dégradation et la phase de renforcement final.

V.2.2.1 Phase de dégradation

La loi d'évolution pour cette phase peut s'écrire sous la même forme que pour le frottement latéral (V-5). Le coefficient ainsi que la vitesse de dégradation peuvent s'écrire sous la forme suivante :

$$C_{e,q,min} = 0,4 \exp\left(-380 \frac{\rho_c}{D}\right) + 0,2 \quad \text{V-10}$$

$$\lambda_{q,min} = 0,07 \exp\left(-\frac{0,7}{36 \frac{\rho_c}{D}}\right) \quad \text{V-11}$$

$C_{e,q,min}$: coefficient de dégradation maximum de la résistance en pointe;

$\lambda_{q,min}$: vitesse de dégradation de la résistance en pointe.

Comme pour le frottement latéral, on a normalisé, là aussi, le déplacement par rapport au diamètre du pieu pour tenir compte de la rigidité latérale. En effet, comme on l'a déjà évoqué, Houlsby et Hitchman (1988) ont montré que la résistance en pointe dépend plutôt de la contrainte horizontale que de la contrainte verticale, et on a montré également en III.5 qu'elle dépend également du diamètre du pieu.

La Figure V-12 présente le coefficient et la vitesse de dégradation à partir des essais et de la formule proposée. On remarque que le coefficient de dégradation a la même forme que celle proposée pour le frottement latéral. Cependant, que la contrainte de consolidation n'intervient pas dans la formule proposée ; en effet, comme on le remarque à partir des résultats expérimentaux, son influence est faible. En revanche, pour ce qui concerne la vitesse de dégradation, celle-ci est inversement proportionnelle à la contrainte de confinement alors qu'elle n'en dépendait pas pour le frottement latéral.

Les limites de dégradation obtenues par les essais à déplacement contrôlé que l'on a essayé d'approcher par la formule (V-10) peuvent être plus pénalisantes que ce que l'on aurait obtenu à partir des essais à force contrôlée. En effet, lorsque le pieu s'enfonce (déplacements cumulés), la pointe évolue d'une zone densifiée (résistance en pointe dégradée) vers une zone moins densifiée (résistance en pointe moins dégradée), ce qui n'est pas le cas pour le frottement latéral, car l'évolution de quelques millimètres de la surface latérale reste négligeable devant la surface latérale du pieu. De ce fait, les coefficients de dégradation doivent être vérifiés sur des essais à force contrôlée.

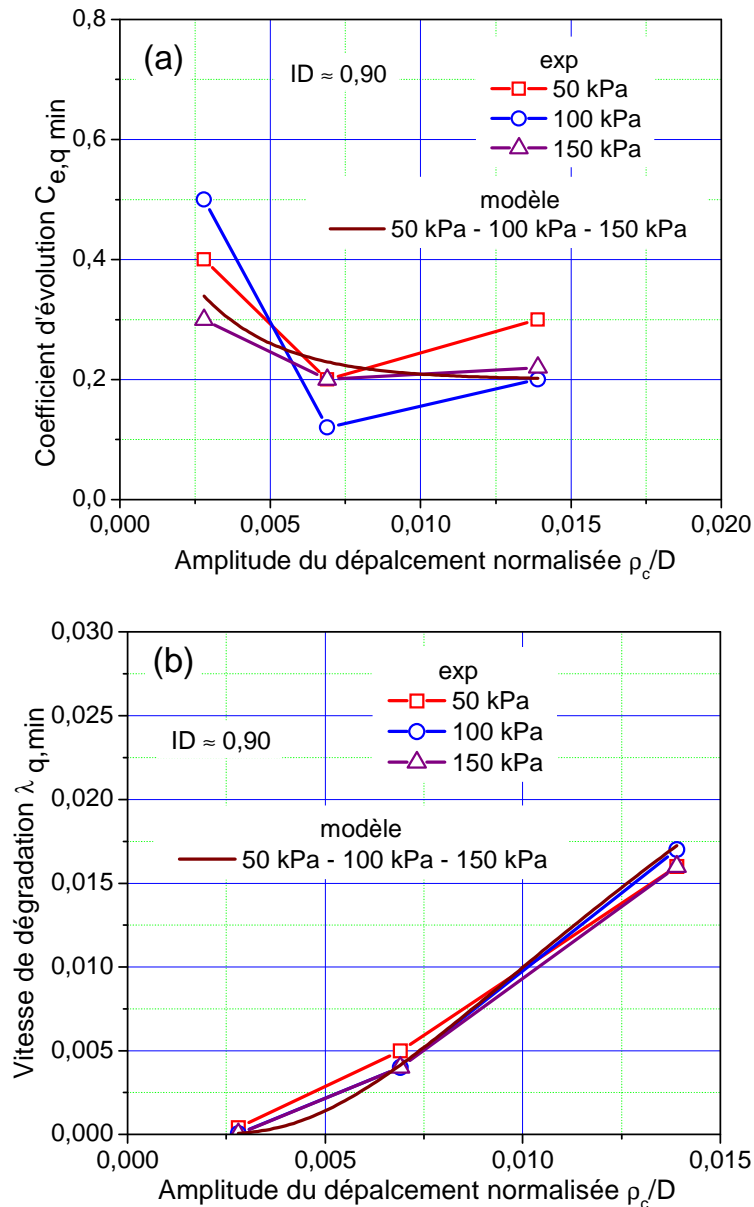


Figure V-12 Calage des paramètres du modèle sur les résultats expérimentaux : (a) dégradation maximale $C_{e,q,min}$; (b) vitesse de renforcement $\lambda_{q,min}$

V.2.2.2 Phase de renforcement final

Comme on l'a remarqué sur les courbes d'évolution relatives à la résistance en pointe, un renforcement plus ou moins important a été observé. Néanmoins, ce renforcement est inférieur à celui observé sur le frottement latéral et il est quasiment toujours inférieur à 1. Il faut rappeler que ce renforcement a été observé à partir des essais à déplacement contrôlé. Dans le cas des essais à force contrôlée, il n'est pas sûr que l'on ait un tel renforcement. Evidemment, cela dépendra du niveau de chargement appliqué et du déplacement qui en résulte ainsi que la stabilité du pieu. Le coefficient d'évolution et la vitesse de renforcement sont donnés par les formules suivantes :

$$C_{e,q,max} = 1600 \left(\frac{\rho_c}{D} \right) * \exp \left(- \frac{\sigma'_{h0} * e_{min}}{12 * e} \right) + 0,3 \quad V-12$$

$$\lambda_{q,max} = 0,03 * \left(\frac{\rho_c}{D} \right) * \exp \left(- \frac{\sigma'_{h0}}{30} \right) + 2 * 10^{-5} \quad V-13$$

$C_{e,q,max}$: coefficient de renforcement maximum de la résistance en pointe ;

$\lambda_{q,max}$: vitesse de renforcement de la résistance en pointe.

