



HAL
open science

**Etude du comportement mécanique de micropieux sous
chargements monotones et cycliques verticaux.
Application aux effets de groupe**

Alain Le Kouby

► **To cite this version:**

Alain Le Kouby. Etude du comportement mécanique de micropieux sous chargements monotones et cycliques verticaux. Application aux effets de groupe. Sciences de l'ingénieur [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, 2003. Français. NNT: . tel-00005722

HAL Id: tel-00005722

<https://pastel.hal.science/tel-00005722>

Submitted on 5 Apr 2004

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 l'obtention du grade de
DOCTEUR
DE
L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

Spécialité: Géotechnique

présentée par

Alain LE KOUBY

intitulée

**Etude du comportement mécanique de micropieux sous
chargements monotones et cycliques verticaux.
Application aux effets de groupe**

Thèse préparée au Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols
(**CERMES, ENPC/LCPC**)

soutenue le 26 mai 2003 devant le jury composé de :

Président : François SCHLOSSER

Rapporteurs : Pierre FORAY
Claude PLUMELLE

Examineurs : Jean CANOU
Jean-Claude DUPLA
Roger FRANK
Pierre VEZOLE

A la mémoire de mon oncle

A tous les membres de ma famille

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier M. Roger Frank, Directeur du CERMES, de m'avoir accueillie au sein de son laboratoire afin que j'aie l'opportunité de préparer une thèse de Doctorat.

Mes vifs remerciements vont également à M. Jean Canou pour avoir assuré la supervision et le suivi de cette thèse. Ses expériences et ses compétences m'ont été très précieuses pour trouver des réponses aux divers problèmes et questions auxquels j'ai été confronté. Je le remercie également pour la confiance qu'il m'a accordé autant en ce qui concerne l'organisation de ce travail que l'encadrement de stagiaires.

Je souhaite aussi remercier M. Jean-Claude Dupla pour sa participation à l'encadrement de ce travail et de m'avoir fait bénéficier de son expérience et de ses connaissances techniques.

Je tiens à associer à ces remerciements M Emmanuel Delaure et M. Xavier Boulay pour leurs apports techniques et leurs fortes contributions dans le développement et la mise au point des dispositifs expérimentaux. Leurs disponibilités et leurs conseils ont été très précieux pour le bon déroulement de ce travail.

Je tiens particulièrement à remercier M. François Schlosser, Professeur honoraire à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider le jury de cette thèse, MM. Pierre Foray, Professeur à l'Institut National Polytechnique de Grenoble, et Claude Plumelle, Professeur au Conservatoire National des Arts et Métiers, qui ont bien voulu accepter le rôle de rapporteur de ce mémoire ainsi que M. Pierre Vezole, Directeur scientifique chez EIFFAGE CONSTRUCTION, pour avoir accepté le rôle d'examineur.

Je pense aux étudiants dont j'ai assuré l'encadrement au cours de ce travail de recherche, Jaimé Alvarado, Adnane Asfalou, Karim Beddhiar, Thibaut Delachaux, Hadi Jirari, Mevin Mootosamy, Vincent Penot et Matthieu Sandevor. Leur sérieux et leur efficacité ont contribué pour une bonne part au développement de ces recherches, et qu'ils trouvent ici l'expression de ma gratitude.

J'exprime aussi mes remerciements à tous les membres du CERMES qui ont contribué au maintien d'une bonne ambiance de travail par leur bonne humeur et leur sympathie.

Enfin, je ne pourrais finir ces remerciements sans penser à ma famille dont le soutien et l'encouragement constants ont fortement contribué à l'aboutissement de ce travail. Qu'ils trouvent ici ma profonde gratitude et reconnaissance.

SOMMAIRE

<i>INTRODUCTION GENERALE</i>	1
<u>CHAPITRE I ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES</u>	4
I.1 GÉNÉRALITÉS SUR LES PIEUX ET MICROPIEUX	5
I.2 COMPORTEMENT MECANIQUE DES FONDATIONS PROFONDES ISOLÉES SOUS CHARGEMENT MONOTONE	8
I.2.1 CONSIDERATIONS GENERALES	8
I.2.2 PARAMETRES INFLUENÇANT LE COMPORTEMENT D'UNE FONDATION PROFONDE ISOLEE	9
I.2.2.1 Mode d'installation des inclusions	9
I.2.2.2 Indice de densité et contrainte de consolidation	12
I.2.2.3 Traction et Compression	14
I.2.2.4 Inclinaison des inclusions	15
I.2.2.5 Vitesse de chargement	15
I.2.2.6 Conclusions partielles	17
I.3 COMPORTEMENT MECANIQUE DES FONDATIONS PROFONDES EN GROUPES ET EN RÉSEAUX SOUS CHARGEMENT MONOTONE	18
I.3.1 GENERALITES ET DEFINITIONS	18
I.3.2 INTERACTIONS DEVELOPPEES LORS DE LA MISE EN PLACE DES INCLUSIONS DU GROUPE	19
I.3.2.1 Effets induits sur le massif de sable	19
I.3.2.2 Interaction sol-pieu	19
I.3.3 CHARGEMENT D'UN GROUPE DE PIEUX	24
I.3.3.1 Mobilisation du frottement latéral	24
I.3.3.2 Mobilisation de la résistance en pointe	25
I.3.3.3 Quantification de l'effet de groupe	27
I.3.3.4 Dimensionnement d'un groupe de pieux	31
I.3.4 ELEMENTS DE COMPARAISON GROUPE-RESEAU	33
I.3.5 CONCLUSIONS PARTIELLES	34

I.4	PIEUX ISOLEES SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE	35
I.4.1	GENERALITES ET DEFINITIONS	35
I.4.2	COMPORTEMENT D'UNE INCLUSION ISOLEE SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES A FORCE CONTROLEE – RESULTATS EXPERIMENTAUX	37
I.4.2.1	Essais non alternés	38
I.4.2.2	Essais alternés	42
I.4.2.3	Evaluation des déplacements permanents	46
I.4.2.4	Diagramme de stabilité cyclique (Poulos, 1988)	48
I.4.2.5	Essais de type Storm Loading	51
I.4.2.6	Influence du nombre de cycles sur le comportement des inclusions	52
I.4.3	COMPORTEMENT D'UNE INCLUSION ISOLEE SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES A DEPLACEMENT CONTROLE – RESULTATS EXPERIMENTAUX	54
I.5	PIEUX EN GROUPE SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE	57
I.5.1	ESSAIS A FORCE CONTROLEE	57
I.5.1.1	Cas des essais de compression	57
I.5.1.2	Cas des essais de traction	58
I.5.1.3	Essais de type « Storm Loading »	60
I.5.2	ESSAIS A DEPLACEMENT CONTROLE	61
 <u>CHAPITRE II DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET PROCEDURE D'ESSAI</u>		68
II.1	GENERALITES	69
II.1.1	INFLUENCE DES CONDITIONS DE BORD	69
II.1.2	EFFET D'ECHELLE	71
II.2	DESCRIPTION DU DISPOSITIF	72
II.2.1	LA CHAMBRE D'ETALONNAGE	72
II.2.1.1	Description générale	72
II.2.1.2	Embase supérieure	72
II.2.1.2.1	<i>Cas des inclusions foncées isolées et en groupe</i>	72
II.2.1.2.2	<i>Cas des inclusions moulées isolées</i>	75
II.2.1.2.3	<i>Cas des réseaux</i>	76
II.2.2	BATI D'INSTALLATION ET DE CHARGEMENT DES MODELES DE MICROPIEUX	76

II.2.2.1 Dispositif de mise en place des inclusions	76
II.2.2.2 Dispositif de chargement des modèles de micropieux	77
II.2.3 DISPOSITIF DE PLUVIATION DU SABLE	81
II.2.4 LES MICROPIEUX MODELES INSTRUMENTES ET NON INSTRUMENTES	85
II.3. PROCÉDURE D'ESSAI	87
II.3.1 FABRICATION DU MASSIF DE SABLE A LA DENSITE VOULUE	87
II.3.2 MISE SOUS CONTRAINTE DU MASSIF	89
II.3.3 INSTALLATION DES MICROPIEUX	89
II.3.3.1 Cas des inclusions foncées verticales ($\Phi 20$ mm)	89
II.3.3.2 Cas des inclusions moulées ($\phi 20$ mm)	90
II.3.3.3 Cas des réseaux ($\phi 10$ mm)	92
<i>II.3.3.3.1 Procédure utilisée pour les essais à surface libre</i>	92
<i>II.3.3.3.2. Procédure utilisée pour les essais avec massif sous contrainte</i>	93
II.3.4 PROCEDURE DE CHARGEMENT ET ACQUISITION DES DONNEES	95
II.3.4.1 Cas des inclusions ($\phi 20$ mm)	95
II.3.4.2 Cas des réseaux ($\Phi 10$ mm)	98
II.4 CARACTÉRISTIQUES DU SABLE UTILISÉ	100
II.5 QUELQUES POINTS SPÉCIFIQUES LIÉS À L'EXPÉRIMENTATION	102
II.5.1. MISE EN PLACE DU SABLE	102
II.5.2. INFLUENCE DE L'ÉVOLUTION DU SABLE	103
II.5.3. USURE DU MANCHON DE FROTTEMENT	109
<u>CHAPITRE III COMPORTEMENT D'UNE INCLUSION ISOLEE</u>	
<u>SOUS CHARGEMENT MONOTONE</u>	113
III.1 PROGRAMME D'ESSAIS	114
III.2 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS	116
III.2.1 RESULTATS TYPIQUES	116
III.2.1.1 Phase de fonçage de l'inclusion	116
III.2.1.2 Phase de chargement de l'inclusion	116

III.2.2 REPETABILITE DES ESSAIS	120
III.2.3 INFLUENCE DU NIVEAU DE CONTRAINTE APPLIQUE AU MASSIF	122
III.2.4 INFLUENCE DE L'INDICE DE DENSITE	122
III.2.5 INFLUENCE DU MODE D'INSTALLATION	125
III.2.6 COMPARAISON ENTRE SOLLICITATION DE COMPRESSION ET DE TRACTION	129
III.2.7 INFLUENCE DE LA VITESSE DE CHARGEMENT	129
III.2.8 COMPARAISON DES RESULTATS OBTENUS ET DES DONNEES DE LA LITTERATURE	136
III.2.9 CONCLUSIONS PARTIELLES	137
<u>CHAPITRE IV ETUDE DES GROUPES ET RESEAUX D'INCLUSIONS SOUS CHARGEMENT MONOTONE</u>	140
IV.1 OBJECTIFS ET MÉTHODOLOGIE ADOPTÉE	141
IV.2 PROGRAMME DES ESSAIS RÉALISÉS SUR LES GROUPES D'INCLUSIONS VERTICALES	143
IV.3 EVALUATION DES INTERACTIONS LORS DE LA PHASE D'INSTALLATION DES INCLUSIONS	147
IV.3.1 COURBES TYPIQUES DE FONÇAGE	147
IV.3.2 INFLUENCE DU FONÇAGE D'INCLUSIONS VOISINES SUR LE MODELE CENTRAL DEJA INSTALLE (C1)	149
IV.3.3 INFLUENCE DE L'ENTR'AXE RELATIF SUR LA REPONSE DU MODELE CENTRAL DEJA INSTALLE	156
IV.3.4 INFLUENCE DU NIVEAU DE CONSOLIDATION SUR LA REPONSE DU MODELE CENTRAL DEJA INSTALLE	157
IV.3.5 INFLUENCE DE L'INDICE DE DENSITE SUR LA REPONSE DU MODELE CENTRAL	157
IV.4 PRINCIPAUX RÉSULTATS DES ESSAIS DE CHARGEMENT SUR LES GROUPES DE CINQ ET NEUF INCLUSIONS	161
IV.4.1 RESULTATS TYPIQUES	161
IV.4.2 INTERPRETATION EN TERMES DE COMPORTEMENT A L'INTERFACE SOL-INCLUSION	167
IV.4.2.1. Groupe de cinq inclusions	167
IV.4.2.2. Groupe de neuf inclusions	169

IV.4.3 MISE EN EVIDENCE D'UN EFFET DE GROUPE DANS LE CAS DES ESSAIS DE CHARGEMENT	171
IV.4.4 REPETABILITE DES ESSAIS EN GROUPE	172
IV.5 INFLUENCE DE PARAMÈTRES SIGNIFICATIFS SUR LE COMPORTEMENT DES GROUPES DE CINQ INCLUSIONS	177
IV.5.1 INFLUENCE DE L'ENTR'AXE RELATIF SUR L'EFFET DE GROUPE	177
IV.5.2 INFLUENCE DE L'ORDRE D'INSTALLATION SUR L'EFFET DE GROUPE	182
IV.5.3 INFLUENCE DU NIVEAU DE CONTRAINTE INITIAL SUR L'EFFET DE GROUPE	185
IV.5.4 INFLUENCE DE L'INDICE DE DENSITE SUR LES COMPORTEMENTS OBSERVES	187
IV.5.5 ESSAIS DE TRACTION	189
IV.5.5.1. Influence de l'entr'axe relatif	189
IV.5.5.2. Influence de l'ordre d'installation	190
IV.5.6 QUANTIFICATION DES EFFETS DE GROUPE ; COEFFICIENTS D'EFFICACITE	192
IV.5.6.1 Entr'axe relatif et ordre d'installation	193
IV.5.6.2 Indice de densité	194
IV.5.6.3 Niveau de contrainte appliqué	194
IV.5.6.4 Sens de chargement (traction-compression)	194
IV.6 INFLUENCE DE PARAMÈTRES SIGNIFICATIFS SUR LE COMPORTEMENT DES GROUPES DE NEUF INCLUSIONS	197
IV.6.1 INFLUENCE DE L'ENTR'AXE RELATIF	197
IV.6.2 INFLUENCE DE L'ORDRE D'INSTALLATION	199
IV.6.3 INFLUENCE DU NIVEAU DE CONTRAINTE APPLIQUE	201
IV.6.4 INFLUENCE DE L'INDICE DE DENSITE	203
IV.6.5 QUANTIFICATION DES EFFETS DE GROUPE ; COEFFICIENTS D'EFFICACITE	203
IV.7 SYNTHÈSE DES RÉSULTATS SUR LES GROUPES DE CINQ ET NEUF INCLUSIONS	206
IV.7.1 INFLUENCE DE L'ENTR'AXE RELATIF ET DU NIVEAU DE CONTRAINTE APPLIQUE	207
IV.7.2 INFLUENCE DE L'ORDRE D'INSTALLATION ET DE L'ENTR'AXE RELATIF	208
IV.7.3 INFLUENCE DE L'INDICE DE DENSITE	210
IV.7.4 DEPLACEMENT NECESSAIRE A L'OBTENTION DES PALIERS DE CHARGEMENT	210

IV.8 CONTRIBUTION À L'ÉTUDE DES RÉSEAUX DE MICROPIEUX	216
IV.8.1 OBJECTIFS DES EXPERIMENTATIONS REALISEES ET PROGRAMME D'ESSAIS	216
IV.8.2 ANALYSE DES RESULTATS OBTENUS	217
IV.8.2.1 Massifs à surface libre	218
IV.8.2.2 Massifs mis sous contraintes	219
IV.8.3 ANALYSE DES RESULTATS	224
CONCLUSIONS	226

CHAPITRE V COMPORTEMENT DE L'INCLUSION ISOLEE SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

V.1 INFLUENCE DE LA FRÉQUENCE DE CHARGEMENT	231
V.2 ETUDE DU COMPORTEMENT À FORCE CONTRÔLÉE	236
V.2.1 CAS DE L'INCLUSION FONCEE	237
V.2.1.1 Courbes typiques	241
<i>V.2.1.1.1 Cas des essais de compression</i>	241
<i>V.2.1.1.1 Cas des essais de traction</i>	245
V.2.1.2 Influence des paramètres P_m et P_c sur le comportement des inclusions pour les essais de compression	246
V.2.1.3 Influence des paramètres de chargement sur le comportement des inclusions à la traction	257
V.2.1.4 Interprétation en terme de diagramme de stabilité cyclique	260
V.2.1.5 Quelques éléments sur l'influence du nombre de cycles	262
V.2.2 CAS DE L'INCLUSION MOULEE	266
V.2.2.1 Programme expérimental	266
V.2.2.2 Cas des essais non alternés	269
V.2.2.3 Cas des essais alternés	277
V.2.2.4 Interprétation en terme de diagramme de stabilité	282
V.2.3. SYNTHESE DES ESSAIS REALISES A FORCE CONTROLEE	284
V.2.3.1. Cas des essais de compression	284
V.2.3.2. Cas des essais de traction	288

V.3	ETUDE DU COMPORTEMENT DE L'INCLUSION ISOLEE À DÉPLACEMENT CONTRÔLÉ	291
V.3.1	CAS DE L'INCLUSION FONCEE	291
V.3.1.1	Programme expérimental	291
V.3.1.2	Courbes typiques	293
V.3.1.3	Influence de l'amplitude du déplacement ($2 \rho_c$)	296
V.3.1.4	Quelques éléments sur l'influence de la contrainte de consolidation	301
V.3.2	CAS DE L'INCLUSION MOULEE	304
V.3.2.1	Programme expérimental	304
V.3.2.2	Courbes typiques	305
V.3.2.3	Influence de ρ_c sur les facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe	308
V.3.3.	SYNTHESE DES RESULTATS ET COMPARAISON ENTRE L'INCLUSION FONCEE ET L'INCLUSION MOULEE	314
V.3.3.1.	Evolution des facteurs de dégradation au cours du chargement	314
V.3.3.2.	Influence de l'amplitude déplacement (ρ_c)	316
 <u>CHAPITRE VI ETUDE DU COMPORTEMENT DES GROUPES DE PIEUX SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE</u>		320
VI.1	COMPORTEMENT DES GROUPES SOUMIS A DES SOLLICITATIONS A FORCE CONTRÔLEE	321
VI.1.1	OBJECTIFS DE L'ETUDE ET PROGRAMME EXPERIMENTAL	321
VI.1.2	RESULTATS TYPIQUES	326
VI.1.3	INFLUENCE DES PARAMETRES D'ESSAI SUR LE COMPORTEMENT DU GROUPE EN COMPRESSION	331
VI.1.4	INFLUENCE DES PARAMETRES D'ESSAI SUR LE COMPORTEMENT DU GROUPE EN TRACTION	336
VI.1.5	SYNTHESE DES RESULTATS EN TERME DE DIAGRAMME DE STABILITE CYCLIQUE	339
VI.2	COMPORTEMENT DES GROUPES SOUMIS A DES SOLLICITATIONS CYCLIQUES A DEPLACEMENT CONTRÔLE	343
VI.2.1	OBJECTIFS DE L'ETUDE ET PROGRAMME EXPERIMENTAL	343
VI.2.2	COURBES TYPIQUES	345

VI.2.2.1. Influence de l'amplitude du déplacement cyclique	345
VI.2.2.2. Comparaison des résultats avec l'inclusion isolée : quantification des interactions sur l'inclusion centrale	354
<i>CONCLUSION GENERALE</i>	363
<i>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</i>	367
<i>ANNEXE 1 Annexes du chapitre V</i>	377
<i>ANNEXE 2 Modèle qualitatif d'interprétation des comportements observés sous chargement cyclique</i>	381

Notations

C_{EG} : Coefficient d'efficacité relatif à la charge globale en tête du groupe

$$C_{EG} = \frac{Q_{G \text{ lim}}}{n * Q_T}$$

C_{EPq} : Coefficient d'efficacité partiel relatif à la résistance en pointe

$$C_{EPq} = \frac{q_{pgc}}{q_{p,pal}}$$

C_{EPf} : Coefficient d'efficacité partiel relatif au frottement latéral

$$C_{EPf} = \frac{f_{sgc}}{f_{s,pal}}$$

d : Diamètre de l'inclusion

D_τ : Facteur de dégradation relatif au frottement latéral

- *Inclusion isolée*

$$D_\tau = \frac{f_{s,p_c}}{f_s}$$

- *Inclusion centrale au sein du groupe*

$$D_\tau = \frac{f_{sgc,p_c}}{f_{sgc}}$$

D_q : Facteur de dégradation relatif à la résistance en pointe

- *Inclusion isolée*

$$D_q = \frac{q_{p,p_c}}{q_p}$$

- *Inclusion centrale au sein du groupe*

$$D_q = \frac{q_{pgc,p_c}}{q_{pgc}}$$

D_Q : Facteur de dégradation relatif à la charge en tête

R_τ : Facteur de dégradation relatif au frottement latéral défini comme étant le rapport entre le facteur de dégradation calculé pour l'inclusion centrale au sein d'un groupe et celui calculé dans le cas de l'inclusion isolée.

$$R_\tau = \frac{D_\tau \text{ inclusion - centrale}}{D_\tau \text{ inclusion - isolée}}$$

R_q : Facteur de dégradation relatif à la résistance en pointe défini comme étant le rapport entre le facteur de dégradation calculé pour l'inclusion centrale au sein d'un groupe et celui calculé dans le cas de l'inclusion isolée.

$$R_q = \frac{D_q \text{ inclusion - centrale}}{D_q \text{ inclusion - isolée}}$$

e : entr'axe

e_R : entr'axe relatif (e/d , avec d diamètre de l'inclusion)

f : Fréquence d'application des chargements cycliques

f_s : Frottement latéral

$f_{s,pal}$: Frottement latéral obtenue à la rupture (palier) après application du chargement monotone initial

$f_{s,res}$: Frottement latéral résiduel mesuré sur l'inclusion isolée après installation

f_{sgc} : Frottement latéral limite mesuré sur l'inclusion centrale

f_{sgcr} : Frottement latéral résiduelle mesuré sur l'inclusion centrale (après l'installation des pieux du groupe)

$f_{s,pc}$: Frottement latéral limite mesuré sur l'inclusion isolée lors du chargement monotone effectué après application de l'amplitude de déplacement ρ_c .

$f_{sgc,pc}$: Frottement latéral limite mesuré sur l'inclusion centrale lors du chargement monotone effectué après application de l'amplitude de déplacement ρ_c .

$f_{s,max,i}$: Frottement latéral maximum mesuré au cours du cycle i

$f_{s,max,1}$: Frottement latéral maximum mesuré au cours du cycle 1

I_D : Indice de densité

N : Nombre de cycles

n : Nombre de pieux au sein d'un groupe

P_m : Charge moyenne cyclique

P_c : Charge cyclique

Q_c : Capacité portante verticale en compression

Q_{Glim} : charge globale limite obtenue au palier pour le groupe

Q_t : Capacité portante verticale en traction

Q_T : Capacité portante de l'inclusion isolée en traction ou en compression

q_p : Résistance en pointe

$q_{p,pal}$: Résistance en pointe obtenue à la rupture (palier) lors du chargement monotone initial

$q_{p,res}$: Résistance en pointe résiduelle mesurée sur l'inclusion isolée après installation

$q_{p,pc}$: Résistance en pointe limite mesurée sur l'inclusion isolée lors du chargement monotone effectué après application de l'amplitude de déplacement ρ_c .

q_{pgc} : Résistance en pointe limite mesurée sur l'inclusion centrale

q_{pgcr} : Résistance en pointe résiduelle mesurée sur l'inclusion centrale (après l'installation des pieux du groupe)

$q_{pgc,pc}$: Résistance en pointe limite mesurée sur l'inclusion centrale lors du chargement monotone effectué après application de l'amplitude de déplacement ρ_c .

$q_{p,max,i}$: Résistance en pointe mesurée au cours du cycle i

$q_{p,max,1}$: Résistance en pointe mesurée au cours du cycle 1

$\Delta_{f,i}$: Facteur de dégradation relatif au frottement latéral mesuré lors de la séquence cyclique

$$\Delta_{f,i} = \frac{f_{s,max,i}}{f_{s,max,1}}$$

$\Delta_{q,i}$: Facteur de dégradation relatif à la résistance en pointe mesuré lors de la séquence cyclique

$$\Delta_{q,i} = \frac{q_{p,max,i}}{q_{p,max,1}}$$

δ_{acc} : Accumulation des déplacements

δ_c : Amplitude des déplacements dans le cas des essais à force contrôlée

ρ_c : Amplitude de déplacement imposée dans le cas des essais à déplacement contrôlée

σ_c : Contrainte de consolidation isotrope

σ_h : Contrainte de consolidation horizontale

σ_v : Contrainte de consolidation verticale

INTRODUCTION GENERALE

Les pieux et micropieux sont utilisés depuis longtemps dans le domaine du génie civil en tant que techniques de fondations et aussi, dans le cas des micropieux, de renforcement des sols. L'intérêt des pieux et micropieux est qu'ils permettent de transférer des charges pouvant être importantes au sol environnant, en grande partie grâce à la mobilisation d'un frottement le long de l'inclusion, à laquelle se rajoute la mobilisation de la résistance en pointe. Les techniques de mise en place des pieux et micropieux sont très variées et vont de la fabrication en place de l'inclusion jusqu'à l'insertion dans le sol, par battage, vérinage ou vibrofonçage, d'éléments préfabriqués (tubes, pieux en bois, béton, etc.). Comme tout autre type de fondation, les fondations profondes peuvent être soumises à des chargements très variés et complexes, monotones, cycliques, verticaux, horizontaux, et se pose alors le problème de leur dimensionnement pour résister et se comporter correctement par rapport à ces sollicitations. Les micropieux, caractérisés et utilisés dès les années 50 en Italie par Lizzi (« palli radice ») représentent un type de fondation profonde qui se caractérise, en particulier, par un diamètre relativement faible (25 cm ou moins). Le domaine d'application des micropieux a été tout d'abord lié aux problèmes de pathologie et de reprise en sous-œuvre. Il s'étend, depuis, progressivement, au domaine de l'amélioration des sols en place et à une utilisation, en groupe ou en réseau, comme éléments de fondations dans le cadre de travaux neufs.

Une caractéristique importante des micropieux est qu'ils sont généralement utilisés en grand nombre et placés assez proches les uns des autres en groupe (inclusions verticales) ou en réseau (inclusions inclinées). Le dimensionnement de ces structures nécessite alors la prise en compte des effets d'interaction entre les inclusions, appelés de manière générique « effets de groupe » (ou de réseau).

Ces effets sont dus aux interactions entre les pieux ou micropieux ainsi qu'à l'évolution des caractéristiques de la zone de sol entourant le pieu lors des phases d'installation des inclusions adjacentes (modification de densité, des états de contraintes) et du chargement du groupe.

Après une analyse bibliographique des principaux travaux publiés dans ce domaine, on se propose, dans ce travail, d'apporter une contribution à la compréhension et la quantification de ces effets de groupe et de réseau. L'approche adoptée est du type modélisation physique et l'on utilisera en particulier un dispositif d'essai du type chambre d'étalonnage. On aborde

successivement le cas des chargements monotones puis des chargements cycliques, ces derniers constituant à eux seuls une problématique importante qui n'a pas encore été beaucoup étudiée dans le cas des groupes et des réseaux.

Ce travail s'inscrit dans le cadre du Projet National FOREVER (Fondations REforcées VERTicalement) dont l'objectif principal était d'étudier les mécanismes d'interaction entre micropieux dans le cas de groupes et de réseaux afin d'améliorer les méthodes de dimensionnement de ces structures et d'en étendre les domaines d'application.

Le présent mémoire se divise en six chapitres.

Le premier chapitre est consacré à une synthèse bibliographique des travaux effectués dans ce domaine. Il permet, en particulier, de présenter la logique des recherches développées et présentées dans la suite du mémoire. On s'intéresse en particulier aux travaux directement liés au comportement mécanique d'une inclusion isolée sous chargement monotone, d'un groupe d'inclusions sous chargement monotone, d'une inclusion isolée sous chargement cyclique et d'un groupe d'inclusions sous chargement cyclique.

Le dispositif expérimental ainsi que les procédures d'essai associées sont présentés dans le second chapitre. On décrit en particulier les différentes modifications et développements effectués dans le cadre de ce travail, les inclusions utilisées ainsi que le matériau de référence utilisé, le sable de Fontainebleau.

Dans un troisième chapitre, on présente les résultats des essais effectués sur des inclusions isolées avec refoulement (foncées) et sans refoulement (moulées) soumises à des chargements monotones verticaux et on effectue des comparaisons avec d'autres types d'essais de laboratoire et d'essais *in situ*.

Le quatrième chapitre est consacré à la présentation et l'interprétation des résultats des essais effectués sur les groupes d'inclusions (inclusions verticales) soumises à des chargements monotones verticaux. Ces inclusions sont installées avec refoulement. L'accent est mis sur les paramètres les plus représentatifs des groupes d'inclusions tels que l'entr'axe relatif, l'ordre d'installation et le nombre d'inclusions. L'objectif est de mettre en évidence un effet de groupe sur la capacité portante des inclusions et notamment sur l'inclusion « générique » au sein d'un groupe. A partir de notre dispositif d'essai, pour les inclusions instrumentées, on a

également pu mesurer de manière indépendante la réponse sur le fût et en pointe afin de mettre en évidence un effet de groupe dans chaque cas. On met également l'accent sur les analogies observées entre la réponse à l'interface sol-inclusion d'une inclusion au sein d'un groupe et la réponse d'un échantillon de sol soumis à un essai pour des conditions aux limites similaires.

Une étude comparative entre le comportement sous chargement vertical monotone entre les groupes et les réseaux (inclusions inclinées) d'inclusions est finalement présentée dans ce chapitre.

Dans le cinquième chapitre, on présente les résultats des essais effectués sur des inclusions isolées, installées avec refoulement et sans refoulement, soumises à des chargements cycliques verticaux. Deux types d'essais, qui représentent le mieux le type de chargement auquel est soumise une inclusion, ont été effectués, à savoir des essais à force contrôlée et des essais à déplacement contrôlé. L'influence de paramètres tels que le chargement initial, l'amplitude et la fréquence du chargement cyclique ou le mode d'installation de l'inclusion est étudiée.

Finalement le sixième et dernier chapitre est consacré à la présentation et l'interprétation des résultats des essais effectués sur les groupes d'inclusions soumis à des chargements cycliques verticaux, dans le cas d'inclusions installées avec refoulement Ici aussi, deux types d'essais ont été effectués à savoir des essais à force contrôlée et des essais à déplacement contrôlé. Là aussi, l'influence de paramètres tels que la charge initiale, l'amplitude de la force cyclique (force contrôlée) ou de l'amplitude du déplacement imposée (déplacement contrôlé), l'entr'axe relatif, l'ordre d'installation et le nombre d'inclusions, a été étudiée.

Ces six chapitres sont complétés par une conclusion générale, présentant les principaux résultats auxquels on a pu arriver à l'issue de ce travail et on donne finalement quelques perspectives de recherches intéressantes à développer pour poursuivre dans ce domaine.

CHAPITRE I
ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

Dans ce chapitre, on présente une étude bibliographique sur le comportement des pieux et micropieux isolés et en groupes. On étudiera plus particulièrement le comportement mécanique de ce type de fondations soumis à des chargements monotones et cycliques verticaux.

I.1 GENERALITES SUR LES PIEUX ET MICROPIEUX

Les pieux et les micropieux (ou fondations profondes) permettent de profiter des couches résistantes, sur des sites présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes, pour la reprise des efforts transmis par les ouvrages. Ces efforts sont repris par l'inclusion sous forme de frottement latéral, mobilisé le long du fût du pieu, et de la résistance en pointe.

Les pieux et les micropieux se différencient essentiellement par leur dimension et leur utilisation. En effet, en ce qui concerne les dimensions, le faible diamètre des micropieux fait qu'il est généralement considéré que l'effort est repris par le frottement latéral et on néglige la résistance en pointe, contrairement au pieu. De plus, les micropieux sont généralement utilisés en très grand nombre et positionnés très proches les uns des autres, ce qui nécessite la prise en compte d'interactions entre les inclusions (effet de groupe) différentes de celles considérées dans le cas des groupes de pieux classiques.

Le document technique unifié 13.2 paru en 1991 présente quatre types de micropieux correspondant à des nominations devenues courantes pour les pieux de diamètre inférieur à 25 cm.

La technologie des micropieux ainsi que les modes d'exécution associés ont été assez largement étudiés et présentés dans différents rapports. Sans que notre liste soit exhaustive, on pourra se référer à Lizzi (1982a), Bustamante et Doix (1985), Schlosser *et al.* (1992), Amar (1993), Plumelle (1994), Vezole (1994) et Bruce *et al.* (1997), Juran *et al.* (1999).

Les différents types de micropieux utilisés en France en suivant l'ordre de présentation du Document Technique Unifié de 1991 (DTU) sont :

- Type I c'est le micropieu le plus ancien et le moins utilisé actuellement. On l'appelle aussi pieu racine (*pali radice*). Le forage est rempli de mortier de ciment fortement dosé au moyen d'un tube plongeur. Il n'est pas forcément équipé d'armatures.
- Type II c'est un micropieu équipé d'armatures et le forage est rempli de coulis ou de mortier par gravité ou sous faible pression moyennant un tube plongeur. Les armatures peuvent être mises en place après le remplissage du forage par du coulis. L'injection

gravitaire peut être faite en une ou deux phases, la deuxième phase s'effectuant après un temps suffisant pour l'essorage, mais avant le début de prise.

- Types III et IV pour ces types de micropieux, le forage est muni d'armatures et d'un dispositif d'injection constitué d'un tube à manchettes installé dans un coulis de gaine mis en place gravitairement. Si l'armature est un tube, ce tube peut jouer le rôle du dispositif d'injection si on l'équipe de manchettes. La pression d'injection p_i doit être supérieure ou égale à 1 MPa.

Dans le cas du Type III, l'injection est globale et unitaire (IGU) et elle est faite en tête. Pour les micropieux de Type IV, on procède à une injection répétitive et sélective (IRS). Il est signalé dans le même document que, lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le fonçage, le lançage, ou le battage. Sur la figure I.1, on présente les phases de réalisation et le schéma de principe d'un micropieu.

Les premières utilisations des micropieux datent des années 50 (Lizzi) et concernaient uniquement les problèmes de pathologie et de reprise en sous œuvre. On peut notamment citer les travaux de renforcement réalisés sur le parvis de l'église Notre Dame de Paris, sur la tour

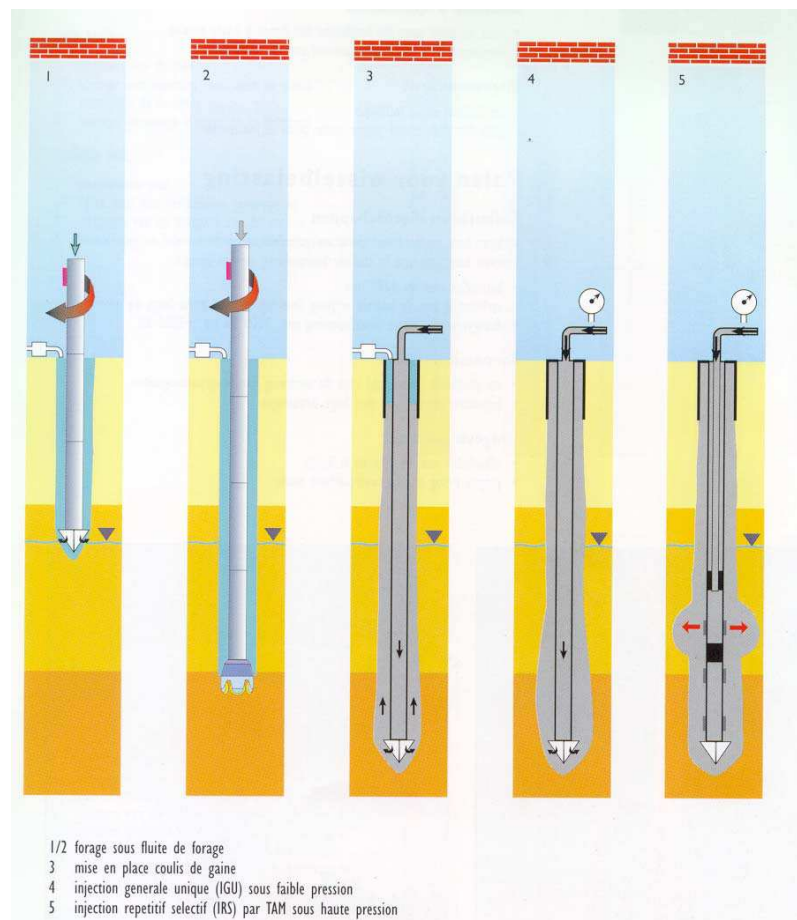


Figure I.1 Différentes phases de réalisation d'un micropieu (Franki Geotechnics, 1998)

Burano à Venise et la tour panoramique de Tokyo. Des applications se sont développées par la suite dans des domaines tels que le renforcement des sols, la stabilisation de voies ferrées (Pitt and Rohde, 1984) ou pour la stabilisation des pentes et talus (Pearlman *et al.*, 1992).

Sur la figure I.2, on présente quelques applications liées à l'utilisation des micropieux.

Dans le cas de l'inclusion isolée, on présente des résultats d'études relatives aux pieux et micropieux avec la prise en compte du frottement latéral et de la résistance en pointe, car dans cette étude, on prendra en compte la résistance en pointe. Dans le cas des groupes, on présente également des résultats expérimentaux qui ont été effectués sur les pieux et micropieux. Quelques éléments sont également donnés sur les réseaux d'inclusions (inclinaées).

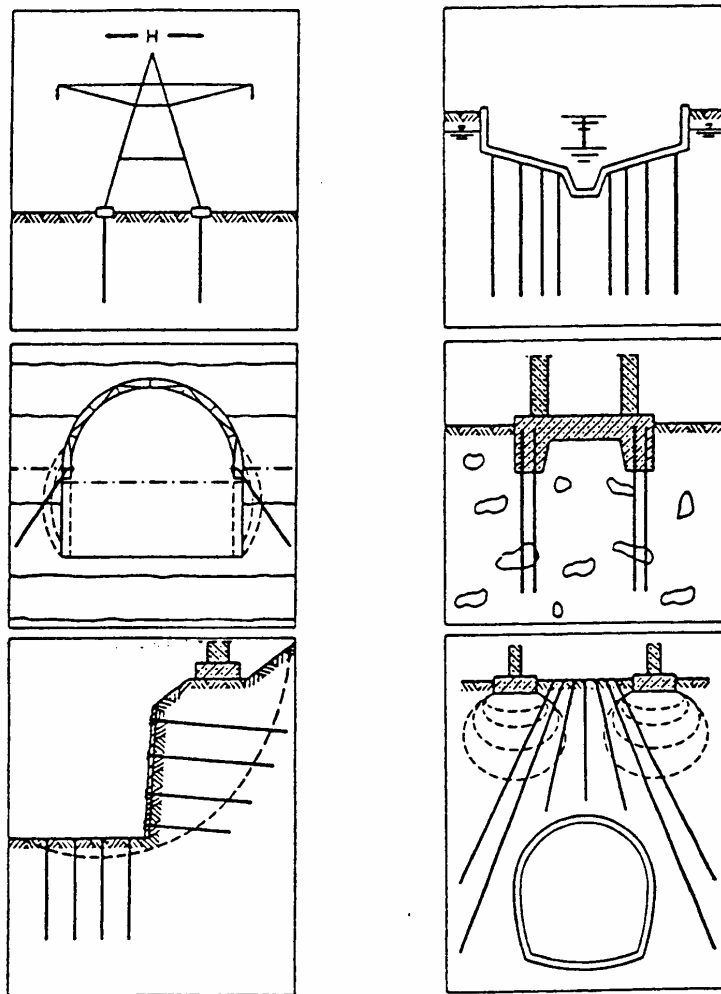


Figure I.2 Exemples d'application des micropieux (Herbst, 1994)

I.2 COMPORTEMENT MECANIQUE DES FONDATIONS PROFONDES ISOLEES SOUS CHARGEMENT MONOTONE

On présente dans cette première partie les éléments relatifs à l'étude du comportement mécanique des fondations profondes verticales et inclinées sous charges verticales dans les sols granulaires. Les paramètres sélectionnés coïncident avec ceux qui sont traités dans cette étude en chambre d'étalonnage tels que des paramètres liés à l'inclusion (mode de mise en place, paramètres liés au sol (indice de densité et contrainte de consolidation), inclinaison des inclusions, vitesse de chargement et le sens de chargement).

I.2.1 Considérations générales

Lorsqu'un pieu est chargé axialement en tête, à la rupture, la charge limite ($Q_{T \text{ lim}}$) est équilibrée par les réactions limites du sol (figure I.3) soit :

$$Q_{l \text{ lim}} (\equiv Q_{T \text{ lim}}) = Q_{s \text{ lim}} + Q_{p \text{ lim}} \dots\dots\dots \text{I.1}$$

avec $Q_{s \text{ lim}}$ le frottement latéral limite (avec $f_s (\equiv q_s)$ le frottement latéral unitaire limite) et $Q_{p \text{ lim}}$ la résistance en pointe limite (avec q_p la résistance en pointe unitaire limite).

L'expression I.1 requiert une bonne connaissance du comportement sol-structure pour la détermination du frottement latéral limite $Q_{s \text{ lim}}$ et de la résistance en pointe limite $Q_{p \text{ lim}}$ et donc la prise en compte de très nombreux paramètres influençant le comportement de ces fondations, notamment le comportement du sol au voisinage du pieu au cours de l'installation et du chargement.

La figure I.3 montre également une courbe typique de chargement d'un pieu isolé. La charge limite, sur la courbe effort-déplacement, est généralement définie comme celle correspondant à un déplacement en tête égale à $d/10$ (d étant le diamètre du pieu) (AFNOR, 1994).

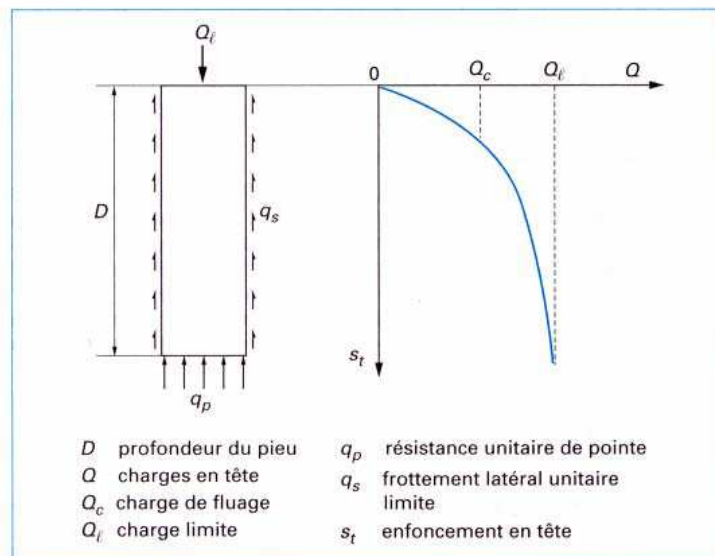


Figure I.3 Courbe de chargement axial d'un pieu

I.2.2 Paramètres influençant le comportement d'une fondation profonde isolée

I.2.2.1 Mode d'installation des inclusions

Il existe différentes méthodes d'installation des pieux. En France, on peut distinguer cinq catégories de fondations profondes (Fascicule n°62 Titre V, 1993) : pieux façonnés à l'avance (le plus souvent battus), pieux à tube battu exécutés en place, pieux forés, puits et micropieux.

On présente tout d'abord l'influence des différentes méthodes d'installation sur le sol au voisinage du pieu (déformations, déplacements, densification) ainsi que sur la capacité portante du pieu.

Robinski and Morrison (1964) ont effectué une série d'essais sur des modèles de pieux foncés dans un sable lâche et ont visualisé les déplacements du sol autour du modèle par radiographie. Ils ont constaté des déplacements importants et une densification du sol sous la pointe qui sont suivis par un déplacement du sol vers le bas (direction de fonçage) à proximité du fût (figure I.4 (a)). Le mouvement des grains est quantifiable jusqu'à une distance de 3 ou 4 diamètres de pieu dans la direction latérale et de 2,5 ou 3,5 diamètres de pieu sous de la pointe. Vesic (1965) a transformé ces déplacements en déformations et on peut ainsi observer des déformations de compression pour le sol au dessous de la pointe et des déformations de traction pour le sol situé au dessus (figure I.4 (b)).

Dans le but de mieux comprendre la cinématique des mouvements du sol, Shakhirev *et al.* (1996) ont présenté une étude sur le comportement d'un massif sableux lors du fonçage d'un pieu, qui a permis d'arriver aux conclusions suivantes :

(1) à proximité du pieu de section constante, les déplacements verticaux du sol sont toujours dirigés vers le bas et, à une certaine distance du fût, le mouvement est plutôt ascendant (figure I.5 (a)) ;

(2) le phénomène (1) se traduit par la formation de deux zones (figure I.5 (b)). La zone ① est une zone compactée à proximité immédiate du pieu qui augmente avec la profondeur. Elle est entourée par la zone ②, qui est la zone d'inversion des déplacements verticaux et de refoulement du sol. De plus, les déplacements horizontaux du sol (figure I.5 (c)) entraînent également la formation d'une zone comprimée qui est semblable à la zone comprimée dans la direction verticale.

(3) l'état de contrainte est étudié par l'intermédiaire de l'examen des zones de déformation, qui permet d'observer que lors du fonçage, des contraintes verticales et horizontales de compression apparaissent tant au niveau du fût qu'au dessous de la pointe.

De plus, dans le cas d'un massif sableux, Mokrani (1991) a mesuré lors du passage de la pointe pendant la phase de battage de pieux l'évolution des contraintes verticales (σ_v),

radiales (σ_r) et orthoradiales (σ_θ) à 100 cm de profondeur à 3,5 diamètres du pieu (figure I.6). Les contraintes (σ_v et σ_r) augmentent à l'approche de la pointe en passant par un maximum à environ 15 à 20 cm avant que la pointe n'atteigne le niveau des capteurs. Quant à la contrainte orthoradiale (σ_θ), on ne constate pas d'évolution sensible.

Quant à l'interface sol-pieu, son comportement est lié à l'évolution de la contrainte normale suite à l'installation et au chargement et plus particulièrement à l'évolution du coefficient de pression des terres K (Boulon *et al.* (1986), Lehanne *et al.* (1993)). Kraft (1991) a décrit de manière schématique l'évolution de ce coefficient dans le cas de sables lâches et denses (figure I.7). L'état de contrainte initial proche de K_0 peut évoluer jusqu'à la condition de poussée latérale passive K_p (trajet 0-1). Le passage de la pointe entraîne une diminution de K en raison des phénomènes de broyage des grains et du comportement contractant du sol sous la pointe lors de son passage (en raison de la forte compression ainsi provoquée) (trajet 1-2). A la fin du processus d'installation, on constate une augmentation ΔK_i et, par conséquent, une augmentation de la contrainte normale agissant sur le fût du pieu. A partir du point 3, la phase de chargement peut entraîner une augmentation de la valeur de K dans les sables denses (comportement de l'interface sol-pieu dilatant) ou une diminution dans le cas des sables lâches (comportement de l'interface sol-pieu contractant).

Les études précédentes ont mis en évidence l'importance de la prise en compte du mode d'installation (notamment refoulant ou non refoulant) sur la détermination de la capacité portante des pieux, et plus particulièrement la prise en compte des contraintes résiduelles. De nombreuses études ont ainsi été entreprises (Briaud and Tucker (1984), Poulos (1987), Foray *et al.* (1989), Lehanne (1992), Chow (1995)).

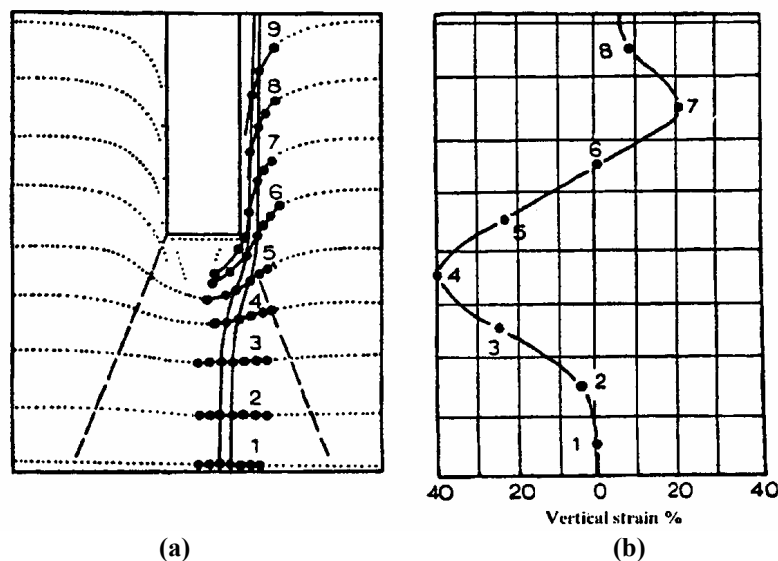


Figure I.4 Déplacements (a) et déformations (b) du sol autour d'un pieu foncé dans le cas d'un massif sableux (Robinski and Morrison (1964) et Vesic (1965))

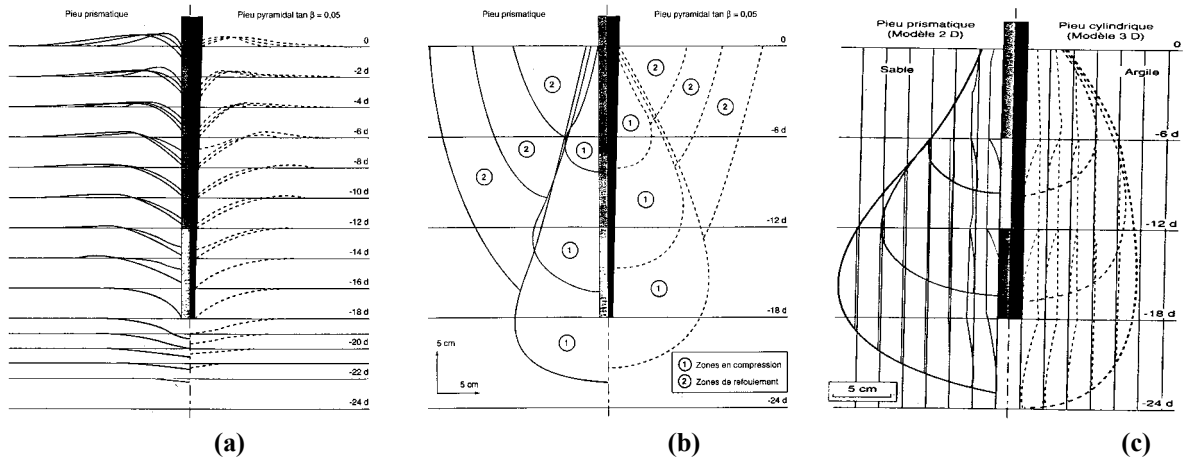


Figure I.5 Zones de déformations du sol lors du fonçage de modèles de pieux dans du sable ; (a) déplacements verticaux observés (b) zones de sol compacté ① et de sol refoulé ② autour des pieux et (c) zones de déplacements horizontaux du sol (Shakirev *et al.*, 1996)

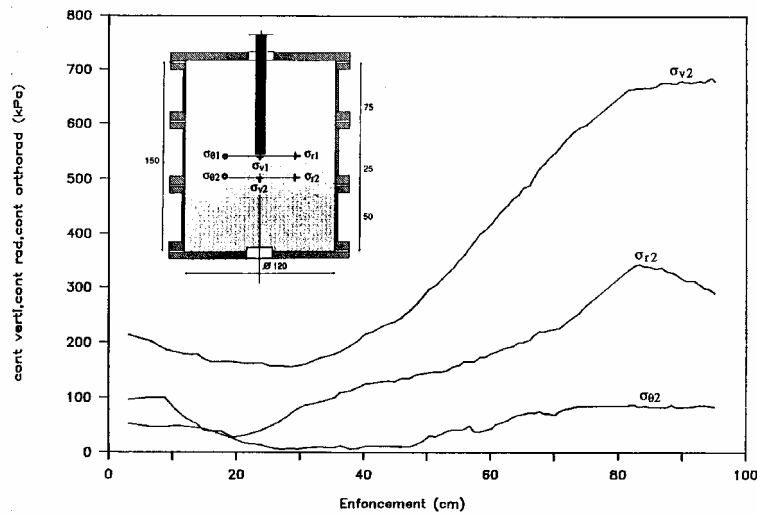


Figure I.6 Evolution des contraintes dans le massif de sable durant l'installation à 100 cm de profondeur (Mokrani, 1991)

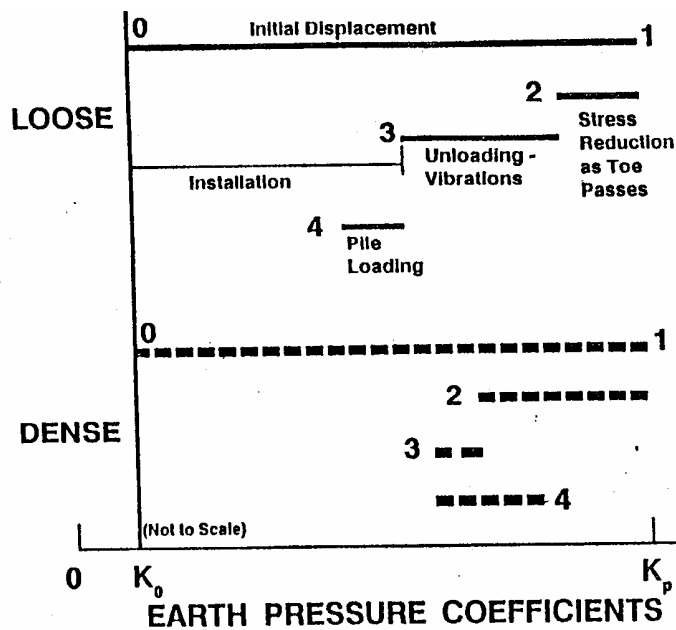


Figure I.7 Variations des contraintes latérales dans le sol pendant l'installation et le chargement d'un pieu (Kraft, 1991)

Lehane (1992) a présenté les mesures réalisées sur un pieu instrumenté à l'*Imperial College* (diamètre 102 mm et longueur 6 m), foncé dans un massif de sable moyennement dense. Ces mesures ont montré que, dans ce cas, le fait de ne pas prendre en compte les contraintes résiduelles entraînait une sous estimation de 25% de la charge reprise par le fût. Quantitativement, les mesures faites après installation, ont permis de mettre en évidence un effort de compression de 14 kN au niveau de la pointe et une mise en traction équivalente à 7,5 kPa sur le fût (frottement latéral négatif).

En ce qui concerne le forage, peu de données expérimentales existent. Le comportement des pieux forés gravitaires est souvent considéré comme étant équivalent à celui des pieux moulés en laboratoire (mode d'installation non refoulant), c'est à dire mis en place avant la mise en place du sol. Néanmoins, de nombreuses techniques de forage (perforateur R-SOL, forage avec pression d'injection, etc...) produisent des phénomènes de refoulement analogues à ceux produits lors du fonçage.

La méthode de fabrication d'un pieu ou d'un micropieu peut donc avoir une influence significative sur sa réponse mécanique. En effet, dans le cas de modes d'installation entraînant un refoulement du sol (battage, fonçage), les grandes déformations du sol occasionnées peuvent entraîner des modifications de l'état de contraintes du sol au voisinage de la pointe et du fût.

Foray *et al.* (1989) ont effectué des essais en laboratoire afin de mettre en évidence l'influence du mode d'installation sur la capacité portante des pieux dans les sables. L'étude a été faite dans une chambre d'étalonnage sur un massif de sable d'Hostun dense ($I_D = 0,80$) et sous conditions K_0 . Les inclusions, instrumentées, ont été installées par moulage, fonçage et battage, puis chargées. Les résultats en termes de frottement latéral moyen (f_s) et de résistance en pointe (q_p) sont présentés sur la figure I.8 (a) et (b). L'influence de la procédure d'installation sur les résultats est déterminante. En effet, on constate que le frottement latéral et la résistance en pointe les plus faibles sont obtenus pour l'inclusion moulée. Ces figures mettent aussi en évidence l'influence de la contrainte verticale. On note également les différences significatives observées par rapport aux recommandations API.

I.2.2.2 Indice de densité et contrainte de consolidation

Puech *et al.* (1979) ont réalisé des essais d'arrachement monotone sur un pieu modèle moulé dans un sable et ceci pour deux indices de densité (0,20 et 0,70). La figure I.9 (a) présente l'évolution du coefficient K au cours de l'arrachement. On observe une augmentation de ce coefficient K (et donc de la contrainte normale), par rapport au coefficient K_0 au cours de l'arrachement, de l'ordre de 300 % et 800 % pour les densités faible et forte

respectivement. Cette augmentation de la contrainte horizontale en cours d'arrachement est expliquée par le fait que le sol a tendance à augmenter de volume, tendance qui va se trouver empêchée par le massif environnant (notion de dilatance empêchée, Schlosser et Guilloux (1981)). Le phénomène de dilatance du sable est d'autant plus important que la densité est élevée et que la contrainte est faible. L'évolution du frottement latéral avec la contrainte de consolidation a déjà été présentée sur la figure I.8. Francis (1997) a également étudié, grâce à une étude réalisée en chambre d'étalonnage, l'influence de la contrainte de consolidation ainsi que l'influence de l'indice de densité sur le frottement latéral, et a montré des résultats similaires à ceux présentés ci dessus

En ce qui concerne la résistance en pointe, de nombreux essais ont été effectués en chambre d'étalonnage (Schmertmann (1978), Baldi *et al.* (1981), Houlsby and Hitchman (1988), Canou (1989), etc...). La figure I.9 (b) synthétise les résultats d'essais réalisés en chambre d'étalonnage par Houlsby *et al.* (1988). Ces auteurs montrent que la résistance en pointe (q_c) augmente avec l'indice de densité et qu'elle dépend davantage de la contrainte effective horizontale (σ'_h) que de la contrainte effective verticale (σ'_v).

De même, Francis (1997) a trouvé des résultats similaires pour l'influence de la contrainte de consolidation et de l'indice de densité sur la résistance en pointe.

On reviendra sur les résultats de Francis (1997) dans la partie relative à l'étude du comportement de l'inclusion isolée sous chargement monotone.

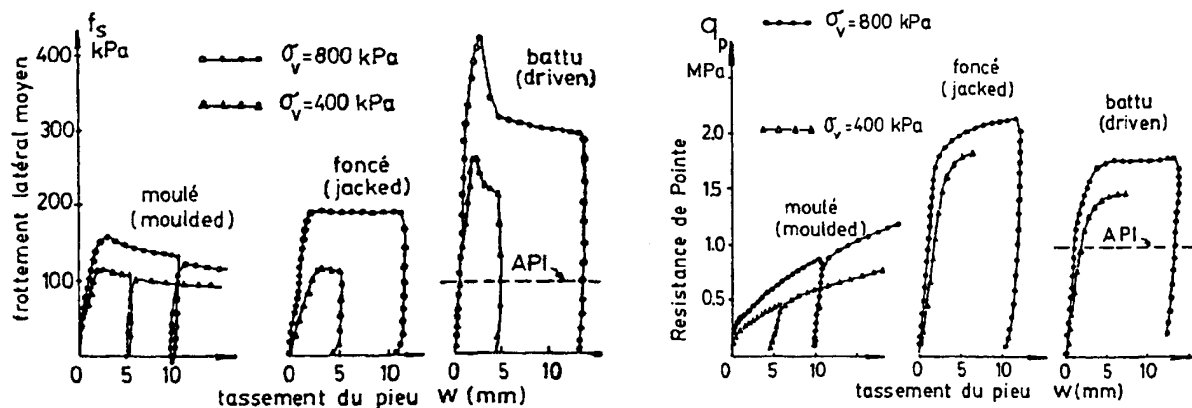


Figure I.8 Mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe en fonction du mode de mise en place (Foray *et al.*, 1989)

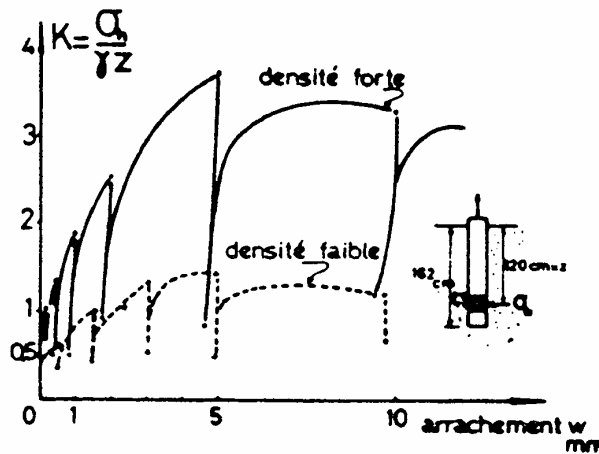


Figure I.9 (a) Evolution du coefficient de pression latérale avec l'arrachement statique : sable lâche et sable dense (Puech *et al.* 1979)

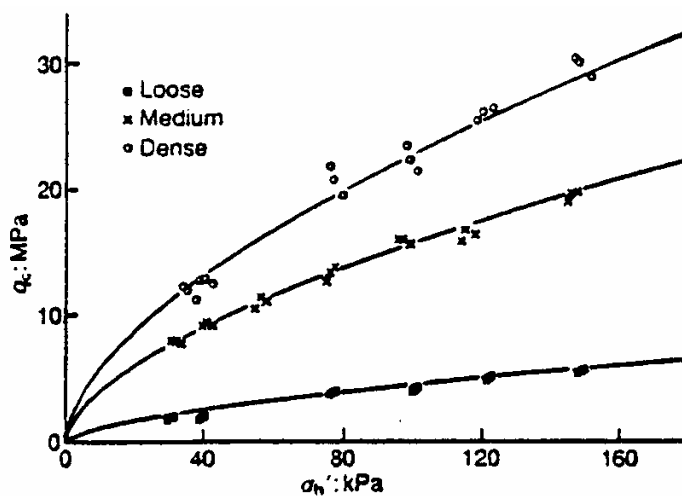


Figure I.9 (b) Evolution du coefficient de contrainte latérale avec l'arrachement statique : sable lâche et sable dense (Puech *et al.* 1979)

I.2.2.3 Traction et compression

De nombreuses études ont permis d'observer que le frottement latéral limite mesuré en compression est souvent différent de celui mesuré en traction. Feda (1976) a attribué ce phénomène à l'effet de l'histoire du chargement et aux différentes techniques de mise en place. L'auteur a trouvé que le rapport entre le frottement latéral moyen mesuré en traction le long du fût et celui mesuré en compression est égal à l'unité dans le cas des pieux moulés et à 1/2 et 2/3 dans le cas de pieux battus et foncés. En effet, ces derniers modes de mise en place entraînent, comme on l'a vu précédemment, une modification de l'état de contraintes autour de l'inclusion, les contraintes résiduelles devant être prises en compte.

Dans le cas des pieux battus (Holloway *et al.* (1978) cités par Kraft (1991)), on remarque que la non prise en compte des contraintes résiduelles peut, en phase de chargement de compression, amener à une sous-estimation de la résistance en pointe et à une surestimation

du frottement latéral. En revanche, dans le cas des essais d'arrachement, cela aboutira plutôt à une sous-estimation du frottement latéral. Ceci est schématisé sur la figure I.10. Francis (1997) et De Gennaro (1999) ont trouvé des résultats similaires pour le frottement latéral et la résistance en pointe.

I.2.2.4 Inclinaison des inclusions

Quand les efforts horizontaux prévus sont assez importants en tête de pieu, l'emploi des pieux inclinés est plus adéquat (moment fléchissant important). On présente ici quelques éléments relatifs au comportement des inclusions inclinées soumises à un chargement vertical. Awad et Petrasovits (1968) ont effectué une étude sur le comportement des pieux isolés (battus) verticaux et inclinés soumis à des chargements verticaux et inclinés, en compression, dans un sol pulvérulent dense. Ils ont trouvé que, pour les pieux inclinés soumis à un chargement vertical, la charge maximale était obtenue pour une inclinaison du pieu de $22,5^\circ$ (figure I.11). De même, Chattopadhyay et Pise (1989) ont étudié le comportement mécanique des pieux inclinés soumis à des chargements verticaux, en arrachement et ont trouvé que, pour trois rapports L/D de pieux, le maximum de capacité portante était obtenue pour une inclinaison de pieux comprise entre $i = 15^\circ$ et $22,5^\circ$ (figure I.12).

I.2.2.5 Vitesse de chargement

L'influence de la vitesse de chargement est également un paramètre à prendre en compte, celle-ci pouvant avoir une influence sur le comportement de l'interface sol-pieu et du sol autour de la pointe. On présente, ici, quelques éléments relatifs à l'influence de la vitesse sur la capacité portante des pieux.

En ce qui concerne la résistance en pointe, il a été montré (Dayal et Allen (1975), Juran and Tumay (1989), De Gennaro (1999)) que la vitesse de chargement avait peu d'influence. Par contre, en ce qui concerne le frottement latéral, De Gennaro (1999) a effectué une étude expérimentale en chambre d'étalonnage et a montré que lorsque la vitesse de chargement augmentait de 0,1 mm/min à 100 mm/min, le frottement mobilisé sur le modèle de pieu diminuait (figure I.13).

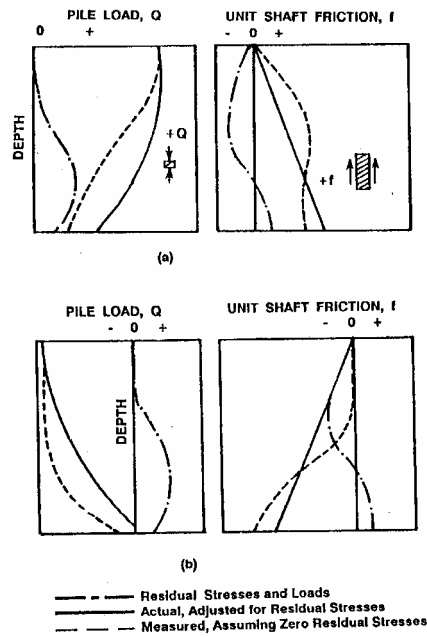


Figure I.10 Effets de la répartition des efforts résiduels dans le cas des essais de compression (a) et de traction (b) (Holloway *et al.*(1978), cités par Kraft (1991))

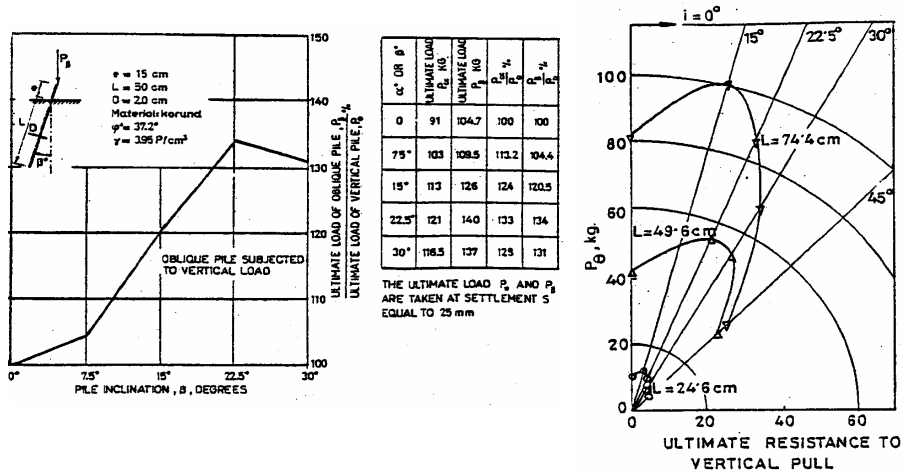


Figure I.11 Evolution de la capacité portante d'un pieu en fonction de son inclinaison (Awad et Petrasovits (1968))

Figure I.12 Influence de l'inclinaison d'un pieu sur sa capacité portante lors d'un chargement vertical (Chattadhyay *et al.*,1994

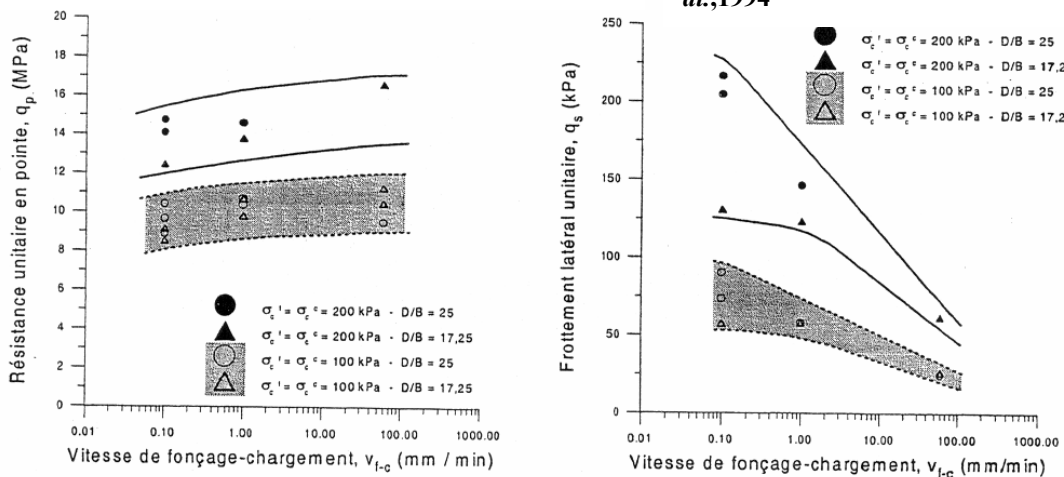


Figure I.13 Influence de la vitesse de chargement sur les mesures de : résistance en pointe unitaire (a) et de frottement latéral unitaire (b) (De Gennaro, 1999)

I.2.2.6 Conclusions partielles

Cette partie nous a permis de faire quelques rappels concernant le comportement mécanique des pieux et micropieux sous chargement monotone. En outre, bien que le cadre de ce travail ait été défini, à savoir l'étude du comportement des pieux et micropieux verticaux sous chargement axial dans un sable siliceux, on a pu voir le grand nombre de paramètres influençant leur capacité portante. Par exemple, l'effet de l'installation, qui, comme cela a été présenté précédemment, est un paramètre essentiel et encore difficile à prendre en compte pour le dimensionnement, le champ de contraintes dans le massif au voisinage de l'inclusion pouvant être complètement modifié dans le cas des modes d'installation refoulants. En ce qui concerne la mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe, le mode d'installation influence de la même manière le frottement latéral et la résistance en pointe avec une augmentation de ces deux grandeurs, d'autant plus importante, que les niveaux de contraintes occasionnés lors de l'installation de l'inclusion, sont élevés.

De plus, l'augmentation de l'indice de densité et la contrainte de consolidation entraînent également une augmentation des deux grandeurs. L'augmentation de la vitesse de chargement, en revanche, entraîne une diminution du frottement latéral et a peu d'influence sur la résistance en pointe.

Quant à l'influence du sens de chargement (traction ou compression), cette différence entre le frottement latéral mesuré dans les deux cas, a également été observée par Francis (1997) et De Gennaro (1999).

Francis (1997) a effectué une étude sur l'influence de paramètres tels que la contrainte de consolidation, l'indice de densité et montré des résultats similaires à ceux qui ont été présentés. On reviendra sur ce travail dans la partie relative aux essais sur les inclusions isolées.

Dans le cadre de notre étude, nous effectuerons l'étude du comportement mécanique d'une inclusion isolée sous chargement monotone comme dans le cas d'un pieu ; avec l'influence des paramètres sur le frottement et la résistance en pointe. Et nous tâcherons d'apporter des éléments complémentaires à ces résultats afin d'essayer de confirmer ou d'infirmer certains de ces résultats.

I.3 COMPORTEMENT MECANIQUE DES PIEUX ET MICROPIEUX EN GROUPES ET EN RESEAUX SOUS CHARGEMENT MONOTONE

I.3.1 Généralités et définitions

Les micropieux sont généralement utilisés en grand nombre et sont répartis de manière plus ou moins régulière dans un volume donné avec un espacement caractérisé par un entr'axe e ou un entr'axe relatif caractérisé par e_R (e/R).

Dans le cas d'entr'axes importants, le comportement du micropieu au sein d'un groupe est identique à celui du micropieu isolé.

Néanmoins, dans la plupart des cas, les micropieux sont assez peu espacés et le comportement d'un micropieu au sein d'un groupe peut être influencé par la présence des autres inclusions en raison d'un chevauchement des zones d'influence de chacune d'entre elles. La différence de comportement entre l'inclusion isolée et l'inclusion au sein d'un groupe est mise en évidence par l'effet de groupe, traduisant les interactions entre les micropieux d'un groupe (figure I.14).

On utilise un coefficient d'efficacité C_e pour traduire ces différences de comportement. Ce coefficient est défini de la manière suivante :

$$C_e = \frac{Q_G}{\sum Q_i} \dots\dots\dots I.2$$

Avec Q_G : capacité portante du groupe
 Q_i : capacité portante du pieu isolé i

Outre les paramètres affectant le comportement mécanique des micropieux isolés, de nombreux autres paramètres (entr'axe relatif, ordre d'installation) peuvent influencer celui du micropieu au sein du groupe. On présente différents travaux qui mettent en évidence leur influence.

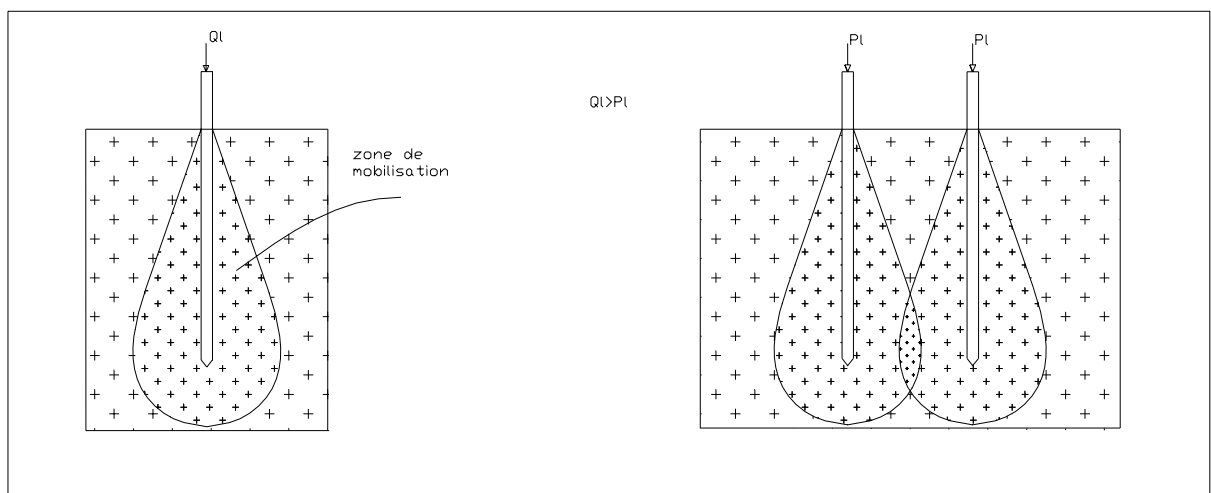


Figure I.14 Mise en évidence d'un effet de groupe

I.3.2 Interactions développées lors de la mise en place des inclusions du groupe

Comme on a pu le voir dans le cas de l'inclusion isolée (partie I.2), le mode d'installation a une influence sur le comportement d'un micropieu, car il se traduit par des champs de contraintes autour de l'inclusion différents suivant de la méthode d'installation des inclusions. De plus, dans le cas des groupes, la méthode d'installation (mode de mise en place, ordre d'installation) joue un rôle non négligeable sur la capacité portante du groupe (Al Douri (1992), Francis (1997)).

I.3.2.1 Effets induits sur le massif de sable

Shublaq (1992) a étudié le cas d'un groupe de quatre pieux à partir d'essais en laboratoire. Une cuve de diamètre 1,2 m et de 1,35 m de profondeur a été utilisée pour préparer un massif de sol moyennement dense et les modèles de pieux utilisés ont un diamètre de 4 cm et une longueur de 1 m. Cet auteur a notamment mesuré les variations de certaines caractéristiques du sol, et plus particulièrement la densité du massif de sol au voisinage du groupe après l'installation par battage des pieux. Ces mesures ont été prises au sein et à l'extérieur du groupe. Les pieux sont espacés de deux diamètres. Les modifications de l'état de densité du massif sont présentées sur la figure I.15. On peut observer de manière générale une densification du sol le long du fût et sous la pointe des modèles. L'auteur évalue l'étendue de cette zone d'influence à environ 5 diamètres de pieux sous la pointe et à environ 7 à 10 diamètres horizontalement. Un relâchement important est observé dans le sol juste à l'arrière des modèles.

I.3.2.2 Interaction sol-pieu

En ce qui concerne l'influence de l'installation d'un pieu sur un pieu déjà installé, elle peut se traduire par des évolutions des contraintes résiduelles de l'inclusion déjà installées.

En effet, Walker (1964) a effectué des essais en laboratoire et a utilisé des pieux modèles de diamètre 6,35 mm, équipés de jauges de déformation permettant de mesurer les charges en tête et en pointe. Des groupes carrés de 16 et 24 pieux, espacés de $4d$ (d : diamètre d'inclusion), ont été réalisés et l'effet de l'ordre d'installation a été étudié. Il a aussi été montré que les contraintes résiduelles en pointe diminuent au fur et à mesure que d'autres pieux sont installés (figure I.16) et que lors de l'essai de chargement du groupe, le comportement de chaque pieu est déterminé par sa résistance en pointe et est notamment très dépendant de l'ordre d'installation. Les pieux installés en premier présentent une capacité portante inférieure à celle des pieux installés en dernier.

De même, Cooke *et al.* (1979), cités par Chow and Teh (1990), ont trouvé des résultats similaires en terme de déplacement de l'inclusion déjà installée lors de l'installation d'une

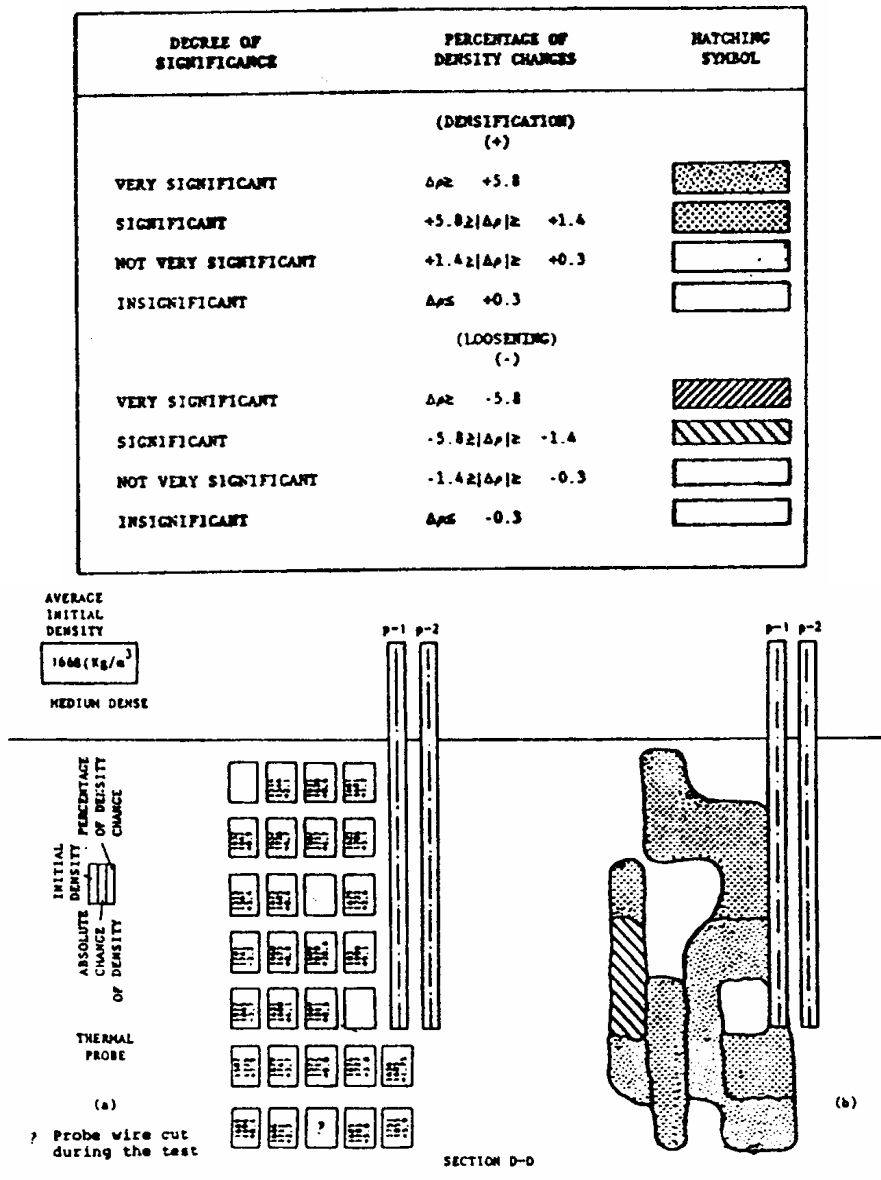


Figure I. 15 Evolution de la densité à la suite de l'installation de quatre pieux dans un sable moyennement dense (Shublaq, 1992)

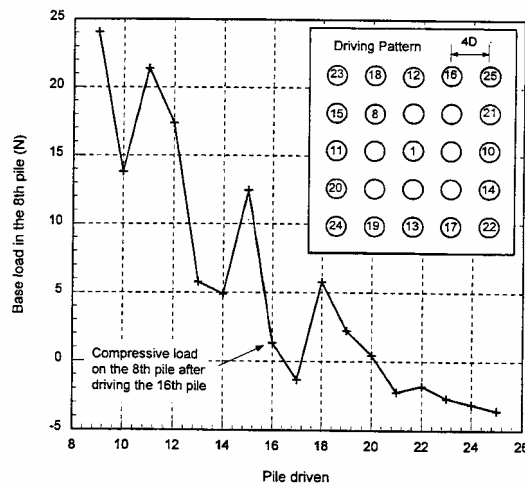


Figure I.16 Evolution de la contrainte résiduelle en pointe pendant l'installation de pieux adjacents (Walker, 1964)

inclusion adjacente. Ils ont effectué des essais *in situ* sur des pieux battus dans l'argile de Londres, ces pieux avaient un diamètre de 168 mm et une longueur de 5 m. Ils ont trouvé que le déplacement initial de l'inclusion déjà installée est ascendant et atteint un maximum pour un enfoncement de l'autre inclusion de 2,5 m, après quoi son mouvement devient descendant. Mais à la fin de cette phase, la première inclusion a subi un mouvement ascendant par rapport à sa position initiale (figure I.17 (a)). Ce phénomène se traduit par un relâchement du champ des contraintes sous la pointe et donc une diminution des contraintes résiduelles en pointe.

Dans la même optique, Cole (1972), cité par Chow and Teh (1990) a effectué des essais *in situ* sur des groupes de pieux battus. Le but était de réaliser des mesures de déplacements en tête d'un pieu déjà installé, lors de l'installation des autres pieux du groupe et ceci en fonction de l'espacement. Il a ainsi montré que les déplacements ascendants les plus importants interviennent pour les espacements les plus faibles (figure I.17 (b)), traduisant le fait que les interactions les plus significatives interviennent pour ce type de configuration et les fortes contraintes induites lors de l'installation des pieux adjacents confirment ces observations. La diminution de la charge résiduelle en pointe (voir figure I.16) au fur et à mesure de l'installation des inclusions du groupe (mouvement ascendant de l'inclusion déjà installée) et l'augmentation des contraintes normales sur le fût (enserrement du sol autour du fût de l'inclusion déjà mise en place) sont des conséquences de ces phénomènes.

Briaud and Tucker (1989) ont également étudié les effets de l'installation d'un groupe d'inclusions. Ils ont effectué des essais *in situ* sur un pieu isolé et un groupe de cinq pieux dans un sable moyennement dense. Les pieux utilisés étaient installés par battage et avaient un diamètre de 273 mm et une longueur de 9,15 m.

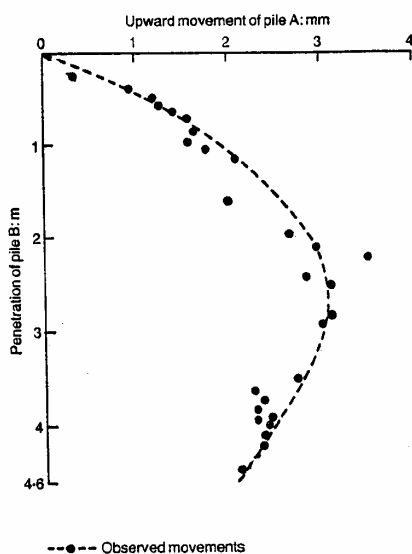


Figure I.17 (a) Déplacement vertical d'un pieu lors de l'installation d'un pieu adjacent (Cooke *et al*, 1979)

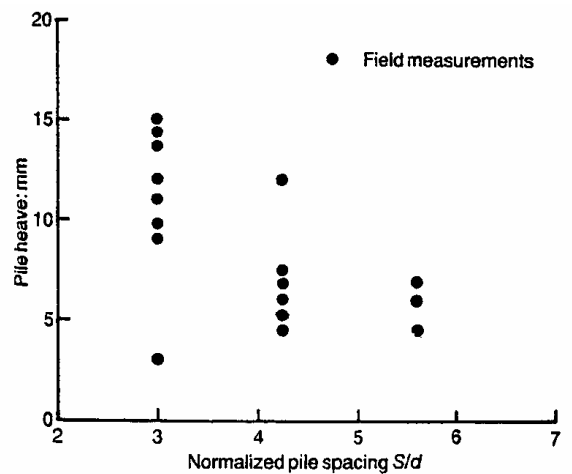


Figure I.17 (b) Mouvement ascendant d'un pieu lors de l'installation d'un pieu adjacent (Cole, 1972)

Les pieux dans le groupe étaient espacés de 3d. L'ordre d'installation était tel que l'on a un pieu central installé en premier et quatre pieux installés à quatre diamètres du pieu central suivant un carré. Les auteurs ont noté que le nombre de coups total nécessaire pour la mise en place des pieux augmente avec le nombre de pieux déjà en place. Ceci est probablement dû à la densification du sol liée au battage des pieux. Néanmoins, l'effort résiduel moyen en pointe, après l'installation des cinq pieux du groupe, est de 10 kN en comparaison des 61 kN (11% de la résistance en pointe limite) pour le pieu isolé (réduction de 84%), ceci étant probablement dû à un relâchement des contraintes sous la pointe des pieux lors du battage des autres pieux. En ce qui concerne le frottement latéral, par contre, on a une augmentation des contraintes résiduelles, en raison du déplacement et la densification du sol, proche des pieux déjà installés, lors de l'installation du groupe, entraînant une augmentation des contraintes radiales au niveau du fût.

Par ailleurs, Al-Douri and Poulos (1994a) ont étudié certains aspects du comportement des pieux en groupes, notamment l'influence de l'installation d'un modèle de pieu sur la résistance et le déplacement d'un modèle adjacent. L'étude a été réalisée dans une cuve de 590 mm de diamètre et de 480 mm de profondeur. Les modèles des pieux ont un diamètre de 25 mm et une pointe conique de 45°. La figure I.18, tirée des travaux d'Al-Douri and Poulos (1994a) montre l'influence du nombre de pieux foncés sur les mouvements de la tête du premier pieu foncé. L'espacement relatif entre les pieux est fixé à trois diamètres. Ces résultats montrent que la direction du mouvement du pieu installé (ascendante ou descendante) dépend essentiellement de la densité initiale du massif, et l'amplitude du mouvement est influencée par la profondeur simulée. En effet, dans le cas d'un sable moyennement dense, le premier modèle installé subit un déplacement vers le bas au cours de l'installation d'un deuxième modèle. Ce mouvement continue au cours de l'installation d'un troisième et d'un quatrième modèle, mais à des taux de déplacement plus faibles.

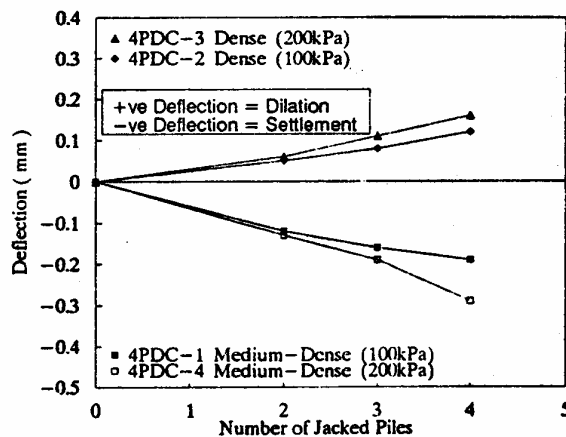


Figure I.18 Influence du nombre de pieux installés sur les mouvements verticaux d'un pieu déjà installé (Al-Douri and Poulos, 1994)

Dans le cas d'un sable dense, un mouvement ascendant est signalé. On constate aussi que les déplacements les plus importants sont obtenus pour les niveaux de contrainte appliquée les plus élevés. Par ailleurs, ces auteurs trouvent que les mouvements les plus forts sont enregistrés lors de l'enfoncement d'un modèle voisin situé à un espacement relatif de $3d$. Pour un espacement de cinq diamètres, on constate une influence négligeable. Ce dernier résultat correspond au cas d'un sable moyennement dense.

Des travaux récents de Chow (1995 et 1996) ont également fourni des éléments importants relatifs à l'effet de l'installation d'un pieu sur un pieu déjà installé, en terme d'efforts résiduels. Le pieu instrumenté de l'*Imperial College* (Bond *et al.*, 1991) est utilisé pour enregistrer les variations de contrainte effective induites par l'installation par fonçage d'un deuxième pieu non instrumenté à un espacement de $4,5 d$. Le diamètre des pieux est de 102 mm et leur longueur de 6 m. Les pieux ont une pointe conique et ont été foncés dans un sable dense. Sur la figure I.19.(a), tirée des travaux de Chow (1995), on présente la variation des efforts axiaux dans le pieu instrumenté (A) au cours de l'installation d'un deuxième pieu (B). On remarque, là aussi, la forte décroissance des contraintes résiduelles en pointe. En effet, le capteur incorporé au niveau de la pointe enregistre au début du fonçage du pieu B une charge d'environ 50 kN et, à la fin de ce fonçage, une charge de 14 kN. La figure I.19.(b) montre également l'évolution de la contrainte normale normalisée par la contrainte verticale initiale. En ordonnée, est reportée la distance (h_B) de la pointe du pieu (B) par rapport au capteur du pieu (A). On peut remarquer une augmentation de la contrainte normale sur le fût d'un pieu déjà installé. Cette augmentation est maximale pour une valeur de h_B de 0,1 m. Après le passage de la pointe, on remarque une rediminution de la contrainte normale. La contrainte finale résiduelle est deux fois plus élevée que la contrainte initiale du sol en place (figure I.20).

Ces différents travaux nous montrent la nécessité de prendre en compte l'étape de l'installation des inclusions dans un groupe pour la compréhension de l'effet de groupe. Ils permettent en particulier

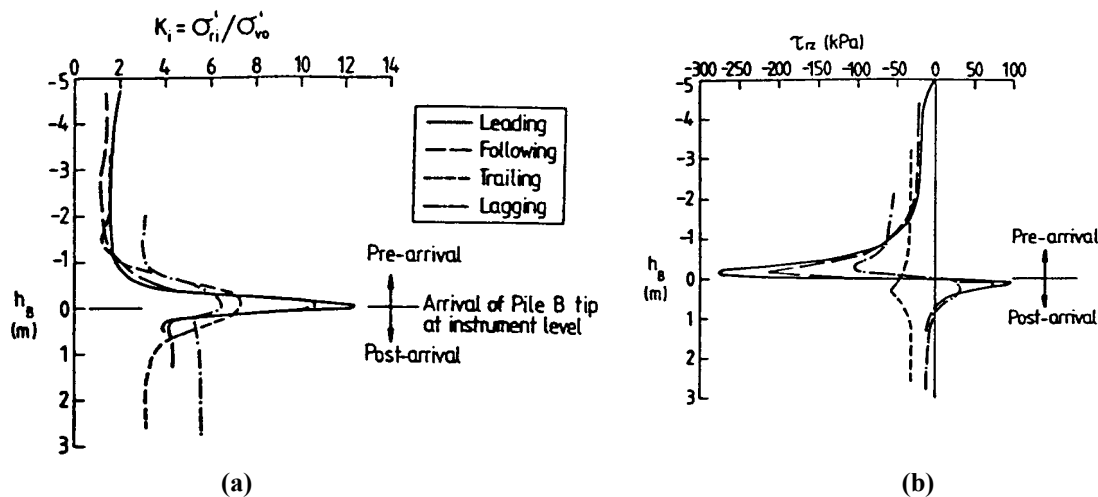


Figure I.19 Evolution des contraintes le long d'un pieu lors de l'installation d'un pieu adjacent (Chow, 1995)

de mettre en évidence la diminution des contraintes résiduelles en pointe, sur une inclusion déjà installée, lors de l'installation d'inclusions adjacentes (Walker (1964), Cole (1972), Cooke *et al.* (1979), et Briaud and Tucker (1989)), l'augmentation des contraintes normales autour du fût (Briaud and Tucker (1989), Shublaq (1992) et Chow (1995)).

I.3.3 Chargement d'un groupe de pieux

Les différences de comportement, sous chargement monotone, entre les pieux isolés et les pieux en groupe résultent des phénomènes décrits précédemment, lors de l'installation des pieux adjacents, à savoir : l'évolution de l'état de contraintes, de la densité et des caractéristiques du sable (granulométrie, géométrie, etc...) et l'aspect particulier de ce type de chargement où tous les inclusions sont sollicitées en même temps. Ces phénomènes se traduisent différemment au niveau de la mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe.

I.3.3.1 Mobilisation du frottement latéral

Pour illustrer l'effet de groupe sur le frottement latéral, on présente les travaux effectués par Chow (1995 et 1996) et Briaud and Tucker (1989).

Les travaux de Chow (1995 et 1996) présentent des résultats intéressants. Il s'agit de deux pieux foncés dans un sable dense (voir paragraphe I.2.2.). La figure I.21 montre la mobilisation du frottement latéral moyen sur le premier pieu installé. Deux chargements sont effectués sur le pieu A, le premier avant l'installation d'un deuxième pieu et le deuxième après l'installation d'un deuxième pieu à proximité du premier. Au cours du premier chargement, un frottement latéral maximum d'environ 80 kPa est obtenu pour un déplacement d'environ 0,03d. On peut aussi voir clairement sur la figure que le frottement résiduel négatif est largement influencé par l'installation d'un deuxième pieu à proximité. Une diminution est enregistrée. Une augmentation d'environ 50% sur le frottement maximum mobilisé est ensuite mise en évidence au cours du deuxième chargement.