Là aussi, on a gardé les mêmes formules que celles proposées pour le frottement latéral.

On présente sur la Figure V-13 le coefficient d'évolution et la vitesse de renforcement.

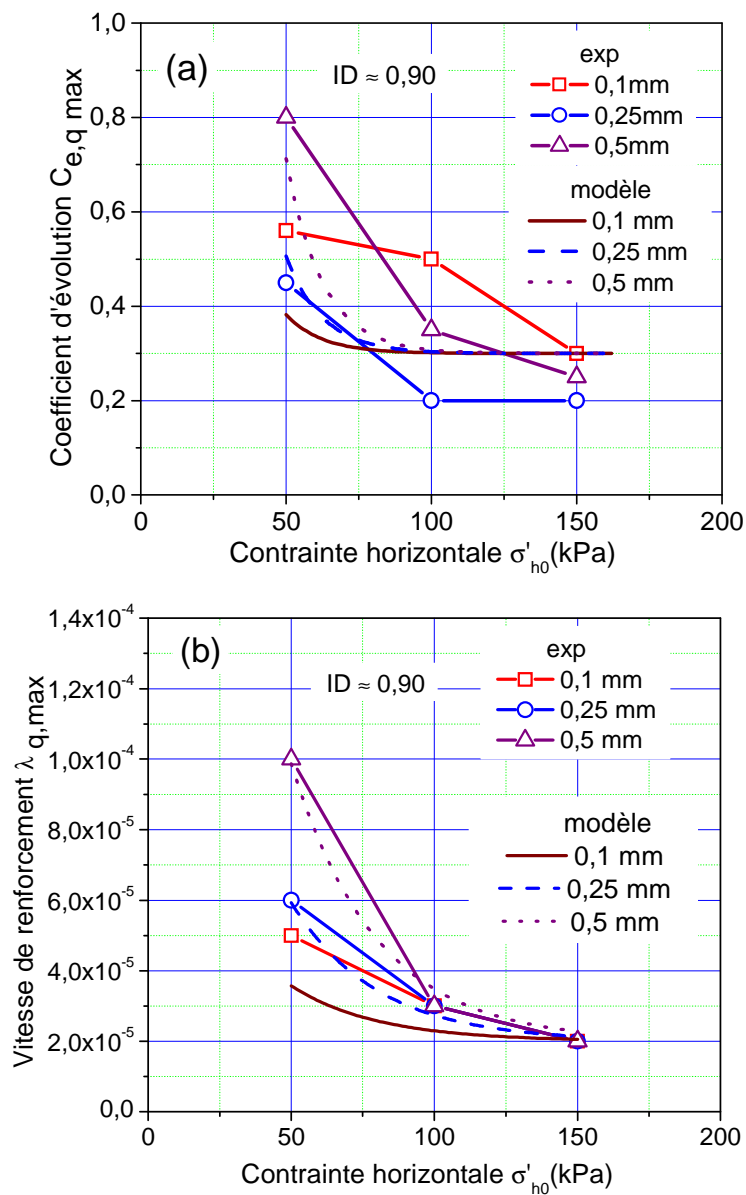


Figure V-13 Calage des paramètres du modèle sur les résultats expérimentaux : (a) renforcement maximum $C_{e,q,max}$; (b) vitesse de renforcement $\lambda_{q,max}$

V.2.3 Simulation et validation des évolutions du frottement latéral et de la résistance en pointe

Après avoir identifié les deux paramètres (coefficient d'évolution et vitesse de renforcement/dégradation), on va présenter tout d'abord les lois d'évolutions du frottement latéral et de la résistance en pointe correspondant aux essais utilisés pour élaborer ces lois. On présente pour cela un essai réalisé avec une amplitude du déplacement cyclique de $\pm 0,25$ mm et un niveau de consolidation de $\sigma_{v0}'=125$ kPa. Ensuite, on essaiera de valider ces lois sur d'autres essais avec des états initiaux différents tels que l'état de densité ($I_D=0,40$).

La Figure V-14 présente le coefficient d'évolution relatif au frottement latéral et à la résistance en pointe obtenus à partir de l'essai à déplacement contrôlé M6 ainsi que les valeurs résultantes du calcul. On remarque que la loi proposée fonctionne assez bien pour le frottement latéral et un peu moins bien pour la résistance en pointe. Cela est dû au fait que la dégradation de la résistance en pointe est plus rapide que celle du frottement latéral.

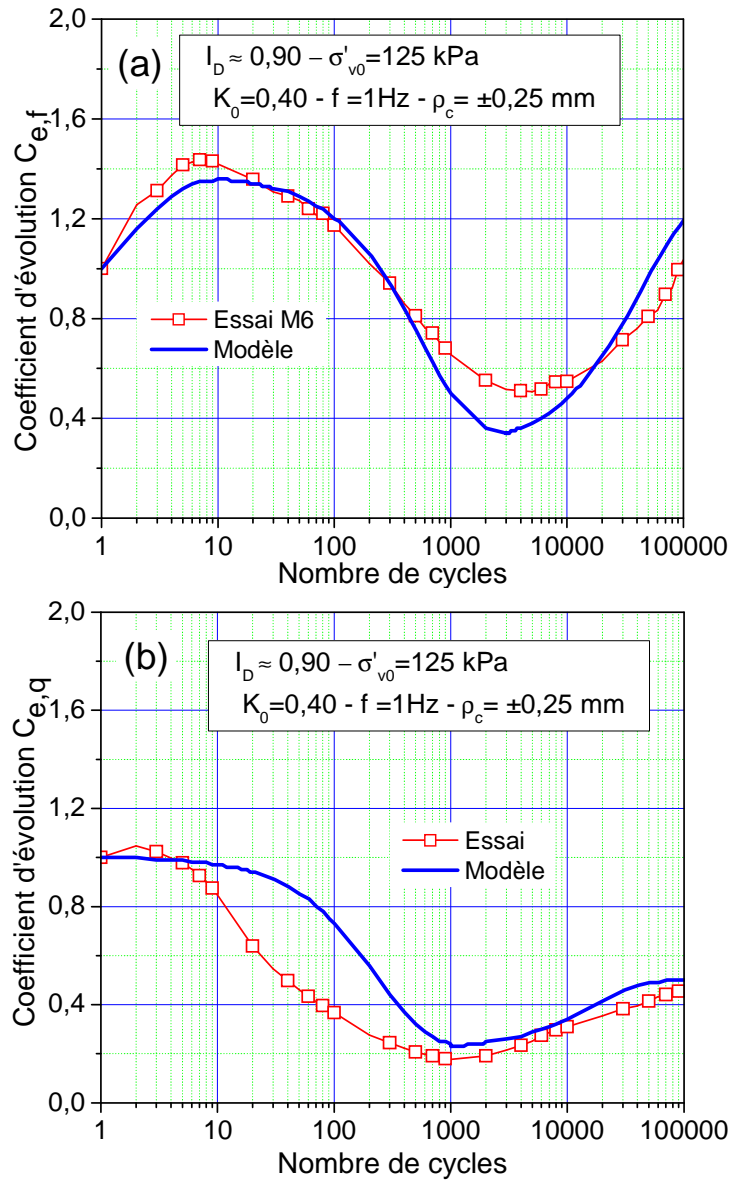


Figure V-14 Comparaison des coefficients d'évolution mesurés et calculés pour l'essai M6 :

(a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

Pour valider les lois d'évolution proposées, on a simulé un l'essai M3 correspondant à un état de densité lâche ($I_D=0,40$), une contrainte de consolidation $\sigma'_{v0}=125$ kPa et un déplacement cyclique de $\pm 0,25$ mm. La Figure V-15 présente les coefficients d'évolution correspondant au frottement latéral et à la résistance en pointe. Bien que la dégradation du frottement latéral donnée par la loi proposée est légèrement inférieure à ce que l'on a obtenu dans l'essai, ce qui est du côté de la sécurité, le nombre de cycles correspondant est très proche (environ 3 000 cycles). Le renforcement donné par le modèle est très proche de celui de obtenu réellement pour l'essai, ce qui est, là aussi, du côté de la sécurité. En ce qui concerne la résistance en pointe, on remarque que la dégradation maximale obtenue par le calcul est très proche de celle obtenue expérimentalement. Cependant, le nombre de cycles

correspondant est sensiblement différent (200 pour l'essai et 1 000 pour le modèle). Ceci est dû au fait que la dégradation de la résistance en pointe est plus rapide que celle du frottement latéral ; le modèle est alors mieux adapté pour le frottement latéral. Pour la phase de renforcement, on remarque que les deux courbes sont très proches.

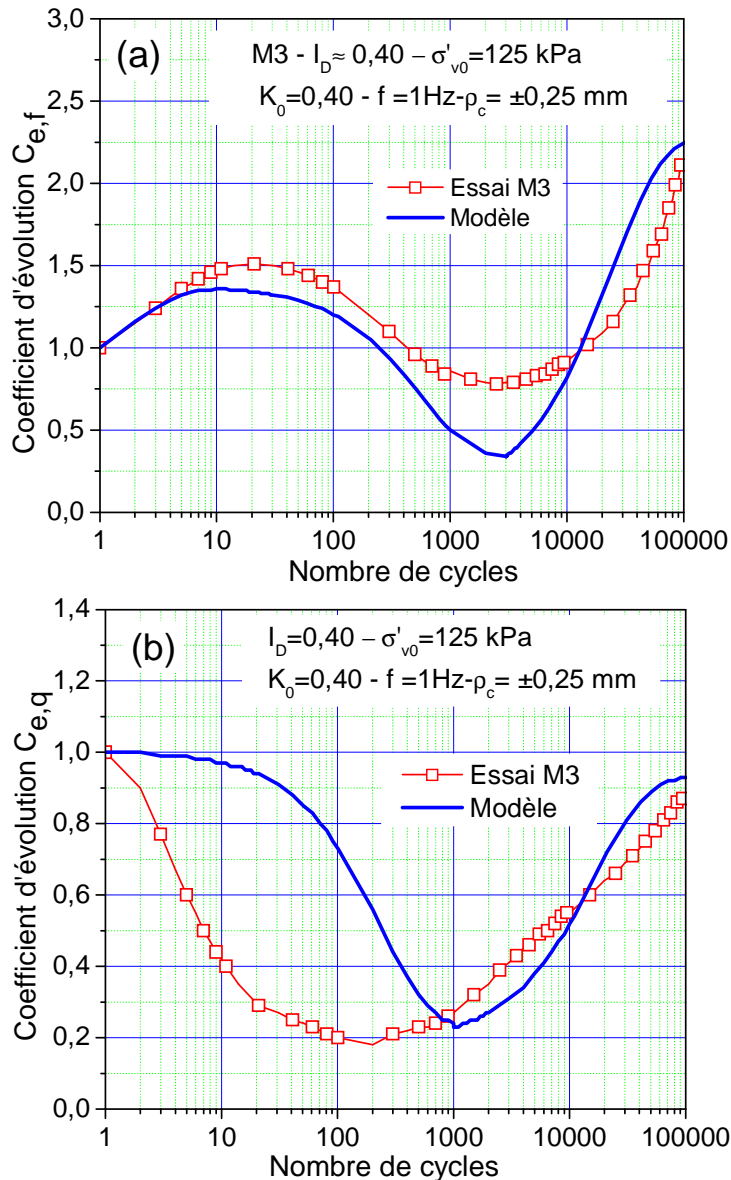


Figure V-15 Validation du modèle d'évolution proposé sur l'essai M3 : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

Pour le même état de densité ($I_D = 0,40$), on présente sur la Figure V-16 la simulation de l'essai M25 correspondant à un niveau de consolidation intermédiaire ($\sigma'_{v0} = 250$ kPa) et une amplitude du déplacement cyclique de $\pm 0,5$ mm. En ce qui concerne le frottement latéral, la phase de renforcement initial ainsi que la phase de dégradation sont comparables. Cependant, pour la phase de renforcement à grand nombre de cycles, la différence est relativement importante. Pour la résistance en pointe, la dégradation maximale obtenue par

la loi est comparable à celle de l'essai, ainsi que le nombre de cycles correspondant. Toutefois, la dégradation est plus rapide dans l'essai.