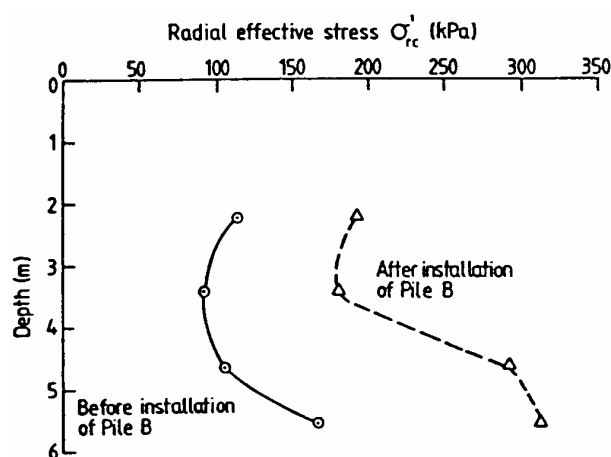


Figure I.20 Evolution de la contrainte radiale sur le pieu déjà installé après l'installation du pieu B (Chow, 1995)

Pour les pieux battus, on reprend les travaux de Briaud and Tucker (1989) pour présenter leurs résultats concernant le frottement latéral mobilisé au sein du groupe de pieux, battus dans un massif de sable moyennement dense. La figure I.22, montre l'évolution du frottement latéral moyen sur un pieu donné en fonction du déplacement. On peut constater une mobilisation du frottement latéral positivement affectée par l'effet de groupe.

I.3.3.2 Mobilisation de la résistance en pointe

Les deux auteurs cités précédemment ont également étudié l'effet de groupe en terme de résistance en pointe.

Chow (1995 et 1996) présente des courbes de mobilisation de la résistance en pointe. La figure I.23 montre l'évolution de la résistance en pointe pour le premier et le deuxième chargement (pieu A). On peut aussi voir l'évolution des charges totales sur chacun des pieux. On constate d'abord la forte contrainte résiduelle en pointe à fin de l'installation du pieu A. Celle-ci est estimée à 50% de la charge reprise par la pointe à la rupture lors du chargement monotone de l'inclusion isolée.

De plus, une diminution sensible de cette charge résiduelle est observée à la suite de l'installation du deuxième pieu (pieu B). Par ailleurs, la mobilisation des efforts en pointe au cours d'un deuxième chargement est caractérisée par une forte diminution de la rigidité initiale et des efforts mobilisés à la rupture.

Ces résultats sont confirmés par Briaud and Tucker (1989) (figure I.24). On observe que l'effet de groupe obtenu sur la résistance en pointe est sensiblement négatif.

Ces résultats confirment ce que l'on trouve généralement dans la littérature, à savoir un effet de groupe positif pour le frottement latéral et un effet de groupe négatif pour la résistance en pointe. On reviendra de manière plus précise sur ces résultats dans la partie relative à l'étude des groupes d'inclusions.

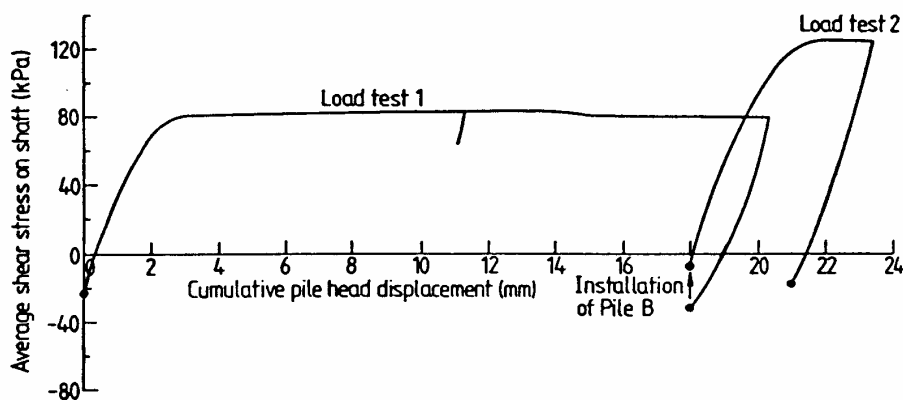


Figure I.21 Evolution du frottement latéral lors du chargement du pieu isolé et du chargement du même pieu après l'installation d'un deuxième pieu (Chow, 1995)

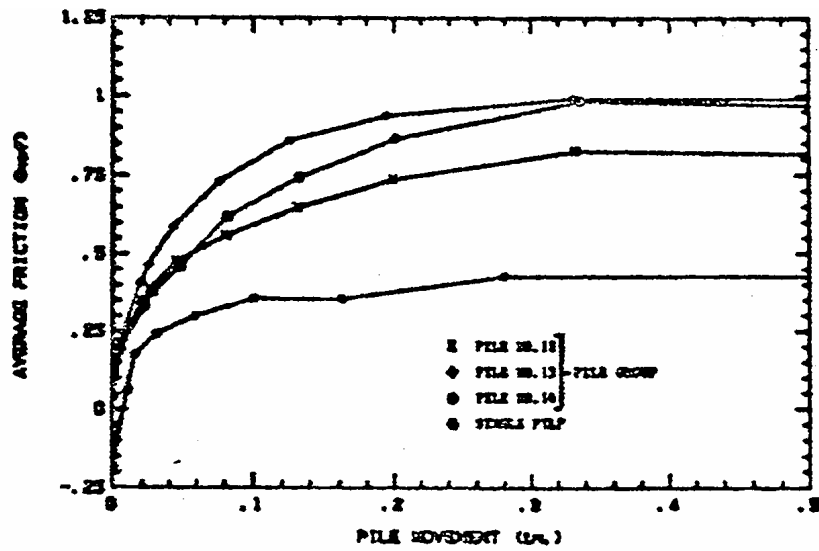


Figure I.22 Mobilisation du frottement latéral sur les différents pieux du groupe (Briaud and Tucker, 1989)

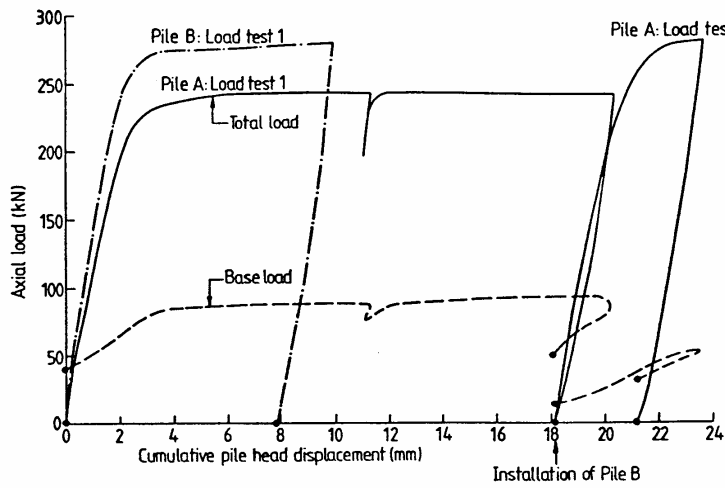


Figure I.23 Courbe charge en tête et charge en pointe en fonction du déplacement ; test1 : le pieu est isolé ; test2 : le pieu est affecté par l'installation du deuxième pieu (Chow, 1995)

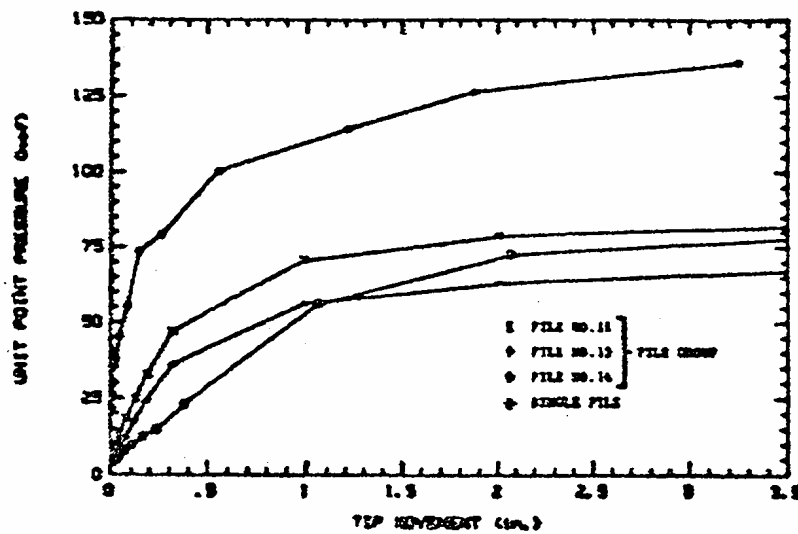


Figure I.24 Mobilisation de la résistance en pointe sur les différents pieux du groupe (Briaud and Tucker, 1989)

I.3.3.3 Quantification de l'effet de groupe

L'étude du comportement des groupes de pieux et micropieux par rapport aux pieux isolés, sous chargement monotone, est généralement synthétisée sur des figures représentant les coefficients d'efficacité en fonction des différents paramètres. On présente ici certains travaux expérimentaux relatifs à l'étude de l'effet de groupe. On va ainsi pouvoir vérifier si les résultats trouvés notamment par Briaud and Tucker (1989), à savoir un coefficient d'efficacité de 1,7 pour le frottement latéral et de 0,99 pour la résistance en pointe, sont confirmés.

a) Travaux de Kezdi (1957)

Kezdi (1957) a été le premier à montrer que les groupes de pieux présentent une capacité portante verticale supérieure à la capacité portante d'un pieu isolé multiplié par le nombre de pieux (figure I.25). Les études en laboratoire ont été effectuées sur des groupes de modèles de pieux afin de mettre en évidence l'influence de l'espacement et de la géométrie du groupe sur la capacité portante. On peut observer sur la figure I.25 le cas de groupes de quatre pieux. La capacité portante est maximale pour l'espacement entre les pieux le plus faible et elle est supérieure à quatre fois la capacité portante du pieu isolé. De plus, la capacité portante est supérieure dans le cas de la géométrie du groupe permettant un meilleur enserrement du sol, à savoir le groupe carré.

b) Travaux de Vesic (1969 et 1977)

Vesic (1977) a réalisé une synthèse de travaux de recherche existants qui est détaillée dans le tableau I.1. Il a ainsi pu mettre en évidence l'influence de différents paramètres tels que l'espacement relatif des inclusions, la densité du sol (sables), le diamètre des pieux ou le nombre de pieux sur la capacité portante de groupes de pieux.

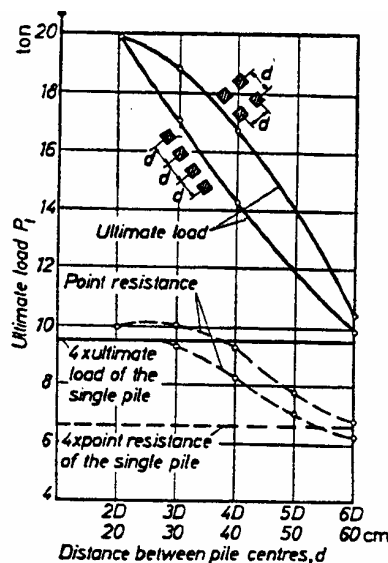


Figure I.25 Quantification de l'effet de groupe dans les sables (Kezdi, 1957)

Les pieux utilisés ont des diamètres compris entre 3,5 et 30 cm, et des longueurs comprises entre 3 et 20 diamètres. On présente sur la figure I.26 la variation du coefficient d'efficacité avec l'espacement relatif pour des groupes de pieux $n \times n$.

Ces résultats montrent que le coefficient d'efficacité est maximum pour un espacement de deux diamètres. Avec l'augmentation de l'espacement, ce coefficient d'efficacité diminue pour atteindre l'unité à partir d'un espacement de 6 à 8 diamètres. On retrouve alors un comportement du type isolé. Par ailleurs, on remarque que le coefficient d'efficacité obtenu pour un groupe de pieux dans un sable lâche est supérieur à celui obtenu pour un sable moyennement dense. En effet, dans le cas d'un sol lâche, l'installation d'un groupe de pieux se traduit par une densification du massif et une augmentation du champ de contraintes normales autour du fût et donc par une capacité portante plus importante pour le groupe. Dans le cas d'un sol dense, les mêmes phénomènes sont observés mais ils sont moins marqués que dans le cas d'un sable lâche.

Symbole	Nombre de pieux	Diamètre D (cm)	Longueur	Densité	Référence
△	4	10	20D	Lâche	Kesdi (57)
●	4	10	15D	Moy-dense	Vesic (68)
■	9	10	15D	Moy-dense	Vesic (68)
◆	4	10	3D	Lâche et dense	Vesic (68)
○	4	3,5	15D	Lâche	Tejchman (73)
□	9	3,5	15D	Lâche	Tejchman (73)
⊙	4	3,5	15D	Moy-dense	Tejchman (73)
◻	9	3,5	15D	Moy-dense	Tejchman (73)
⊗	4	30	20D	Lâche	Kishida (67)
◻	9	30	20D	Lâche	Kishida (67)

Tableau I.1 Caractéristiques des essais regroupés par Vesic (1977)

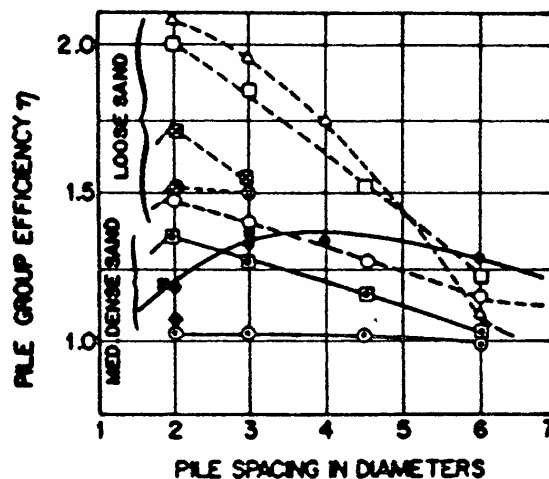


Figure I.26 Evolution du coefficient d'efficacité en fonction de l'espacement relatif (Vesic, 1977)

D'autres paramètres semblent avoir une influence sur le coefficient d'efficacité à savoir : le diamètre et la longueur du pieu ainsi que le nombre de pieux dans le groupe.

Dans le cas d'un sable lâche et pour des pieux de longueur 20d (Lignes 1 et 9 du tableau I.1), l'augmentation du diamètre de pieu de 10 à 30 cm diminue le coefficient d'efficacité. Pour les sables moyennement denses et pour un groupe de pieux à $n = 4$ et $L/d = 15$ (lignes 2 et 7), le coefficient d'efficacité tend à augmenter avec l'augmentation du diamètre.

A partir de ces résultats, on peut aussi observer la variation du coefficient d'efficacité avec le nombre de pieux (lignes (2 et 3), (5 et 6), (7 et 8), (9 et 10)). L'ensemble de ces résultats montre une augmentation du coefficient d'efficacité avec le nombre de pieux. La plus forte augmentation est obtenue à faible densité et faible espacement.

Dans le tableau I.1, on peut également observer des résultats tirés des travaux antérieurs de Vesic (1968). Outre la détermination de l'évolution du coefficient d'efficacité avec l'espacement, Vesic (1969) s'est aussi intéressé à la détermination de l'effet de groupe sur la résistance en pointe et le frottement latéral. Il a instrumenté ses pieux avec des ponts de jauges en pointe et en tête. Les résultats obtenus ont montré que l'effet de groupe sur la résistance en pointe est inexistant (figure I.27), un résultat différent des résultats de Chow (1995) qui avait trouvé un effet de groupe négatif pour la résistance en pointe. Par contre, on peut constater sur la même figure un coefficient d'efficacité pour le frottement latéral largement supérieur à 1, confirmant les résultats présentés précédemment.

Le résultat concernant l'effet de groupe sur la résistance en pointe, a été largement pris en considération par la suite (notamment les recommandations faites par Poulos and Davis, 1990).

Il peut paraître à première vue étonnant que l'interaction entre les pieux n'ait pas d'influence significative sur la résistance en pointe, si l'on considère, par exemple, les observations faites par plusieurs auteurs (au cours du fonçage et du chargement) sur le massif de sol à proximité de la pointe du pieu (formation d'un bulbe dont l'étendue est de quelques diamètres verticalement et horizontalement). Ce résultat peut, d'une certaine manière, être expliqué en considérant la procédure utilisée par Vesic (1968) pour mettre en place ses modèles, qui étaient tous foncés simultanément, procédure assez différente de la procédure généralement utilisée (Briaud and Tucker.(1989), Chow (1995)), consistant à mettre en place les inclusions l'une après l'autre.

(c) Travaux de O'Neill (1983)

O'Neill (1983) a regroupé des travaux réalisés sur les groupes de pieux dans des sols non cohérents. Ils sont représentés sur la figure I.28, par l'intermédiaire d'une courbe représentant le coefficient d'efficacité en fonction de l'espacement.

Dans le cas des sols lâches, le coefficient d'efficacité est toujours supérieur à l'unité et atteint un maximum dans le cas d'un espacement compris entre 2 et 3 diamètres. Il semble également augmenter avec le nombre de pieux.

Dans le cas des sols denses, pour un espacement compris entre 2 et 6 diamètres, le coefficient d'efficacité est égal ou supérieur à l'unité et ne semble pas être influencé par le nombre d'inclusions.

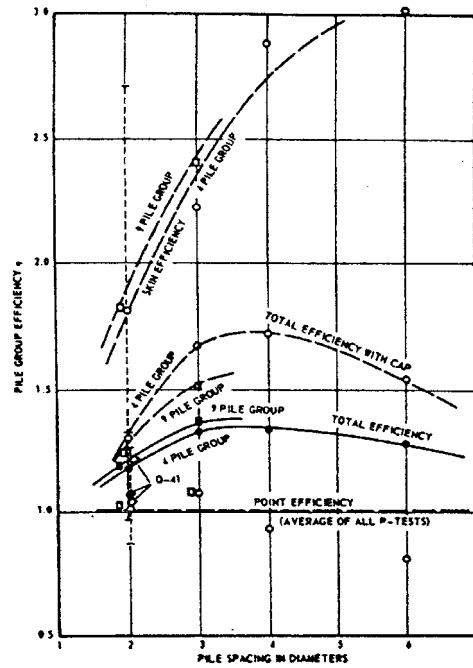


Figure I.27 Evolution des coefficients d'efficacité en fonction de l'espacement, relatifs à la charge en tête, au frottement latéral et à la résistance en pointe (Vesic, 1969)

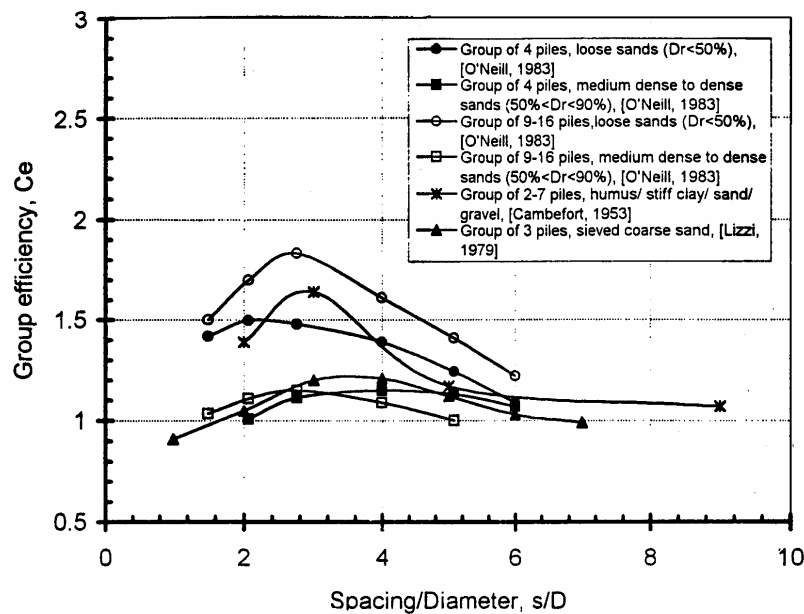


Figure I.28 Evolutions des coefficients d'efficacité des groupes dans les sols non cohérents ; essais rapportés par O'Neill (1983), Lizzi (1978) et Cambefort (1953) (figure d'après O'Neill, 1983)

(d) Travaux de Garnier (1998)

Plus récemment, dans le cadre du projet national FOREVER, des essais sur des modèles de pieux en centrifugeuse ont été réalisés dans du sable de Fontainebleau à une densité de 0,57. L'emprise des groupes est identique pour toutes les configurations de telle façon que seuls l'espacement et le nombre de pieux varient. Cinq configurations de groupes de pieux ont été testées : (a) un groupe de 9 (3X3) pieux espacés de 10 diamètres, (b) un groupe de 16 (4X4) pieux espacés de 6,5 diamètres, (c) un groupe de 25 (5X5) pieux espacés de 5 diamètres, (d) un groupe de 36 (6X6) pieux espacés de 4 diamètres et (e) un bloc monolithique. Les résultats sont présentés sur la figure I.29 et le tableau I.2 et montrent que la rigidité initiale de la courbe augmente avec le nombre de pieux. Néanmoins, la rupture intervient de manière plus abrupte dans les cas de (a) et (b) et devient plus progressive dans les cas de (c) et (d) (forme du coude). La capacité portante à prendre en compte est celle obtenue au déplacement critique, et correspondant à la fin du coude. Mais, on remarque que la capacité portante maximale est supérieure à la capacité portante critique et intervient à des tassements plus importants. En ce qui concerne les coefficients d'efficacité, on constate une augmentation de ceux-ci lorsque le nombre de pieux augmente (et l'espacement diminue).

On a pu voir que la plupart des résultats étaient présentés sous forme d'évolution des coefficients d'efficacité en terme de charges globales. Il serait également intéressant de présenter les résultats en terme de charges unitaires (frottement latéral et résistance en pointe) afin, par exemple, de confirmer ou d'infirmer les résultats présentés par Briaud and Tucker (1989) et Chow (1995). Francis (1997) a proposé des coefficients d'efficacité unitaires pour le frottement latéral et la résistance en pointe pour des paramètres tels que l'entr'axe relatif, l'ordre d'installation, le niveau de consolidation. Il a notamment mis en évidence un effet de groupe positif pour le frottement latéral et négatif pour la résistance en pointe. On reviendra plus en détail sur ses résultats dans la partie relative à l'étude de l'effet de groupe sous chargement monotone (Chapitre IV).

I.3.3.4 Dimensionnement d'un groupe de pieux

La méthode de dimensionnement, présentée ici, est celle recommandée par le Fascicule 62 de 1993. Pour les pieux mis en place sans refoulement du sol et pour les pieux mis en place avec refoulement du sol dans les sables denses, les règles techniques proposent d'utiliser la plus faible des estimations suivantes : la formule de Converse Labarre et la méthode du pieu équivalent (Terzaghi) dont la méthode du bloc solide est inspirée.

Par rapport à la formule de Converse Labarre, on suppose que les pieux sont identiques et verticaux. Les paramètres pris en compte sont l'entr'axe relatif et le nombre de pieux dans le groupe. La formule donnant le coefficient d'efficacité est la suivante

Groupede NNmicropieux	3x3	4x4	5x5	6x6	Bloc
Tassement critique: S_c (cm)	25	21	68	>65	>4,5
Tassement critique rapporté au diamètre des micropieux: S_c/ϕ (cm)	21%	17%	57%	>54%	
Charge critique globale: Q_c (kN)	1870	3840	8231	>11213	>12329
Coefficient d'efficacité $C_{EG} = Q_c/nQ_{c\text{isé}}$	1,038	1,2	1,64	1,55	
Charge maximale atteinte Q_{max} (kN)	2222	5080	9961	11213	12329
Coefficient d'efficacité $C_{EG\text{max}} = Q_{\text{max}}/nQ_{c\text{isé}}$	1,234	1,58	1,99	1,55	

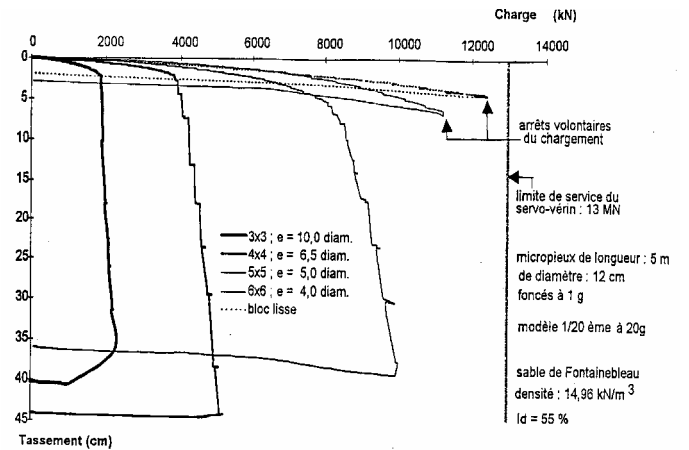


Tableau I.2 Valeurs des charges et des coefficients d'efficacité obtenues (Garnier, 1998)

Figure I.29 Courbes de chargement - tassement des 4 groupes et du bloc monolithique (Garnier, 1998)

$$C_e = 1 - \frac{\arctan(d/e)}{\pi/2} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \dots\dots\dots I.2$$

avec m le nombre de rangées dans le groupe et n le nombre de pieux par rangée. Sur la figure I.30 on présente l'évolution du coefficient d'efficacité, évalué selon la formule précédente, avec l'entr'axe relatif pour différentes configurations de groupes.

Pour les pieux mis en place avec un refoulement du sol dans du sable lâche à moyennement compact, les règles recommandent un coefficient d'efficacité égal à 1.

A partir de la figure I.30, on constate que le coefficient d'efficacité proposé par cette méthode est toujours inférieur à l'unité, alors que, dans la plupart des résultats présentés dans la littérature, on a pu observer un effet de groupe positif ($C_e > 1$) en terme de charge globale. Et cet effet de groupe est encore plus favorable si l'on considère des inclusions dont la réponse est principalement régie par le frottement latéral, ce qui est le cas des micropieux.

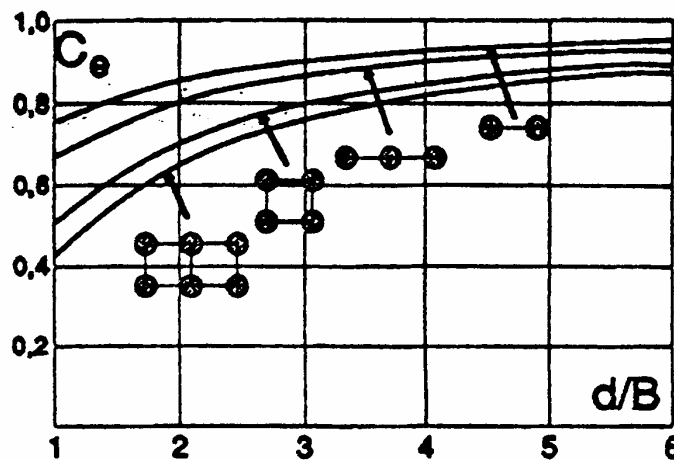


Figure I.30 Evolution du coefficient d'efficacité selon les recommandations du Fascicule 62

I.3.4 Eléments de comparaison Groupe-Réseau

Les micropieux sont à la fois utilisés sous forme de groupe (verticaux) ou de réseau (inclinés).

(a) Travaux de Lizzi et Carnevale (1979)

Ces auteurs ont réalisé des essais dans un sable sur un groupe de trois modèles de micropieux (afin d'avoir la valeur de référence du pieu isolé), un groupe de 18 modèles verticaux espacés de 7d et un réseau de 18 modèles. Les trois configurations sont décrites sur la figure I.31 (a). Les modèles ont les dimensions suivantes : $d = 20$ mm et $L = 2$ m. Les résultats (figure I.31 (b)) montrent que lorsque les deux structures de 18 modèles sont soumises à un chargement vertical monotone, la réponse du réseau est supérieure à celle du groupe.

(b) Projet national FOREVER

Dans le cadre du projet national FOREVER, des essais *in situ* ont été effectués sur un groupe de quatre micropieux (espacés de 2 diamètres) et trois doubles chevalets, dont le croisement des micropieux inclinés s'effectuent à 3 profondeurs différentes. Les trois chevalets présentent des réponses semblables sous chargement vertical et inférieures à celle du groupe (figure I.32). Ces résultats diffèrent de ceux obtenus par Lizzi (1978), mais cela peut être dû aux caractéristiques mêmes des différents essais (nombre d'inclusions, méthode d'installation des inclusions, entraxe relatif). Dans le cadre de ce travail, des essais en laboratoire ont été réalisés et seront présentés dans le chapitre IV de ce mémoire avec ceux effectués par Garnier (1998) et Foray (1998) en raison de leur complémentarité.

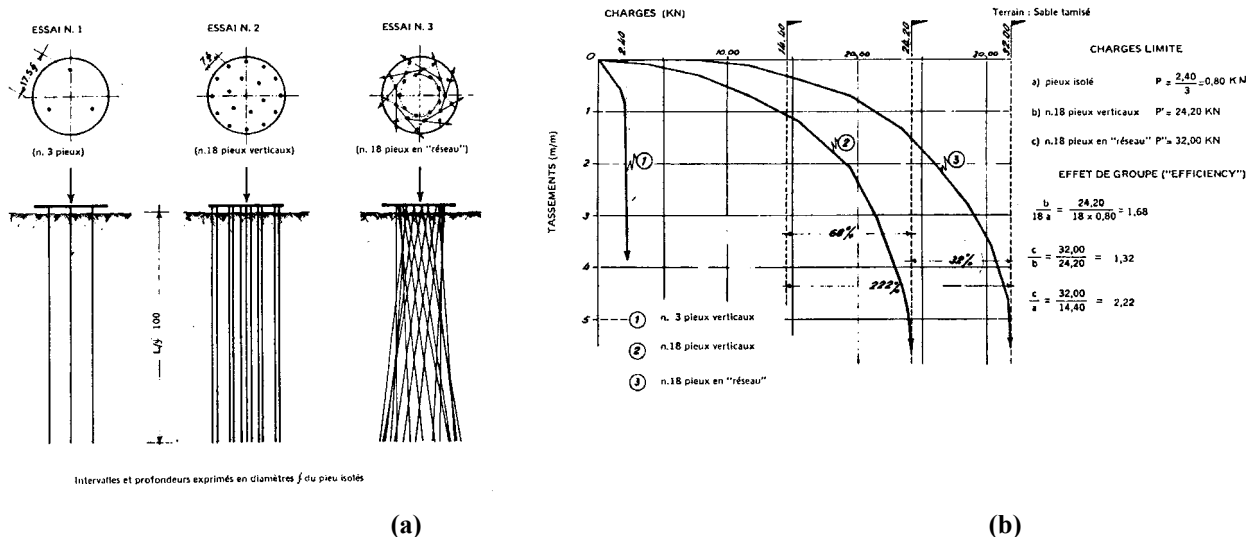


Figure I.31 (a) Schémas des configurations de groupes et de réseaux étudiés, et (b) résultats des essais (Lizzi et Carnevale 1979)

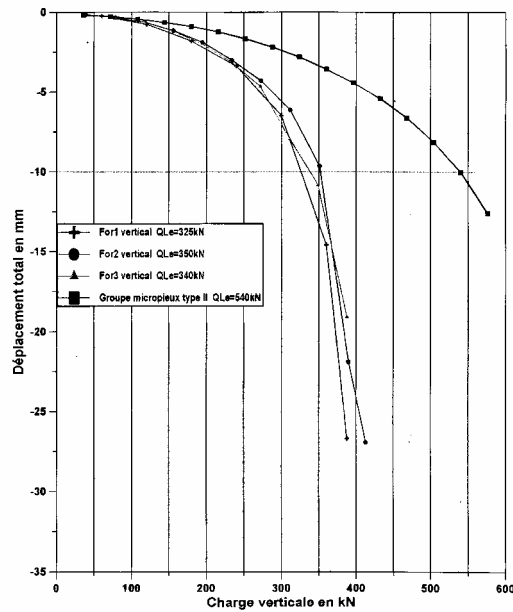


Figure I.32 Comparaison des diagrammes de chargement vertical entre les réseaux et le groupe de micropieux (Plumelle, 1998)

I.3.5 Conclusions partielles

Le comportement d'un groupe se différencie de celui d'une inclusion isolée dès les phases d'installation. En effet, les modifications des champs de contraintes autour des inclusions dans un groupe sont différentes de celles observées dans le cas isolé. On a pu voir à travers les travaux de Chow (1995) une augmentation des niveaux de contraintes normales autour du fût et une diminution des contraintes résiduelles en pointe.

L'effet de groupe est généralement quantifié par l'intermédiaire des coefficients d'efficacité relatifs à la charge globale, ne distinguant pas les mécanismes de frottement et de pointe. Certains travaux ont toutefois pris en compte ces aspects (Foray (1995), Francis (1997)), mais des recherches complémentaires sont encore nécessaires.

Par rapport à la réglementation, on a constaté que les règlements se placent trop du côté de la sécurité au vu des différents résultats présentés dans notre étude bibliographique, avec un coefficient d'efficacité toujours inférieur à l'unité.

En ce qui concerne les groupes et les réseaux d'inclusions, ils se différencient généralement par leur utilisation, les groupes étant davantage utilisés pour la reprise des charges verticales alors que les réseaux permettent une meilleure reprise des efforts latéraux. Pour ce qui nous concerne, on a présenté le comportement des groupes et des réseaux dans le cas de chargements verticaux. Lizzi (1978) a trouvé que le coefficient d'efficacité (C_e) était supérieur dans le cas du réseau alors que dans le cas du projet national FOREVER les résultats présentés ont montré que c'était plutôt le contraire. Des essais complémentaires sont donc là aussi encore nécessaires pour préciser ces résultats.

I.4 COMPORTEMENT MECANIQUE DES FONDATIONS PROFONDES ISOLEES SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

I.4.1 Généralités et définitions

En pratique, il est rare qu'un pieu soit toujours soumis à une charge constante. La raison en est que les composantes de la charge totale sur le pieu varient en fonction du type de sollicitations (effets du vent, de la houle, des marées, des séismes et des variations des charges extérieures). Bien que certains des facteurs cités précédemment, comme les séismes, entraînent des variations au niveau des charges appliquées qui ne sont pas toujours prévisibles, les autres peuvent, par contre, entraîner des charges approximativement systématiques et répétées telles que l'effet des marées. Lorsqu'un échantillon de sol ou une structure de fondation est soumis à une succession de chargements et de déchargements, il y a une évolution significative dans l'état de contrainte ou d'effort à la fin du cycle par rapport à l'état initial et, par conséquent, qui va résulter dans une évolution significative du comportement du pieu. Le dimensionnement des pieux, soumis à des chargements cycliques axiaux, se pose en termes d'évolution de la capacité portante de l'inclusion ainsi que de l'accumulation des déplacements en tête des pieux.

Le comportement des pieux sous chargement cyclique (accumulation des déplacements permanents, évolution de la capacité portante des pieux) est important à étudier. Il peut permettre de définir des critères de dimensionnement compatibles avec les critères admissibles par l'ouvrage.

Le problème des sollicitations cycliques peut également se poser pour les micropieux. Il sera également intéressant de faire une étude sur l'influence de l'effet de groupe sur le comportement des cellules élémentaires sous chargement cyclique.

- Réponse d'un sol soumis à un chargement cyclique

Dans ce paragraphe, on présente quelques éléments relatifs au comportement d'un sol soumis à un chargement cyclique, qui serviront de base pour l'interprétation du comportement à l'interface sol-pieu pour ce type de chargement. Le chargement cyclique se traduit généralement par des modifications dans le champ de contraintes autour de celui-ci (rotations...) en raison de la succession des chargements et des déchargements. La succession des cycles entraîne généralement une évolution de la rigidité du sol.

L'amplitude des déformations réversibles reste pratiquement constante pour tous les cycles mais la partie irréversible tend à diminuer quand le nombre de cycles augmente, les grains de sol se réarrangeant entre eux de telle façon que leur mouvement devient élastique lors du chargement. Si le chargement cyclique reste constant, le sol peut même atteindre un état quasi-élastique

(phénomène d'accommodation). L'amplitude du chargement devra ainsi être augmenté pour que des déplacements permanents plus importants se produisent.

Deux types d'essais en laboratoire permettent d'étudier le comportement d'un sol sous chargement cyclique ; les essais à force contrôlée et les essais à déplacement contrôlé. Sur la figure I.33, on présente les caractéristiques générales de la réponse d'un sol soumis à une sollicitation cyclique les différents types de comportement des sols sous chargement cyclique. La figure I.33 (a) présente les trois types de comportement observables sous sollicitations cycliques à contraintes contrôlées, à savoir :

- Le rochet : au cours du chargement, la déformation augmente de façon continue et l'on arrive assez rapidement à la rupture du matériau.
- L'accommodation : l'amplitude des déformations se réduit au cours de chaque cycle jusqu'à ce qu'elle se stabilise sur une boucle, qui rend compte d'un comportement dissipatif sans accumulation ultérieure de déformations. Le sol présente ainsi à la fois des hysteresis en contraintes-déformations réversibles ainsi que des déformations résiduelles et irréversibles.
- L'adaptation : le comportement est sensiblement identique au précédent, mais la stabilisation s'effectue sur un segment de droite qui rend compte d'un comportement élastique, non dissipatif.

Sur la figure I.33 (b), les deux types de comportement observables sous sollicitations cycliques à déformations contrôlées sont représentés, soit :

- Durcissement cyclique : au cours de la sollicitation, le cycle en contrainte a tendance à se redresser (rigidification du matériau).
- Radoucissement cyclique : c'est le cas inverse du précédent.

Les essais cycliques présentés ci dessus sont des essais alternés, c'est à dire que dans le cas des essais à chargement contrôlé, le déviateur change de signe (compression-traction). Pour les essais à déplacement contrôlé, c'est le déplacement axial qui change de signe. Si la grandeur asservie ne change pas de signe au cours de la sollicitation cyclique, on dit que l'essai est non alterné (figure I.33 (c)).

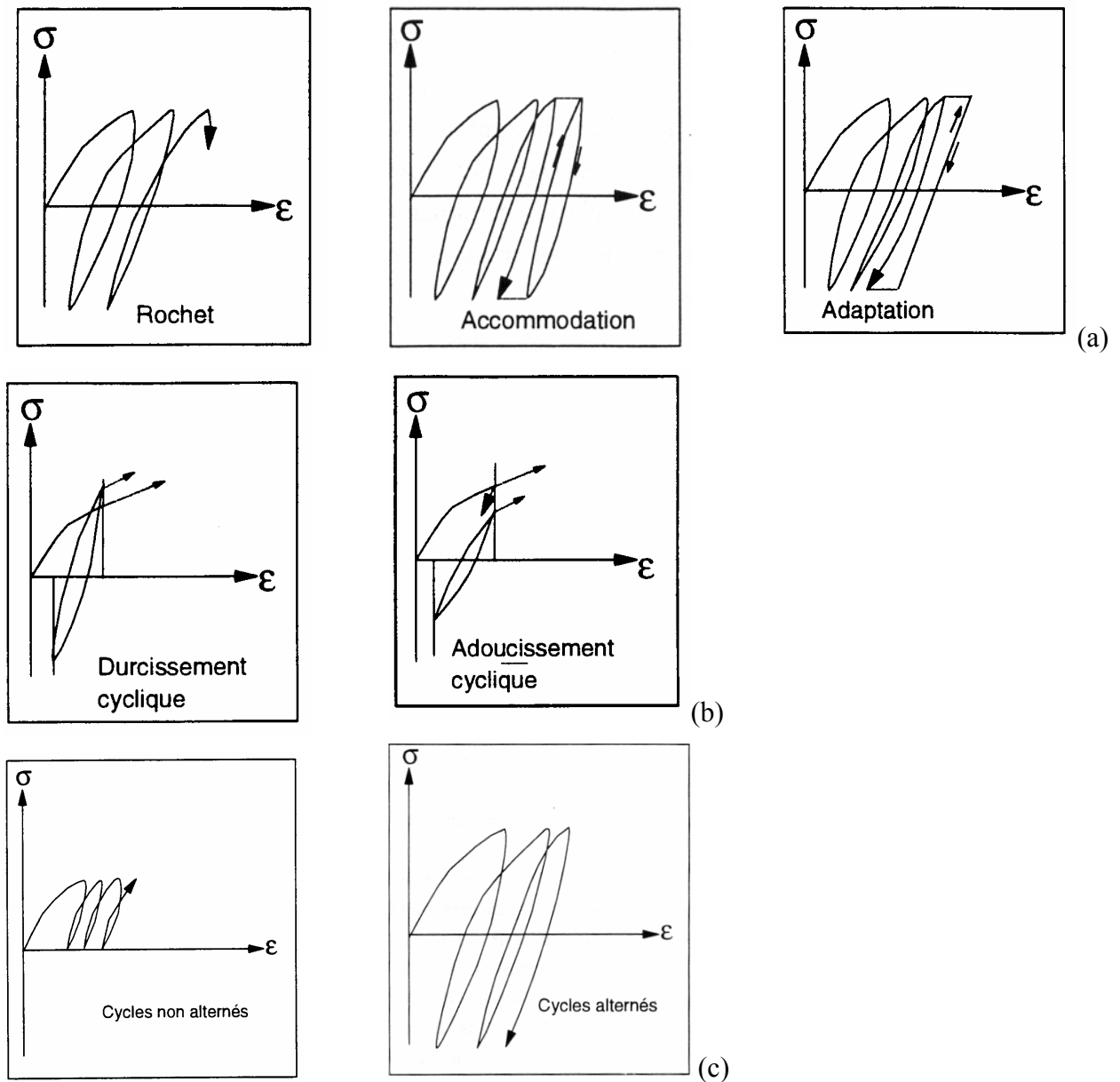


Figure I.33 Caractéristiques des différents types de comportement observés sous chargement cyclique : (a) à contrainte contrôlée ; (b) à déformation contrôlée ; (c) cycles alternés et non alternés (d'après Loret, 1987)

I.4.2 Comportement d'une inclusion isolée sous sollicitations cycliques de type à force contrôlée – Résultats expérimentaux

De nombreux paramètres influencent le comportement des pieux sous chargement cyclique. L'étude de l'influence de certains d'entre eux, comme l'amplitude du chargement moyen par rapport à la charge de rupture du pieu lors du chargement monotone, l'amplitude de la charge, le nombre de cycles, la fréquence du chargement, de la profondeur (etc...) est essentielle à la compréhension des phénomènes. Dans cette étude, on ne s'intéresse qu'au cas des chargements cycliques axiaux (verticaux).

Les chargements cycliques sont définis de la manière suivante (figure I.34) : la charge évolue entre un maximum (Q_{\max}) et un minimum (Q_{\min}) à partir d'une charge moyenne ($Q_{\text{ave}} \equiv Q_{\text{moy}}$). Il en résulte des déplacements (δ) de deux sortes : δ_{acc} qui est l'accumulation de déplacements permanents entre deux cycles successifs et $2\delta_c$ qui est l'amplitude de déplacement cyclique entre la charge maximale et la charge minimale. Ces déplacements peuvent se traduire par de fortes dégradations de la capacité portante.

De même, les figures I.35 (a) et (b) présentent les deux types de chargement cyclique (alterné et non alterné), en terme de courbes effort-déplacement. Les essais non alternés sont caractérisés par le fait que le pieu n'est soumis qu'à des sollicitations de type compression (ou traction). L'accumulation des déplacements dans ce cas est associée à un comportement de type fluage, avec la charge maximale qui reste constante lors du chargement. Les essais alternés sont, par contre, caractérisés par une succession de cycles où le pieu est soumis à de la compression et de la traction à chaque cycle. Dans le cas alterné symétrique, la raideur cyclique diminue au cours de l'essai ainsi qu'après l'apparition de la rupture.

On présente maintenant des travaux qui ont été effectués pour les deux types de chargement dans le cas des inclusions isolées.

I.4.2.1 Essais non alternés

Van Weele (1979), rapporté par Al Douri (1992), a effectué des essais cycliques *in situ* sur des pieux isolés dans un sable siliceux. Les essais étaient à chargement contrôlé non alternés en compression. Il a observé les accumulations de déplacements dues à ce type de chargement et a constaté que la rupture apparaissait même pour des charges moyennes de 20-30 % de la charge à la rupture. La rupture est caractérisée par une accumulation de déplacement continue avec le nombre de cycles. Il a considéré également que la dégradation de la résistance en pointe est plus importante que celle du frottement latéral, car le champ de contraintes sous la pointe est plus élevé que celui observé au niveau du fût.

Une courbe typique d'essais à chargement contrôlé en compression est présentée sur la figure I.36. Il s'agit d'un essai réalisé en chambre d'étalonnage dans un massif de sable calcaire sur un modèle de pieu foré injecté de 2,5 cm de diamètre. La contrainte de consolidation appliquée est de 200 kPa. On peut remarquer que le modèle a accumulé un déplacement supérieur à 1/10 diamètre au bout de 160 cycles (Lee and Poulos, 1990). On observe que pour les dix premiers cycles, le comportement du pieu est quasi-élastique. Au delà, on observe un comportement de type rochet traduisant une forte accumulation des déplacements et une dégradation de l'effort repris par le fût et la pointe.

Chan *et al.* (1980) ont effectué des essais en cuve sur un pieu isolé soumis à des chargements cycliques dans un sable moyennement dense. Ils ont étudié l'influence des paramètres suivants :

valeur de la charge moyenne (P_0), amplitude de la charge cyclique (P_c) et le nombre de cycles (N). Les essais effectués sont présentés dans le tableau I.3 (avec x/y tel que x est la charge maximale ($Q_{\max} \equiv P_{\max}$) appliquée pendant le chargement cyclique et y la charge minimale ($Q_{\min} \equiv P_{\min}$)). Q_c est la capacité portante en compression et Q_t la capacité portante en traction.

Les courbes, représentant l'évolution des déplacements en fonction du nombre de cycles, ont été tracées sur les figure I.37 (compression) et figure I.38 (traction), pour les valeurs maximales de l'effort à chaque cycle.

Dans le tableau I.3, on différencie les essais alternés (passage par zéro) (essais 12 à 15) des essais

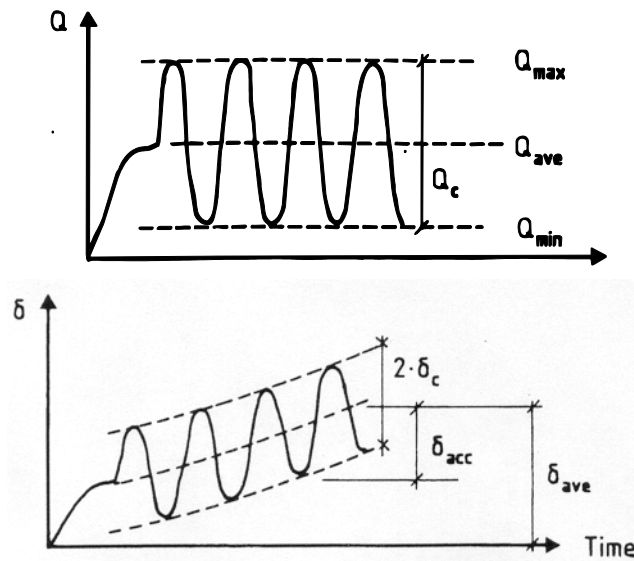


Figure I.34 Définition des chargements et déplacements cycliques

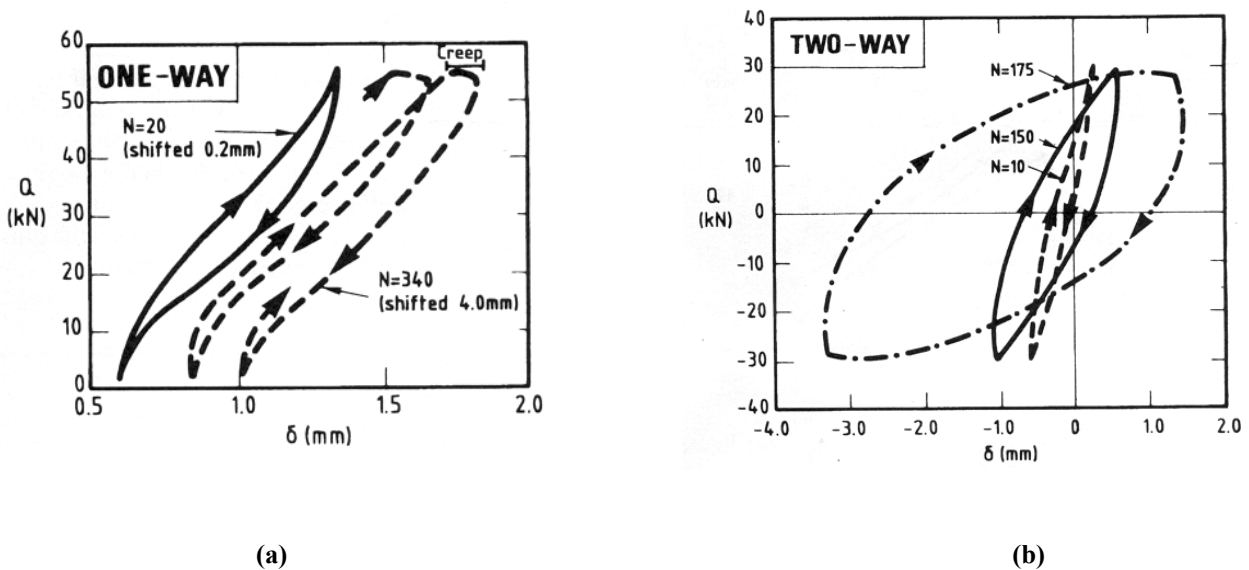


Figure I.35 Courbes d'effort-déplacement pour certains cycles lors d'essais non alternés (a) et alternés (b) (Karlsruud, 1987)

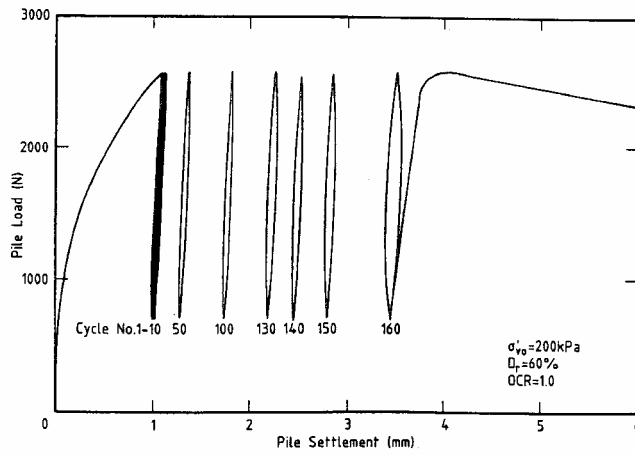


Figure I.36 Essai à chargement contrôlé ; courbe effort-déplacement ; accumulation des déplacements permanents (Lee and Poulos, 1990)

Series number (1)	Test number (2)	Repeated load range (3)
1	1	0.50 Q_c/O
	2	0.30 Q_c/O
	3	0.25 Q_c/O
	4	0.20 Q_c/O
	5	0.15 Q_c/O
2	6	0.10 Q_c/O
	7	0.15 Q_t/O
	8	0.20 Q_t/O
	9	0.30 Q_t/O
	10	0.50 Q_t/O
3	11	0.70 Q_t/O
	12	0.15 Q_c/O 0.30 Q_t
	13	0.15 Q_c/O 0.20 Q_t
	14	0.15 Q_c/O 0.10 Q_t
	15	0.15 Q_c/O 0.05 Q_t
	5	0.15 Q_c/O

Note: Q_c = static ultimate load of pile in compression; and Q_t = static ultimate load of pile in tension.

Tableau I.3 Programme d'essais effectués (Chan *et al.*, 1980)

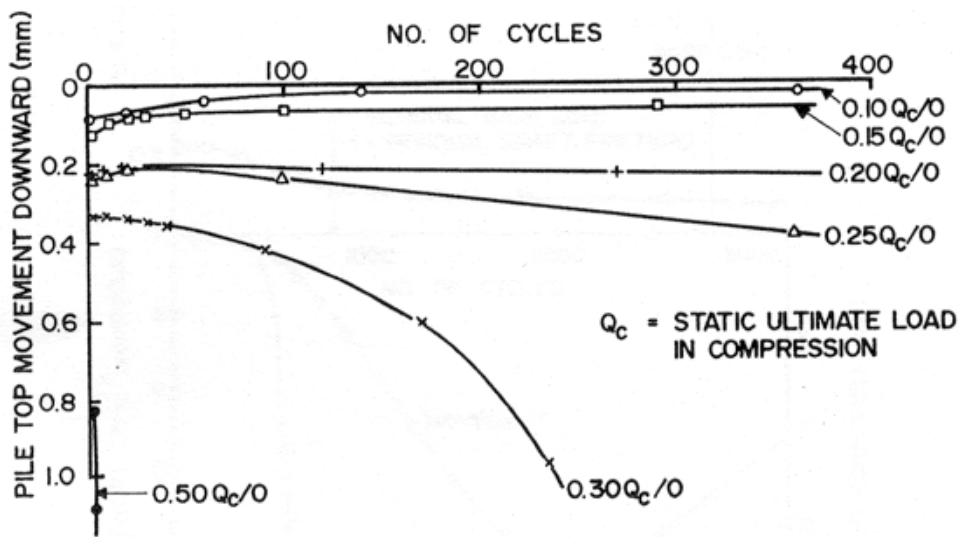


Figure I.37 Influence de l'amplitude de chargement sur l'accumulation de déplacement

non alternés (essais 1 à 11), car les effets de ces deux types de chargement sur la capacité portante, sont différents comme on va le voir maintenant.

On met ainsi en évidence deux types de comportement. Dans le cas des essais de compression, on peut observer une limite dans la gamme $0,25 Q_c/0$ et $0,3 Q_c/0$ (avec $0,25 Q_c/0 : P_{\max} (\equiv Q_{\max}) = 0,25 Q_t$ et $P_{\min} (\equiv Q_{\min}) = 0$), au delà de laquelle le pieu atteint la rupture (augmentation du déplacement permanent très forte avec le nombre de cycles) dès les premiers cycles. Au dessous de cette limite, l'accroissement du déplacement permanent est très faible. On peut également observer que pour le cas des amplitudes de chargement assez faibles ($0,1-0,2 Q_c$), bien que les chargements soient en compression, l'inclusion présente un mouvement ascendant par rapport au premier cycle (figure I.37), ceci pouvant être dû à la compression élastique du pieu résultant de ce chargement cyclique.

Dans le cas des essais en traction (figure I.38), on peut observer une limite comprise entre $0,20 Q_t/0$ et $0,3 Q_t/0$. Ici aussi, on a une première phase d'accumulation de déplacement assez faible, puis on a un décrochement correspondant à la rupture du pieu.

Dans les deux cas, les mouvements les plus importants apparaissent lors des premiers cycles et l'accumulation des déplacements est très dépendante de l'amplitude du chargement. En ce qui concerne l'influence du nombre de cycles, quelle que soit la combinaison de chargement, elle se caractérise par le passage d'un état initial stable avec des taux de déplacement permanent faibles en tête de pieu à un état relativement instable avec des déplacements permanents plus importants. Le nombre de cycles nécessaire pour passer d'un état à l'autre est d'autant plus important que la charge appliquée est faible.

Poulos (1988) a réalisé des essais sur des pieux en laboratoire des essais cycliques non alternés en compression (de 0 à Q_{\max}). Pour un niveau de chargement assez faible, il a observé un comportement de type élastique (peu d'accumulation des déplacements), mais pour des niveaux de chargement plus importants, il a observé une augmentation progressive du déplacement permanent avec le nombre de cycles et, quand la charge maximale excède 36 % de la charge à la rupture monotone, la rupture intervient au bout de 4 cycles (figure I.39). Qualitativement, on retrouve quelques similarités entre ces essais et ceux de Chan *et al.* (1980), présentés sur les figures I.37 et I.38.

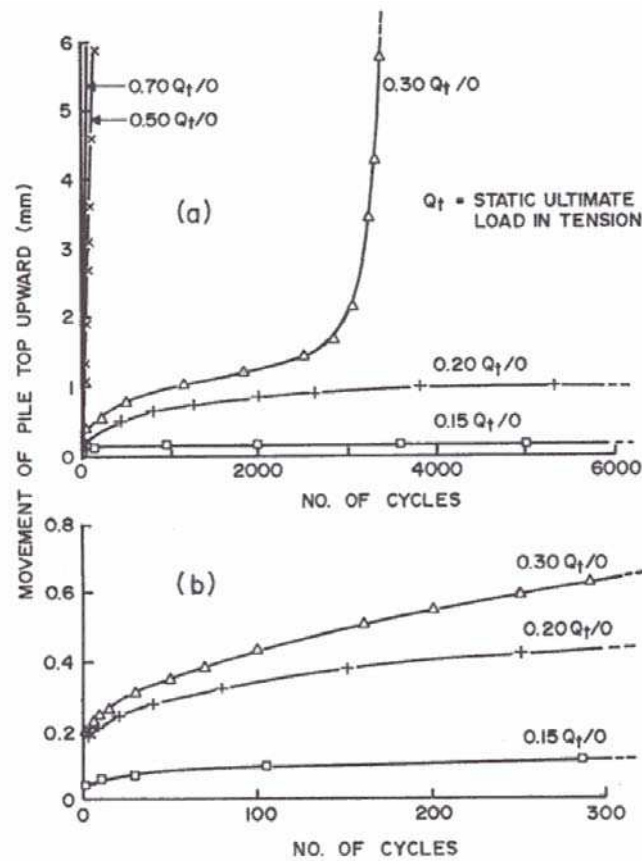


Figure I.38 Influence de l'amplitude de chargement sur l'accumulation de déplacement (arrachement)

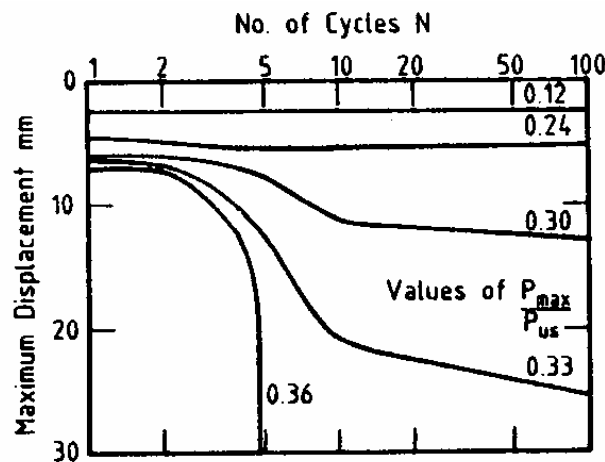


Figure I.39 Evolution du déplacement permanent avec le nombre de cycles dans le cas de l'essai non alterné en compression (Poulos, 1988)

I.4.2.2 Essais alternés

Une courbe typique d'essai alterné est présentée sur la figure I.40 correspondant à un chargement cyclique alterné symétrique avec plusieurs combinaisons de chargement. Pour les plus faibles efforts appliqués, les cycles de chargement présentent des hysteresis très faibles (équivalent à un comportement quasi-élastique). Pour des efforts plus importants, les fuseaux s'élargissent, caractéristiques de la diminution de la capacité portante lors de déplacements cycliques importants.

La rupture survient à 60% de la charge à la rupture. De plus, il est important de constater que, bien que la charge soit symétrique, l'accumulation de déplacement se produit dans le sens descendant.

Chan *et al.* (1980) ont également effectué des essais alternés (tableau I.3). Sur les figures I.41 (a) et (b), on présente l'évolution du déplacement en fonction du nombre de cycles, les deux lignes continues constituant l'enveloppe de déplacement permanent lors du chargement cyclique (entre la charge maximale et minimale). Les deux essais présentés s'achèvent par la rupture du pieu en arrachement alors que la tendance correspondait, en premier lieu, à un mouvement descendant ; traduisant ainsi la forte dégradation du frottement latéral. La rupture ne s'est pas produite en compression car la charge était reprise par la pointe lorsque la charge reprise par le fût était trop faible. La rupture intervient d'autant plus rapidement (nombre de cycles moins important) que l'amplitude de déplacement entre l'effort de compression et d'arrachement est important.

La rupture est intervenue pour un nombre de cycles d'autant plus important que la charge en traction était faible.

Outre l'amplitude de chargement, il peut être intéressant de caractériser le problème du point de vue de l'amplitude des efforts de cisaillement.

Les essais alternés occasionnent des déplacements (cisaillement sol-fût) supérieurs à ceux observés lors des essais non alternés ; entraînant des dégradations plus importantes (phases de charge (compression) – décharge (traction) à chaque cycle).

Lors du chargement cyclique d'un pieu dans un sol granulaire, quelle que soit la densité initiale du massif on constate une densification du sol autour de l'inclusion et cet effet est d'autant plus accentué que l'indice de densité initial est faible (Silver *et al.*(1971), rapporté par Al Douri (1992)).

En même temps, des modifications de l'état de contrainte du sol apparaissent.

Turner *et al.* (1990) ont effectué des essais en laboratoire dans un massif de sable sur un pieu isolé

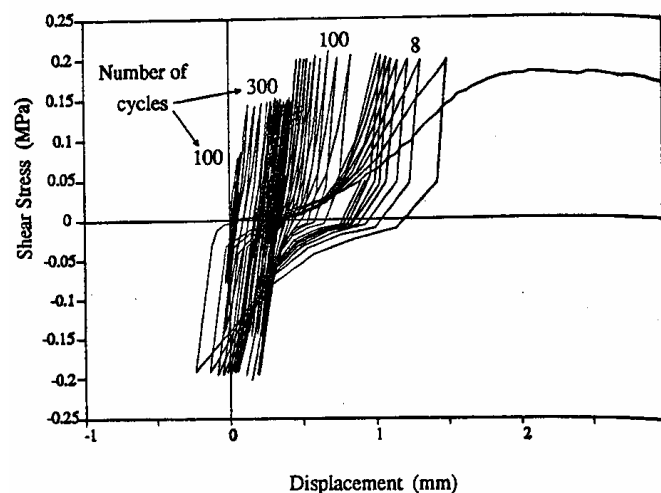


Figure I.40 Courbe typique résistance au cisaillement-déplacement dans le cas d'essais alternés (Randolph and Jewell (1989))

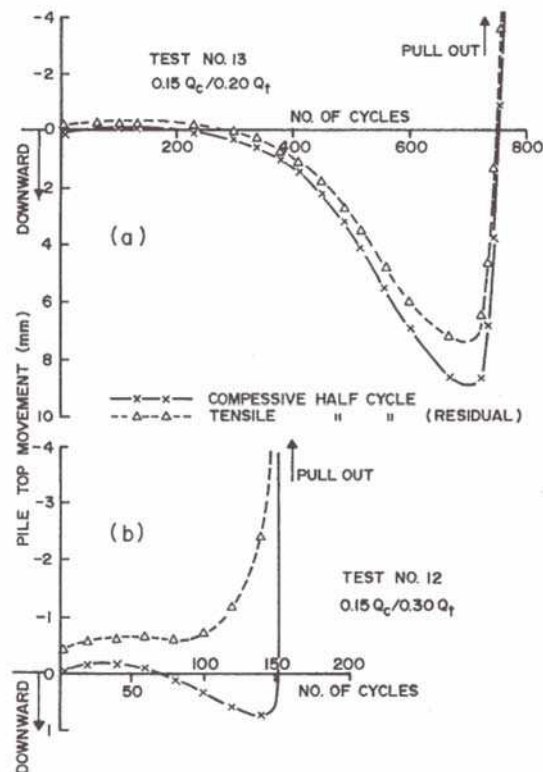


Figure I.41 Accumulation de déplacement et déplacement résiduel (Chan *et al.*, 1980)

soumis à des chargements alternés en effort avec une charge moyenne $P_0 = 0$. Ils ont notamment mis en évidence la dégradation de la capacité portante suite au chargement cyclique.

Deux paramètres ont été utilisés : le LRL (Level of Repeated Load : niveau de chargement défini comme le rapport entre l'amplitude de chargement (P_c) et la capacité portante de l'inclusion sous chargement monotone (Q_t) et le CLRL (Critical Level of Repeated Load : niveau de chargement cyclique pour lequel la rupture est atteinte pour un nombre de cycles inférieur au nombre de cycles étudiés (ici $N=100$). Ils sont déterminant pour la compréhension des phénomènes de dégradation à l'interface.

Le tableau I.4 présente les résultats des essais par l'intermédiaire du CLRL pour les paramètres étudiés à savoir la densité et la longueur des inclusions (D/B). Sur le tableau I.5, on présente l'influence du LRL sur le facteur de dégradation (M_β), qui est le rapport entre la capacité portante monotone obtenue avant le chargement cyclique et celle obtenue après le chargement cyclique, et ceci pour deux rapports D/B . S1 et S2 étant des essais monotones, et les essais S3, S4 et S5 des

Soil condition (1)	CLRL (Percent) ^a	
	D/B = 4 (2)	D/B = 8 (3)
Loose	>65	21-47
Medium dense	27-42	15-26
Dense	38-46	8-14

^aCritical level of repeated load = level of repeated load above which failure occurs within 100 cycles, below which failure does not occur.

Tableau I.4 CLRL dans le cas d'essais sur des modèles (Turner *et al.*, 1990)

Soil condition (1)	D/B = 4			D/B = 8		
	Test (2)	LRL ^a (3)	M _β ^b (4)	Test (5)	LRL ^a (6)	M _β ^b (7)
Loose	S21	22	1.13	S7	24	1.05
Loose	S22	29	1.68	S7	24	1.05
Loose	S23	45	1.49	S7	24	1.05
Medium dense	S14	27	1.18	S3	12	1.05
Medium dense	S14	27	1.18	S4	15	0.65
Medium dense	S14	27	1.18	L3	16	0.78
Medium dense	S14	27	1.18	L6	Variable	0.68
Dense	S17	38	1.00	S10	8	0.84
Dense	S18	46	0.92	S10	8	0.84

Note: $\beta = K \tan \delta = 2(Q_c - W)/\pi B \gamma D^2$ (using actual as-built diameter, plus a 7.5-mm soil collar).
^aLRL = level of repeated loading defined by Eq. 4.
^bM_β = ratio of β after repeated loading to β determined for static uplift.

Tableau I.5 Evolution du facteur de dégradation avec le LRL (Turner *et al.*, 1990)

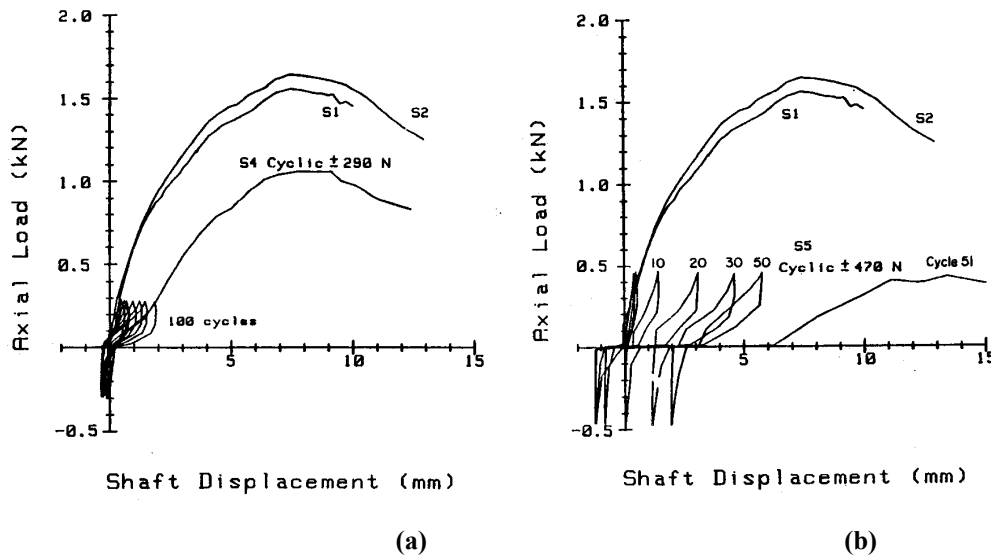


Figure I.42 Courbes charge-déplacement dans le cas d'essais cycliques alternés (Turner *et al.*, 1990)

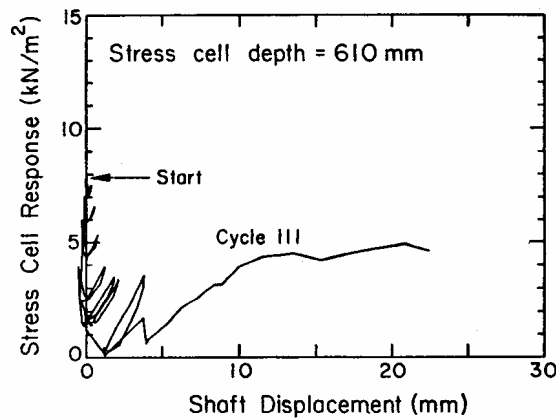


Figure I.43 Evolution des contraintes horizontales à proximité du fût du pieu dans un sable moyennement dense dans le cas d'un essai alterné (Turner, 1987)

essais cycliques à chargement contrôlé alternés symétriques à différents niveaux de chargement. Ces essais présentent les différents types de réponses des fondations profondes lorsqu'elles sont soumises à des chargements cycliques alternés symétriques à savoir une stabilisation, une augmentation ou une diminution de la capacité portante. Pour ce type de chargement (figure I.42 (a)), si la rupture (décrochement) n'est pas atteinte, on n'observe pas forcément d'accumulation de déplacement très importante, mais plutôt un effort et un déplacement cyclique qui varie autour de 0. Ce type de comportement est étudié en laboratoire à l'aide d'essais à déplacement contrôlé avec des amplitudes cycliques plus ou moins importante permettant de mettre ainsi en évidence la dégradation cyclique.

La figure I.42 (b), en revanche, présente le cas où l'amplitude de chargement provoque la rupture, occasionnant une forte diminution de la capacité portante. La figure I.43 présente l'évolution des contraintes sur une cellule de mesure proche du fût lors d'un essai cyclique alterné. Une forte diminution de la contrainte normale autour du pieu a été observée, traduisant une contractance à l'interface, inattendue à cette densité (Turner *et al.*, 1987). Trois mécanismes de comportement sont considérés pour expliquer les variations de frottement latéral : la décompression de la zone de sol sous la pointe (pour des déplacements occasionnés supérieurs à 0,5-1 mm (qui est de l'ordre de la taille des grains), la dégradation cyclique de la résistance au cisaillement le long de l'interface sol-pieu et la diminution du facteur K (coefficient de pression des terres) avec le nombre de cycles. Au delà d'un déplacement de 3 à 4 mm, on peut supposer qu'une réorientation des grains se produit, provoquant la rupture du sol le long du fût.

On peut ainsi constater que, plus le paramètre LRL augmente, et plus la dégradation s'accroît. Pour une même valeur de LRL, la dégradation augmente avec la densité et l'élancement (tableau I.5).

En ce qui concerne le CLRL, celui-ci diminue lorsque la densité et l'élancement de l'inclusion augmentent. (tableau I.4).

De ces résultats, les auteurs déduisent qu'il existe une relation directe entre le facteur de dégradation et le déplacement cyclique (pic-pic) lors du dernier cycle de chargement. Cette relation est indépendante de la densité, de la géométrie et de l'échelle des modèles de pieux (figure I.44 (a)). La figure I.44 (b) peut donner quelques éléments concernant le dimensionnement des pieux soumis à ce type de sollicitations. En effet, elle présente une relation entre la capacité portante après cycles et la densité pour les deux types de chargement cyclique étudiés à savoir le cas alterné et le cas non alterné. On remarque ici aussi le caractère plus défavorable du cas des essais alternés.

I.4.2.3 Evaluation des déplacements permanents

Les résultats présentés ci-dessus montrent que le comportement des pieux sous chargement cyclique est complexe et nécessite la bonne compréhension des phénomènes induits lorsqu'une

structure est soumise à ce type de chargement. Ceci afin d'assurer une bonne stabilité d'un ouvrage qui est soumis à de telles sollicitations.

L'ensemble des travaux présentés précédemment a rendu compte de l'influence des différents paramètres (type de chargement (non alterné et alterné), combinaisons de chargement (P_m , P_c), type de sol et indice de densité) sur l'accumulation des déplacements ainsi que sur les conséquences possibles sur le comportement des pieux (évolution de la capacité portante).

Dans la plupart des travaux liés à l'étude du comportement des pieux sous sollicitation cyclique, l'équation de Diyaljee and Raymond (1982) propose une quantification mathématique de ces accumulations dans le cas des essais de compression. Cette équation s'écrit sous la forme :

$$\frac{S_p}{d} = A.e^{(nX)}.N^m \dots\dots\dots I.3$$

avec : S_p : déplacement permanent

d : diamètre du pieu

X : niveau de chargement cyclique appliqué

N : nombre de cycles

A, n, m : paramètres déterminés expérimentalement

On rappelle que cette équation a été déterminée à partir d'essais de compression.

Un exemple de résultats est présenté sur les figures I.45 (a) et (b), montrant bien l'évolution des déplacements permanents avec l'amplitude de chargement et du nombre de cycles. Les paramètres obtenues sont $m = 0,28$, $n = 5,1$ et $A = 0,4$. On peut également citer les travaux effectués par Poulos & Lee, (1989), Lee & Poulos, (1990), Al-Douri & Poulos (1994b) et Al-Douri & Poulos (1995).

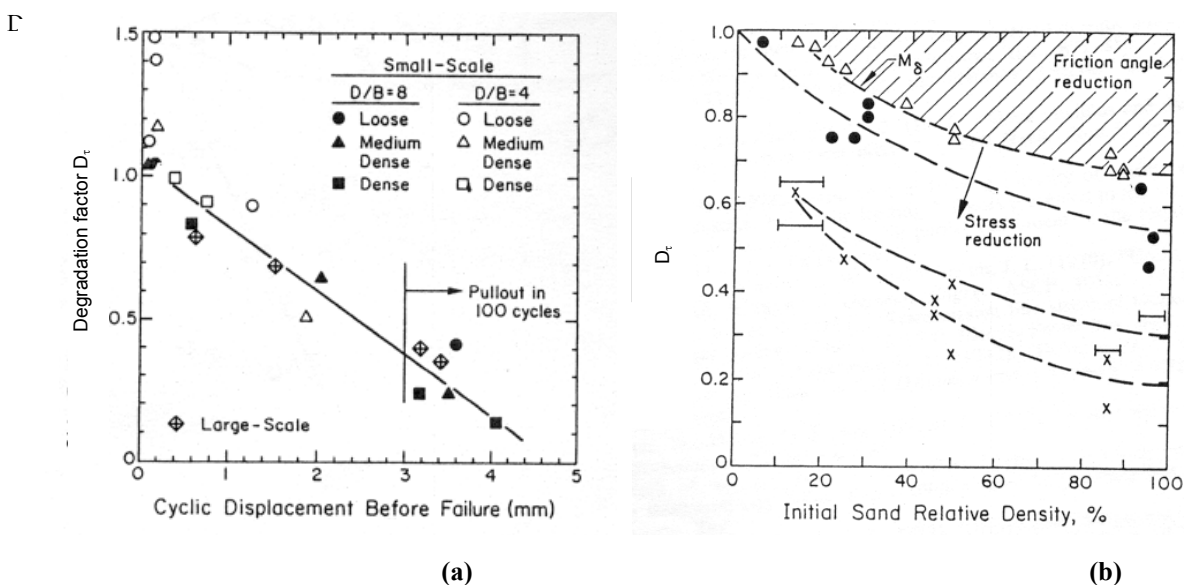
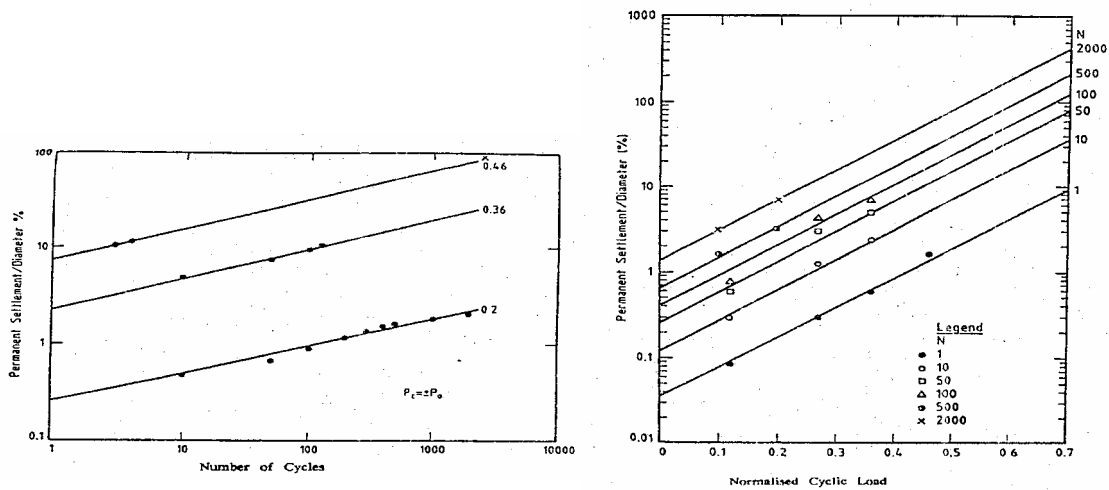


Figure I.44 Evolution du facteur de dégradation en fonction de (a) déplacement cyclique pic-pic lors du dernier cycle de chargement et (b) de l'indice de densité (Turner *et al.*, 1990)



(a) (b)
Figure I.45 Evolution du déplacement permanent normalisé avec (a) le nombre de cycles et (b) l'amplitude de chargement (Lee, 1988)

I.4.2.4 Diagramme de stabilité cyclique (Poulos, 1988)

Dans le but de définir des critères de dimensionnement pour les pieux soumis à des chargements cycliques, Poulos (1988) a introduit un diagramme qui permet de synthétiser la réponse d'un pieu soumis à ce type de chargement. C'est le diagramme de stabilité cyclique. Il est présenté sur la figure I.46.

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

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

On précise que l'auteur estime que le pieu atteint la rupture sous chargement cyclique (et donc il le classe dans la zone instable) quand l'accumulation des déplacements permanents dépassent $1/10$ du diamètre.

Ce diagramme est tracé dans le repère P_0/Q_c , P_c/Q_c . La zone instable est limitée par deux droites et cela vient du fait que pour toutes combinaisons d'amplitude cyclique et de chargement permanent qui dépassent la capacité portante monotone, le pieu va subir des grands déplacements dès les premiers cycles.

La droite limite en compression est obtenue de la manière suivante :

- pour $P_0=Q_c$, la rupture est obtenue pour $P_c=0$
- pour $P_0=0$, la rupture est obtenue pour $P_c=Q_c$

On obtient ainsi pour la compression : $\frac{P_0}{Q_c} + \frac{P_c}{Q_c} = 1$

La droite limite en traction est obtenue par :

- pour $P_0 = Q_t$, la rupture est obtenue pour $P_c = 0$
- pour $P_0 = 0$, la rupture est obtenue pour $P_c = Q_t$

La droite limite en traction s'écrit donc : $\frac{P_0}{Q_c} - \frac{P_c}{Q_c} = -\frac{Q_t}{Q_c}$

L'intersection des deux droites limites est le point F $((Q_c - Q_t)/2 ; (Q_c + Q_t)/2)$.

Les combinaisons de charge situées à droite de F provoquent la rupture en compression, tandis qu'à gauche de F, on a une rupture en traction.

Où : P_0 ($\equiv P_m$) : charge moyenne

P_c : amplitude de chargement cyclique

Q_c : charge à la rupture sous chargement monotone en compression

Q_t : charge à la rupture sous chargement monotone en traction

Le diagramme de stabilité permet notamment de mettre en évidence le caractère défavorable de ce type de chargement par rapport au chargement monotone ; la rupture pouvant se produire pour des efforts appliqués inférieurs à ceux nécessaires à l'obtention de la rupture dans le cas monotone. On

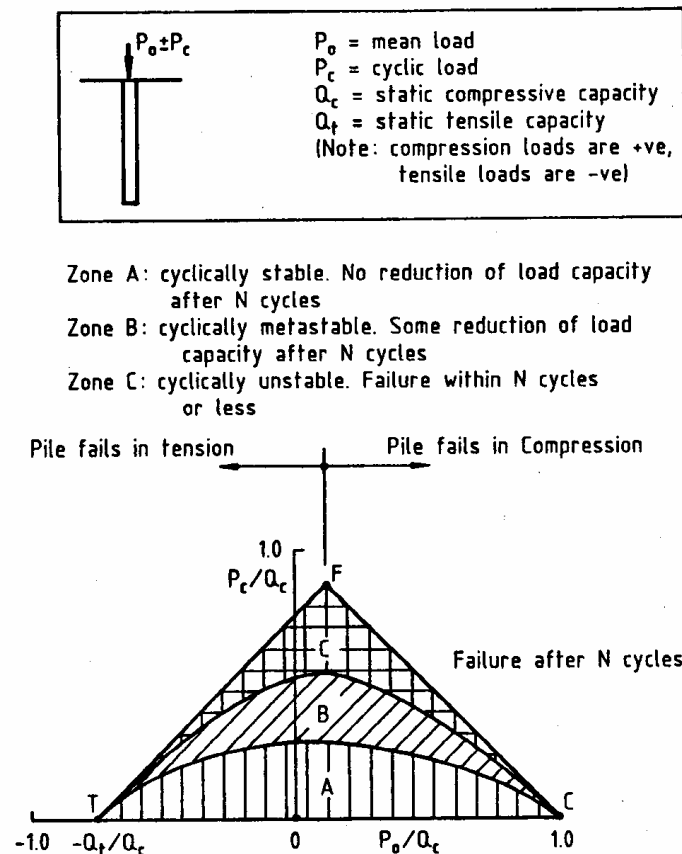
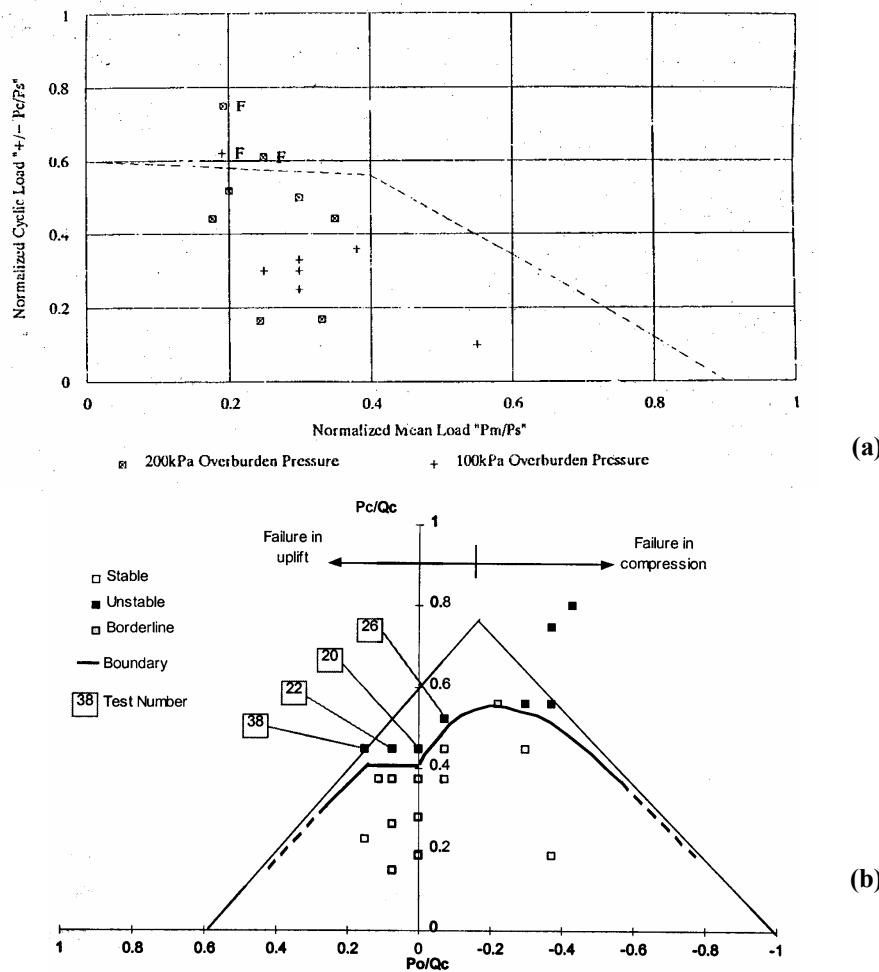


Figure I.46 Diagramme de stabilité cyclique (Poulos, 1988)

présente ci-dessous quelques diagrammes de stabilité résultant des essais de chargement réalisés *in situ* et en laboratoire.

Al Douri (1995) a étudié le comportement des pieux sous chargements cycliques en chambre d'étalonnage pour un sable calcaire. Il a aussi établi un diagramme de stabilité cyclique pour un nombre de cycles maximum de 244 (figure I.47(a)) pour deux contraintes de consolidation (100 et 200 kPa). Il a seulement étudié le cas des chargements cycliques à charge contrôlé en traction (charges en traction prises positives dans son étude. Les pointillés décrivent la frontière entre les zones stable et instable (points F: rupture). Pour les combinaisons de chargement les plus faibles, les déplacements accumulés sont faibles et on peut considérer que l'on est encore dans la "gamme" élastique (zone stable).

La figure I.47(b) présente un résultat obtenu par McManus and Berrill (1996). L'essai a été réalisé sur un massif de sable siliceux à surface libre préparé à une densité de 0,27-0,33. Ce diagramme montre que la capacité portante d'une inclusion forcée diminue lorsque cette dernière est soumise à des sollicitations cycliques. Pour le cas le plus défavorable, il a été démontré que la capacité portante pouvait diminuer jusqu'à 57 % de la charge monotone initiale. Les aspects importants de ce travail sont que, contrairement au diagramme de Poulos (1988), il n'y a pas de zone métastable, et que l'on peut observer une différence de comportement en traction et compression autour de la charge $P_0 / Q_c = 0$. En effet, pour le point ($P_c / Q_c = 0,4$ et $P_0 / Q_c = 0$), qui semble être l'intersection entre la frontière entre les zones stables et instables et l'axe vertical, on peut voir que dans la zone relative à la traction ($P_0 > 0$) l'augmentation de P_0 a peu d'influence sur les zones stables et instables. En ce qui concerne la zone de compression ($P_0 < 0$), la diminution de la charge moyenne entraîne dans un premier temps un élargissement de la zone stable (jusqu'à $P_0 / Q_c = 0,3$ et $P_0 / Q_c = 0,5$) puis celle-ci se réduit jusqu'à la droite de rupture ; montrant ainsi l'influence de la résistance en pointe pour ce type de chargement. Il semble donc que l'inclusion puisse supporter des combinaisons de chargements en compression qui sont plus importantes qu'en traction, car la pointe participe à la reprise de l'effort en compression limitant ainsi la dégradation de la capacité portante.



I.4.2.5 Essais de type *Storm Loading*

Les pieux ne sont jamais soumis, au cours de leur histoire de chargement, à une seule combinaison de chargement cyclique (combinaison de chargement : combinaison entre la charge moyenne P_m et l'amplitude de chargement P_c), mais plutôt à des successions de combinaisons de chargement. La figure I.48 présente une courbe typique de ce type de chargement dans le cas d'un chargement axial cyclique non alterné et alterné avec une succession de combinaisons de chargement croissantes en termes de charge moyenne (P_m) et d'amplitude cyclique (P_c).

Poulos *et al.* (1995) ont effectué des essais cycliques sur une inclusion isolée dans une cellule de type chambre d'étalonnage. Des combinaisons de chargement ont été appliquées comme suit : une première série pour lesquelles on a quatre combinaisons de chargements, avec une charge maximale qui augmente progressivement, suivie d'une seconde série pour laquelle la charge maximale décroît de manière symétrique pour les différentes combinaisons de chargement (figure I.49). Les principales conclusions obtenues, dans cette étude, sont les suivantes :

- pour chaque combinaison de chargement, le déplacement accumulé lors du premier cycle est beaucoup plus grand que celui observé lors des cycles suivants, et le déplacement permanent augmente avec le nombre de cycles. Pour ce dernier, on observe aussi une diminution du taux d'augmentation avec le nombre de cycles.
- l'accumulation de déplacement augmente avec le niveau de chargement et il semble notamment dépendre davantage du niveau de chargement que du nombre de cycles.
- la diminution de la charge maximale dans la seconde série n'entraîne pas de diminution du déplacement permanent, mais plutôt une augmentation moins prononcée du déplacement.

I.4.2.6 Influence du nombre de cycles sur le comportement des inclusions

Chan *et al.* (1980) ont étudié l'effet du nombre de cycles appliqués sur le comportement des structures sous chargement cyclique afin de caractériser non seulement les critères de stabilité mais également les effets de « fatigue » de ces structures soumises à ces mêmes chargements répétés

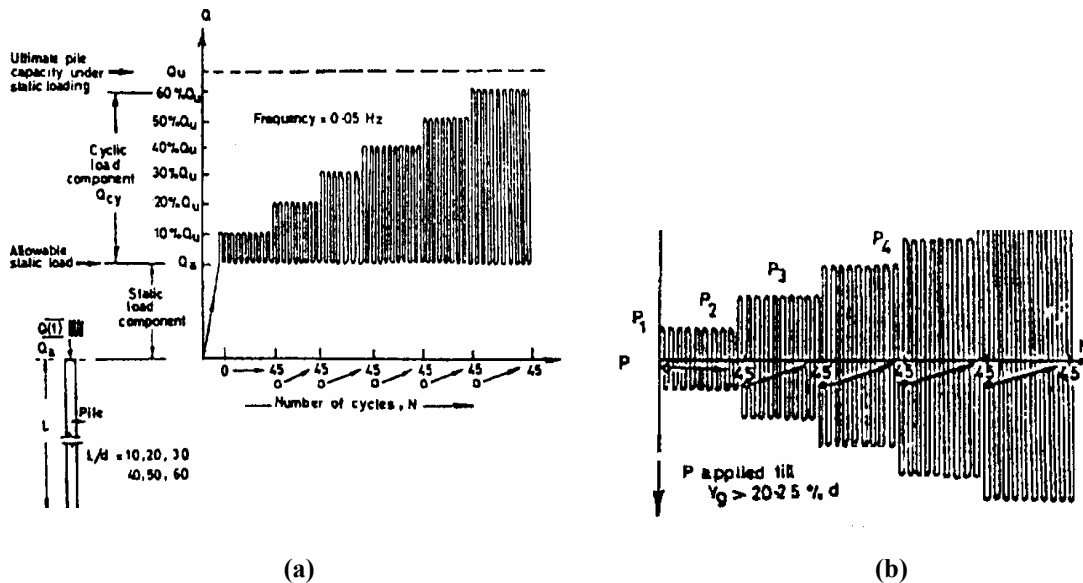


Figure I.48 Courbes typiques de Storm loading (a) dans le cas non alterné en compression et (b) dans le cas alterné (Golait & Katti, 1988)

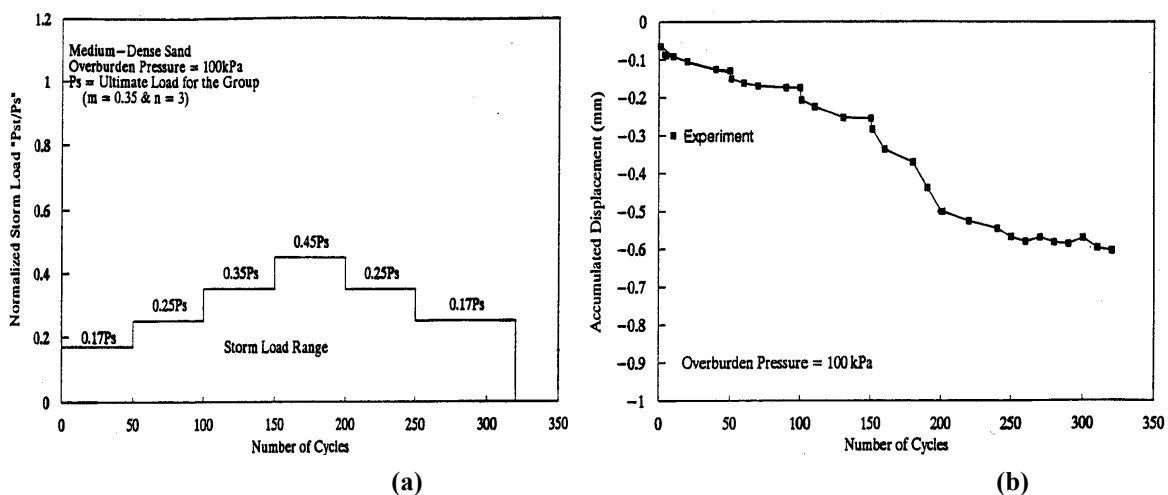


Figure I.49 Séries de chargement appliqués (a) et Evolution du déplacement permanent (b) (Al Douri, 1992)

mais pour un nombre de cycles très important (comme dans la réalité). Ce nombre allait de 50 à 200000 avec une période de 60 secondes pour chacun des cycles. Les auteurs ont réalisés des essais cycliques non alternés en compression tels que $P_m = P_c$.

Sur la figure I.50 (a), on présente l'influence du nombre de cycles à la fois pour des combinaisons de chargement stables et instables (voir précédemment). Dans le cas des combinaisons de chargement les plus défavorables (pour un faible nombre de cycles), l'augmentation du nombre de cycles ne fait qu'accroître l'accumulation des déplacements. Dans le cas des combinaisons de chargement les plus favorables (pour un faible nombre de cycles), on note avec l'augmentation du nombre de cycles, un net changement dans le comportement des inclusions, avec une forte augmentation du taux de déplacement, par rapport à un état initial caractérisé par un faible taux de déplacement permanent. Ceci dépend bien entendu de l'amplitude de chargement, et notamment en ce qui concerne le déclenchement de la rupture de l'inclusion ; car celui-ci se produit au bout d'un nombre de cycles N , le cas extrême étant l'essai correspondant à $P_m = P_c = 0,1 Q_c$; pour lequel on passe d'un mouvement ascendant avant $N = 11.000$, puis pendant les vingt mille cycles suivants, l'accumulation de déplacement est très faible. Finalement, un mouvement descendant s'amorce jusqu'à atteindre la rupture.