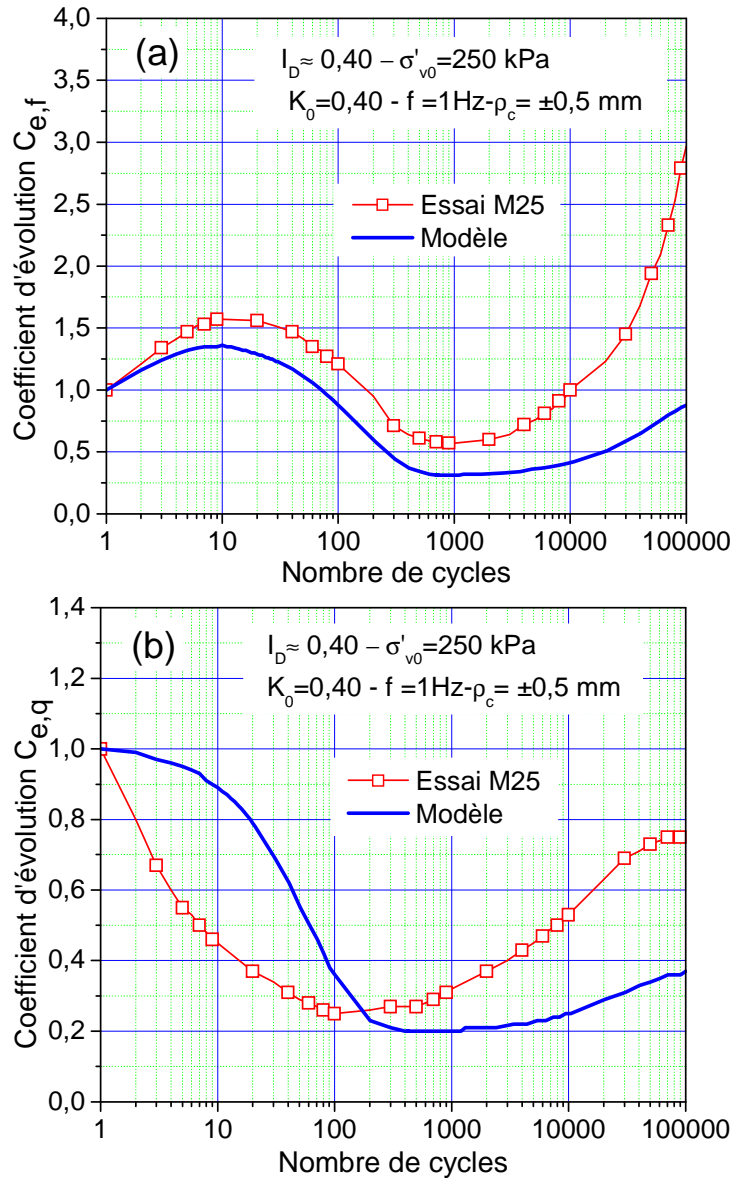


Figure V-16 Validation du modèle proposé sur l'essai M25 : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

En vue de bien vérifier le fonctionnement de la loi, on a simulé l'essai M26 correspondant à un état de densité faible ($I_D=0,40$), une contrainte de consolidation $\sigma'_{v0}=500$ kPa et une amplitude du déplacement cyclique de $\pm 0,5$ mm. On remarque que le coefficient d'évolution en frottement latéral calculé par la loi correspond assez bien à celui obtenu pour l'essai en ce qui concerne la phase de renforcement initial ainsi que pour la phase de dégradation. Cependant, comme on l'a évoqué précédemment, on ne peut pas modéliser la dégradation finale, car on a considéré dans le modèle que la dégradation est maintenue constante à

grand nombre de cycles (coté de la sécurité). Pour ce qui est de la résistance en pointe, on remarque que la différence entre le modèle et l'essai est très faible.