Lee and Poulos (1990), dans leur étude sur le comportement des pieux sous chargement cyclique, ont déterminé, pour chacune des combinaisons de chargement, le nombre de cycles N_f pour lequel on atteint la rupture. N_f a atteint des valeurs supérieures à 2000 et, par conséquent, des courbes, d'évolution du déplacement en fonction du nombre de cycles, ont pu être tracées et sont présentées sur la figure I.50 (b). On peut constater sur cette figure que lorsque la charge moyenne (P_m) augmente, la courbe devient plus plate, ce qui implique que N_f est très sensible à l'amplitude de chargement cyclique (P_c). De plus, ils ont établi un diagramme de stabilité cyclique à partir d'essais en laboratoire. Différents contours, correspondant à la rupture pour un nombre de cycles donnés, sont représentés. Ils tendent à se rapprocher quand P_m augmente et P_c diminue.

Si la charge cyclique n'excède pas 20% de la charge à la rupture, on ne constate pas de dégradation de la capacité portante et ceci quelque soit la charge moyenne P_m , Ceci définit la zone stable qui évolue avec le nombre de cycles.

On peut également observer sur la figure I.51 qu'il n'y a pas de zone métastable dans le diagramme présenté, correspondant à une faible perte de capacité portante sans rupture pendant le cyclage, un résultat similaire à celui obtenu par McManus and Berrill (1996). Toutefois, on observe une zone instable très bien définie.

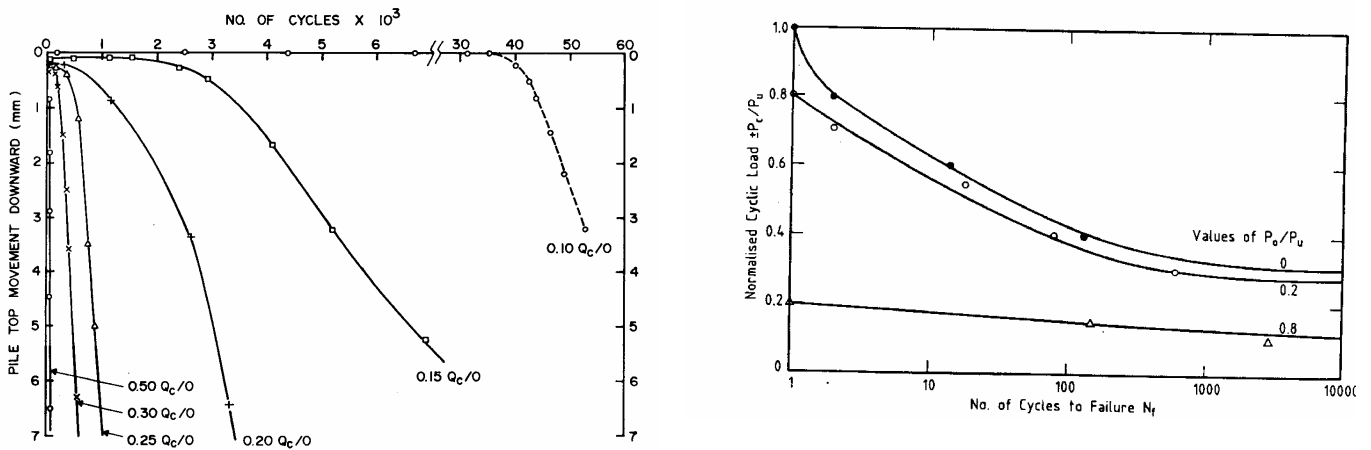


Figure I.50 Evolution du déplacement en fonction du nombre de cycles (a) Chan *et al.* (1980) et (b) Lee and Poulos (1990)

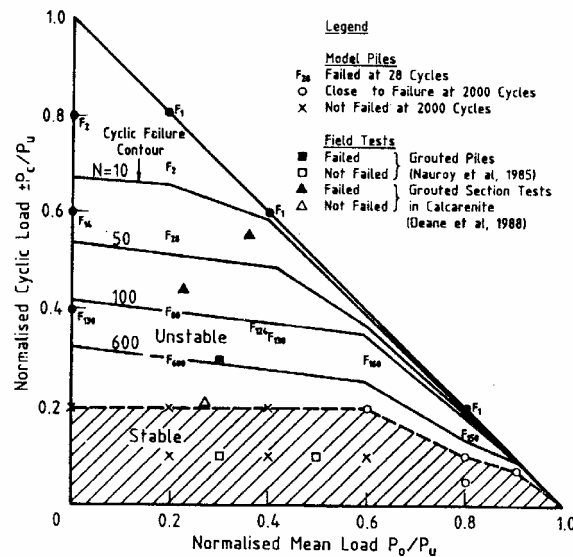


Figure I.51 Diagramme de stabilité cyclique (Lee and Poulos, 1990)

I.4.3 Essais à déplacement contrôlé

Après de chargement cyclique, on constate, pour certaines combinaisons de chargement, des pertes de capacité portante et notamment une dégradation du frottement latéral le long des pieux. De plus, comme on a pu le voir dans la partie I.4.2 (figure I.48), certains essais alternés étaient équivalents à des essais à déplacement contrôlé, en raison de leur faible amplitude de chargement entraînant des déplacements plus ou moins importants mais provoquant une réduction de la capacité portante des pieux après cycles. Dans ce contexte, plusieurs travaux (Poulos, 1988 ; Lee et Poulos, 1990 ; Al Douri et Poulos, 1995 ; Chin et Poulos, 1996) ont été entrepris pour quantifier ces dégradations. La procédure d'essai utilisée pour la détermination d'un facteur de dégradation s'effectue à partir d'essais réalisés à déplacement contrôlé. L'essai se décompose en trois étapes soit : un chargement statique initial jusqu'à la rupture, un chargement cyclique et un chargement statique final. On présente sur la figure I.52 les résultats typiques d'un essai cyclique à déplacement contrôlé

avec un chargement monotone initial suivi du chargement cyclique (amplitude de déplacement (ρ_c) de 2,5 mm) et un chargement monotone final ; pour lequel on peut noter une forte dégradation de la capacité portante pour une amplitude de déplacement cyclique aussi élevée.

Le facteur de dégradation s'exprime alors de la façon suivante (Poulos, 1988) : $D_\tau = \frac{f_c}{f_s}$

f_c : frottement latéral, sous chargement statique, après chargement cyclique.

f_s : frottement latéral sous chargement statique initial.

Il est également intéressant de déterminer la dégradation au cours du chargement cyclique. On peut notamment remarquer, sur la figure I.52, une forte diminution du facteur de dégradation dès les premiers cycles.

On peut également s'intéresser à l'évolution du facteur de dégradation en fonction du nombre de cycles et de l'amplitude de déplacement cyclique. On présente sur les figures I.53 (a) et (b) des résultats d'essais effectués par Lee and Poulos (1990). En ce qui concerne le nombre de cycles (figure I.53 (b)), on peut observer la forte diminution du facteur de dégradation dans tous les cas, mais elle est d'autant plus importante que l'amplitude de déplacement augmente. Quant à l'évolution du facteur de dégradation en fonction de l'amplitude de déplacement cyclique (figure I.53 (a)), on peut observer, pour les différents sols étudiés, une cohérence des différents résultats ; avec une allure qui est toujours la même, à savoir une diminution du facteur de dégradation avec l'amplitude de glissement cyclique (ρ_{cs}). Cette dernière est égale à la différence entre l'amplitude de déplacement cyclique imposée (ρ_c) et le déplacement nécessaire à la mobilisation du frottement latéral sous chargement monotone (ρ_{fs} : qui dépend du diamètre de l'inclusion) : $\rho_{cs} = \rho_c - \rho_{fs}$. Ces résultats indiquent qu'il y a une certaine cohérence entre les essais par rapport à l'évolution du facteur de dégradation et que la dégradation du frottement latéral apparaît pour des amplitudes supérieures à ρ_{fs} et que elle peut donc être représentée en fonction de l'amplitude de glissement cyclique. En augmentant cette amplitude, on accentue la dégradation à l'interface.

En outre, Matlock et Foo (1979) ont proposé un modèle simplifié qui repose sur l'hypothèse que la dégradation cyclique, qui intervient sur le frottement latéral, est essentiellement due aux différentes phases de changements de directions du déplacement de l'inclusion. La dégradation se produit ainsi après avoir eu plastification successive dans les deux sens de chargement (traction/compression). Ce modèle s'exprime de la manière suivante :

$$D_\tau = (1-\lambda) (D' - D_{\min}) + D_{\min} \quad \text{Où} \quad \begin{array}{l} D_\tau : \text{valeur actuelle du facteur de dégradation} \\ D' : \text{facteur de dégradation du cycle précédent} \\ D_{\min} : \text{valeur minimale du facteur de dégradation} \\ \lambda : \text{paramètre Taux de dégradation} \end{array}$$

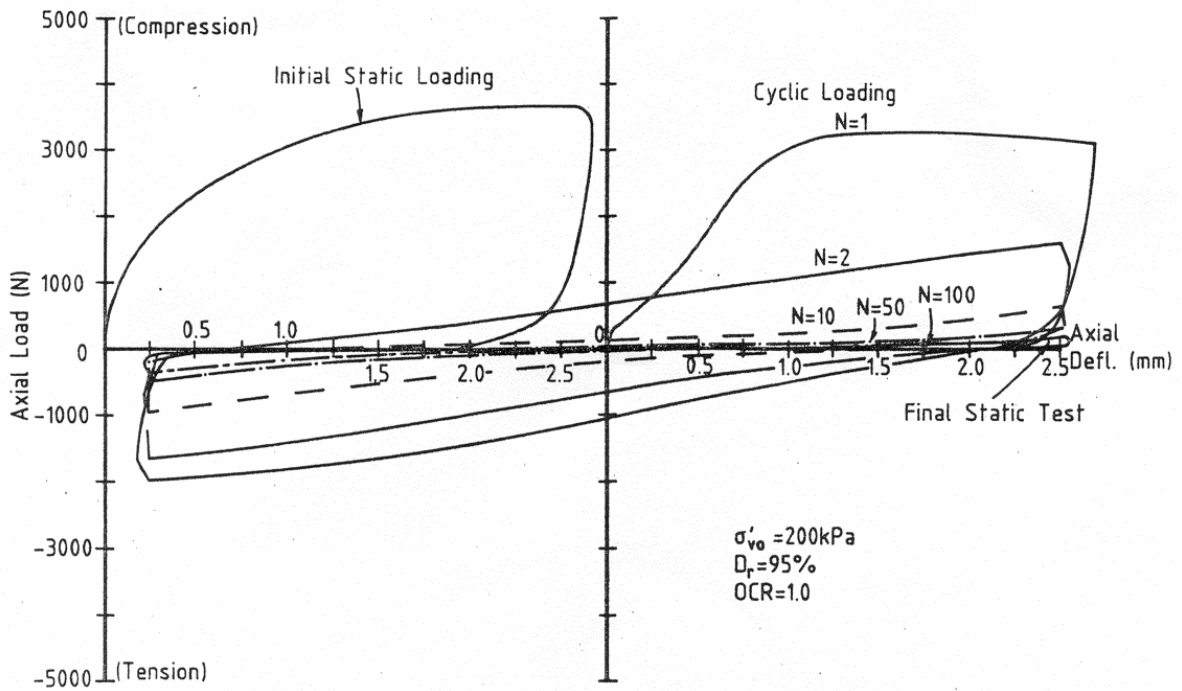


Figure I.52 Courbe typique de l'évolution de la charge en tête avec le déplacement au cours d'un essai cyclique à déplacement contrôlé (Lee and Poulos, 1990)

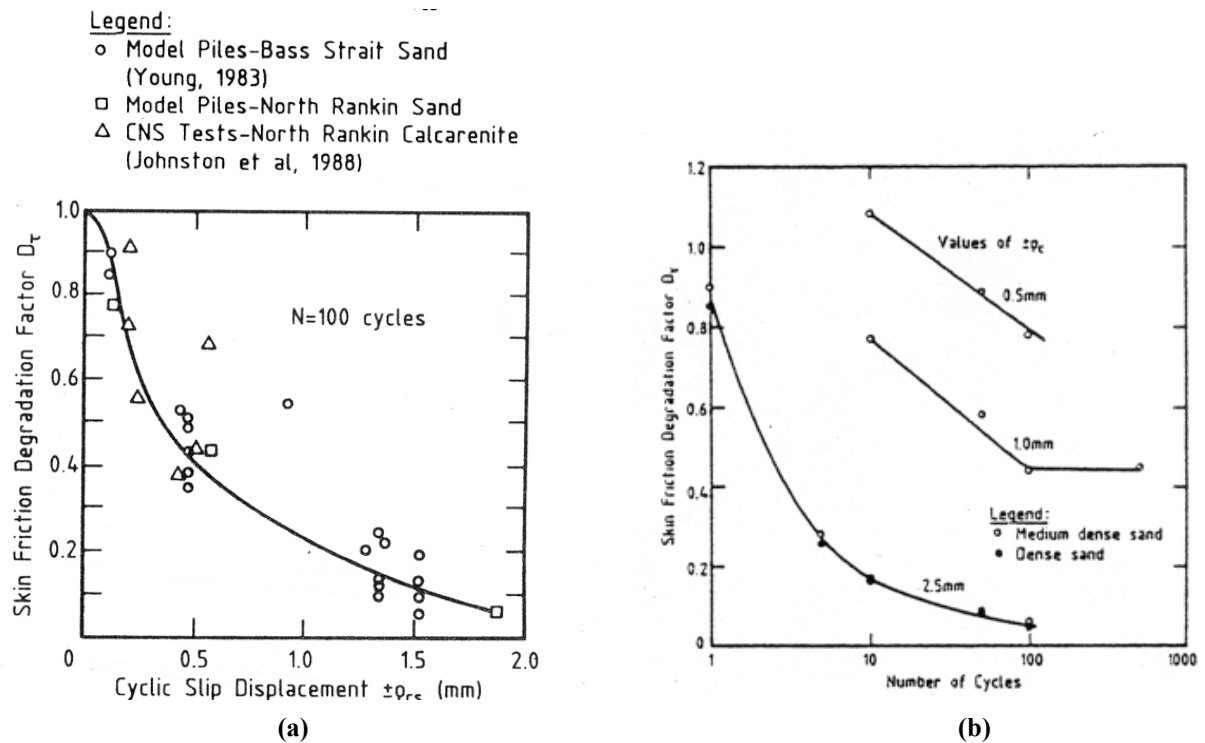


Figure I.53 Evolution du facteur de dégradation en fonction de l'amplitude de glissement cyclique (a) et du nombre de cycles (b) (Lee and Poulos, 1990)

I.5 COMPORTEMENT MECANIQUE DE FONDATIONS PROFONDES EN GROUPE SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

Des travaux ont été effectués sur le comportement des groupes soumis à des chargements cycliques afin de mettre en évidence un effet de groupe pour ce type de sollicitation. En outre, dans le cas de l'inclusion isolée, on a déjà pu constater l'importance d'un paramètre que l'on n'avait pas dans le cas du chargement monotone, à savoir le type de sollicitations (essais à chargement contrôlé non alternés ou alternés, essais à déplacement contrôlé) qui a une influence non négligeable sur le comportement de l'inclusion. Dans le cas des groupes, ce paramètre s'ajoute à ceux que l'on a déjà évoqués à savoir l'entr'axe relatif, le nombre d'inclusions...

De plus, les types de chargement appliqués aux groupes doivent être de même nature que ceux appliqués sur l'inclusion isolée afin d'établir une comparaison et parler d'effets de groupe. Celui-ci pourra se traduire de manière différente pour ce type de chargement, à savoir une amélioration ou une détérioration de la stabilité des pieux et de la dégradation de la capacité portante. On a séparé ici l'étude des groupes d'inclusions en deux parties : l'étude du comportement des groupes soumis à des chargements cycliques à chargement contrôlé et à déplacement contrôlé.

I.5.1 Essais à chargement contrôlé

Les principaux travaux trouvés dans la littérature concernent le cas des essais à chargement contrôlé non alternés en compression ou en traction, qui sont les plus courants. La base de données expérimentales concerne essentiellement l'étude du comportement des groupes de pieux sous chargement cyclique dans les sables calcaires. La base de données expérimentales, sur des massifs de sable siliceux, est très limitée.

I.5.1.1 Cas des essais de compression

O'Neill *et al.* (1982) ont réalisé des essais cycliques non alternés en compression *in situ* sur un groupe de neuf pieux dans une argile surconsolidée saturée. Les pieux avaient un diamètre de 137 mm, une longueur de 13,1 m et un espacement était de trois diamètres. Le groupe ainsi que deux pieux isolés furent chargés trois fois jusqu'à la rupture, avec à chaque fois une décharge. La diminution du frottement latéral des pieux du groupe lors des essais de compression étaient de 23 % en comparaison avec les 9 % du cas isolé. Ceci peut être dû à l'inversion de sens de l'effort de cisaillement appliqué au pieu. Il est toutefois à noter que les phases de charge-décharge successives ont eu pour effet d'augmenter la résistance en pointe notamment dans le cas des groupes (figure I.54).

Moey *et al.* (1983) ont étudié le comportement sous chargement cyclique axial de groupes de quatre inclusions foncées dans deux types de sol, de l'argile et un sable siliceux par l'intermédiaire d'essais en laboratoire. Les dégradations relatives à la capacité portante du groupe étaient supérieures à celles observées dans le cas de l'inclusion isolée.

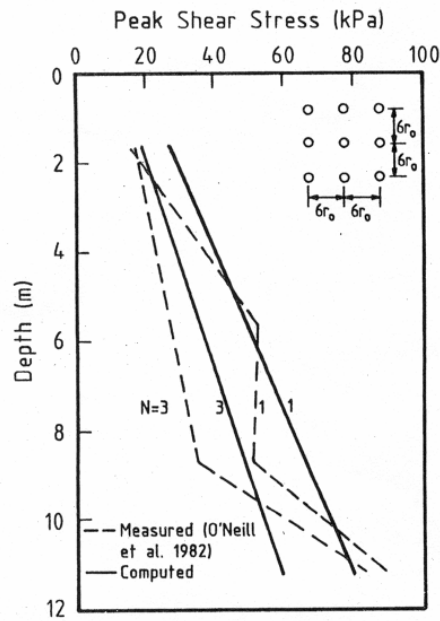


Figure I.54 Réponse d'un groupe de neuf pieux après un chargement monotone (N=1) et après trois chargements monotones (N=3) (O'Neill *et al.*, 1982)

I.5.1.2 Cas des essais de traction

Al Douri (1992) a réalisé des essais sur des groupes de deux et quatre inclusions espacés de quatre diamètres soumis à des chargements cycliques non alternés en traction, pour deux contraintes de consolidation et plusieurs indices de densité dans des massifs de sable calcaires.

Des diagrammes de stabilité cyclique ont pu être établis dans les deux cas (figures I.55 (a) et (b)). On n'observe pas de différences notables entre les deux groupes et le cas isolé ; les points correspondant à la rupture sont à peu près les mêmes pour l'inclusion isolée (voir paragraphe I.4.) et les deux configurations de groupe. Le programme expérimental est présenté sur le tableau I.6. Des résultats typiques d'accumulation des déplacements, avec le nombre de cycles, sont montrés sur la figure I.56, où l'on peut observer que le déplacement le plus important intervient lors des premiers cycles. Pour les cycles suivants, le taux d'augmentation du déplacement diminue avec le nombre de cycles et ceci à la fois pour l'inclusion isolée et les groupes. L'influence du nombre de pieux dans un groupe sur l'accumulation des déplacements, présentée sur la figure I.56, montre que l'accumulation des déplacements est à peu près la même entre le groupe de 2 inclusions et l'inclusion isolée pour les dix premiers cycles et elles sont légèrement inférieures à celle du groupe de quatre inclusions. Mais au delà de 10 cycles, la tendance est plus marquée, l'accumulation de déplacement du groupe de 4 inclusions est légèrement supérieure à celle du groupe de 2 et supérieure à celle de l'inclusion isolée. Un effet de groupe semble donc également intervenir pour la détermination des accumulations de déplacement.

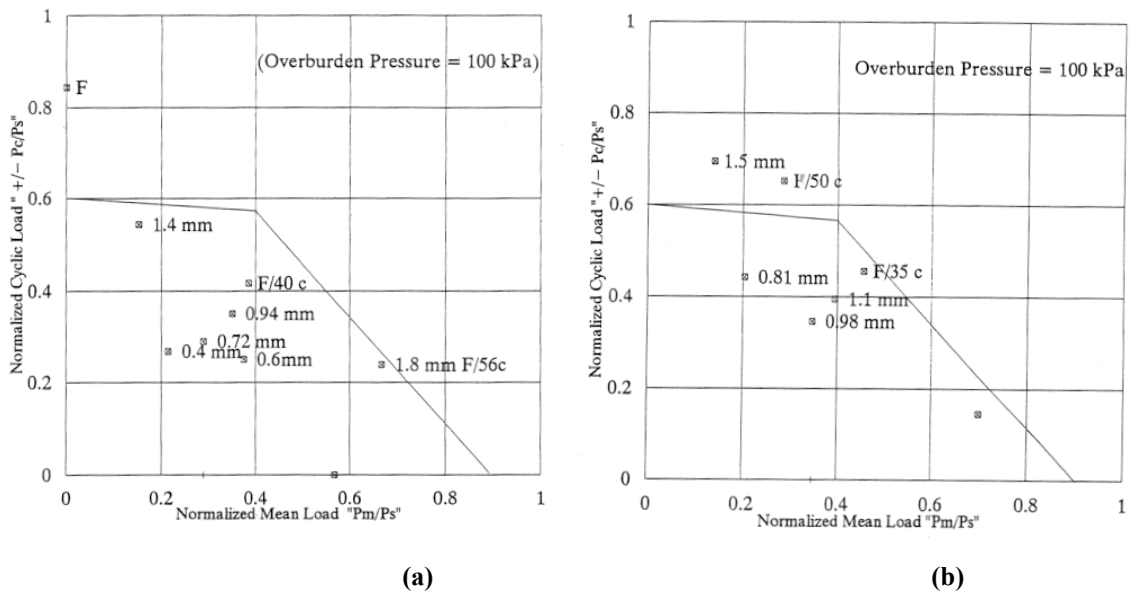


Figure I.55 Diagrammes de stabilité cyclique pour les groupes de (a) deux et (b) quatre pieux (Al Douri et al, 1992).

Test No.	Desity kN/cu·m	Overburden Pressure kPa	P_m/P_s	P_c/P_s	Number of Cycles to Cause Failure
*2PCL1	10.2	100	0.29	0.29	—
2PCL2	10.1	100	0.35	0.35	—
2PCL3	10.6	100	0.00	0.85	148
2PCL4	10.4	100	0.38	0.42	140
2PCL5	10	100	0.37	0.25	—
2PCL6	9.9	100	0.57	0.00	—
2PCL7	10.5	100	0.15	0.54	—
2PCL8	10.3	100	0.67	0.24	156
2PCL9	10	100	0.21	0.27	—
2PCL10	10.2	100	0.70	0.10	—
**4PCL1	9.9	100	0.35	0.35	—
4PCL2	10	100	0.20	0.44	—
4PCL3	10.6	100	0.46	0.46	135
4PCL4	10.4	100	0.28	0.65	150
4PCL5	10.2	100	0.39	0.39	—
4PCL6	10.4	100	0.14	0.69	—
4PCL7	9.9	100	0.70	0.14	—
4PCL8	10.2	100	0.70	0.10	—

*2PCL=Two pile group tests
**4PCL=Four pile group tests

Tableau I.6 Résultats des essais cycliques à chargement contrôlé pour les groupes de deux et quatre pieux (Al Douri and al., 1994)

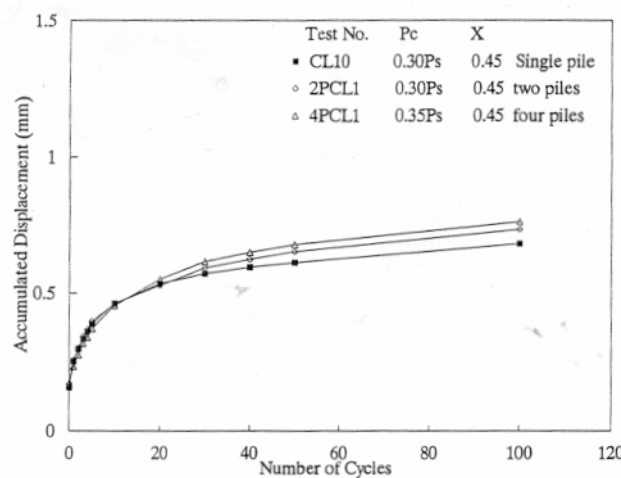


Figure I.56 Evolution du déplacement permanent en fonction du nombre de cycles pour l'inclusion isolée, le groupe de deux et le groupe de quatre pieux (Al Douri et al., 1994)

I.5.1.3 Essais de type « Storm Loading »

Al Douri *et al.* (1994) ont également effectué des essais de type Storm Loading, c'est à dire une succession de séries de chargement cycliques, en arrachement non alternés, qui pourraient correspondre par exemple aux sollicitations réelles appliquées par une houle de tempête sur une structure offshore sur une structure. Les mêmes séries de chargements (figure I.57 (a)) ont été appliquées à l'inclusion isolée, au groupe de deux et quatre inclusions. Elles ont consisté à appliquer des séries de chargement avec des charges maximales croissantes jusqu'à un maximum de 0,45 Ps ($\equiv Q_t$: capacité portante du groupe à la traction), puis deux séries de chargements avec des charges maximales décroissantes identiques à celles qu'avaient déjà subi les structures. La figure I.57(b)) présente les mesures des accumulations de déplacement avec le nombre de cycles. Une première constatation est une similarité du comportement des trois structures. En effet, comme cela a déjà été observé pour l'inclusion isolée, on a une augmentation des déplacements avec le nombre de cycles. Pour une série de chargement donnée, le déplacement accumulé lors du premier cycle est supérieur à celui observé lors des cycles suivants. Toutefois, le déplacement maximum observé augmente avec le niveau de chargement maximum. Mais lorsque les structures subissent les deux niveaux de chargement décroissants, le taux d'augmentation du déplacement diminue jusqu'à devenir constant pour le dernière série de chargement. Il semblerait que l'on assiste à un phénomène de type « écouissage » pour les séquences cycliques décroissantes. L'accumulation des déplacements des groupes s'est surtout faite au cours de l'application des chargements croissants. On peut ainsi considérer que les niveaux de chargement décroissants, ont peu d'influence sur l'accumulation de déplacement des pieux, ce qui peut correspondre à une augmentation de la rigidité des structures à ce type de chargement.

De plus, on peut observer une différence dans l'accumulation des déplacements entre les trois structures dès le niveau de chargement le plus faible, et cette accumulation augmente avec le nombre de cycles et l'augmentation des niveaux de chargement. L'accumulation des déplacements,

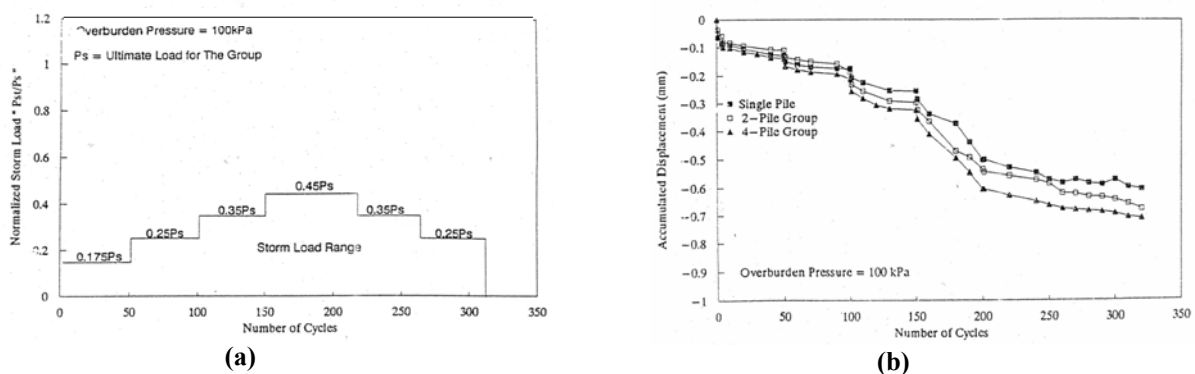


Figure I.57 Réponse des pieux dans le cas d'un chargement de type (a) "storm loading" pour (b) l'inclusion isolée, le groupe de deux et quatre pieux (Al Douri *et al.*, 1994)

pour l'inclusion isolée, est donc légèrement inférieure à celle obtenue pour le groupe de deux inclusions, qui est elle-même légèrement inférieure à celle obtenue pour le groupe de quatre inclusions.

On a présenté ci-dessus l'influence d'un certain nombre de paramètres sur le comportement des groupes sous chargement cyclique. On n'a pas pu mettre en évidence l'influence, au niveau du groupe, de paramètres tels que l'entr'axe relatif, le niveau de consolidation. Les différentes configurations de groupe étudiées ne montrent pas de différences significatives entre les différents groupes. De plus, les essais ont mis en évidence un effet de groupe négatif relativement à ce type de chargement.

I.5.2 Essais à déplacement contrôlé

Comme dans le cas isolé, ces essais doivent permettre d'évaluer la dégradation du frottement latéral des pieux dans le groupe.

- Cas d'un essai cyclique à déplacement contrôlé

Une étude très intéressante a été effectuée par Matlock *et al.* (1982). Ces auteurs ont réalisés des essais cycliques symétriques à déplacement contrôlé, en laboratoire sur des pieux isolés et en groupe dans une argile molle. Les pieux utilisés avaient un diamètre extérieur de 12,7 mm et une longueur de 1016 mm et le groupe étudié est circulaire et constitué de six pieux espacés de 3,5d. Deux jauges de déformation, diamétralement opposées, ont été placées au milieu de l'échantillon, à une distance de 25,4 cm des trois inclusions étudiées (inclusions installées en première (W3), en deuxième (R1) et en dernière (B2)) afin de mesurer l'évolution des contraintes de cisaillement à proximité du système sol-pieu au cours des essais de chargement. La cellule utilisée a un diamètre et une hauteur de 762 mm.

Des essais cycliques à déplacement contrôlé d'amplitude 0,25d ont été réalisés. A la suite de ces essais, la capacité portante du groupe était réduite à 34% de la capacité portante initiale. L'évolution du frottement latéral, en fonction du déplacement est présentée sur la figure I.58 pour les pieux installés respectivement en premier (W3), en deuxième (R1) et en dernier (B2). On constate que la charge la plus importante, au début du chargement cyclique, est observée pour le pieu installé en dernier, en raison de la densification du massif avant la mise en place de cette dernière inclusion. Toutefois, c'est également sur le pieu installé en dernier (B2) que l'on observe la dégradation la plus forte, avec un passage d'une contrainte de 3,2 psi pour le premier cycle à 1 psi pour les cycles 50 et 80.

Les évolutions du frottement latéral avec le nombre de cycles de chacun des trois pieux, pour le déplacement maximum de chaque cycle, sont présentés sur la figure I.59 (a). On peut ainsi observer

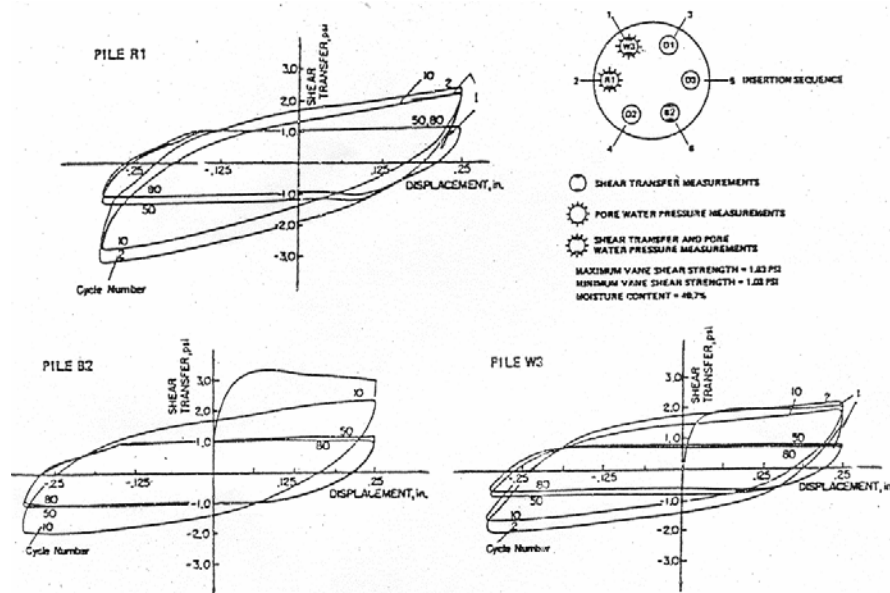


Figure I.58 Evolution des efforts de cisaillement le long des pieux installés en premier (W3), en deuxième (R1) et en dernier (B2) lors du chargement cyclique à déplacement contrôlé (Matlock *et al.*, 1982)

la dégradation du frottement latéral autour du système sol-pieu pour chacune des trois inclusions décrites précédemment. Une première constatation est que ces courbes présentent les mêmes allures, c'est à dire une baisse puis une stabilisation à partir du cinquantième cycle mais que les valeurs de départ sont différentes. Ceci peut être du à l'ordre d'installation des inclusions ; la valeur de départ la plus grande est mesurée sur le pieu installé en dernier (pieu B2), et la plus faible étant celle mesurée sur le pieu mis en place en premier (W3). En revanche, les valeurs finales, pour les pieux B2 et R1, sont les mêmes traduisant ainsi une dégradation plus forte pour le pieu qui présente la contrainte résiduelle la plus forte. L'évolution obtenue dans le cas de l'inclusion isolée est présentée sur la figure I.59 (b), on peut notamment constater que les valeurs initiales sont supérieures dans le cas des groupes et que les valeurs finales sont à peu près similaires traduisant une dégradation plus forte dans le cas des groupes.

Al Douri *et al.* (1994) ont, en plus de leur étude sur le comportement des groupes de pieux à chargement contrôlé, effectué une série d'essais cycliques à déplacement contrôlé pour trois structures (inclusion isolée, groupe de deux et quatre inclusions ; tableau I.7). Sur la figure I.60 (a), on montre l'influence du nombre de pieux sur le facteur de dégradation pour une amplitude de déplacement donnée de 1,25 mm pour l'inclusion isolée et de 1,2 mm pour les groupes de deux et quatre inclusions. L'essai a été réalisé dans un massif moyennement dense avec une contrainte de consolidation de 100 kPa).

Le comportement des trois structures est similaire, c'est à dire que l'on observe une diminution du facteur de dégradation avec le nombre de cycles, avec le taux de réduction le plus important

intervenant lors des premiers cycles. De plus, le facteur de dégradation le plus élevé est obtenu pour le cas de l'inclusion isolée et le facteur de dégradation du groupe de deux inclusions est supérieur à celui obtenu pour le groupe de quatre inclusions.. La figure I.60 (b) présente les résultats pour un massif soumis à une contrainte de consolidation de 200 kPa. L'amplitude de déplacement cyclique est de 2,5 mm pour l'inclusion isolée et le groupe de deux inclusions et de 1,2 mm pour le groupe de quatre inclusions. Ici aussi, on peut observer que le facteur de dégradation du groupe de 2 inclusions est inférieure à celui de l'inclusion isolée.

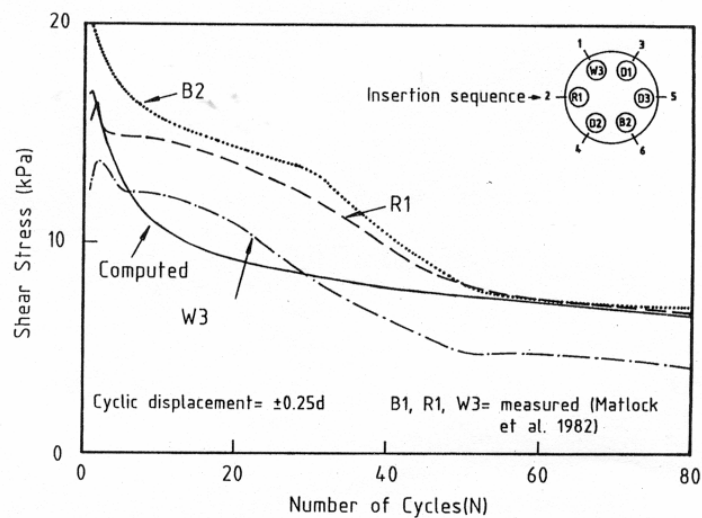


Figure I.59 (a) Evolution des efforts de cisaillement le long des pieux installés en premier (W3), en deuxième (R1) et en dernier (B2) en fonction du nombre de cycles (Matlock *et al.*, 1982)

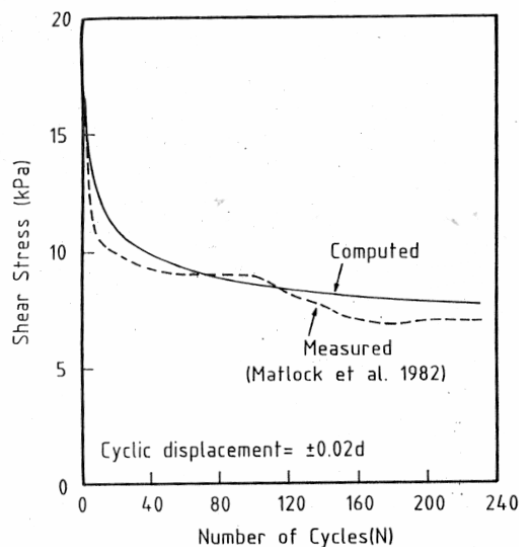


Figure I.59 (b) Evolution des efforts de cisaillement le long de l'inclusion isolée en fonction du nombre de cycles (Matlock *et al.*, 1982)

Test No.	Dry Density (kN/m ³)	Vertical Pressure (kPa)	Cyclic Disp. (mm)	No. of Cycles	Cyclic Load P _c (N)	Cyclic Skin Friction f _{gc} (kPa)	Degradation Factor f _{gc} /f _{gs}
*2PDC-1	10.10	75	2.50	50	84.0	3.7	0.52
2PDC-2	10.20	100	0.50	50	140.0	6.2	0.66
2PDC-3	9.90	100	1.10	50	127.7	5.6	0.60
2PDC-4	10.50	100	1.10	50	109.4	4.9	0.44
2PDC-5	10.20	200	—	—	—	—	—
2PDC-6	10.30	200	2.50	100	128.0	5.7	0.28
2PDC-7	10.00	100	1.10	50	102.6	4.7	0.53
**4PDC-1	10.20	50	1.10	50	72.5	3.2	0.62
4PDC-2	10.00	75	1.10	50	117.0	5.2	0.78
4PDC-3	10.80	100	2.50	50	138.0	6.3	0.40
4PDC-4	10.00	100	1.10	50	137.0	6.1	0.58
4PDC-5	9.90	100	1.20	50	119.2	5.3	0.54
4PDC-6	10.20	100	0.50	50	119.0	5.4	0.60
4PDC-7	9.95	200	1.10	50	124.0	5.9	0.25

*2PDC=Two pile group tests

**4PDC=Four pile group tests

Tableau I.7 Résultats des essais à déplacement contrôlé dans le cas des groupes de deux et quatre pieux (Al Douri *et al.*, 1994)

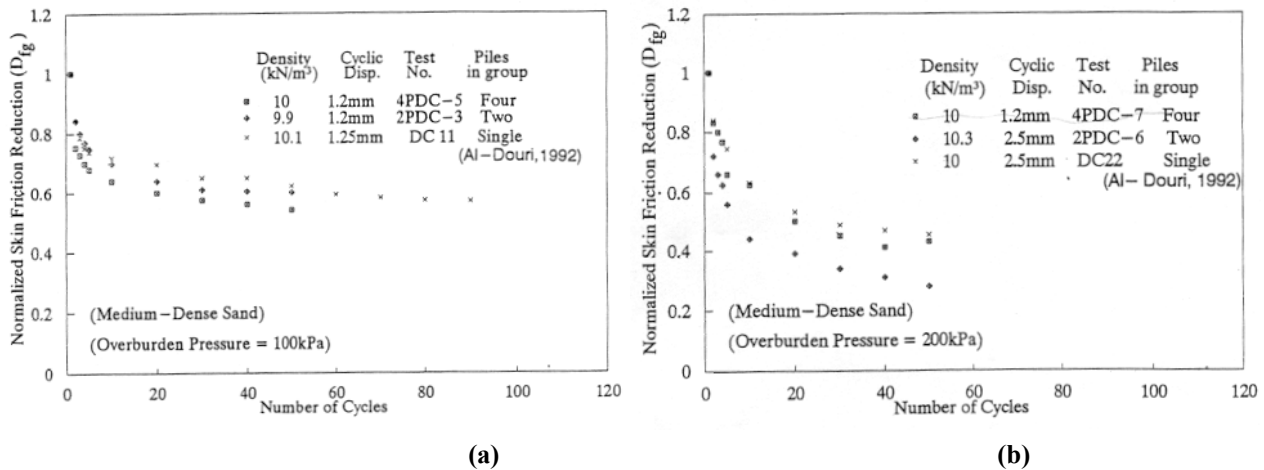


Figure I.60 Facteur de dégradation mesurés lors du chargement cyclique à déplacement contrôlé pour l'inclusion isolée, les groupes de deux et quatre pieux pour deux contraintes de consolidation (a) 100 kPa et (b) 200 kPa (Al Douri *et al.*, 1994)

En outre, en ce qui concerne l'influence de la contrainte de consolidation, on ne peut l'étudier que pour le groupe de quatre inclusions. On constate que, au bout de 50 cycles, la valeur du facteur de dégradation (D_r) est de 0,56 pour 100 kPa et de 0,43 pour 200 kPa ; ce qui semble indiquer un effet négatif de l'augmentation de la profondeur sur le facteur de dégradation. Des observations similaires ont déjà été effectuées dans le cas isolé (paragraphe I.4). Ceci peut nous laisser penser que la forte rigidité initiale d'un système sol-pieux est plus défavorable à des sollicitations cycliques à déplacement contrôlé qu'un système sol-pieu moins rigide.

- Essais à déplacement contrôlé de type « storm loading »

Matlock *et al.* (1982) ont également effectué des essais cycliques à déplacement contrôlé de type "storm-loading" non alternés en compression pour des déplacements compris entre des valeurs positives (comprises entre 0,01d et 0,2d) et zéro (figure I.61), ainsi que des essais à déplacement contrôlé alternés (figure I.62) pour des amplitude comprises entre 0,01d et 0,25d.

Dans le cas des essais non alternés, les jauges ont été placées autour des pieux installés respectivement en premier (W3), en deuxième (R11) et en quatrième (B2), et on peut observer que l'amplitude et le taux de dégradation du frottement latéral sont différents pour chacun des trois pieux (figure I.61). Néanmoins, une caractéristique commune du comportement des trois pieux est l'augmentation de l'effort de cisaillement, pour le déplacement cyclique maximum, entre le cas d'une amplitude de 0,01d et 0,06d (et même jusqu'à 0,08d pour le pieu mis en place en premier) ; une stabilisation pour 0,08d et une dégradation à partir de 0,1d. Cependant, les efforts de cisaillement les plus importants sont atteints en premier pour le pieu installé en quatrième (B2) et la dégradation est la plus importante pour une amplitude de déplacement de 0,2d. On peut aussi noter que, pour chacune des amplitudes, on constate une diminution des efforts de cisaillement avec le nombre de cycles. Pour chacun des pieux, le taux et l'amplitude de la diminution des efforts de cisaillement dépendent de l'ordre d'installation des différents pieux ainsi que des chargements cycliques qu'ils ont déjà subis.

- Dans le cas des essais alternés où l'amplitude de déplacement cyclique varie de 0,01d à 0,25d, les jauges ont été placées autour des pieux installés respectivement en troisième (W3), en quatrième (B2) et en cinquième (R11). Et on peut observer que le pieu, installé en quatrième (B2), présente les efforts de cisaillement les plus élevés et c'est le pieu installé en troisième qui présente les valeurs de frottement les plus faibles (figure I.62). Matlock *et al.* (1982) suggèrent que cela peut être dû au mouvement relatif du sol par rapport aux pieux, au sein du groupe, qui limite le glissement sol-pieu. Ce mouvement relatif dépend aussi de l'ordre d'installation des pieux.

Dans tous les cas, les mesures soutiennent l'hypothèse selon laquelle la dégradation, obtenue pour une amplitude de déplacement donnée, peut être annulée sauf pour les amplitudes de déplacements importantes. On constate pour les pieux R11 et W3 une diminution progressive du frottement latéral au fur et à mesure de l'augmentation des amplitudes de chargement.

On a pu voir que dans le cas des groupes, l'interprétation est plus difficile avec des différences au niveau du frottement latéral autour du système sol-pieu. En effet, ce n'est pas toujours dans le cas des inclusions installées en dernier que l'on trouve les champs de contraintes les plus élevés pour ce type de chargement.

Al Douri *et al.* (1994) ont trouvé un effet de groupe plutôt négatif quant aux essais à déplacement contrôlé. Quant à Matlock *et al.* (1982), ils ont observé qu'une forte diminution du champ de contraintes autour des pieux se produisait pour des déplacements (dans le cas des groupes) cinq fois supérieurs à ceux observés dans le cas isolé.

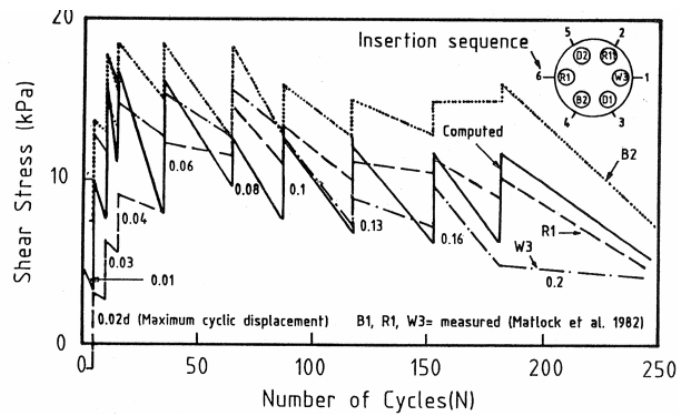


Figure I.61 Evolution des efforts de cisaillement le long des pieux installés en premier (W3), en deuxième (R1) et en dernier (B2) en fonction du nombre de cycles pour le cas d'essais à déplacement contrôlé non alternés (Matlock *et al.*, 1982)

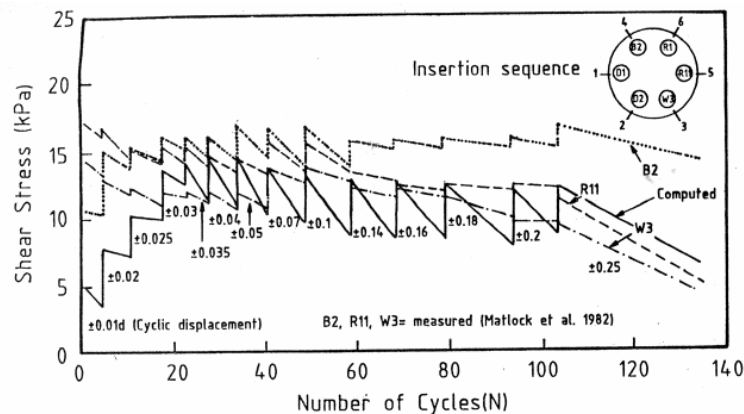


Figure I.62 Evolution des efforts de cisaillement le long des pieux installés en premier (W3), en deuxième (R1) et en dernier (B2) en fonction du nombre de cycles pour le cas d'essais à déplacement contrôlé alternés (Matlock *et al.*, 1982)

Conclusions partielles sur le comportement des pieux sous chargements cycliques

Cette étude bibliographique a permis de se rendre compte de la complexité de l'étude du comportement des pieux sous chargements cycliques. Ces derniers peuvent entraîner des accumulations des déplacements rédhibitoires pour la structure supportée, accompagnées par une dégradation de la capacité portante.