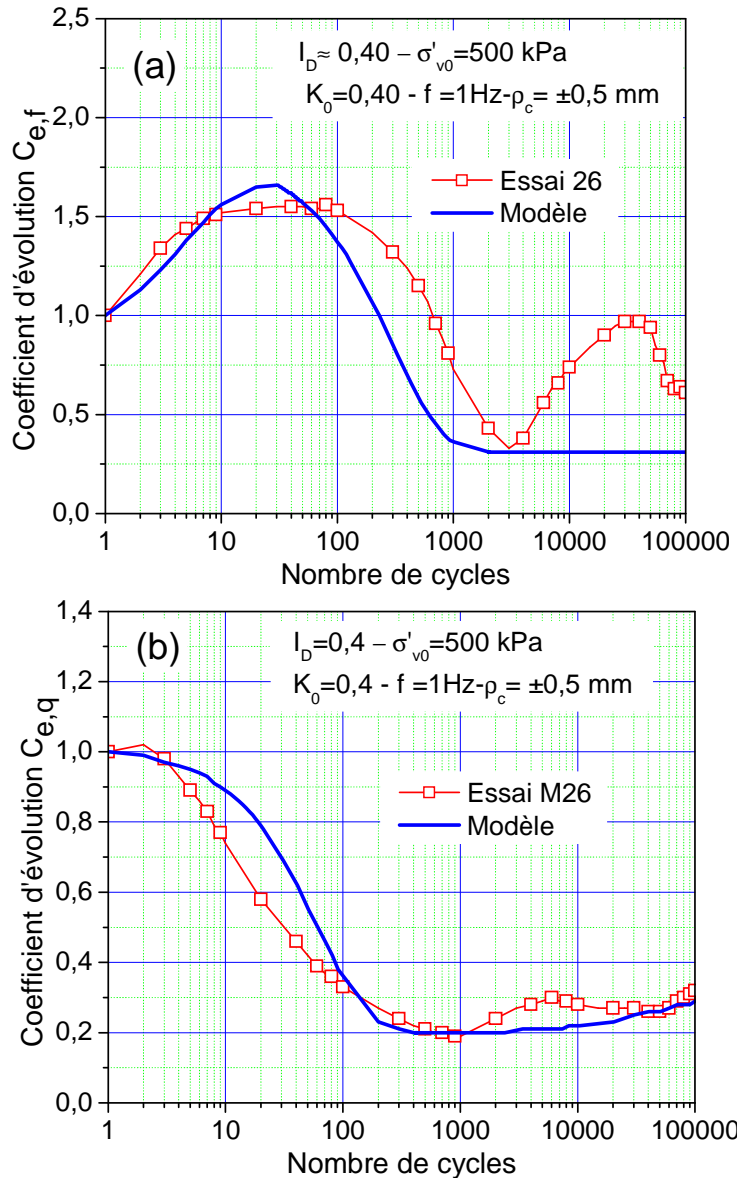


Figure V-17 Validation du modèle proposé : (a) frottement latéral ; (b) résistance en pointe

V.3 APPLICATION AU CALCUL D'UN PIEU

Comme on l'a montré dans le chapitre I, plusieurs modèles, plus ou moins simples, de calcul de pieu sous chargement cyclique existent dans la littérature (Matlock et Foo (1980), Randolph (1989), Chin et Poulos (1991), Swinianski et Sawicki (1991),...). Al-Douri et Poulos (1995) ont proposé une formule empirique basée sur les travaux de Diyaljee et Raymond (1982). Quasiment tous ces modèles utilisent la loi de dégradation proposée par Matlock et Foo (1980) pour tenir compte de la dégradation du frottement latéral. Des lois plus compliquées basées sur la théorie de l'élastoplasticité ont été également développées (D'Aguiar *et al.* (2011)).

On a choisi d'utiliser le modèle t-z cyclique proposé par Chin et Poulos (1991) qui est basé sur le modèle monotone de Chow (1986).

V.3.1 Présentation du modèle utilisé

Dans le modèle proposé par Chow (1986), le pieu est divisé en plusieurs éléments (Figure V-18). La liaison latérale de chaque élément avec le sol est représentée par un ressort de rigidité k_s . La résistance en pointe est également représentée par un ressort de rigidité k_b .

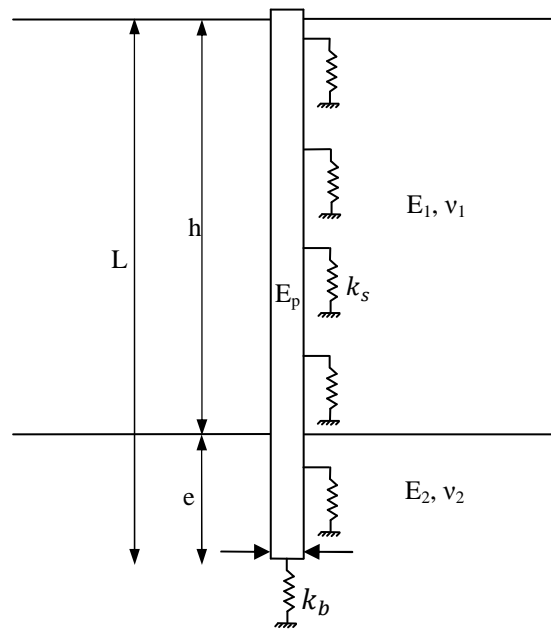


Figure V-18 Schéma de discrétisation du pieu dans un sol à deux couches (Chin et Poulos (1991))

La rigidité latérale de chaque ressort s'écrit sous la forme suivante :

$$k_s = \frac{2\pi G_s L}{\ln\left(\frac{r_m - \beta_s}{r_0 - \beta_s}\right) + \frac{\beta_s(r_m - r_0)}{(r_m - \beta_s)(r_0 - \beta_s)}} \quad \text{V-14}$$

$$k_b = \frac{4G_s r_0 (1 - \beta_b)^2}{(1 - \nu)} \quad \text{V-15}$$

r_m : Distance empirique à partir de laquelle le cisaillement dans le sol est négligeable.

Avec

Pour $0 \leq h \leq L$

$$r_m = h \{0,25 + [2,5\rho(1 - \nu_1) - 0,25]\xi\} + 2,5L\rho(1 - \nu_2)(1 - h/L) \quad \text{V-16}$$

Et pour $L \leq h \leq 3L$

$$r_m = [(3L - h)/2]\{0,25 + [2,5\rho(1 - \nu_1) - 0,25]\xi\} + 2,5L\rho(1 - \nu_1)((h - L)/. \quad V-17$$

où

$$\xi = E_1/E_2$$

E_1, E_2 : modules d'Young du sol;

ρ : masse volumique du sol ;

G_s : module de cisaillement du sol autour du pieu ;

ν : coefficient de Poisson ;

L : longueur totale du pieu ;

r_0 : rayon du pieu ;

h : épaisseur de la première couche.

$$\beta_s = \frac{\tau_0 r_0 R_{fs}}{\tau_f} \quad V-18$$

$$\beta_b = \frac{P_0 R_{fb}}{P_f} \quad V-19$$

τ_f : frottement latéral limite ;

τ_0 : frottement latéral mobilisé ;

R_{fs} : coefficient de forme ;

P_f : résistance en pointe limite ;

P_0 : résistance en pointe mobilisée ;

R_{fb} : coefficient de forme.

Dans le cas du chargement cyclique, β_s et β_b s'écrivent sous la forme suivante :

$$\beta_s = \frac{R_{fs} |\tau_0 - \tau_{u0}| r_0}{2 R_c \delta |\tau_f|} \quad V-20$$

$$\beta_b = \frac{|P_b - P_{b0}| R_{fb}}{2 R_c \delta |P_f|} \quad V-21$$

τ_{u0}, P_{b0} : frottement latéral et résistance en pointe au point de rechargement

$R_c = R_u$ ou R_r pour le déchargement et le rechargement respectivement.

δ : Coefficient de dégradation du module sécant.

V.3.2 Calage des paramètres

Le modèle proposé par Chin et Poulos (1991) a dix paramètres (cinq paramètres physiques et cinq paramètres de calage) ; pour les déterminer, on utilise le résultat du premier cycle de l'essai M20 (amplitude du déplacement cyclique de ± 2 mm).

D'après Delfosse-Ribay *et al.* (2004), le module de cisaillement du sable est de 80 MPa. Pour le coefficient de Poisson, Pedro (2004) a trouvé 0,37 pour une contrainte moyenne effective de consolidation de 100 kPa. L'auteur a montré que le coefficient de Poisson diminue avec l'augmentation de la contrainte de consolidation. Pour notre cas, on prend un coefficient de Poisson de 0,30.

La Figure V-19 présente la courbe de calage des paramètres du frottement latéral pour les trois phases de chargement (chargement initial, déchargement et rechargement).

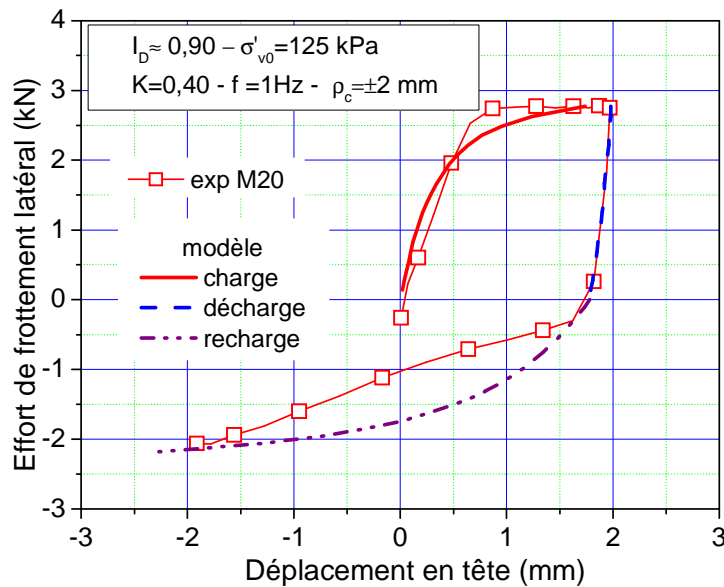


Figure V-19 Calage des paramètres relatifs au frottement latéral

Les paramètres sont présentés dans le Tableau V-5.

G_s (MPa)	ρ (g/cm ³)	τ_f (kPa)	ν	R_{fs}	R_u	R_r	a_1	a_2	a_3
80000	1,70	70	0,3	0,9	1,1	1,3	0,25	0,66	0,066

Tableau V-5 Paramètres caractérisant le frottement latéral pour les trois phases de chargement

En plus des paramètres du modèle R_{fs} , R_u , R_r on a dû remplacer le coefficient 2 de la formule (V-14) par les coefficients a_1 , a_2 ou a_3 selon la phase de chargement (initial, déchargement et rechargement).

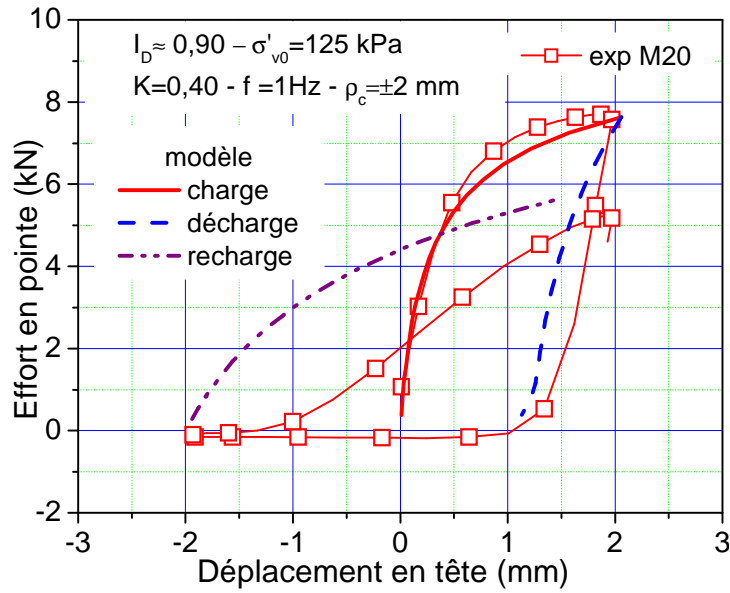


Figure V-20 Calage des paramètres relatifs à la résistance en pointe

Les paramètres relatifs à la résistance en pointe sont présentés dans le Tableau V-6. Comme pour le frottement latéral, on remplace, là aussi, le coefficient 4 de la formule (V-15) par b_1 , b_2 ou b_3 selon la phase (initial, déchargement et recharge)

G_s (MPa)	ρ (g/cm ³)	P_f (MPa)	ν	R_{fs}	R_u	R_r	b_1	b_1	b_1
80000	1,70	7,2	0,30	0,7	1	1,1	20	4	3

Tableau V-6 Paramètres caractérisant la résistance en pointe pour les trois phases de chargement

Pour le frottement latéral et la résistance en pointe limites, on a utilisé les valeurs expérimentales obtenues pour le chargement monotone initial. Cependant, ces valeurs peuvent être calculées à partir des méthodes de calcul des fondations profondes telles que le Fascicule 62 titre V.

Le calcul de la distance à partir de laquelle le cisaillement devient négligeable (r_m) à l'aide de la formule (V-16) donne une distance supérieure à la distance entre la sonde et le bord du massif de sable. On prend alors la distance maximale 260 mm correspondant au rayon du massif. En plus des paramètres présentés dans les tableaux précédents, le paramètre δ est pris égal au coefficient d'évolution. Aussi l'évolution de τ_f et P_f est obtenue en les multipliant par le coefficient d'évolution.