De nombreux paramètres interviennent, comme on vient de le voir dans la partie précédente, sur l'étude du comportement des pieux sous chargement cyclique : le type de chargement, l'amplitude du chargement, le nombre de cycles, le taux d'accumulation de déplacement permanent. Les essais en laboratoire permettent d'étudier l'influence de ces divers paramètres de manière découplée. En effet, l'étude de la stabilité du pieu est réalisée grâce à des essais à chargement contrôlé alternés et non alternés par l'intermédiaire de l'accumulation des déplacements, et est synthétisée dans le diagramme de stabilité qui peut fournir quelques éléments relatifs aux critères de dimensionnement de ces structures. On a ainsi pu constater, à travers des différentes études expérimentales, que les essais alternés sont plus défavorables que les essais non alternés pour la stabilité de la structure en raison de la forte dégradation de l'effort repris à l'interface sol-pieu lors des chargements alternés.

Les essais à déplacement contrôlé permettent d'étudier l'évolution de la capacité portante suite au chargement cyclique par l'intermédiaire du facteur de dégradation (Poulos, 1988). On a ainsi pu notamment observer une forte augmentation de la dégradation quand l'amplitude de déplacement occasionnée augmente.

En ce qui concerne l'effet de groupe, celui-ci ne semble pas être mis en évidence dans le cas du chargement cyclique (Al Douri *et al.*, 1994). Pour Matlock *et al.*(1982), en revanche, celui-ci semble être négatif relativement à la dégradation de la capacité portante des pieux au sein du groupe. Les principaux résultats à retenir sont que pour les types de fondations profondes dont la capacité portante résulte en majeure partie du frottement latéral (pieux de grande longueur ou micropieux), le chargement cyclique a généralement une influence très néfaste sur leur capacité portante. On rappelle que les résultats présentés ci-dessus sont obtenus pour une inclusion moulée dans un massif de sable siliceux à surface libre, (favorisant donc la dilatance).

Francis (1997) a effectué des essais dans le cas d'une inclusion isolée foncée dans un massif de sable de Fontainebleau, soumis à un niveau de contrainte, et a pu établir un diagramme de stabilité (figure I.63), qui présente une zone stable ayant une surface très inférieure à celle obtenue par Mcmanus and Berrill (1996). Dans le cas d'une inclusion foncée dans un massif de sable calcaire soumis à un niveau de consolidation (Al Douri, 1992), la surface de la zone stable est également très importante.

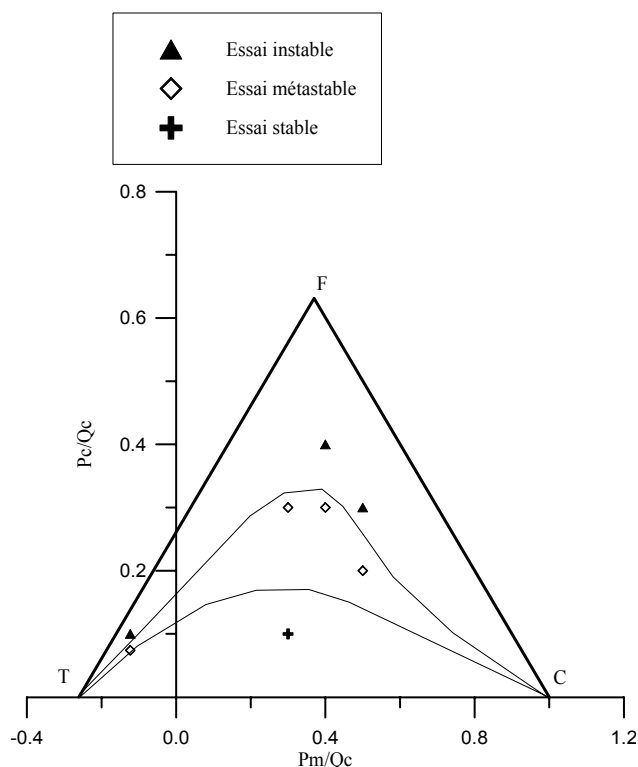


Figure I.63 Elaboration d'un diagramme de stabilité cyclique (Francis, 1997)

CHAPITRE II
DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET PROCEDURE D'ESSAI

L'utilisation des chambres d'étalonnage est de plus en plus répandue dans le domaine des fondations profondes (Boulon *et al.*, 1980 ; Sid Ahmed, 1988 ; Al Douri, 1992 ; Francis, 1997 ; Berrill, 1998). L'avantage de ces dispositifs d'essai est de pouvoir réaliser des études paramétriques suffisamment complètes sur des expérimentations, qui, bien que relativement importantes, n'ont rien à voir avec les investissements nécessaires pour réaliser des expériences *in situ* qui demandent une mise en œuvre beaucoup plus importante. Ces études paramétriques peuvent ensuite permettre de cibler de manière optimale les quelques expériences que l'on peut se permettre de réaliser en vraie grandeur.

Les simulations physiques en laboratoire peuvent être décrites de la manière suivante : dans des massifs de sol suffisamment grands pour représenter un massif semi-infini, des inclusions instrumentées simulent des pieux. Dans le cas de la centrifugeuse, on simule un massif semi-infini dans lequel on installe des modèles réduits de pieux et dans le cas de la chambre d'étalonnage, le massif de sol simule une tranche élémentaire de sol aux conditions initiales données (profondeur et indice de densité) et les inclusions instrumentées simulent le comportement de la « tranche » de pieu correspondante. Le principe des essais ainsi que certaines limitations et difficultés liées à ce type de dispositif sont discutés dans la suite.

La chambre d'étalonnage constitue l'outil expérimental utilisé dans le cadre de cette thèse. Les principaux développements ont été effectués au cours de la thèse de Francis (1997). Des modifications ont toutefois été apportées afin d'adapter le dispositif à nos applications et notamment à l'étude du comportement des pieux sous chargement cyclique.

II.1 GENERALITES

La chambre d'étalonnage permet de reconstituer, par pluviation, des massifs de sable de dimensions relativement importantes, correspondant à un état de densité et un état de contrainte donnés, simulant ainsi une « tranche » élémentaire de sol à une profondeur donnée.

Dans le cas des pieux, la chambre d'étalonnage permet de tester une tranche élémentaire du pieu et du sol environnant, à paramètres constants et il est possible d'imposer des conditions aux limites en contrainte ou en déplacement.

II.1.1 Influence des conditions de bord

En chambre d'étalonnage, les conditions aux limites sont appliquées à une distance finie sur un massif de sol de dimension aussi finie. Le respect de quelques conditions relatives à la

taille de l'inclusion et du massif peut nous permettre de faire l'hypothèse d'un massif de sol semi-infini. Quatre conditions aux limites sont principalement utilisées (figure II.1).

La condition BC1 consiste à maintenir les contraintes horizontales et verticales constantes. En ce qui concerne la condition BC2, il s'agit de bloquer les déformations du massif à sa périphérie. La condition BC3 correspond à l'état de contraintes existant dans un massif de sol horizontal indéfini (état K_0). La condition BC4 consiste à maintenir une contrainte horizontale constante et à bloquer les déformations verticales en partie supérieure et inférieure du massif. Des études ont été effectuées pour mettre en évidence l'effet des conditions aux limites sur la résistance en pointe et le frottement latéral. Les différents résultats sont exprimés en fonction du rapport D_c / d_i , où D_c est le diamètre du massif de sol et d_i est le diamètre de l'inclusion (piézocône, pressiomètre, pieu,...).

En ce qui concerne la résistance en pointe : Parkin and Lunne (1982) ont montré que lorsque le rapport D_c / d_i augmentait, la résistance en pointe augmentait jusqu'à une valeur D_c / d_i de 20 pour les sables lâches et de 50 pour un sable dense. Pour le frottement latéral, les études expérimentales de visualisation (Robinski et Morrison, 1964) du comportement de l'interface au cours de l'installation et du chargement d'une inclusion dans un sable, montrent de grands cisaillements localisés dans une interface d'épaisseur faible (1 à 15 diamètres de grains). Au delà de la zone d'interface localisée, le massif subit une sollicitation de type pressiométrique (Boulon *et al.*, 1986 ; Boulon, 1995) avec un léger cisaillement simple qui diminue quand on s'éloigne du pieu. L'application de la condition pressiométrique (chemin à rigidité contrôlée), donne des valeurs de frottement mobilisé intermédiaires par rapport aux valeurs obtenues avec les conditions BC1 et BC3.

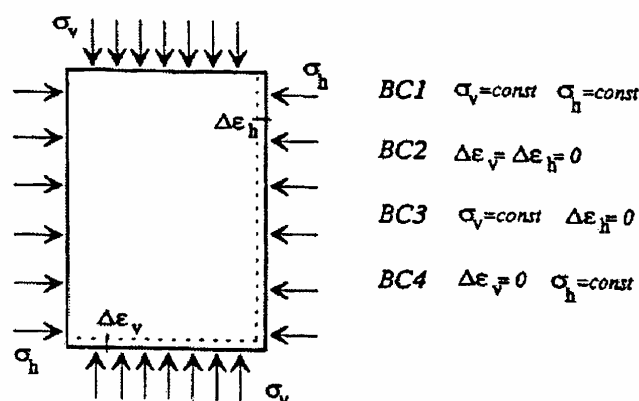


Figure II.1 Conditions aux limites applicables en chambre d'étalonnage (figure d'après Balachowski, 1995)

II.1.2 Effet d'échelle

Le matériau utilisé étant le même que dans le problème réel, l'effet d'échelle est principalement lié au rapport entre les dimensions des inclusions et la taille des grains du sol. Dans le cas de la résistance en pointe, Foray (1991) a montré que l'effet d'échelle est négligeable. En ce qui concerne le frottement latéral, celui-ci augmente lorsque le diamètre de l'inclusion diminue (Tejchman and Tejchman, 1990 ; Balachowski, 1995). Ce phénomène peut être expliquée par le fait que l'épaisseur de la bande de cisaillement à l'interface dépend essentiellement du diamètre moyen des grains du sol (D_{50}). Et par conséquent, son épaisseur est la même quelque soit le diamètre de l'inclusion utilisée. Pour expliquer ce phénomène, on peut se référer à l'étude du comportement de l'interface sol-structure, effectuée par Boulon (1989), et qui a abouti au calcul de la rigidité :

$$k = \frac{\Delta\sigma_h}{\Delta u} = 2 \frac{E_p}{R}$$

Avec k , rigidité normale pressiométrique, E_p , module pressiométrique, u déplacement radial à l'interface et R , rayon du pieu testé. Cette rigidité étant inversement proportionnelle au rayon de l'inclusion, un modèle de plus petit diamètre implique dans l'interface une rigidité équivalente supérieure à celle du pieu réel.

Les travaux de Balachowski (1995) et de Garnier and Koenig (1998) ont montré que les frottements latéraux mesurés ne sont pas influencés par l'effet d'échelle lié à la taille des grains si le rapport entre le diamètre d du modèle et le D_{50} du sable est suffisamment grand ($d/D_{50} \geq 100$).

La valeur du frottement latéral mesuré dépend également de l'effet d'échelle lié à la rugosité de l'interface. Pour une rugosité normalisé $R_n = R_{\max} / D_{50} > 0,5$ (Tabucanon and Airey, 1992) et 0,4 (Garnier and König, 1998), la résistance au cisaillement mesurée est indépendante de la rugosité de la surface frottante.

Dans notre cas, les conditions aux limites choisies sont les conditions BC1 ($\sigma_v = \text{constante}$ et $\sigma_h = \text{constante}$). Un rapport de 26,2 a été choisie entre le diamètre du massif et celui de l'inclusion, qui semble être suffisant pour les indices de densité étudiées (moyennement denses). Pour les conditions d'échelle, un rapport de 100 a été choisi entre le diamètre de l'inclusion et celui des grains.

II.2 DESCRIPTION DU DISPOSITIF

La chambre d'étalonnage du CERMES a été initialement développée dans le cadre d'une collaboration entre l'Université de Clarkson, l'Université de la Louisiane, aux Etats-Unis, et le CERMES. Elle a tout d'abord été utilisée dans le cadre de la thèse de Dupla (1995) avec une application au pressiomètre cyclique. Puis, le système a été complété avec en particulier le développement d'un dispositif de fonçage et de chargement dans le cadre de la thèse de Francis (1997) afin de pouvoir étudier le comportement des micropieux. Dans le cadre de ce travail, la chambre d'étalonnage a constitué le principal outil expérimental et des modifications ont été apportées afin de l'adapter à des applications telles que l'étude des réseaux d'inclusions (inclinées), ainsi que pour l'étude du comportement des pieux sous chargement cyclique. Dans ce paragraphe, on va présenter l'ensemble du dispositif expérimental utilisé dans le cadre de cette thèse.

Le dispositif complet se compose de trois éléments principaux, à savoir la chambre d'étalonnage et ses équipements périphériques, le dispositif d'installation et de chargement des modèles de micropieux, et les sondes instrumentées. On présente successivement ci-dessous ces différents éléments.

II.2.1 La chambre d'étalonnage

II.2.1.1 Description générale

Le principe de la chambre d'étalonnage développée au CERMES est présenté sur la figure II.2. Ce dispositif permet de reconstituer et de mettre sous contrainte des massifs de sol d'un diamètre de 524 mm et d'une hauteur de 700 mm à 1000 mm. La technique de fabrication des massifs de sable est analogue à celle utilisée pour fabriquer une grosse éprouvette triaxiale, le sable étant mis en place à l'intérieur d'une membrane en néoprène grâce à un moule de maintien. La mise sous contrainte des massifs est réalisée grâce à une pression d'eau latérale appliquée par l'intermédiaire de la membrane (pression appliquée dans l'eau située dans la zone 1 mentionné sur la figure II.2), et une pression verticale appliquée grâce au piston inférieur (pression appliquée dans l'eau situé dans la zone 2 mentionné sur la figure II.2). Le piston a une course de 300 mm et est composé d'un cylindre creux sur lequel vient se poser l'embase inférieure du massif (pièce n°4).

La contrainte verticale est appliquée après que le contact entre l'embase supérieure du massif (pièce n°2) et le couvercle (pièce n°1) ait été réalisé. On peut en particulier appliquer des états de contrainte isotropes ou anisotropes au massif, avec, en particulier, des rampes du type K_0 , grâce à un système de double paroi (pièce n°3) à contre-pression. On peut monter jusqu'à des pressions maximales (verticale et horizontale) de 1 MPa, permettant de simuler des

profondeurs déjà importantes. Dans la gamme des faibles niveaux de contraintes, il est possible de descendre à des valeurs de 40-50 kPa pour simuler de faibles profondeurs.

II.2.1.2 Embase supérieure

Des modifications ont été apportées à l'embase supérieure afin de pouvoir étudier le comportement des modèles de micropieux isolés et en groupe pour deux modes d'installation, le fonçage et le moulage. Une étude particulière a également été effectuée dans le cas des réseaux d'inclusions (inclinées).

II.2.1.2.1 Cas des inclusions foncées isolées et en groupe

En ce qui concerne la préparation du massif (moule et membrane), on a gardé les mêmes équipements que ceux développés dans le cadre de la thèse de Francis (1997). Quant à l'embase supérieure contenant la pièce de guidage pour l'installation des pieux, on a également utilisé la pièce développée dans le cadre de la thèse de Francis (1997) (figure II.3). Celle-ci comporte 17 trous selon un schéma d'implantation permettant de tester différentes configurations de groupes de cinq inclusions. Les espacements possibles sont 2,5d, 3d, 3,5d et 4d. Une seconde pièce, comportant 13 trous, a été fabriquée afin de tester des configurations de neuf inclusions avec des espacements par rapport à l'inclusion centrale de 2d, 2,83d et 4d. On rappelle que cette pièce de guidage vient se visser sur la partie centrale de l'embase supérieure prévue à cet effet (diamètre de 190 mm pour l'embase et de 260 mm pour le couvercle) et a un double rôle. En premier lieu, elle doit assurer une étanchéité parfaite au moment du démoulage du massif et en second lieu, elle doit assurer le bon guidage des micropieux au moment du fonçage et du chargement. On a aussi fabriqué une pièce pour pouvoir réaliser des essais avec des micropieux de diamètre 20 mm. Cette pièce a une épaisseur de 76 mm pour que sa partie supérieure arrive au même niveau que le couvercle à la fin de la préparation du massif aux conditions initiales de densité et de contraintes.

En outre, pour assurer l'étanchéité de l'échantillon lors de la mise sous vide du massif, des bouchons avaient été prévus mais pas sur toute la hauteur du guidage ce qui se traduisait par une forte décompression au niveau de l'embase supérieure et jusqu'à une certaine profondeur où le champ de contraintes réel coïnciderait avec celui que l'on applique (figure II.4 (a)). Quelques modifications ont été effectuées : tout d'abord au niveau du trou de guidage qui a été taraudé (M28 pas de 2) sur une longueur de 15 mm au niveau de la partie supérieure et ayant une hauteur de 76 mm. Ces bouchons plus longs étaient donc fixés par l'intermédiaire de pas de vis et permettaient ainsi d'obtenir une bonne application des contraintes au niveau de l'embase supérieure (figure II.4 (c)). Les bouchons avaient une longueur de 76 mm et un diamètre maximum de 28 mm, respectant ainsi les contraintes d'encombrement de la pièce de

guidage utilisée pour les groupes de 5 inclusions. Les deux joints, permettant d'assurer l'étanchéité, sont situés dans la partie inférieure du bouchon. Lors de la phase d'installation des inclusions, le taraudage de 15 mm de longueur est comblé par des rondelles métalliques qui nous permettent également d'obtenir un prolongement du trou de guidage de 25 mm de diamètre, où on peut positionner notre adaptateur en Téflon (figure II.4 (b)).

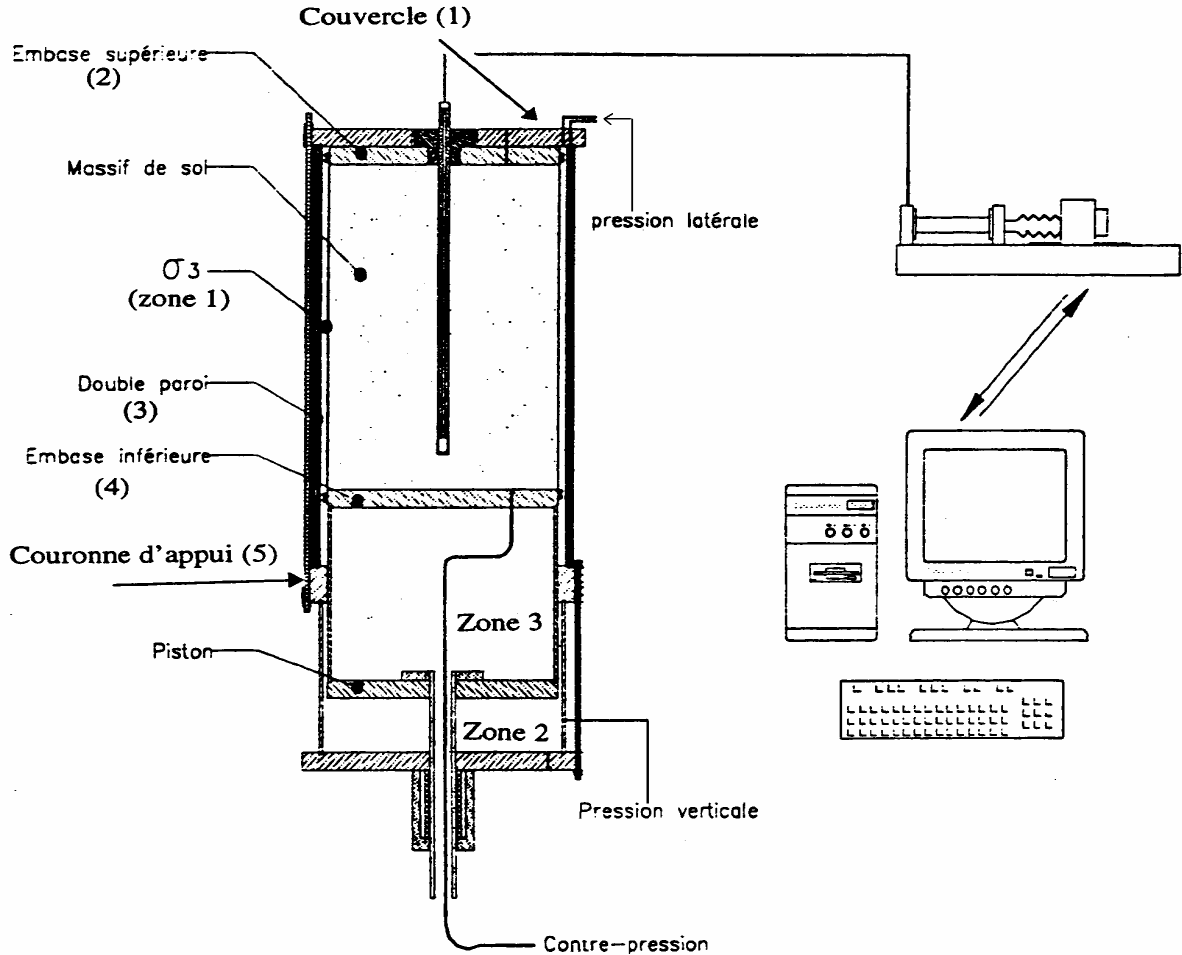


Figure II.2 Schéma de principe de la chambre d'étalonnage

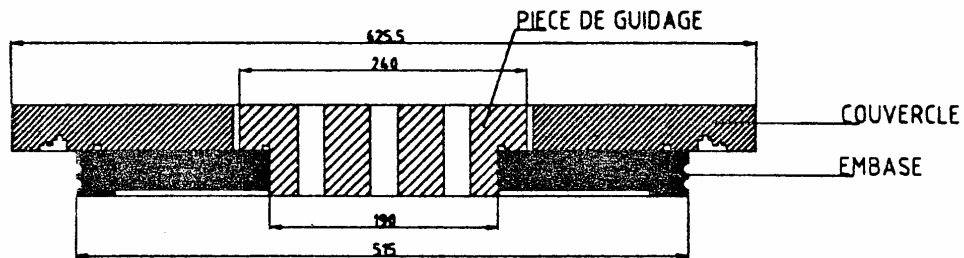


Figure II.3 Coupe du couvercle et de l'embase supérieure modifiés dans le cas de l'inclusion foncée

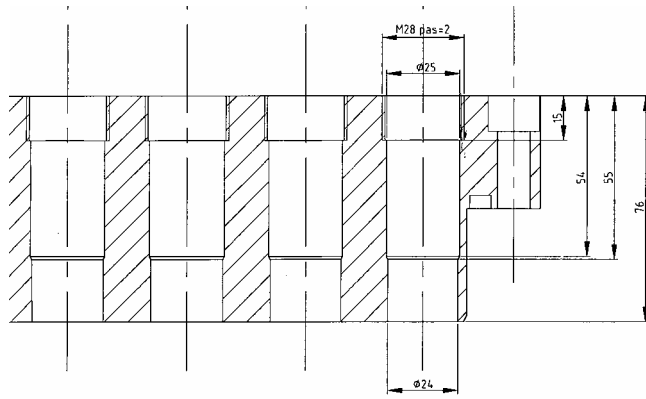
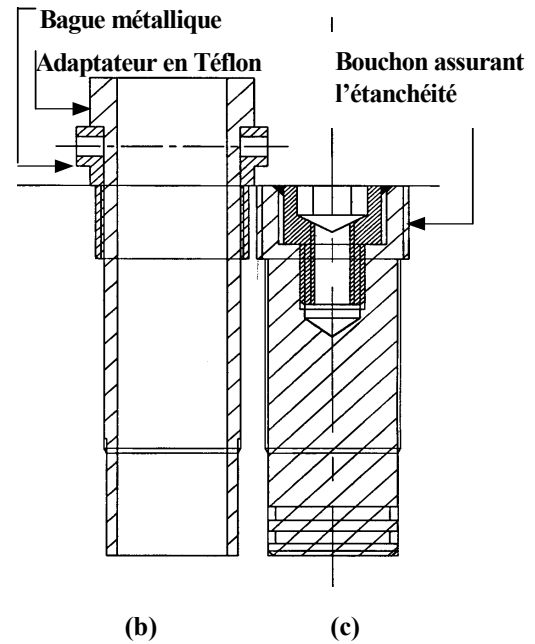


Figure II.4 (a) Coupe au milieu de la pièce de guidage

Figure II.4 (b) Adaptateur en Téflon et bague métallique
(c) Bouchon assurant l'étanchéité de la pièce de guidage lors de la préparation du massif

II.2.1.2.2 Cas des inclusions moulées isolées

Dans le cadre de ce travail, on s'est intéressé à un autre mode d'installation correspondant au cas où le sol, autour de l'inclusion, est peu remanié après installation. Cette procédure d'essai correspond au cas où on met en place l'inclusion avant de procéder à la pluviation. Des pièces ont été développées dans le cadre de la thèse de De Gennaro (1999).

Au niveau de l'embase supérieure, la partie centrale a été remplacée par une autre. Il s'agissait ici de prévoir, sur la pièce que l'on rajoute, un trou suffisamment grand pour remédier aux problèmes de centrage de l'inclusion lors de son positionnement et de la mise en place du massif. Les pièces conçues sont présentées sur la figure II.5. Une première pièce de guidage (pièce 1), de diamètre extérieur 240 mm et d'épaisseur 42 mm, est vissée sur l'embase supérieure comme dans le cas de l'inclusion foncée avec l'étanchéité qui est assurée par un joint torique. Elle dispose d'un trou central de diamètre 40 mm offrant ainsi une marge suffisamment grande pour positionner l'inclusion de 20 mm.

On met ensuite autour du modèle une pièce circulaire de diamètre extérieur 178 mm et d'épaisseur 19 mm et disposant d'un trou central de 22 mm (pièce 2), qui permet de diminuer le jeu entre l'inclusion et la surface interne de l'orifice et pourra être fixée à la première par un système de vis. Un joint torique est prévu sur la partie inférieure de la pièce 2 (à un diamètre supérieur à 22 mm) et cette pièce est conçue de telle façon que son serrage sur la pièce 1 permet un bon plaquage du joint permettant ainsi d'assurer l'étanchéité entre ces deux pièces et les reste du massif. L'air ne pouvant

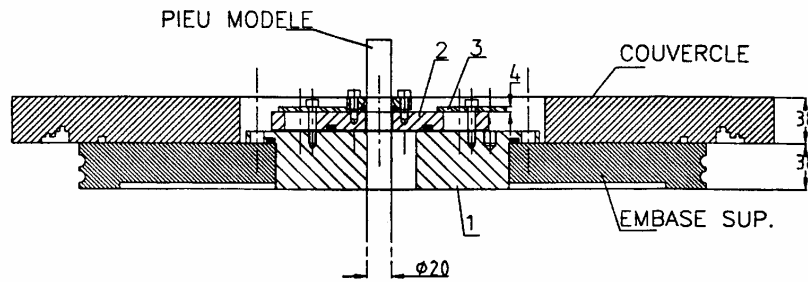


Figure II.5 Coupe du couvercle et de l'embase modifiés dans le cas de l'inclusion moulée

s'évacuer que par l'espace entre l'inclusion (diamètre 20 mm) et le diamètre intérieur de la pièce 2 (22 mm). Cette pièce pourra être fixée à la pièce 1 par un système de vis. Une troisième pièce (pièce 3) de diamètre extérieur 52 mm et de diamètre intérieur 21 mm est ensuite installée, elle dispose d'un joint qui assure l'étanchéité entre l'inclusion et la pièce 2 lors du plaquage de ce joint par un système de vis. Ceci assure ainsi une parfaite étanchéité du système.

II.2.1.2.3 Cas des réseaux

Pour les réseaux, l'embase supérieure utilisée est la même que celle utilisée dans le cas de l'inclusion moulée, l'étanchéité étant alors assurée par un bouchon et non par l'inclusion. On reviendra sur ces considérations dans la partie relative à la procédure d'essai.

II.2.2 Bâti d'installation et de chargement des modèles de micropieux

Ce dispositif mécanique (figure II.6) se compose d'un bâti quatre colonnes équipé de deux vérins hydrauliques, à savoir un vérin longue course (1m) situé à la partie supérieure du bâti et installé à l'avant sur deux colonnes, pour assurer les opérations de mise en place des inclusions (par fonçage, forage,...), et un servovérin positionné sur la traverse principale du bâti et destiné à réaliser les opérations de chargement des inclusions.

Le bâti de chargement est équipé à sa base de deux rails qui permettent de déplacer en translation la chambre d'étalonnage en fonction des opérations à réaliser (mise en place du massif, mise en place des inclusions et chargement).

Le support de la chambre d'étalonnage est équipé d'une butée à bille qui permet d'avoir un degré de liberté en rotation pour la cellule, permettant d'obtenir des configurations à symétrie de révolution pour les groupes d'inclusions. Un schéma d'ensemble du dispositif d'essai est présenté sur la figure II.6.

II.2.2.1 Dispositif de mise en place des inclusions

Ce dispositif (figure II.6) est placé sur une traverse bloquée sur deux montants. Il est constitué d'un vérin de fonçage de grande course (1 m) et de capacité 100 kN en compression et 70 kN en traction. Il est contrôlé en déplacement. La vitesse de déplacement du vérin est réglable en montée et en descente entre 0,1 et 100 mm par seconde. La vitesse est ajustée grâce à deux régulateurs de débit

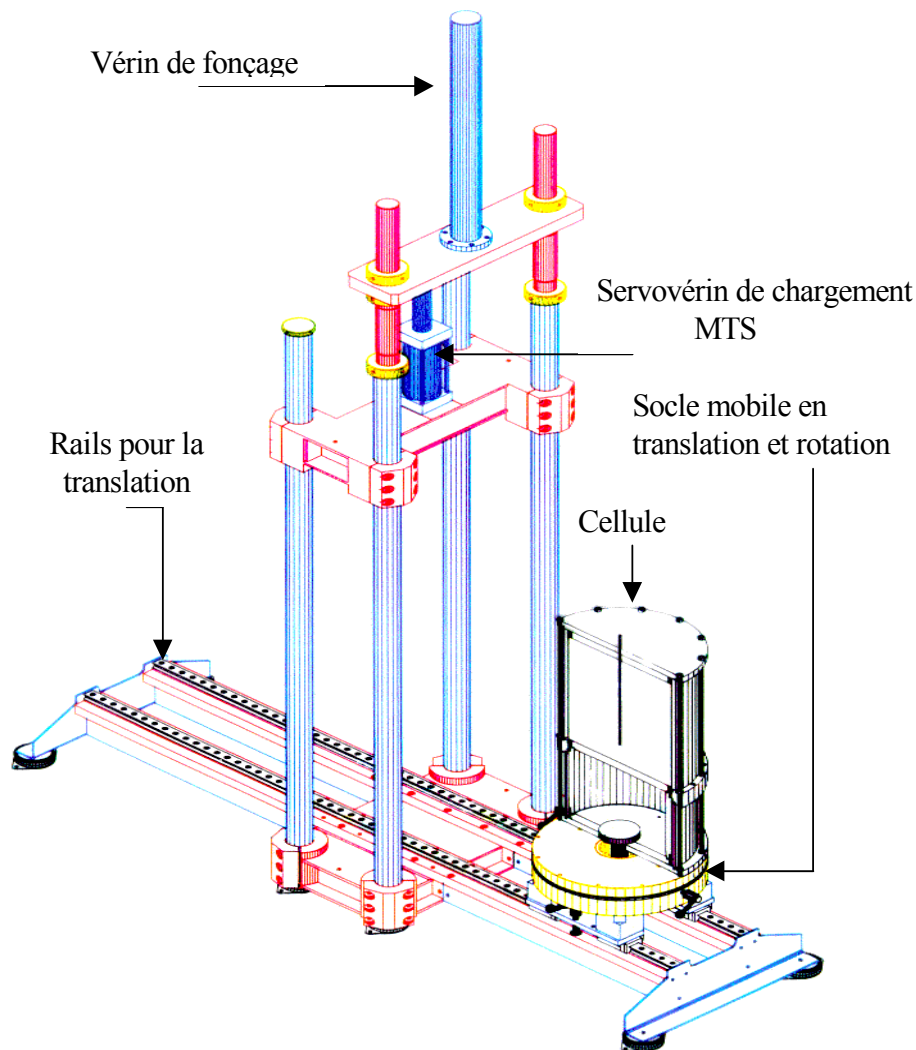


Figure II.6 Schéma de principe du bâti d'installation et de chargement des micropieux

NG6 et NG10, le premier assurant des vitesses de 0,1 à 10 mm par seconde et le deuxième correspondant à la deuxième gamme de vitesse.

Ce vérin assure des opérations de mise en place des inclusions par fonçage dans le massif. Sur la figure II.8, on voit la cellule montée ainsi que les deux vérins : le vérin de fonçage (partie haute de la figure) et le vérin de chargement (au milieu de la figure).

II.2.2.2 Dispositif de chargement des modèles de micropieux

Ce dispositif est constitué d'un système MTS composé d'un ensemble contrôlé par un électronique d'asservissement. Les composants hydrauliques sont le servovérin et les équipements hydrauliques associés (accumulateurs, servovalves...). L'électronique d'asservissement est un système TestStar comprenant un contrôleur digital, et un logiciel général pour essais de matériaux. Une vue d'ensemble du dispositif d'essai est montrée sur la figure II.7. On peut voir le bâti quatre colonnes, le système de rails sur lequel est posée la chambre d'étalonnage, les deux vérins, et le système de pilotage digital et d'acquisition MTS TestStar. La figure II.8 montre le servovérin qui est utilisé pour le chargement.



Figure II.7 Vue d'ensemble du dispositif d'essai

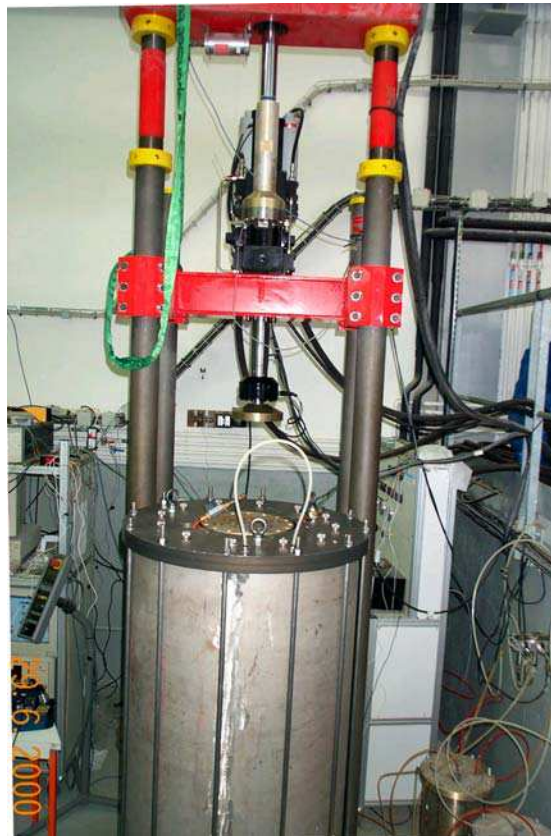


Figure II.8 Vue des deux vérins : vérin de fonçage (haut) et servo-vérin de chargement (bas)

Le servo-vérin a une capacité de ± 100 kN et une course de $\pm 7,5$ cm. Il est équipé d'un capteur de déplacement intégré type LVDT calibré sur deux gammes 10 et 100% de la pleine échelle avec une excellente linéarité et peu d'hystérésis. En bout de tige du servovérin est placé un capteur de force MTS. L'étendue de mesure pour ce capteur est de ± 100 kN (sortie symétrique pour essais de traction /compression alternée). On a pour ce capteur quatre gammes d'étalonnage : 10, 20, 50 et

100% de la pleine échelle (hystérésis=0,05% et non linéarité = 0,1%). L'étalonnage des faibles gammes permet de mesurer avec plus de précision les charges.

L'électronique de commande (TestStar) comprend plusieurs modules. Les plus importants:

- un contrôleur digital MTS permettant le contrôle des asservissements en numérique, l'acquisition des données, la génération de fonctions...
- un module de conditionnement pour les capteurs. Il permet le contrôle par ordinateur des gammes d'étalonnage, du zéro du capteur et de son excitation. Il permet la détection de défaut de câble et d'alimentation

Ce système est renforcé par un générateur de fonction qui permet la génération de fonctions standard telles que sinus, triangle, carré et rampe.

Le module Testware SX est un programme général d'essai qui nous permet de créer des séquences propres à nos essais, qui peuvent être constituées de plusieurs étapes. Il permet le pilotage de la machine en force ou en déplacement ainsi que l'acquisition des données.

Ce dispositif permet d'appliquer une large gamme de chargements monotones et cycliques dans le domaine quasi-statique et dynamique (jusqu'à plusieurs dizaines de hertz). Le système de pilotage Testware SX permet en particulier de générer des séquences de chargement complexes composés de parties monotones et cycliques asservies en force ou en déplacement.

Pour les essais de type enfoncement, le dispositif, présenté sur les figures II.7 et II.8, était utilisé pour l'inclusion isolée et pour les groupes. En revanche, pour les essais de type arrachement, deux pièces intermédiaires distinctes, pour l'inclusion isolée et pour les groupes, ont du être conçues (figures II.9 (a), (b) et II.10).

Pour les deux pièces mécaniques conçues, le but était de solidariser au mieux le vérin et l'inclusion, tout en limitant le nombre d'opérations de vissage. Des problèmes de jeux au niveau des différentes pièces mécaniques (vissage...) apparaissent lors du passage par zéro en effort ; se traduisant par des décrochements/glissements (déplacements à effort nul). Et il a aussi fallu tenir compte des problèmes de centrage de la cellule par rapport au vérin.

Un compromis a toutefois été trouvé avec les deux pièces mécaniques, avec aussi les problèmes d'encombrement, la course du vérin MTS n'étant que de 160 mm.

Des petites modifications ont ainsi été apportées aux inclusions (voir paragraphe II.2.4.)

- Dans le cas de l'inclusion isolée, la pièce conçue est présentée sur la figure II.9 (b) Elle peut se décomposer en deux éléments :
 - une partie de diamètre 120 mm et d'épaisseur 20 mm, disposant de quatre trous de 20 mm, qui sera fixée au vérin. Elle servira à la reprise de l'excentrement latéral de l'inclusion.

- un système de rotule pouvant admettre des efforts de 20 kN en traction ou en compression, qui permet de reprendre l'inclinaison du pieu après son installation et au bout duquel on fixe l'inclusion par vissage (M10).

• Dans le cas des groupes, une pièce mécanique a été prévue pour les groupes de cinq et neuf inclusions. La pièce assurant le contact entre le vérin et les modèles a due être modifiée. La nouvelle pièce est présentée sur la figure II.10 .Elle est composée de deux parties :

- une partie qui remplace la pièce présentée dans la figure II.9 (a). Elle a un diamètre extérieur de 260 mm et une épaisseur de 130 mm, à quoi s'ajoute (130 à 180 mm) une couronne à son extrémité, de diamètre intérieur 220 mm, permettant ainsi de pouvoir visser une autre pièce grâce aux 20 mm d'épaisseur de cette couronne.

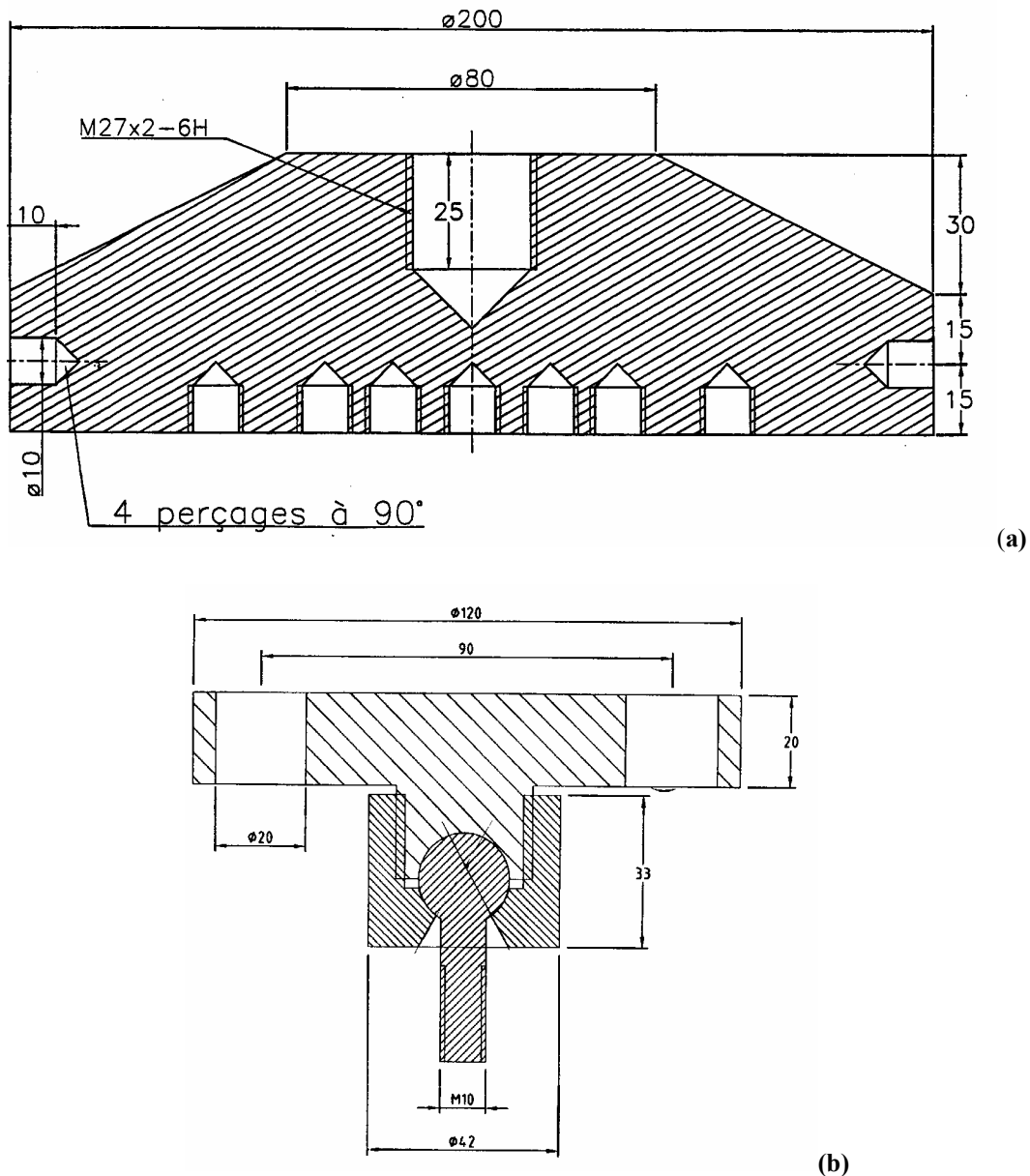


Figure II.9 (a) Coupe de la pièce de liaison entre le vérin et les inclusions et (b) coupe de la pièce (qui se fixe à la première par vissage) permettant d'effectuer des essais de type arrachement pour l'inclusion isolée

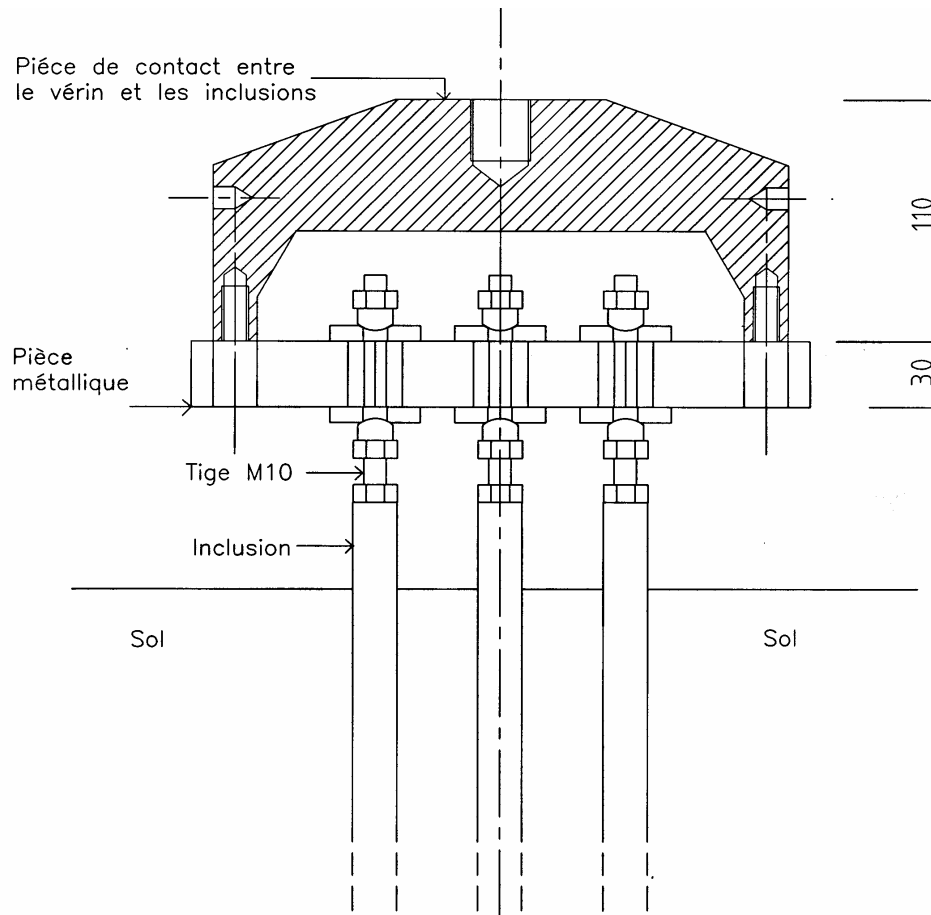


Figure II.10 Coupe du système développé pour pouvoir étudier le comportement des groupes d'inclusions à l'arrachement sous chargement monotone et cyclique.

- une plaque métallique de 280 mm de diamètre et d'épaisseur 30 mm possédant neuf trous de 25 mm de diamètre (espacement axe-axe le plus faible par rapport au trou central 2,83X20 mm). Les inclusions sont telles que ils ont été rallongés (paragraphe II.4) mais à un diamètre de 10 mm. Les inclusions sont fixées par l'intermédiaire d'un système de rondelles et de vis (au dessous et au dessus de la plaque) (figure II.11). De plus, cette pièce est ensuite vissée à la couronne de la première par l'intermédiaire de huit vis placés aux extrémités de celle-ci.

II.2.3 Dispositif de pluviation du sable

L'obtention de massifs de sable suffisamment homogènes et à densité contrôlée nécessite l'utilisation d'un dispositif de pluviation pour la mise en œuvre du sable. La méthode de pluviation du sable, largement utilisée pour les essais en chambre d'étalonnage et en centrifugeuse peut faire appel à des dispositifs assez variés et repose sur le fait que la densité du sable obtenue après pluviation dépend en majeure partie des paramètres débit de sable et hauteur de pluviation.