V.3.3 Simulation des essais cycliques

Après avoir calé les paramètres sur l'essai M20, on va maintenant simuler le déplacement accumulé dans les essais M32 et M30. Contrairement à l'algorithme de calcul donné par les auteurs, la procédure suivie pour effectuer le calcul dans notre cas consiste à calculer

uniquement les points d'inversion du chargement. En effet, le calcul pour les grands nombres de cycles, qui est la problématique de notre travail, est quasiment impossible avec la méthode proposée par les auteurs, car cela conduit à un temps de calcul trop important. Pour effectuer le calcul on détermine le déplacement correspondant au premier point d'inversion du chargement ; ce déplacement est injecté dans le calcul de phase de décharge ; et ainsi, on peut calculer le déplacement correspondant au rechargement. Ce calcul est répété pour le nombre de cycle N . Le résultat de l'essai M32 est présenté sur la Figure V-21. On remarque que la courbe du déplacement cumulé obtenue à partir du modèle t-z cyclique de Chin et Poulos (1991) en utilisant les courbes d'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe obtenues à partir du modèle proposé donne un bon résultat.

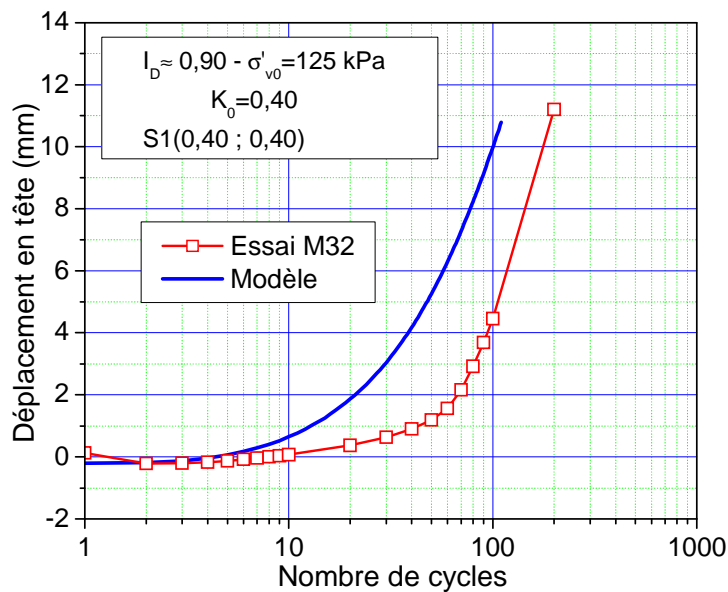


Figure V-21 Simulation du déplacement cumulé pour l'essai M32

La simulation de l'essai M30 est présentée sur la Figure V-22. On remarque, là aussi, que la courbe de simulation est relativement proche de celle de l'essai. De plus, on remarque qu'à petit nombre de cycles, le modèle donne des résultats satisfaisants. En revanche, quand le nombre de cycles augmente, les déplacements cumulés prévus par le modèle augmentent rapidement ce qui peut être dû à la forme parabolique du modèle. Autrement dit, si l'on fait une très légère erreur sur un cycle, cela entraîne de grands déplacements avec un nombre de cycles plus important.

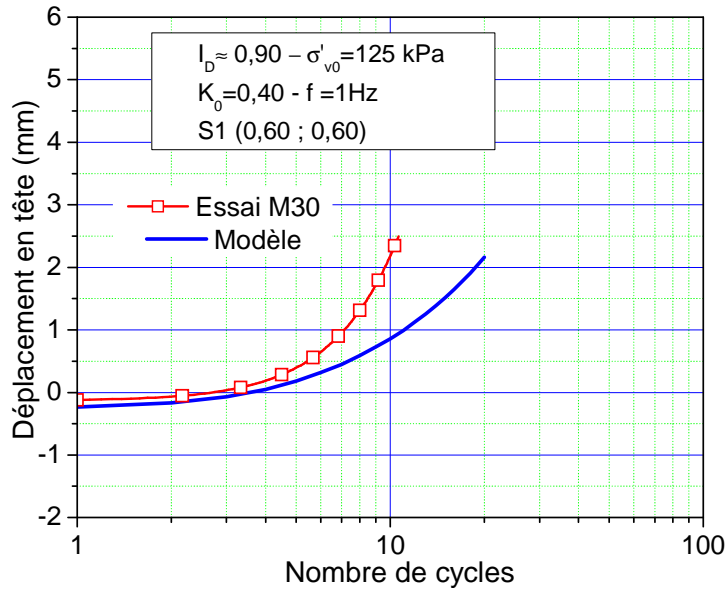


Figure V-22 Simulation de l'essai M30

V.4 CONCLUSIONS

Les essais sous chargement cyclique à force contrôlée présentés dans cette partie ont confirmé les évolutions du frottement latéral et de la résistance en pointe présentés dans les chapitres précédents. De plus, le niveau de chargement à partir duquel les déplacements accumulés deviennent importants et la rupture intervient, correspond bien à la dégradation maximale du frottement latéral et de la résistance en pointe (autour de 0,30) observée lors des essais à déplacement contrôlé dans les chapitres III et IV.

Le modèle d'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral donne des résultats satisfaisants, d'abord en le comparant avec les essais et aussi en l'intégrant dans un modèle de calcul de pieux sous sollicitations cycliques comme celui de Chin et Poulos (1991).

Toutefois, le modèle de Chin et Poulos (1991) présente, d'après les simulations effectuées, des limitations quant au calcul à grand nombre de cycles.

Conclusions générales et perspectives

L'objectif du travail présenté dans ce mémoire concernait la compréhension du comportement de l'interface sol-structure sous sollicitations cycliques axiales à partir de l'approche de modélisation physique en chambre d'étalonnage. On a remarqué, à travers l'étude bibliographique réalisée, que la problématique des sollicitations cycliques sur les pieux est posée depuis maintenant une trentaine d'années. Dès les premiers essais cycliques réalisés, les auteurs ont mis en évidence une dégradation du frottement latéral tant dans les sables que dans les sols fins. Dans les premiers travaux, plusieurs questions ont été posées quant à l'origine de cette dégradation, les auteurs ont proposé un certain nombre d'interprétations telles que la dégradation de l'angle de frottement à l'interface, le broyage des grains, la diminution de la contrainte normale à l'interface.... Avec le développement de la recherche expérimentale, notamment l'utilisation de la chambre d'étalonnage, et la mise au point des outils de plus en plus performants (dispositif de chargement, capteurs de mesure, dispositif de préparation des massifs...), un progrès significatif en la matière a été réalisé. Cela a permis de déterminer la principale cause de la dégradation qui est la diminution de la contrainte normale à l'interface.