La reconstitution des échantillons de sable par pluviation a fait l'objet de différents travaux.

Dupla (1995), présente une étude bibliographique détaillée sur ce sujet à laquelle on pourra se référer.

La figure II.11 (Dupla 1995) présente un schéma des différents paramètres qui permettent de contrôler la densité du matériau. Ces paramètres sont:

- la hauteur du sable dans le réservoir, H_r
- le diamètre et le nombre de trous dans la grille du réservoir, contrôlant le débit de pluviation Q_p
- hauteur de chute: distance entre les grilles et le haut du diffuseur H_c
- distance entre les tamis D_t
- hauteur de pluviation H_p

La hauteur du sable dans le réservoir n'influe pas sur l'indice de densité obtenu à la fin de l'essai (Rad and Tumay, 1987). La grille est un paramètre déterminant. En effet, elle va régler le débit de sable qui va être dispersé, et on peut définir les paramètres débit (m^3/s), porosité et intensité de déposition ($g/cm^2/s$). Ces trois paramètres sont en réalité interdépendants et ils sont liés directement aux diamètres et aux nombres de trous de la grille. Pour une configuration choisie (hauteur de pluviation constante) tous les auteurs observent que l'augmentation du débit (de la porosité de la grille et de l'intensité de déposition), diminue la densité obtenue. Au contraire, pour les faibles débits, on obtient des échantillons denses à très denses. La hauteur de chute, le nombre de tamis et la distance entre les tamis n'influent pas sur la densité obtenue (Rad and Tumay 1987). La hauteur de pluviation est un paramètre qui influence peu l'indice de densité pour des hauteurs de pluviation inférieures à la hauteur de chute limite des particules (Rad and Tumay 1987, Levacher *et al.* 1994 et Dupla 1995).

Le dispositif qui a été développé au CERMES dans le cadre de la thèse de Dupla (1995) est analogue à celui qui est généralement utilisé en chambre d'étalonnage, et il est représenté sur la figure II.12. Il se compose d'un réservoir à sable à sa partie supérieure, surmontant une rehausse venant elle-même en appui sur le moule de maintien ou sur un réservoir d'étalonnage des densités (configuration présentée sur la figure II.11). Un diffuseur, formé de deux tamis parallèles, permet de casser les jets de sable arrivant du réservoir, et de produire une pluie de sable uniforme au-dessous. Au cours de la pluviation, le diffuseur est remontée grâce à un système de poulies et un filin accroché à un moteur électrique, permettant ainsi de maintenir une hauteur de pluviation constante au-dessous du diffuseur. La densité du massif obtenue dépend directement du débit de sable, contrôlé par l'ouverture de la grille du réservoir, et de la hauteur de pluviation.

La validité des essais repose essentiellement sur la bonne répétabilité du mode de préparation de notre massif de sol. Les conditions initiales, en terme de densité et d'homogénéité du massif, doivent pouvoir être imposées de manière précise.

Lors de la première série d'essais, l'échantillon était préparé en deux couches, car le réservoir ne pouvait contenir que la moitié de la masse du massif de sol.

On a remédié à ce problème en agrandissant le réservoir, afin qu'il puisse contenir la totalité de la masse de sol nécessaire, lors de la pluviation, et ainsi améliorer l'homogénéité du massif, notamment au niveau de la mesure du manchon instrumenté.

Dans le cas de l'inclusion moulée, différentes pièces ont été prévues (figures II.13 (a) et (b)). Pour assurer le maintien et le centrage du modèle pendant la pluviation, le système décrit sur la figure II.13 (a) a été utilisé, à savoir une rallonge de 235 mm qui permet de placer le modèle de pieu de telle façon qu'il atteigne le haut de la réhausse et une hauteur voulue par rapport à la cellule d'essai. Cette rallonge est fixée au modèle par l'intermédiaire d'une pièce qui se visse sur la tête de l'inclusion et qui permet le serrage de la partie inférieure de la rallonge. L'ensemble est fixé à une barre positionnée transversalement (figures II.13 (a) et (b)) au niveau du haut de la rehausse permettant le maintien et le centrage de l'inclusion. Des trous de 25 mm de diamètre sont prévus sur les tamis du diffuseur mobile, permettant la remontée de ce dernier lors de la pluviation.

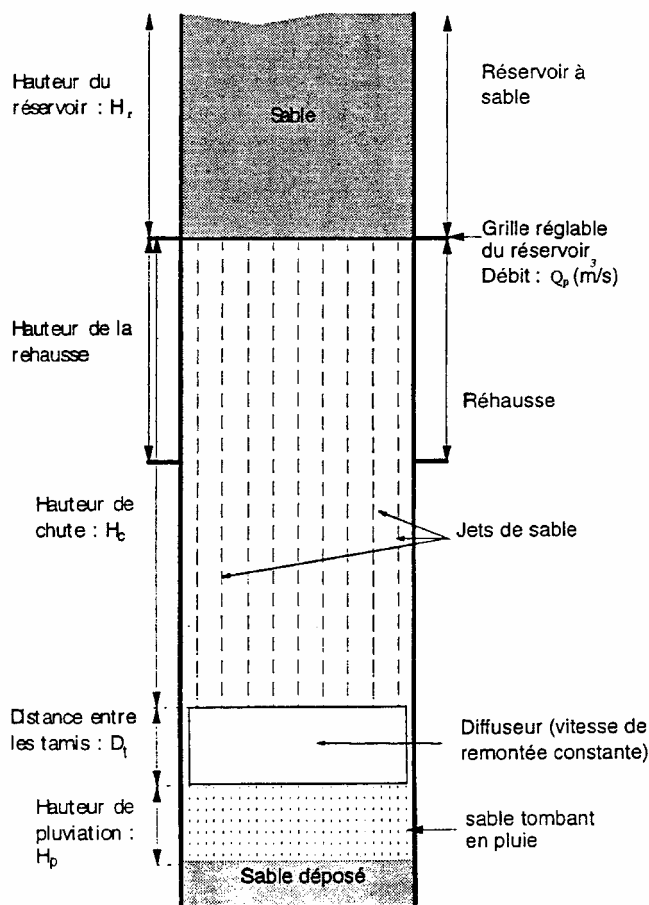


Figure II.11 Variables influençant la densité du massif lors de la pluviation (Dupla, 1995)

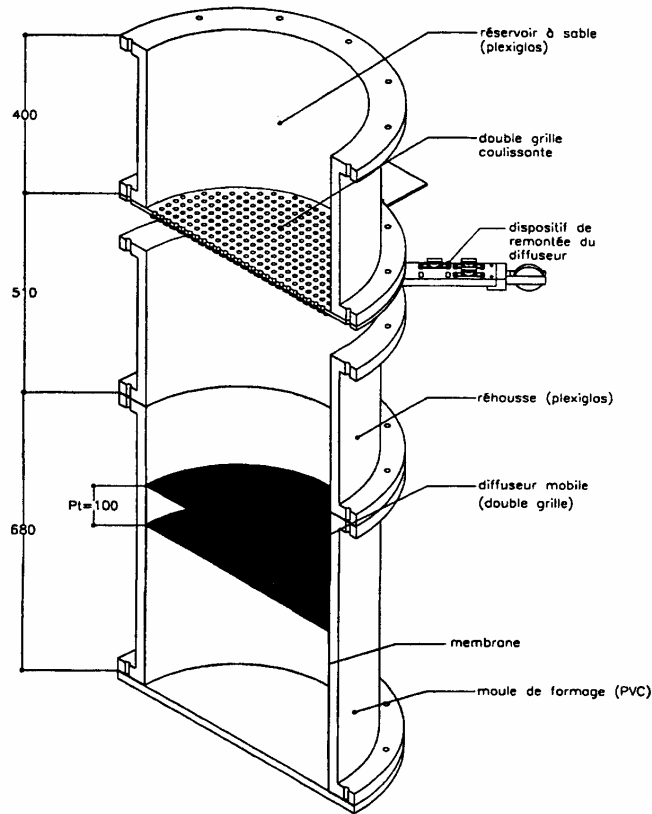


Figure II.12 Coupe du dispositif de pluviation du sable dans le cas de l'inclusion foncée (Dupla, 1995)

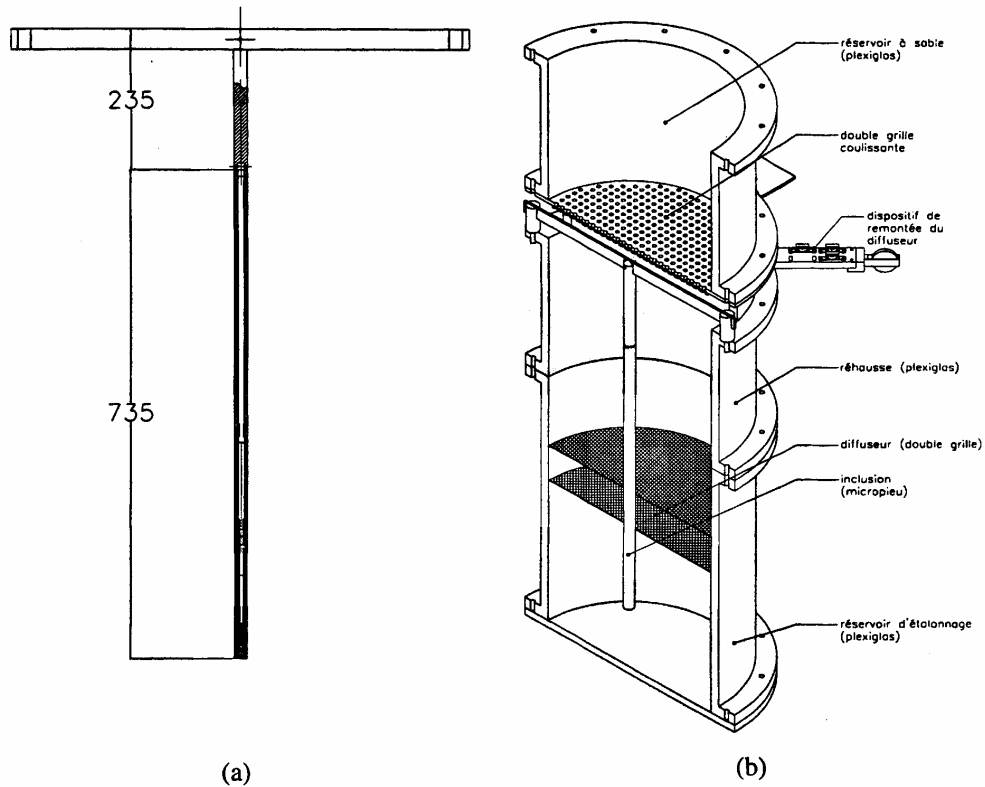


Figure II.13 (a) Système de rallonges et d'attache du pieu modèle cas de l'inclusion moulée ; (b) Coupe du dispositif de pluviation (Dupla, 1995)

II.2.4 Les micropieux modèles instrumentés et non instrumentés

Deux types de sondes ou de modèles ont été utilisés dans le cadre de ce travail.

(a) Le premier est un modèle instrumenté de 20 mm de diamètre et de longueur 735 mm (figure II.14). La sonde est équipée d'un capteur d'effort en pointe et d'un manchon de frottement instrumenté, permettant ainsi d'avoir accès, sur le même modèle, à la courbe de mobilisation de la résistance en pointe ainsi qu'à celle du frottement latéral (frottement latéral moyen sur le manchon de 20 cm), mesurées de manière indépendante. Le rapport entre le diamètre de la chambre et le diamètre du modèle est de 26,4. Le diamètre de 20 mm constitue un compromis entre les encombrements nécessaires à l'instrumentation, la nécessité de garder un diamètre d'inclusion suffisamment faible (partie II.1.) par rapport à la taille du massif mis en œuvre dans la chambre d'étalonnage ($\Phi 524$ mm) et limiter l'effet d'échelle qui impose un certain diamètre en rapport avec le diamètre moyen des grains. (partie II.1). Deux modèles de ce type ont été fabriqués. L'ensemble est entièrement modulaire, ce qui permet d'interchanger la pointe et le manchon pour essayer différentes configurations (forme et rugosité de la pointe, rugosité du manchon, etc.).

Les deux mesures réalisées sont des mesures directes de la résistance en pointe (Q_p) et du frottement latéral (Q_s). Le capteur d'effort miniature en pointe a une capacité de 5 kN et une précision de ± 25 N (soit 0,5 %). Le second capteur, placé sur un corps d'épreuve instrumenté (manchon de frottement), constituant un capteur d'effort en lui-même de capacité ± 4 kN et une précision de $\pm 10,8$ N (soit 0,27%) pour le premier modèle et de ± 24 N (soit 0,6 %) pour le second modèle. Ceci permet d'obtenir une bonne précision sur les mesures, et de pouvoir avoir accès aux courbes de mobilisation des efforts de manière relativement fiable. Le bas du manchon de frottement est situé à 6 diamètres de la pointe (120 mm), ce qui permet d'avoir des mesures découplées et indépendantes de ces deux paramètres. Il existe en effet une interaction entre la résistance en pointe et le frottement latéral au voisinage de la pointe, constituant en cela une « singularité » du frottement au voisinage de la pointe, l'objectif étant de mesurer un frottement « générique » non influencé ou peu influencé par la pointe.

Pour assurer le contact entre le vérin de chargement et les inclusions, deux adaptateurs ont été fabriqués. Ce sont des capteurs d'effort qui vont nous permettre de mesurer les efforts en tête. On y reviendra au cours de la description de la procédure expérimentale.

De plus, des taraudages M10 ont été effectués en tête des inclusions, sur une longueur de 20 mm, afin de pouvoir y fixer par vissage une tige filetée M10 de 115 mm de longueur, qui est telle que, elle est vissée sur une longueur de 15 mm dans l'inclusion, bloquée par un 6 pans de 17 d'une

longueur de 10 mm et se prolonge sur une longueur de 90 mm, augmentant donc la longueur du pieu de 100 mm. Ceci sera surtout utile pour les essais d'arrachement pour les groupes.

(b) Le second type de modèle d'inclusions est un modèle de diamètre $\Phi 10$ mm et de longueur 550 mm non instrumenté, et a été utilisé dans le cadre de l'étude des réseaux (inclusions inclinées).

En effet, en raison des problèmes d'encombrement (diamètre de la cellule de 524 mm), il a été décidé d'étudier le cas d'une inclinaison de 15° , étant donné l'encombrement résultant et les dimensions de notre cellule. Les inclusions choisies sont de dimensions différentes de celles utilisées dans les autres essais. Ce sont des tiges en acier plein de 10 mm de diamètre extérieur à rugosité contrôlée devant produire un frottement maximum en regard du sable utilisé (sable de Fontainebleau). L'inclusion se compose d'un corps principal de 500 mm de long équipé d'un embout de 50 mm solidarisé par vissage au corps principal, cet embout étant une pièce perdue permettant de sceller en tête les inclusions à une semelle à l'aide d'une résine. On reviendra sur ces aspects dans la partie relative à la procédure expérimentale.

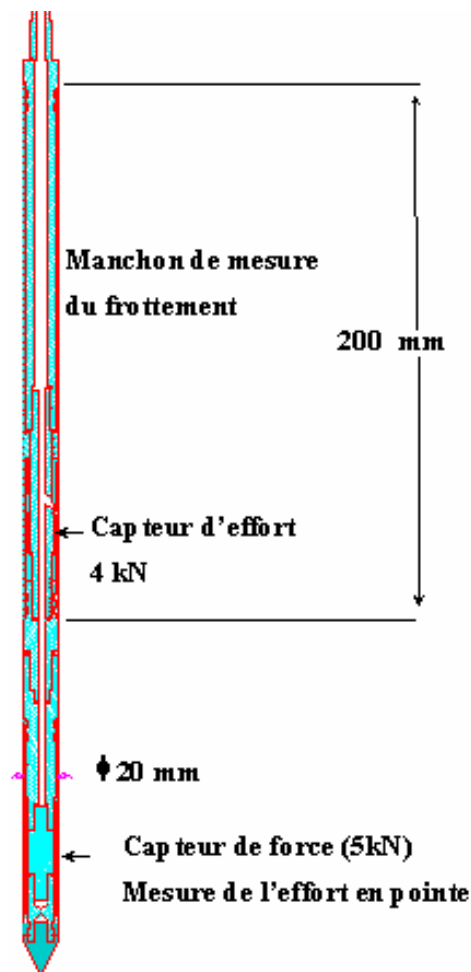


Figure II.14 Schéma du micropieu modèle instrumenté

II.3. PROCEDURE D'ESSAI

On décrit, dans ce paragraphe, la procédure d'essai, en partant de la préparation du massif de sable jusqu'au chargement des inclusions sous chargement monotone et cyclique.

La procédure d'essai de chargement de micropieux modèles en chambre d'étalonnage comporte les opérations successives suivantes, que nous allons décrire dans la suite.

- fabrication du massif de sable à la densité voulue ;
- mise sous contrainte du massif ;
- installation du (ou des) inclusions par fonçage ;
- réalisation de l'essai de chargement et acquisition des données ;
- démontage de l'essai ;

II.3.1 Fabrication du massif de sable a la densité voulue

Cette phase se décompose en plusieurs opérations:

- positionnement de l'embase inférieure (pièce n°4 sur la figure II.2) sur le piston tout en s'assurant que le tuyau d'application du vide est passé par le piston (tuyau de contre pression; voir figure II.2);
- mise en place de la membrane en caoutchouc et des joints toriques suivie du positionnement de la rehausse en bois où vient s'appuyer le moule de formage ;
- mise en place du pluviateur pour le positionnement sur le moule et réglage de la hauteur de pluviation à la hauteur prédéfini par l'étalonnage de la densité ainsi que la préparation de la grille pour obtenir le débit qui correspond à la densité voulue
- remplissage du réservoir et diffusion du sable.
- Phase de pluviation ;
- On arase la partie supérieure du massif afin d'obtenir une surface plane horizontale ;

Les figures II.15 (a), (b) et (c) montrent trois étapes de la fabrication du massif. La figure II. 16(a) présente une vue de la chambre avant la mise en place du moule ; la figure II.15 (b) montre la pluviation en cours et la figure II.15 (c) montre l'échantillon de sable après la pluviation et avant qu'il soit arasé.



(a)



(b)



(c)

Figure II.15 Fabrication de l'éprouvette : (a) réglage de la hauteur du piston ; (b) pluviation du sable et (c) échantillon avant arasage

II.3.2 Mise sous contrainte du massif

Le démoulage du massif est une phase qui précède la mise sous contrainte de celui-ci. Cette opération est très délicate et nécessite la vérification de l'étanchéité globale du massif. On met en place l'embase supérieure (pièce n°2 sur la figure II.2) vissée au préalable sur la pièce de guidage de la figure II.2 et l'on rabat la membrane qui sera serrée sur l'embase supérieure moyennant deux joints toriques. Une fois que le massif est isolé de l'extérieur, on peut appliquer le vide pour le démoulage.

On réalise ensuite successivement les opérations suivantes : mise en place de la cerce, positionnement du couvercle supérieur (pièce n°1 sur la figure II.2) et mise en place des tiges qui vont serrer le couvercle sur la cerce. On fait ensuite monter le piston à faible pression pour plaquer l'embase supérieure sur le couvercle. On remplit le volume existant entre le massif et la cerce par de l'eau et on applique les pressions voulues. Pour les essais isotropes on augmente simultanément et lentement la pression verticale et horizontale. En revanche, pour les essais K_0 , on applique les pressions par paliers de faible amplitude tout en respectant un rapport K_0 entre les contraintes verticales et horizontales imposées au massif. Les figure II.16 (a), (b), (c) et (d) présentent les phases de démoulage et de mise sous contraintes du massif dans le cas de l'inclusion moulée et de l'inclusion foncée. En effet, les figures II.16 (a), (b) et (c) montrent le démoulage du massif pour le cas de l'inclusion moulée (figures II.16 (a) et (b)) et foncée (figure II.16 (c)) et. La figure II.16 (d) présente le massif après blocage de l'embase sur le couvercle et après serrage de l'ensemble. On peut commencer alors la mise en place des inclusions.

Dans le cas des réseaux, la procédure de préparation du massif est la même que celle décrite dans le cas de l'inclusion foncée.

II.3.3 Installation des micropieux

Plusieurs cas de figure sont à prendre en considération en raison des différents modes d'installation étudiés (inclusions verticales : fonçage et moulage ; inclusions inclinées : fonçage) et du type d'inclusions ($\Phi 20$ mm et $\Phi 10$ mm).

II.3.3.1 Cas des inclusions foncées verticales ($\Phi 20$ mm)

Une fois que le massif est mis sous contrainte, on déplace la cellule sur les rails et on la positionne sous le vérin du fonçage. On prépare alors les modèles en vue de l'opération de fonçage. En particulier, le centrage du pieu sous le vérin du fonçage est une opération délicate et très importante pour un enfoncement vertical du modèle.

Il s'agit là d'un problème lié, d'une part, au centrage du modèle sous le vérin du fonçage et d'autre part, à la pièce de guidage (cf. figure II.3). En effet, le guidage des pieux est assuré par cette pièce

dont la hauteur est de 76 mm. On a prévu sur cette pièce de guidage, des trous de diamètre 24-25 mm pour un diamètre de l'inclusion de 20 mm.

Par ailleurs, on a installé en tête du vérin de fonçage un capteur d'effort axial et le contact entre le modèle et ce capteur était réalisé grâce à une pièce mécanique placée sur le capteur et usinée en demi sphère en bout. La figure II.17 montre un schéma du contact vérin de fonçage-modèle $\Phi 20$ mm.

Le frottement pièce de guidage-inclusion est assuré par un adaptateur en téflon qui a les mêmes caractéristiques (diamètre extérieur) que le trou de guidage (voir précédemment). A la fin de l'opération de fonçage, la longueur de l'inclusion dans le massif est de 500 mm.

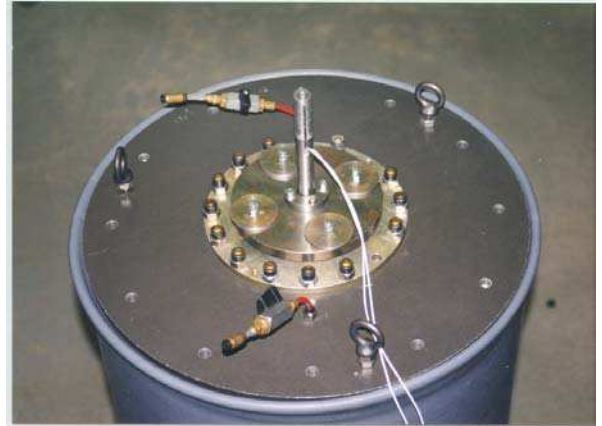
II.3.3.2 Cas des inclusions moulées ($\Phi 20$ mm)

Une deuxième procédure d'installation des inclusions " le moulage" a été étudiée. Les pièces nécessaires à cette application ont été présentées dans le paragraphe II.2.3. (figure II.13). Une rallonge de 235 mm permet de placer le pieu modèle à une position voulue par rapport à la cuve et d'atteindre le haut de la rehausse (position identique à celle de l'inclusion foncée avant le chargement).

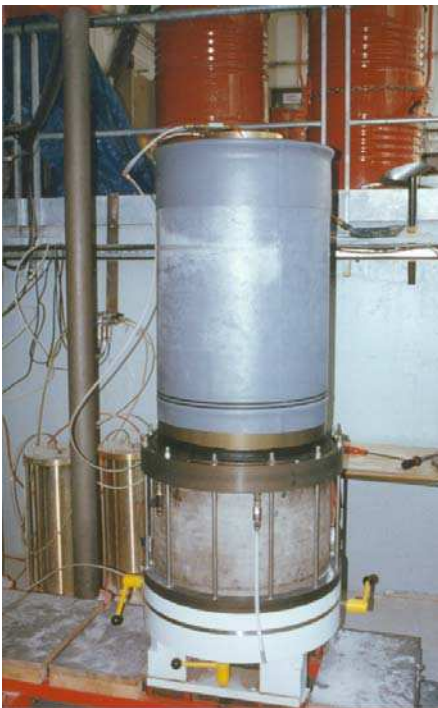
Des trous de diamètre 25 mm sur les tamis du diffuseur permettent la remontée de celui-ci en présence de l'inclusion et la déposition du sable. La procédure de préparation du massif reste toutefois la même, les différentes étapes de préparation étant décrites sur les figures II.15 (a), (b) et (c). Après avoir effectué la pluviation et arasé la partie supérieure du massif, la partie supérieure du pieu modèle reste à l'extérieur du massif sur une longueur d'environ 330 mm. Pour démouler le massif, il est alors nécessaire de positionner l'embase supérieure sans heurter le modèle, et de réaliser l'étanchéité entre la surface latérale du modèle et l'embase supérieure. Un système de pièces modulaires a dû être également prévu, car le jeu de 2 mm existant entre la surface latérale du modèle et la surface du trou central s'est révélé trop faible pour permettre l'installation de l'embase supérieure et effectuer la phase de mise sous vide du massif.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figure II.16 Fabrication et mise sous contrainte du massif : (a) et (b) démoulage dans le cas de l'inclusion moulée; (c) démoulage dans le cas de l'inclusion foncée ; (d) massif prêt pour la mise en place des modèles dans le cas de l'inclusion foncée

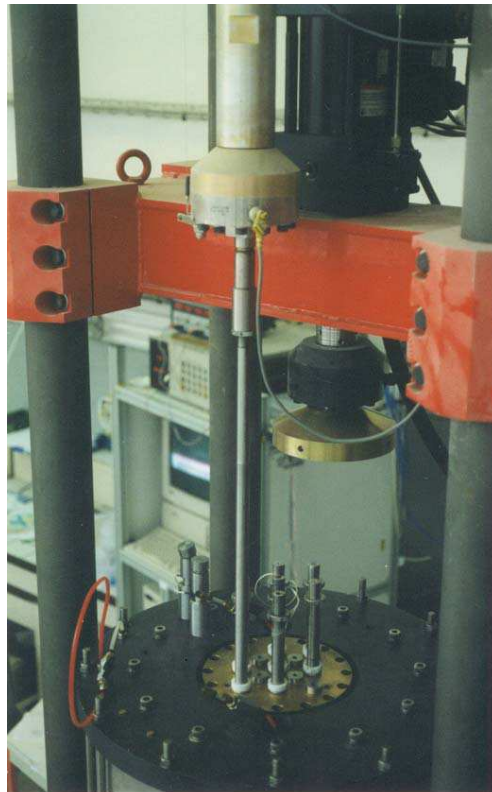


Figure II.17 Phase d'installation par fonçage d'un modèle dans le cas d'un groupe de cinq inclusions

II.3.3.3 Cas des réseaux ($\Phi 10\text{ mm}$)

II.3.3.3.1 Procédure utilisée pour les essais à surface libre

Dans ce cas, l'essai a été effectué dans le moule (figure II.15 (c)). Dans cette configuration utilisée pour les essais préliminaires, on a utilisé un groupe et un réseau préfabriqués formés de cinq inclusions, présentés sur les figures II.18 et II.19. Les inclusions sont solidarisiées en tête par un bloc de résine de 12,5 cm de diamètre et 7 cm d'épaisseur coulé dans un moule qui assure un bon encastrement. Ces structures peuvent ensuite être réutilisées pour différents essais avec une mise en place initiale par moulage (mise en place du sable « autour » de la structure). Le sable a été mis en place autour de ces structures par remplissage gravitaire autour de ces structures. L'entr'axe retenu pour le groupe est de 4 diamètres d'inclusion, le réseau étant caractérisé par une inclinaison de 15° des inclusions de coin et un entr'axe de $4d$ au niveau de la surface du sol, l'inclusion centrale restant verticale comme dans le groupe.

Pour ces essais, on commence par mettre en place le sable dans le moule de formage équipé de sa membrane jusqu'à une hauteur correspondant au niveau de la base de la structure à mettre en place (groupe ou réseau). On positionne alors la structure et l'on achève le remplissage du massif jusqu'à la partie supérieure du moule. L'essai de chargement (enfouissement monotone à déplacement contrôlé jusqu'à la rupture) est ensuite réalisé sur la structure ainsi positionnée dans le massif à surface libre.



Figure II.18 Vue du groupe de cinq inclusions verticales

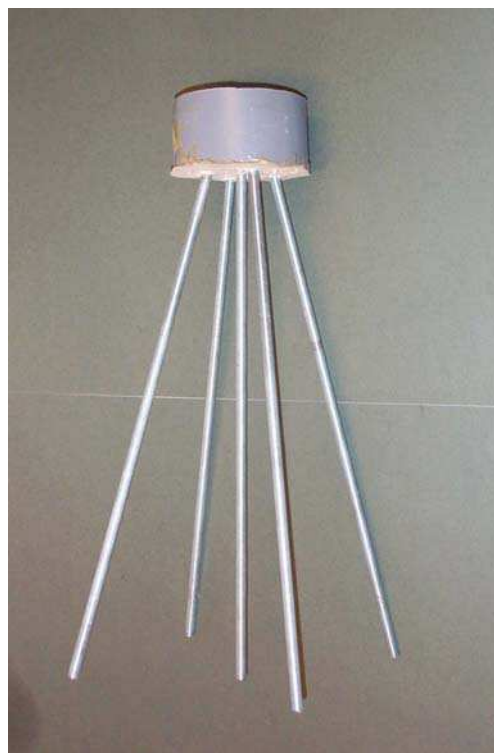


Figure II.19 Vue du réseau de cinq inclusions

II.3.3.3.2. Procédure utilisée pour les essais avec massif sous contrainte

La préparation du massif est la même que celle décrite dans les paragraphes précédents sauf que le massif est ici soumis à un champ de contrainte isotrope pour des raisons expérimentales. Les différences relatives à la mise en place et aux chargement des inclusions sont aussi décrites.

Lorsque l'échantillon est prêt, on enlève la pièce centrale d'étanchéité, au centre du couvercle, on y positionne un moule en PVC à une hauteur de 2 cm du massif de sol. Ce moule a un diamètre de 12,5 cm et une hauteur de 7 cm. Il va permettre de sceller les inclusions entre elles (groupe et réseau) à l'aide d'une résine (figure II.20). Les inclusions ont une longueur de 550mm.

Les inclusions sont ensuite foncées les unes après les autres d'une longueur de 500 mm dans le massif suivant l'ordre d'installation sélectionné, grâce à une pièce de guidage permettant une mise en place soit verticale, soit inclinée (inclinaison à 15° sélectionnée) (figure II.21). Les 50 mm restants vont permettre de solidariser chacune des inclusions avec les autres.

Les inclusions sont ensuite scellées en tête grâce à une résine coulée dans le coffrage assurant un très bon encastrement (figures II.22) (la durée de prise est de 12 heures). Sur la figure, on peut voir le moule avec le coulis de scellement et une bille posée sur un trou de la forme d'une demi sphère qui a été fait lorsque la prise du coulis commençait. La bille assure une meilleure application des charges sur la structure car elle permet la reprise des défauts de verticalité, la surface supérieure du coulis, après la prise, n'étant pas parfaitement horizontale.

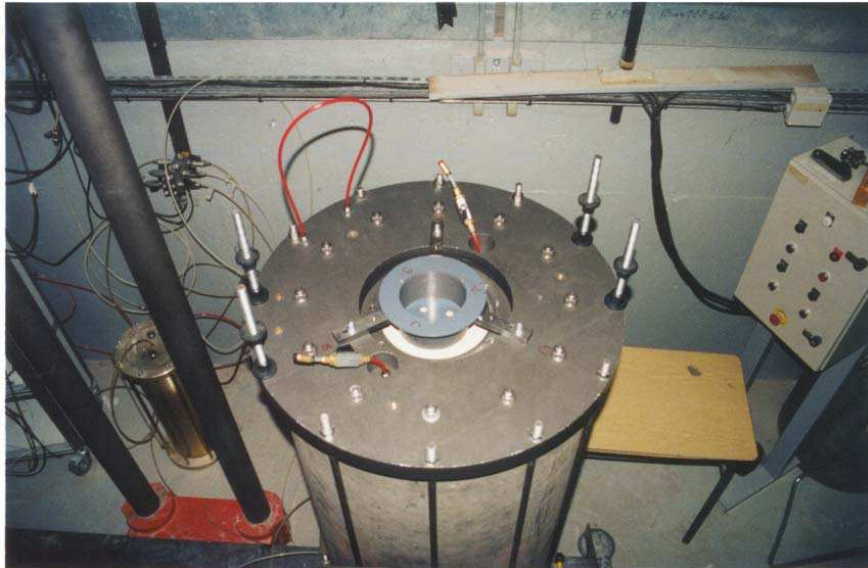


Figure II.20 Dispositif d'essai : vue du coffrage mis en place après préparation et mise sous contrainte du massif



Figure II.21 Dispositif d'essai : vue de la pièce de guidage pour inclusions inclinées avec une inclusion prête à être installée

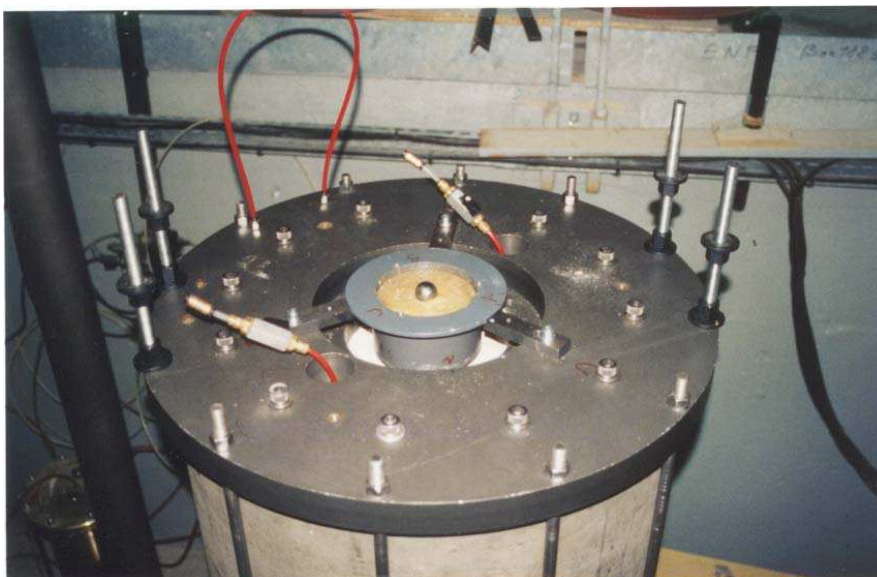


Figure II.22 Vues du dispositif d'essai : bloc de scellement des inclusions avec coffrage

II.3.4 Procédure de chargement et acquisition des données

II.3.4.1 Cas des inclusions ($\Phi 20$ mm)

Une fois, l'installation du ou des modèles terminée, on déplace la cellule sous le servovérin de chargement MTS. Ensuite, il faut descendre lentement ce dernier pour réaliser le contact. Le déplacement du vérin se fait avec le contrôleur manuel. Le vérin est arrêté à proximité des micropieux et le contact définitif est réalisé moyennant un système d'écrous.

La figure II.23 montre le chargement d'une cellule élémentaire de neuf inclusions. On a adapté sur la tête du vérin MTS une pièce mécanique servant d'appui pour l'ensemble des modèles (figure II.9 (a)). La liaison vérin-pieu est complétée par un chapeau qui s'appuie sans aucun serrage sur un écrou. C'est en serrant cet écrou sur la tête fileté du modèle que l'on va solidariser manuellement tous les modèles avec le servo-vérin.

Une fois le contact réalisé, il faut programmer le logiciel de contrôle pour réaliser l'essai proprement dit. Pour un essai de chargement monotone, on a réalisé un programme composé de 4 étapes :

- un chargement initial à la vitesse de déplacement $100 \mu\text{m}/\text{mn}$ jusqu'à la rupture (estimée à $1/10$ de diamètre) ;
- un déchargement toujours à déplacement contrôlé dont la vitesse est de $100 \mu\text{m}/\text{mn}$;
- un rechargement à la vitesse de déplacement de $100 \mu\text{m}/\text{mn}$;
- un retour au zéro.

En ce qui concerne les essais de type arrachement, il a été nécessaire de concevoir des pièces mécaniques spécifiques. Ceci avait déjà été fait dans la cadre de la thèse de Francis (1997) pour l'étude de l'inclusion isolée (figure II.9), le cas des groupes ayant été effectué dans le cadre de la présente thèse (figure II.10). La figure II.24 montre une vue prise au cours d'un essai de type arrachement dans le cas isolé. Sur la figure II.25, on présente le cas d'un essai de type arrachement pour un groupe de cinq inclusions.

A la suite de l'installation du premier modèle, on procède à l'essai de chargement statique de ce modèle à l'aide du servovérin MTS. Les données enregistrées au cours de cet essai sont prises comme référence (cas du modèle isolé) pour l'interprétation du chargement de la cellule de cinq modèles, réalisé par la suite. Cette étape était nécessaire pour les premiers essais pour avoir les essais de référence sur des modèles isolés. Ce premier essai de chargement terminé, on décharge le modèle et on procède à l'installation des inclusions voisines suivant l'ordre d'installation prévu.

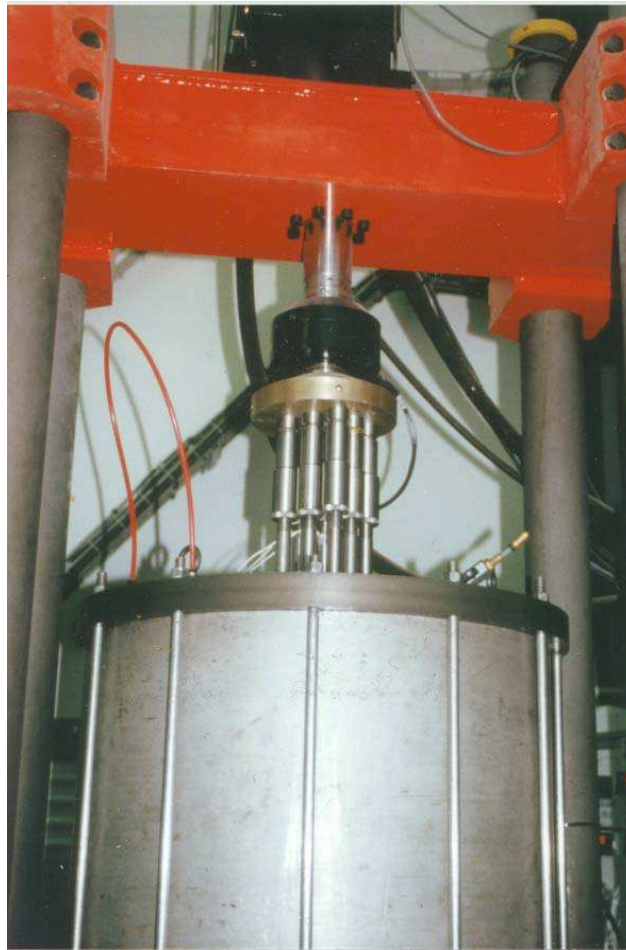


Figure II.23 Phase de chargement d'un groupe de neuf inclusions

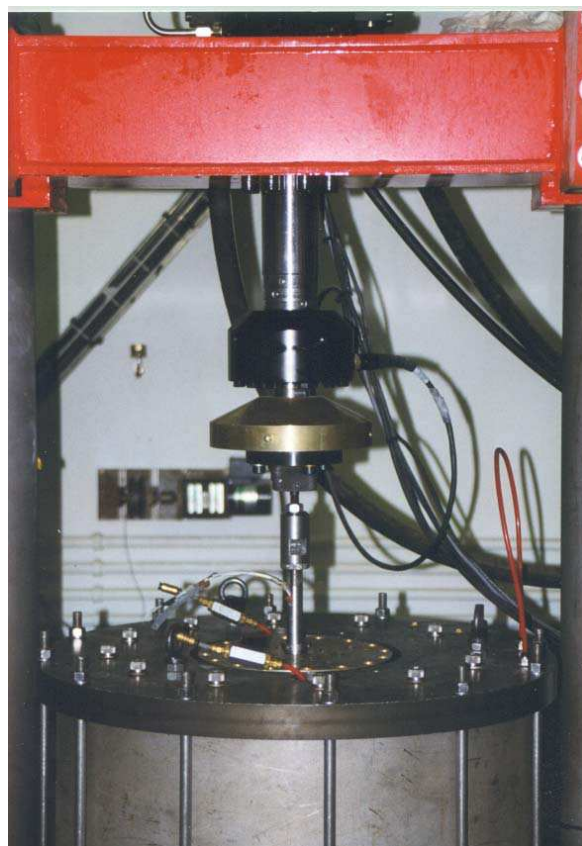


Figure II.24 Essai d'arrachement de l'inclusion isolée

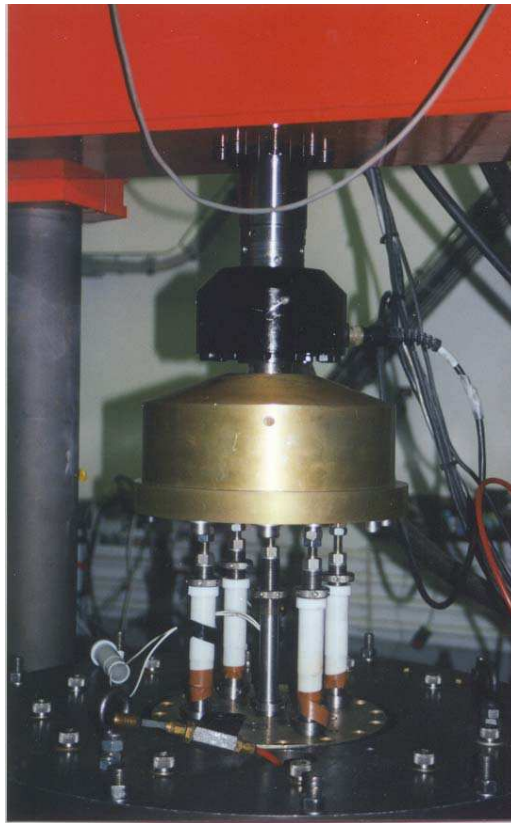


Figure II.25 Essai de type arrachement dans le cas d'un groupe de cinq inclusions

Au cours de l'installation des modèles suivants (2 à 5 ou 2 à 9), on enregistre à la fois la charge en tête des micropieux qui sont en cours d'installation et les variations produites sur les efforts résiduels sur le micropieu instrumenté déjà installé. Notons que, dans les cellules élémentaires de 5 et 9 modèles que l'on a testées, on a deux modèles instrumentés, à savoir le modèle central et un modèle de coin.

Après l'installation des cinq (ou neuf) modèles, on déplace la chambre d'étalonnage sous le servo-vérin MTS pour réaliser l'essai de chargement proprement dit. On enregistre alors les paramètres suivants (dans le cas des essais d'enfoncement) :

- charge globale en tête appliquée à la cellule ;
- charge en tête appliquée sur le modèle central et sur le modèle de coin ;
- mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral sur le modèle central et sur un modèle de bord ;

Dans le cas des essais d'arrachement, nous ne mesurons pas les efforts en tête de l'inclusion centrale et du bord.

Les essais de chargement se composent de trois séquences successives:

- un chargement statique à déplacement contrôlé (100 $\mu\text{m}/\text{mn}$) poussé au-delà de la rupture (estimée à priori à environ 1/10 de diamètre) ;
- une phase de déchargement à déplacement contrôlé à la vitesse de 100 $\mu\text{m}/\text{minute}$;
- un rechargement statique dans les mêmes conditions que le chargement initial.

Deux procédures expérimentales ont été utilisés pour les groupes de neuf inclusions :

La procédure d'essai, pour les essais relatifs aux niveaux de consolidation ($\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa), était la suivante : on installait la première inclusion par fonçage, puis on effectuait un chargement monotone en enfoncement. On installait ensuite les quatre inclusions les plus proches (aux bords), puis on chargeait la cellule de cinq inclusions ; et enfin, on installait les quatre inclusions les plus éloignées (aux coins) et on chargeait les neuf inclusions. Ceci pouvant constituer un ordre d'installation différent de l'ordre d'installation C1 utilisé pour les essais suivants (niveau de consolidation : $\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa), où on installait les neuf inclusions avant d'effectuer le chargement monotone.

II.3.4.2 Cas des réseaux ($\Phi 10$ mm)

On procède de la même manière que dans le cas des inclusions de 20 mm. Sur la figure II.26 (a), on observe le moule avec le vérin, auquel a été rajoutée une rallonge pour des problèmes de course. Car dans le cas des inclusions de 20 mm, la tête des pieux sort de 20 cm. Et sur la figure II.26 (b), on peut voir l'essai de chargement, avec un léger espace entre le moule et le vérin dû à la présence de la bille ; le coulis étant telle qu'il n'y a pas de compression de celui-ci lors de l'essai de chargement

On peut alors procéder au chargement de la structure, réalisé, là aussi, à déplacement contrôlé (vitesse de chargement de 100 $\mu\text{m}/\text{min}$).

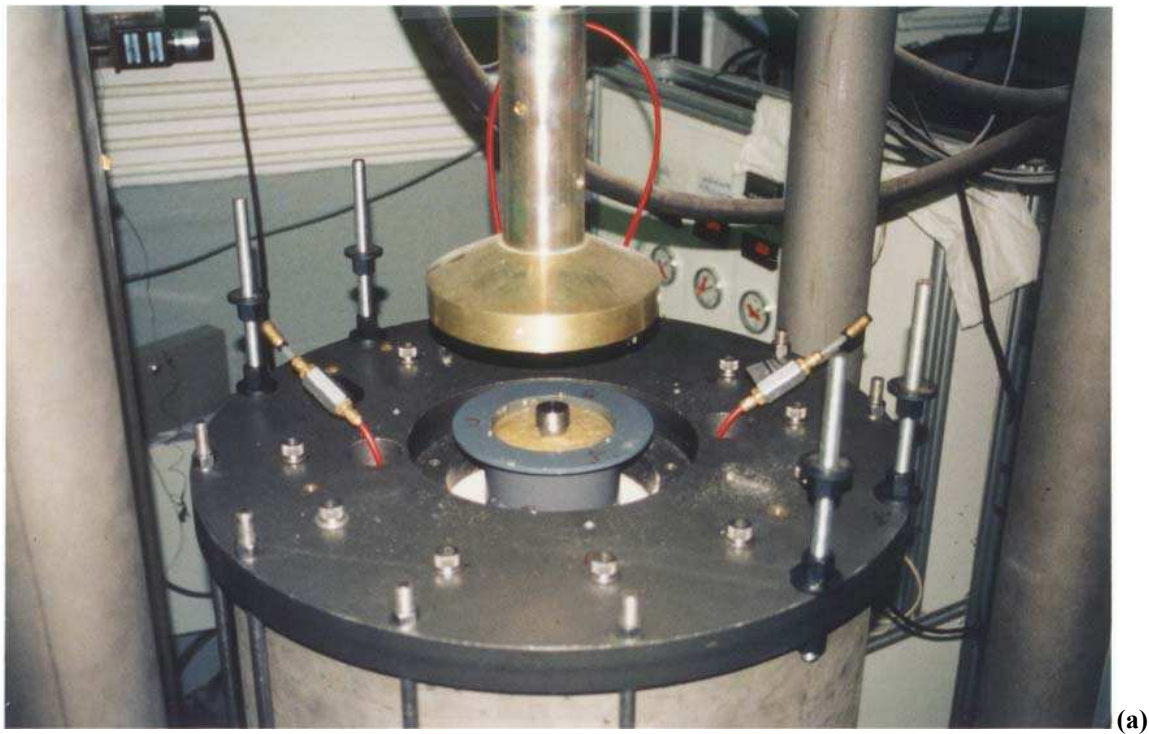


Figure II.26 Vues du dispositif d'essai : (a) positionnement du dispositif de chargement avant essai ; (b) chargement du réseau

II.4 CARACTERISTIQUES ET MISE EN PLACE DU SABLE UTILISE

Le sol utilisé est un sable de Fontainebleau pur, essentiellement siliceux, avec des grains sub-arrondis (figure II.27). On a utilisé, au cours de ce travail, du sable de Fontainebleau qui ont été différenciés par les appellations AF et NF. En ce qui concerne le sable de Fontainebleau AF, les caractéristiques présentées proviennent des bases de données du CERMES où il a été utilisé dans le cadre des projets nationaux CLOUTERRE II (Dupla et Canou, 1994) et FOREVER (Francis, 1997). Pour le sable de Fontainebleau NF, les caractéristiques nous ont été données par le fournisseur (Société SIFRACO). Les caractéristiques des deux sables sont données dans le tableau II.1 :

Sable	D ₅₀ (mm)	e _{max}	e _{min}	ρ _s (g/cm ³)	ρ _{dmin} (g/cm ³)	ρ _{dmax} (g/cm ³)
NF	0,20	0,94	0,54	2,65	1,33	1,73
AF	0,23	0,94	0,54	2,65	1,38	1,72

Tableau II.1 Caractéristiques du sable de Fontainebleau

La courbe granulométrique du sable AF, utilisé dans le cadre de la thèse de Francis (1997), est présentée sur la figure II.28. Celle du sable NF est présentée sur la figure II.29. Les courbes granulométriques sont assez et relativement proches l'une de l'autre dans le sable de Fontainebleau AF.