En outre, la quasi-totalité des auteurs évoquent deux types d'essais selon que l'on pilote en force ou en déplacement (essais à force ou à déplacement contrôlé). Le premier est destiné à étudier la stabilité du pieu et établir des diagrammes de stabilité. Le second, quant à lui, est utilisé pour l'étude de l'évolution du frottement latéral. Les auteurs se sont intéressés, dans les premiers travaux, à l'étude de la stabilité, et se sont orientés par la suite vers l'étude de la dégradation du frottement latéral. L'influence des paramètres significatifs (contrainte de consolidation, état de densité, amplitude et fréquence des cycles...) a été mise en évidence dès les premiers travaux. En revanche, pour l'étude du nombre de cycles, les auteurs se sont limités à une centaine ou, dans les meilleurs des cas, au millier de cycles. Bien que cela soit suffisant pour le dimensionnement des structures et l'élaboration des modèles de calcul, il était tout de même intéressant d'étudier un nombre de cycles plus important.

Outre les deux phases déjà observées dans la littérature, à savoir la phase du renforcement initial et la phase de dégradation, les essais réalisés à grand nombre de cycles nous ont permis de mettre en évidence un phénomène très important qui est une ré-augmentation du frottement latéral. La première phase, rappelons-le, a été observée sous faible amplitude de

déplacement cyclique et fortes contraintes de consolidation et uniquement lorsque la mise en place du pieu est réalisée par fonçage (pieux refoulant). Quant à la deuxième phase (dégradation), elle est observée quel que soit les conditions initiales du massif et les paramètres du chargement. Pour ce qui est de la phase de ré-augmentation, elle est d'autant plus importante que la contrainte de consolidation est faible et le massif est lâche. En revanche, pour les fortes contraintes de consolidation et massifs denses, ce renforcement est très faible et il est suivi à nouveau d'une phase de dégradation.

Ce nouveau comportement nous a amenés à effectuer des essais complémentaires permettant de comprendre l'origine du renforcement et de la quatrième phase de dégradation observée. En accord avec les travaux de la littérature, l'essai avec la sonde $\Phi 20$ a montré que l'effet de bord sur le frottement latéral est très faible ce qui n'est pas le cas pour la résistance en pointe. Par ailleurs, l'exploitation des résultats obtenus sur des pieux de grands diamètres doit se faire avec beaucoup de prudence de fait de la différence significative de la rigidité latéral. Théoriquement, sur des pieux de grands diamètres on a va observer un renforcement à grand nombre de cycles mais beaucoup plus faible que ce que l'on a obtenu .Enfin, la présence de la gangue, constituée de matériau broyé, dans la partie lisse de la sonde, ainsi que dans l'essai où l'on a effectué uniquement le fonçage, ont permis de mettre en évidence son origine (fonçage).

L'étude paramétrique réalisée dans le quatrième chapitre a montré que le renforcement sous faible contrainte de consolidation et état de densité (résistance en pointe $q_p < 10$ MPa) est d'autant plus important que l'amplitude du déplacement cyclique est importante. En revanche, la tendance s'inverse lorsque l'amplitude du déplacement cyclique devient importante (cas de l'amplitude ± 2 mm), c'est-à-dire que l'on observe à nouveau une phase de dégradation. Par ailleurs, lorsque la contrainte de consolidation et l'état de densité augmentent ($q_p > 14$ MPa), on observe toujours une nouvelle phase de dégradation à grand nombre de cycles. On a également étudié, dans ce chapitre, l'influence de la contrainte de consolidation où l'on a confirmé les évolutions antérieures (dégradation à grand nombre de cycles avec l'augmentation de la contrainte de consolidation). Enfin, pour des résistances en pointe comprises entre 10 et 14 MPa, le renforcement existe, mais il n'est pas aussi important que pour les faibles valeurs de résistance en pointe. A la fin de ce chapitre, on a pu étudier l'influence de quelques paramètres complémentaires tels que le temps de repos, le sens de chargement ainsi que la valeur moyenne. On a trouvé que, pour la phase cyclique, l'influence du temps de repos et du déplacement moyen est négligeable.

Cependant, le sens du chargement a une influence relativement importante (le chargement alterné est plus défavorable que le chargement non alterné).

Enfin, dans le dernier chapitre, on s'est intéressé au comportement du pieu sous chargement cyclique à force contrôlée. On a effectué, pour cela, quelques essais qui ont permis de confirmer le comportement observé dans les chapitres III et VI. Ensuite, on a proposé une loi empirique d'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe qui, à travers les simulations réalisées, donne des résultats satisfaisants. A la fin de ce chapitre, on a essayé d'intégrer la loi proposée dans un modèle de calcul sous sollicitation cyclique. Les simulations effectuées sur deux essais réalisés, donne, là aussi, des résultats satisfaisants, mais nécessite un développement plus profond.

Finalement, le travail réalisé peut être poursuivi dans deux directions : la première concerne une étude expérimentale et le second une étude numérique. En effet, il serait intéressant de compléter le travail réalisé par des essais à déplacement contrôlé *in situ* sur des pieux de grand diamètre, ce qui permettrait d'éviter l'effet de taille. Il serait également intéressant de réaliser des essais sur d'autres types de sable, tels que les sables calcaires par exemple. La problématique des sols fins, constitue également un axe de recherche important à étudier, car dans ce cas le comportement est totalement différent de celui des sables (génération de surpressions interstitielles, reconsolidation...). On a vu, à partir des essais à force contrôlée, qu'il est quasiment impossible d'atteindre la phase du renforcement à cause de la rupture du pieu. Il faudrait donc réfléchir à un type de chargement et de mise en place spécifique pour pouvoir bénéficier de la ré-augmentation observée. Par ailleurs, les lois d'évolutions proposées permettent, après leur amélioration, de réaliser des calculs plus fins de pieu avec la possibilité de faire varier tous les paramètres.