L'étalonnage de la pluviométrie a été effectué pour les deux sables. Dans le cas du sable AF, il a été effectué dans le cadre de la thèse de Francis (1997) (tableau II.2). On a effectué celui du sable NF (tableau II.3) dans un massif de sol de hauteur inférieure (hauteur = 685 mm), ce qui peut expliquer certaines des différences. Dans tous les cas, la hauteur de pluviométrie a été fixée à 10 cm. Sur la figure II.30, on a représenté l'évolution de l'indice de densité (I_D) en fonction de l'indice de déposition (I).

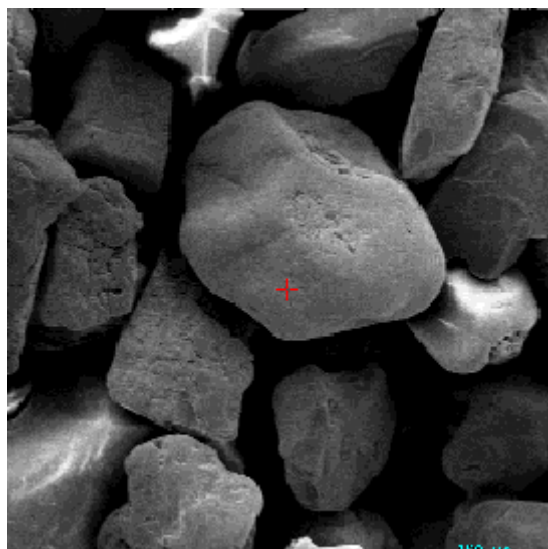


Figure II.27 Vues au microscope électronique à balayage du sable de Fontainebleau

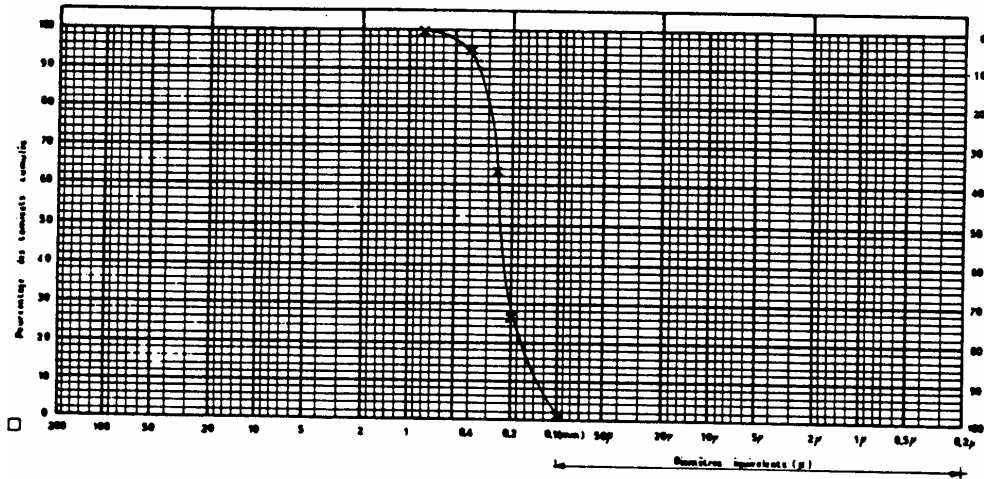


Figure II.28 Courbe granulométrique du sable de Fontainebleau AF

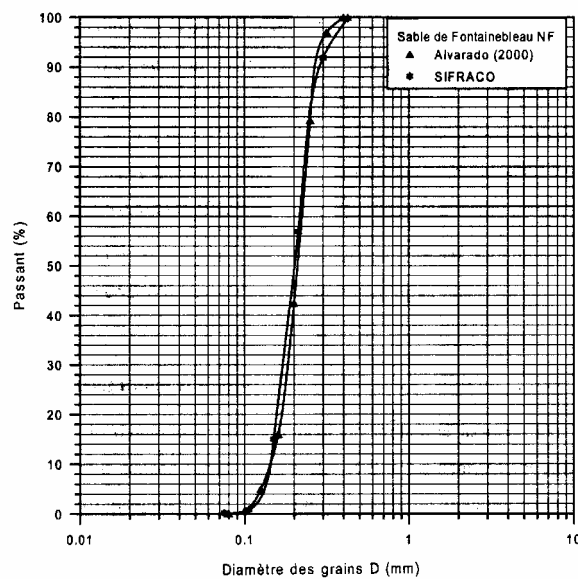


Figure II.29 Courbe granulométrique du sable de Fontainebleau NF

Essai	N trous	ϕ trous (mm)	m_s	I ($\text{g}/\text{cm}^2/\text{s}$)	I_D
Etat 1	461	8	226,2	4,03	0,43
Etat 2	461	8	226,2	4,03	0,43
Etat 3	308	8	229,6	1,77	0,49
Etat 4	204	8	233,0	1,08	0,56
Etat 5	204	8	232,8	1,08	0,56
Etat 6	204	8	233,0	1,08	0,56
Etat 7	233	8	232,6	1,254	0,56
Etat 8	121	8	244,2	0,66	0,75
Etat 9	153	8	234,5	0,84	0,59
Etat 10	49	8	247,4	0,30	0,81
Etat 11	461	4	234,6	0,45	0,59
Etat 12	461	4	234,9	0,45	0,60
Etat 13	461	4	236,9	0,45	0,63
Etat 14	308	4	244,8	0,31	0,75
Etat 15	204	4	259,5	0,21	1

Tableau II.2 Essais d'étalonnage du sable de Fontainebleau AF (Francis, 1997)

Essai	N trous	ϕ trous (mm)	M_s	I (g/cm ² /s)	I_D
Etat 1	461	8	221,0	2,44	0,42
Etat 2	309	8	223,15	1,92	0,46
Etat 3	263	8	223,5	1,92	0,47
Etat 4	263	8	223,25	1,92	0,47
Etat 5	219	8	223,25	1,38	0,466
Etat 6	219	8	226,25	1,39	0,52
Etat 7	461	8	223,15	1,37	0,46
Etat 8	461	8	224,45	1,38	0,49
Etat 9	461	5	226,3	1,15	0,52
Etat 10	230	3	242,55	0,18	0,83
Etat 11	204	4	259,5	0,12	0,94

Tableau II.3 Essais d'étalonnage du sable de Fontainebleau NF

m_s : masse de sable ; I : intensité de déposition (débit massique)

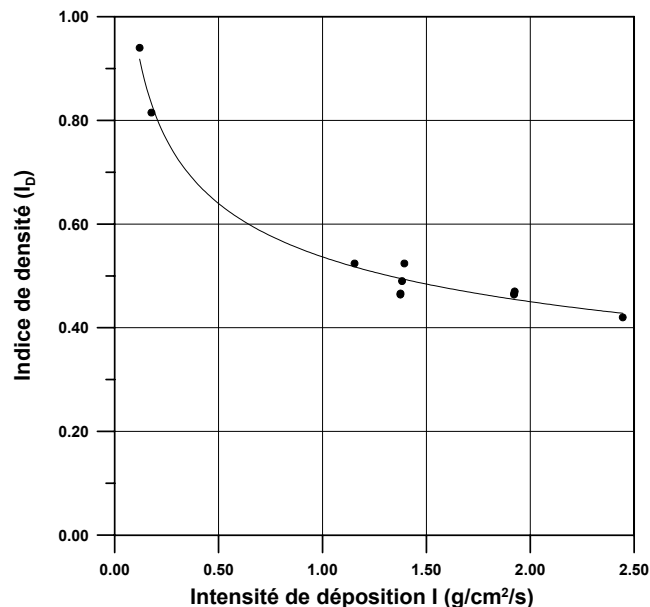


Figure II.30 Influence de l'intensité de déposition sur l'indice de densité pour le sable de Fontainebleau (NF)

II.5 QUELQUES POINTS SPECIFIQUES LIES A L'EXPERIMENTATION

II.5.1. Mise en place du sable

La validité de nos essais repose sur la bonne répétabilité du mode de préparation de notre massif de sol. Les conditions initiales, en terme de densité et d'homogénéité du massif, doivent pouvoir être imposées de manière précise.

L'homogénéité du massif nous est généralement donnée par l'évolution de la résistance en pointe lors du fonçage. Les premiers massifs de sol étaient initialement préparés en deux

couches, ce qui pouvait induire des problèmes d'homogénéité à l'interface entre les deux couches, dont on pouvait s'apercevoir lors de la phase d'installation (fonçage) de l'inclusion au centre du massif (figures II.31 (a), (b) et (c)). On observe une diminution de l'effort au centre de l'échantillon (250-270 mm d'enfoncement) traduisant le fait que le massif est plus lâche à l'interface entre les deux couches.

On a donc agrandi le réservoir afin d'être en mesure de le préparer en une seule couche. Ce qui a conduit à une meilleure homogénéité.

II.5.2. Influence de l'évolution du sable

De plus, le même sable était utilisé pour plusieurs essais. On a constaté que la résistance du massif à l'enfoncement des inclusions semblait diminuer après un certain nombre d'essais. Une raison, qui peut être invoquée, pour expliquer ce phénomène est l'évolution moyenne du matériau au cours des essais liée au broyage d'une partie des grains au cours des phases de fonçage et de chargement, et à l'attrition des grains lors des manipulations (pluviation et aspiration au démontage).

De même, une granulométrie manuelle a été effectuée, et il n'a pas été observé de différences notables entre le sable neuf et le sable "usé". Ceci peut être dû à la localisation de la zone de sol broyé dans le massif de 220-240 kg. Un carottage au milieu du massif après essais, pourrait donner des résultats mais le sable étant sec, on n'a pas pu le réaliser. De plus, après la phase de pluviation, une partie des particules fines pouvait ne plus se trouver dans le massif, car elles pourraient être dans les poussières dégagées lors de cette phase.

Des observations au microscope électronique à balayage (MEB) ont été effectuées sur du sable neuf et du sable "usé" (utilisé pour plusieurs essais) (figure II.32). Sur cette figure, on peut voir que les grains de sol dans le cas du sable « usé » sont un peu plus arrondi que dans le cas du sable neuf. De plus, on a aussi comparé des grains de sol récupérés sur le pieu (sur le fût) après le démontage et le sable neuf. La différence est manifeste (figures II.32 (a), (b), (c), (d) et (e)). Sur la figure II.32 (a), on a superposé des grains du sable neuf (à gauche) avec du sable récupéré sur l'inclusion (à droite).

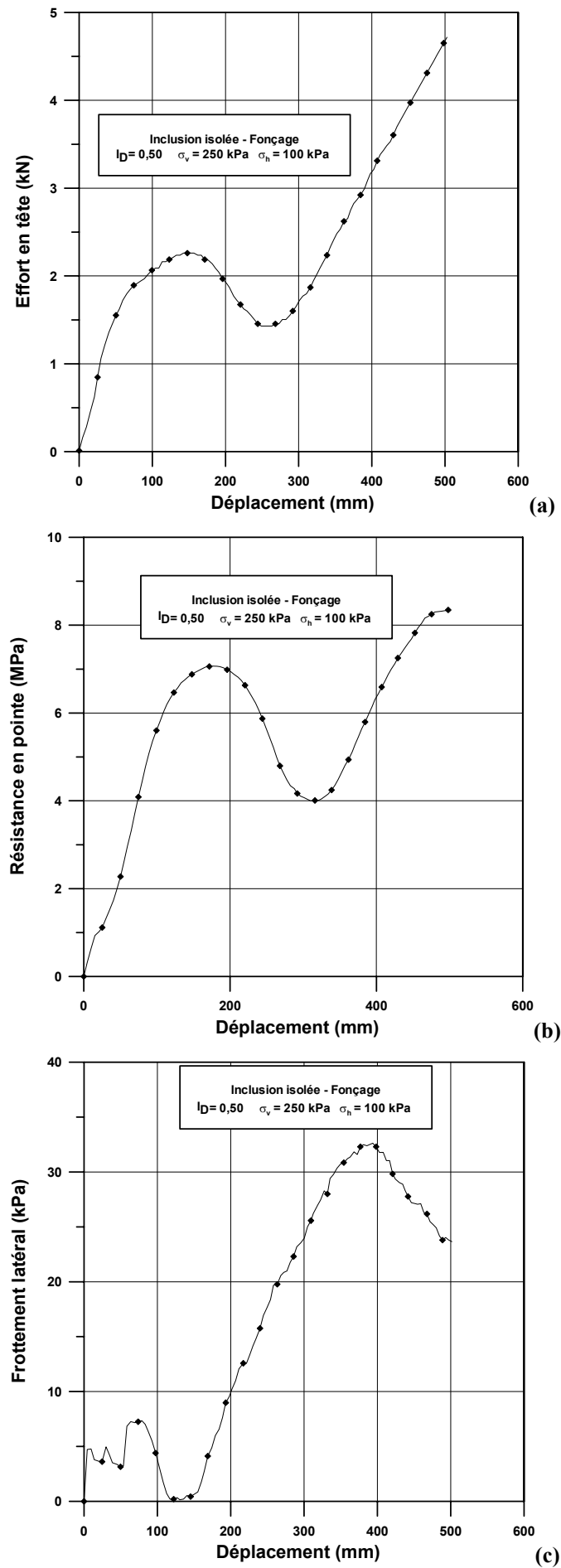


Figure II.31 Courbes de fonçage pour un massif préparé en deux couches

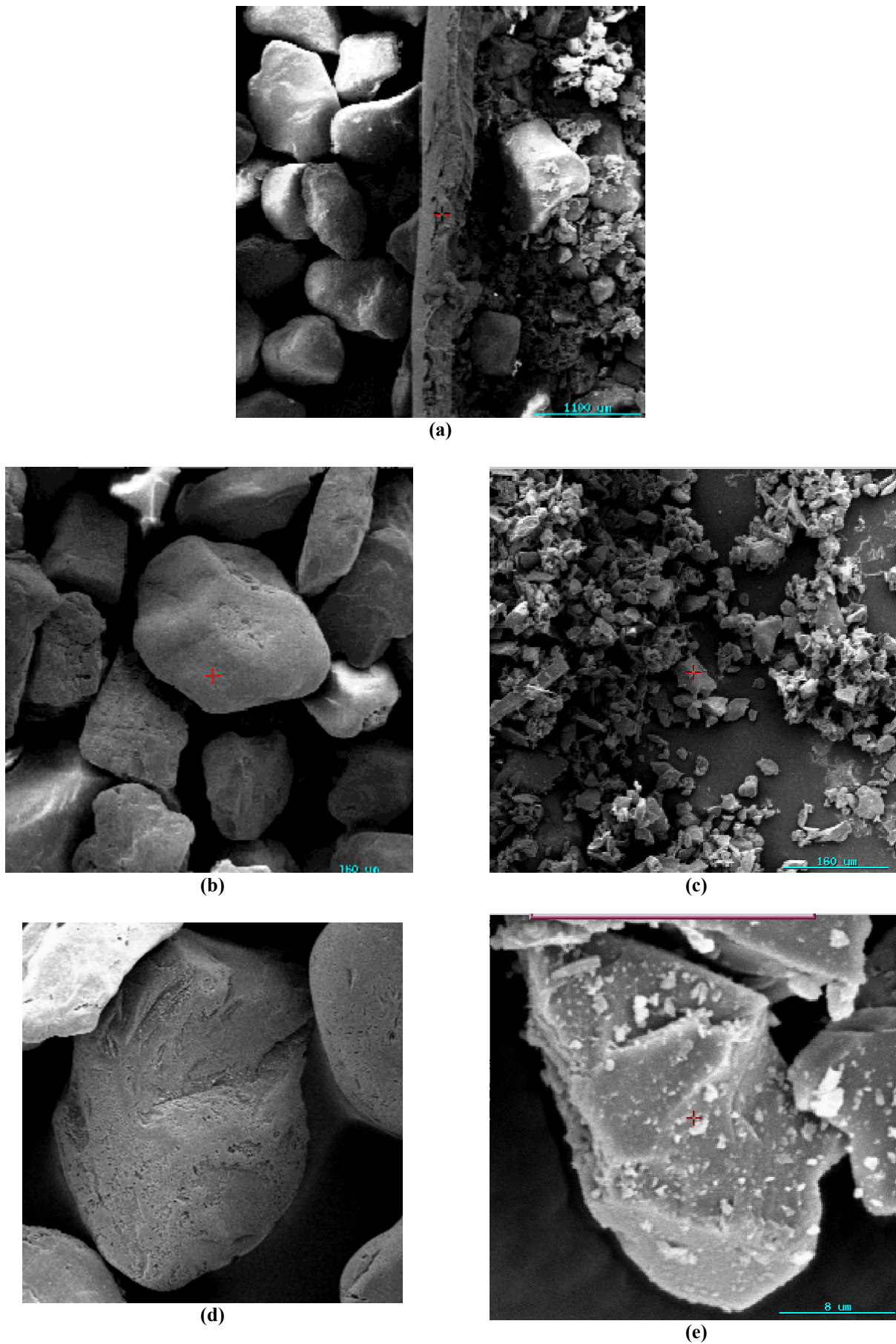


Figure II.32 Différentes vues, réalisées au MEB, de grains de sable neuf et de sable récupéré à proximité de l'inclusion après essai : (a) comparaison entre des grains neufs et des grains broyés après essai ; (b) et (d) sable neuf ; (c) et (e) sable usé

On remarque une nette différence entre la taille des grains même s'ils ne sont pas tous broyés dans la partie droite. Sur les figures II.32 (b) et (d), on présente des grains du sable neuf et sur les figures II.32 (c) et (e), on montre les grains récupérés sur l'inclusion.

Comme on pouvait s'y attendre, on observe bien une attrition des grains au niveau du fût, probablement du au passage de la pointe lors du fonçage. Mais on constate le même genre de phénomènes lors des essais moulés. Donc, des cassures de grains se produisent également au niveau du manchon.

L'accumulation du nombre de grains « cassés » augmente au fur et à mesure des essais et il est possible qu'ils aient une influence sur la capacité portante de l'inclusion. On a notamment observé des diminutions de capacité portante des inclusions, qui pouvaient traduire ces phénomènes.

Sur les figures II.33 (a), (b), et (c), on présente les résultats de deux essais effectués sur un massif de sol dont les paramètres de pluviation sont les mêmes. L'objectif était d'obtenir un indice de densité de 0,50. On peut observer sur les courbes d'effort-déplacement les pertes de résistance observées en termes de charge en tête, de résistance en pointe et de frottement latéral lors des phases d'installation d'une inclusion pour deux types de sable : un sable neuf et un sable après plusieurs utilisations.

Sur les figures II.34 (a), (b) et (c), on présente les courbes relatives à la phase de chargement des inclusions. On retrouve bien des différences du même ordre que celles observées lors de la phase de fonçage. à savoir des efforts mesurés plus faibles dans le cas des essais effectués dans un massif de sable utilisé plusieurs fois.

Au vu de ces résultats, il a été décidé de procéder au changement du sable au bout d'une dizaine d'essais.

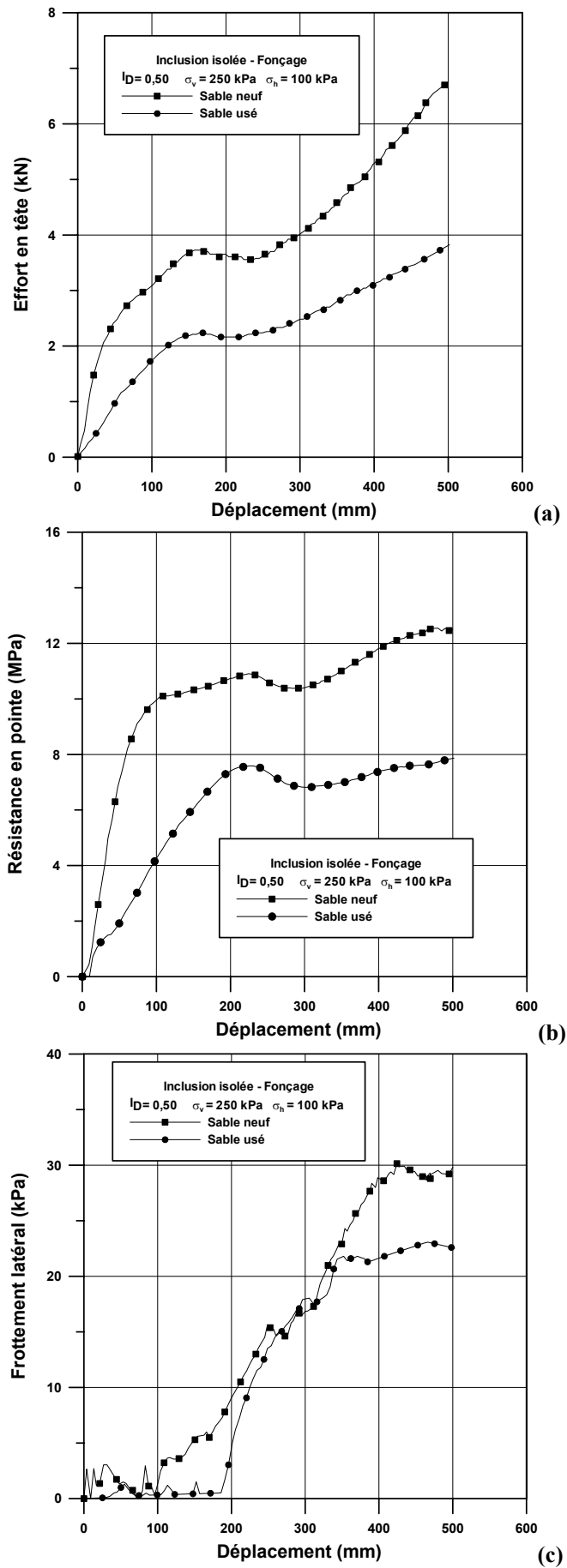


Figure II.33 Comparaison entre les courbes de fonçage obtenues dans le cas de sable neuf et du sable « usé » après plusieurs utilisations

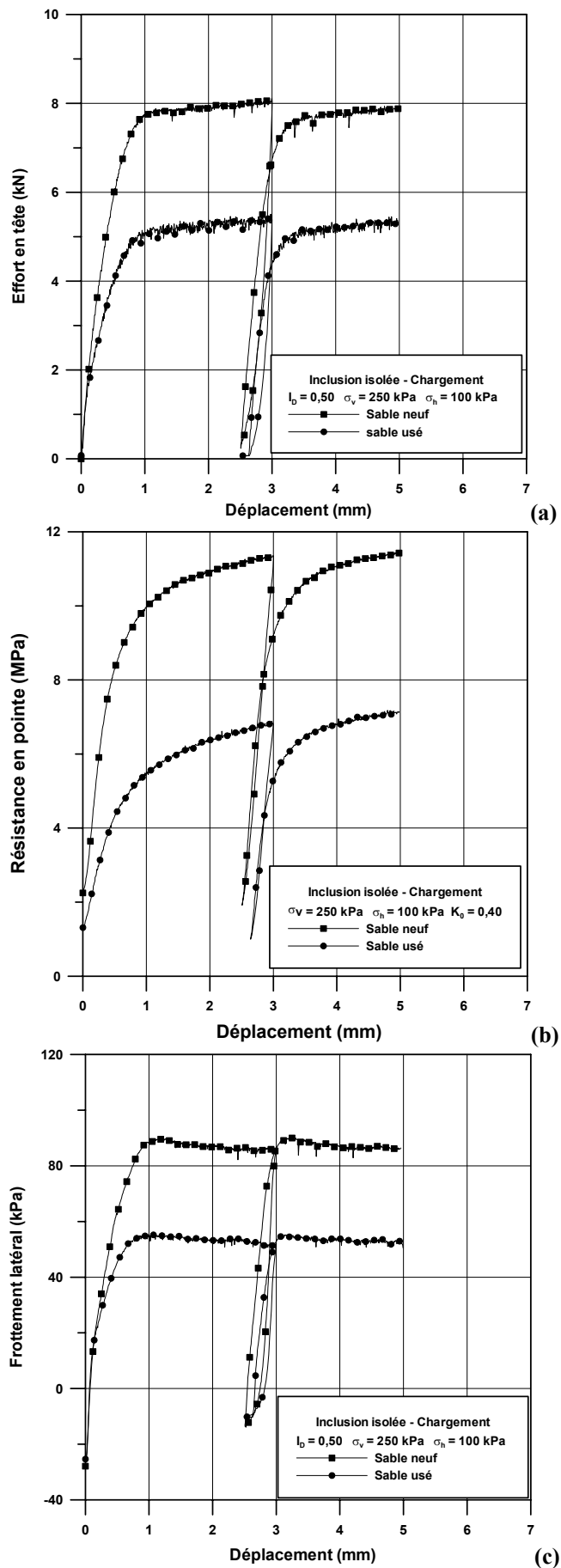


Figure II.34 Comparaison entre les courbes de chargement obtenues dans le cas de sable neuf et du sable « usé » après plusieurs utilisations

II.5.3. Usure du manchon de frottement

L'inclusion instrumentée utilisée a été décrite dans le paragraphe II.2.4. Lorsque l'on s'est aperçu des diminutions de résistance du massif de sol au fur et à mesure des essais, on s'est également demandé si, en plus des phénomènes d'attrition des grains, il n'y avait pas également d'évolution de l'inclusion notamment en ce qui concerne sa rugosité.

La rugosité de l'inclusion a été réalisée par usinage du fût métallique avec un pas de vis assez fin, afin d'obtenir la rugosité normalisée (R_n) de 1 qui est suffisante pour mobiliser complètement le frottement latéral. La rugosité normalisée est définie de la manière suivante : $R_n = R_{\max}/D_{50}$ (Tabucanon et Airey, 1992), R_{\max} étant défini comme la hauteur relative entre le pic le plus haut et le creux le plus bas (figure II.35). Elle est comprise entre $5 \cdot 10^{-3}$ et 1,2. Sur la figure II.36, on présente l'évolution du pic de frottement en fonction de la rugosité normalisée. On voit que celui-ci est maximum pour une rugosité normalisée supérieure ou égale à 0,5. Dans notre cas, celle-ci est égale à un.

Des observations faites à la loupe binoculaire (figure II.37), pour deux manchons, un manchon neuf et un manchon "usé", ont montré que dans le deuxième cas, une usure du pas de vis est visible orientée dans le sens du déplacement le plus utilisé (fonçage et chargement). La figure II.37 présente la superposition des deux pas de vis, "usé" et neuf. Cette évolution de la rugosité peut influencer les mesures de frottement latéral, à cause de l'usure, on pourrait avoir une diminution de la rugosité normalisée. On est arrivé à des valeurs proches de 0,8, supérieure à 0,5 qui est la valeur minimale au dessous de laquelle le frottement latéral n'est pas complètement saturé (Tabucanon and Airey, 1992).

Toutefois, on a réalisé, dans un même massif, des essais de chargement successifs sur des inclusions isolées espacées de 8 diamètres, avec pour une des inclusions instrumentée, un manchon neuf et, pour l'autre, un manchon ayant déjà été beaucoup utilisé. Et il s'est avéré que les mesures effectuées sur le nouveau manchon étaient très supérieures à celles mesurées sur l'ancien manchon (figure II.38 (c)), et ceci, alors que les mesures de l'effort en tête et de la résistance en pointe étaient équivalentes à celles obtenues lors des différents essais (figures II.38 (a) et (b)).

Ces différences résultent probablement de la différence de rugosité des deux manchons, mais il est possible que l'usinage de ce manchon n'était pas parfaitement identique pour les deux pieux.

Il a été décidé de garder l'ancien manchon en raison de la cohérence des résultats obtenus.

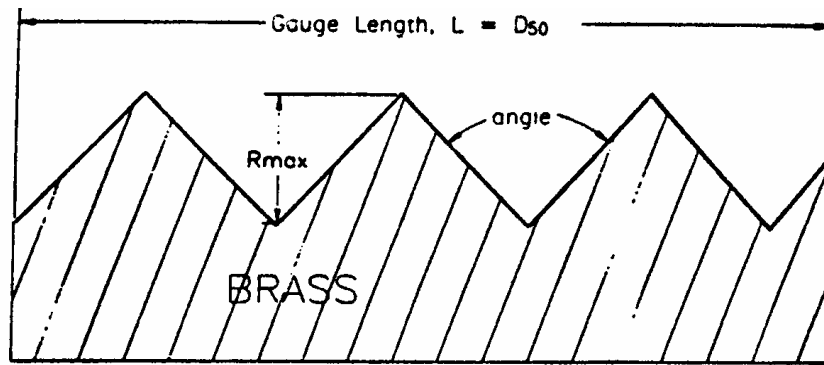


Figure II.35 Description de la rugosité (Uesugi, 1986)

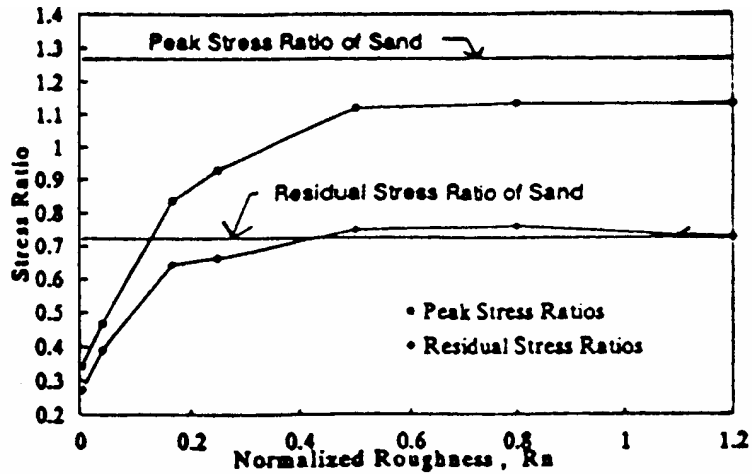
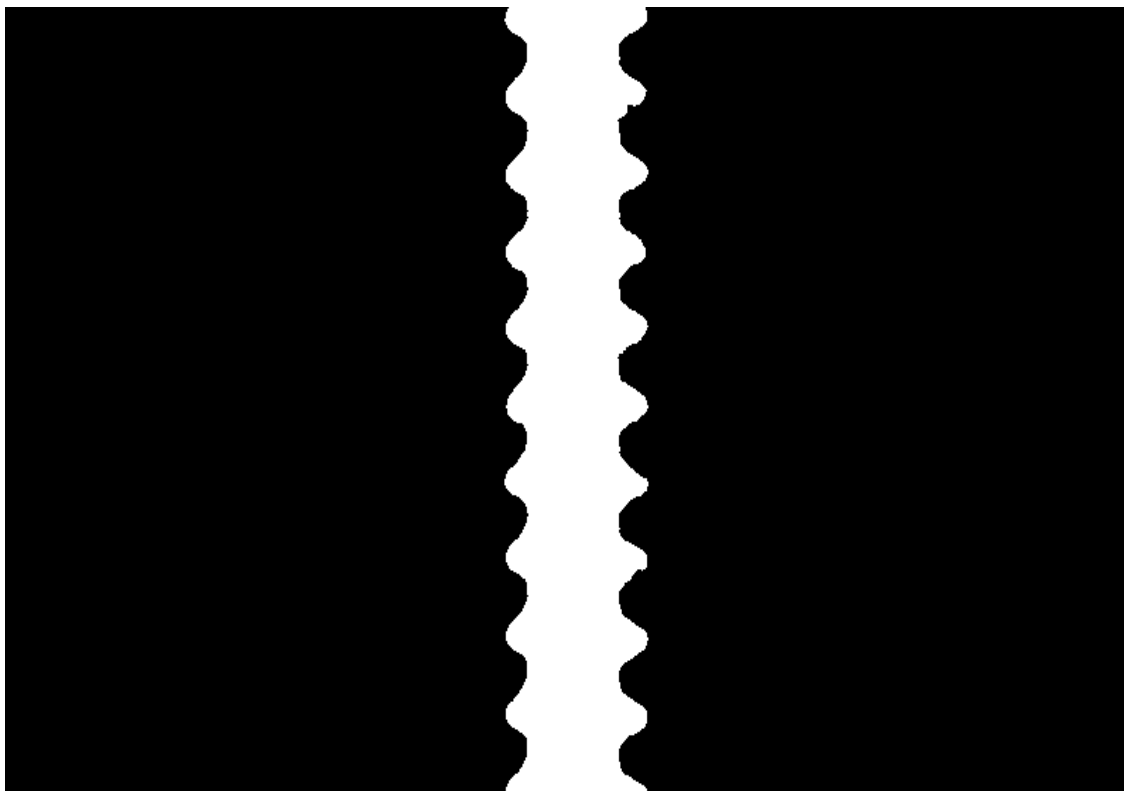


Figure II.36 Variation des contraintes de cisailment normalisées résiduelles et au pic avec la rugosité normalisée (Tabucanon et Airey, 1992)



(a) manchon ayant déjà servi plusieurs fois (b) manchon neuf

Figure II.37 Comparaison entre les rugosités des deux manchons utilisés

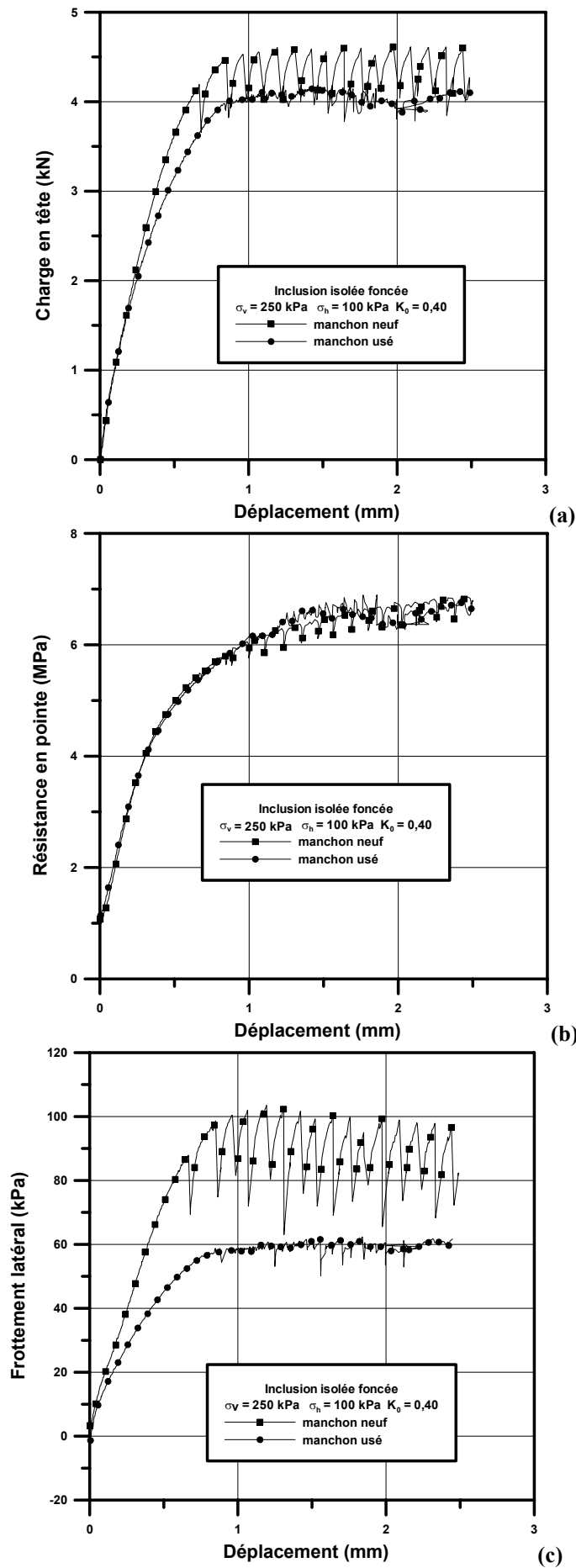


Figure II.38 Comparaison entre les résultats obtenus avec le manchon neuf et ceux obtenus avec les manchons ayant déjà servi

Conclusions

Dans ce chapitre, on a présenté le dispositif expérimental que l'on va utiliser dans le cadre de ce travail, un dispositif qui a déjà bénéficié des développements effectués par Dupla (1995) et Francis (1997).

On s'est donc attaché à présenter les principales caractéristiques de ce dispositif ainsi que les améliorations effectuées dans le cadre de ce travail. En effet, on a notamment mis en place un réservoir de pluviation qui nous a permis de fabriquer un massif en une seule couche, assurant ainsi une bonne homogénéité du matériau. Une autre caractéristique est l'usure du sable au fur et à mesure des essais, qui a eu pour conséquence de mesurer des efforts relatifs à la charge en tête, à la résistance en pointe et au frottement latéral, inférieurs à ceux mesurés dans le cas des essais effectués dans le cas d'un sable neuf. La procédure d'essai a donc été modifiée : au démontage on enlève le sable manuellement et au bout de dix essais, on change de sable.

De plus, en ce qui concerne l'inclusion instrumentée, une usure du pas de vis a été constatée au niveau du manchon de mesure (frottement latéral) qui n'était toutefois pas suffisante pour que le frottement latéral ne soit plus mobilisé.

Un développement a été effectué pour l'étude du comportement des groupes en arrachement dans le cas du chargement monotone et cyclique, qui a conduit à la réalisation d'une nouvelle pièce de liaison entre le servovérin et les inclusions ainsi que d'un système qui a permis de solidariser les inclusions avec le vérin avec le moins de jeux possibles entre les pièces.

Dans le cadre de l'étude sur la comparaison entre les groupes (inclusions verticales) et les réseaux (inclusions inclinées), de nouvelles inclusions ont été utilisées (diamètre de 10 mm). La procédure d'essai a également été modifiée, car il s'agissait d'installer des inclusions inclinées à l'aide d'une pièce de guidage différente de celle utilisée pour l'étude des inclusions de 20 mm de diamètre. Pour la phase de chargement, on a dû sceller les inclusions en tête afin de pouvoir appliquer un chargement vertical. Une résine à prise rapide a été choisie avec une rigidité assez forte après prise.

**CHAPITRE III
COMPORTEMENT D'UNE INCLUSION ISOLEE SOUS
CHARGEMENT MONOTONE**

On présente dans ce chapitre les travaux relatifs à l'étude du comportement d'une inclusion isolée soumise à un chargement monotone, en mettant en évidence l'influence de paramètres significatifs sur les comportements observés. La réponse de l'inclusion isolée servira ensuite de référence lorsque l'on passera à l'étude du comportement des groupes. Elle servira de référence pour l'étude des groupes et des réseaux inclusions pour des variations des mêmes paramètres du même ordre.

On a étudié l'influence des paramètres suivants sur le comportement de l'inclusion isolée :

- niveau de contrainte appliquée au massif (anisotrope) ;
- indice de densité du massif ;
- mode d'installation (fonçage, moulage) des inclusions ;
- sens de chargement (enfouissement-arrachement) ;
- vitesse de chargement.

De plus, on s'attachera à comparer nos valeurs de résistance en pointe et de frottement latéral avec des données issues de la littérature (essais *in situ*, en laboratoire, fascicule 62).

III.1 PROGRAMME D'ESSAIS

Les caractéristiques des essais réalisés sont présentées dans le tableau III.1. On a réalisé 29 massifs de sol différents (numérotés de M1 à M29) en fonction des paramètres étudiés, à savoir l'indice de densité (I_D), les contraintes de consolidation (σ_v et σ_h), le mode d'installation et le type de chargement (compression (E : enfouissement) et traction (A : arrachement)). Pour chacun de ces massifs, un essai monotone a été à chaque fois réalisé sur l'inclusion isolée (numéroté de CEIM1 à CEIM29). L'application de niveaux de consolidation différents permet de quantifier l'évolution de la résistance en pointe mobilisable ainsi que du frottement latéral unitaire en fonction de la profondeur. On a pris en compte une valeur du coefficient des terres au repos de 0,40 pour l'ensemble des essais (Serratrice *et al.*, 1996). Les essais CEIM4 à CEIM6 ont permis de mettre en évidence l'influence de l'indice de densité. Les autres essais ont été effectués à un indice de densité visé de 0,50. On n'a pris en considération dans le tableau III.1, que les indices de densité fixés pour les essais. Les problèmes relatifs à l'évolution du matériau ont été étudiés dans le chapitre II. Un autre paramètre important est la procédure d'installation des inclusions ; qui va conditionner l'état initial autour des inclusions, avant le chargement.

Deux modes bien différenciés ont été étudiés : le premier mode est de type refoulant, c'est le fonçage, qui consiste à installer l'inclusion par vérinage à vitesse constante (60 mm/min) (essais CEIM1 à CEIM19) ; la seconde consiste à mettre en place le sable après l'inclusion

Massif	Type	Essai	I_D	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	K_o	Mode
M1	IMC	CEIM1	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M2	IMC	CEIM2	0,50	250	100	0,40	Fonçage
M3	IMC	CEIM3	0,50	500	200	0,40	Fonçage
M4	IMC	CEIM4	0,45	250	100	0,40	Fonçage
M5	IMC	CEIM5	0,55	250	100	0,40	Fonçage
M6	IMC	CEIM6	0,83	250	100	0,40	Fonçage
M7	IMC	CEIM7	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M8	IMC	CEIM8	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M9	IMC	CEIM9	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M10	IMC	CEIM10	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M11	IMC	CEIM11	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M12	IMC	CEIM12	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M13	IMC	CEIM13	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M14	IMC	CEIM14	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M15	IMC	CEIM15	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M16	IMC	CEIM16	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M17	IMT	CEIM17	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M18	IMT	CEIM18	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M19	IMT	CEIM19	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M20	IMC	CEIM20	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M21	IMC	CEIM21	0,50	125	50	0,40	Moulage
M22	IMC	CEIM22	0,50	125	50	0,40	Moulage
M23	IMC	CEIM23	0,50	125	50	0,40	Moulage
M24	IMT	CEIM24	0,50	125	50	0,40	Moulage
M25	IMC	CEIM25	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M26	IMC	CEIM26	0,50	250	100	0,40	Fonçage
M27	IMC	CEIM27	0,50	250	100	0,40	Fonçage
M28	IMT	CEIM28	0,50	125	50	0,40	Fonçage
M29	IMT	CEIM29	0,50	125	50	0,40	Fonçage

Tableau III.1 Programme expérimental des essais réalisés sur l'inclusion isolée

Mi : Massifi, essai de type IMC : isolé monotone en compression et IMT : isolé monotone en traction

(inclusion moulée) et nous permet d'obtenir une interface sol-pieu non altérée par le processus de fonçage. Elle est assimilable à l'installation d'un pieu par forage sans refoulement du sol (essai CEIM20 à CEIM24).

Le sens de chargement de l'inclusion est également un paramètre important, les différences observées entre la compression et la traction et rapportées dans la littérature, étant encore à confirmer et à interpréter (problèmes de contraintes résiduelles et de rotation de contraintes principales entre la phase d'installation et de chargement (Lehane *et al.*, 1993)). Le plus grand nombre des essais effectués les essais de compression afin d'étudier l'influence des différents paramètres choisies sur la mobilisation du frottement latéral ainsi que sur celle de la résistance en pointe. L'influence de la vitesse de chargement a également été étudiée sur le

frottement latéral et la résistance en pointe (essai CEIM25). La rugosité normalisée (R_n , définie dans la partie II) de la surface latérale du modèle de pieu a été fixée à l'unité, avec D_{50} égal à $= 0,2$ mm pour le sable de Fontainebleau.

III.2 PRESENTATION DES RESULTATS

III.2.1 Résultats typiques

Dans ce paragraphe, on présente les résultats obtenus dans l'essai CEIM1 (massif M1). L'indice de densité est égal à 0,50 pour cet essai et les contraintes de consolidation verticale et horizontale sont respectivement de 125 kPa et 50 kPa. On présente les résultats obtenus au cours du fonçage et du chargement du modèle en termes d'évolution de la charge en tête, de la résistance en pointe et du frottement latéral avec l'enfoncement.

III.2.1.1 Phase de fonçage de l'inclusion

La figure III.1 (a) présente la courbe de fonçage en tête du modèle. On observe une phase initiale de mobilisation rapide de l'effort (qui résulte seulement de la pointe en phase initiale de fonçage), suivie d'une phase à taux d'augmentation plus faible mais régulier, rendant compte de l'augmentation progressive de la surface frottante dans le massif.

Les figures III.1 (b) et (c) montrent respectivement l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours du fonçage du modèle isolé. L'allure de la courbe de résistance en pointe est en bon accord qualitatif avec plusieurs travaux réalisés par ailleurs. On observe une mobilisation rapide de la résistance en pointe (q_p) sur les 7 à 8 premiers centimètres d'enfoncement, suivie par un palier obtenu après 10 cm d'enfoncement. Ce palier rend compte de l'homogénéité du massif de sable et du caractère stationnaire du processus de fonçage (Brandon and Clough (1991), Parkin, (1991)). Dans le cas du frottement latéral, on a une augmentation jusqu'à un déplacement de 500 mm, qui correspond au centre du massif où le champ des contraintes est uniforme et indépendant de l'effet des embases. C'est pourquoi, on obtient un coude sur la courbe du frottement latéral (f_s) correspondant à un début de stabilisation.

Le processus d'installation par refoulement du sol permet de vérifier la bonne homogénéité du massif par l'intermédiaire de la stabilisation de la résistance en pointe. On constate aussi une stabilisation en fin de fonçage du frottement latéral. Ces résultats confirment ainsi la validité de l'hypothèse de tranche élémentaire de sol simulant une portion massif.

III.2.1.2 Phase de chargement de l'inclusion

On présente ci-dessous les résultats de l'essai de chargement correspondant au même massif. Les figures III.2 ((a), (b) et (c)) montrent les résultats en terme de charge globale, de résistance en pointe et de frottement latéral. La courbe de chargement globale comporte trois

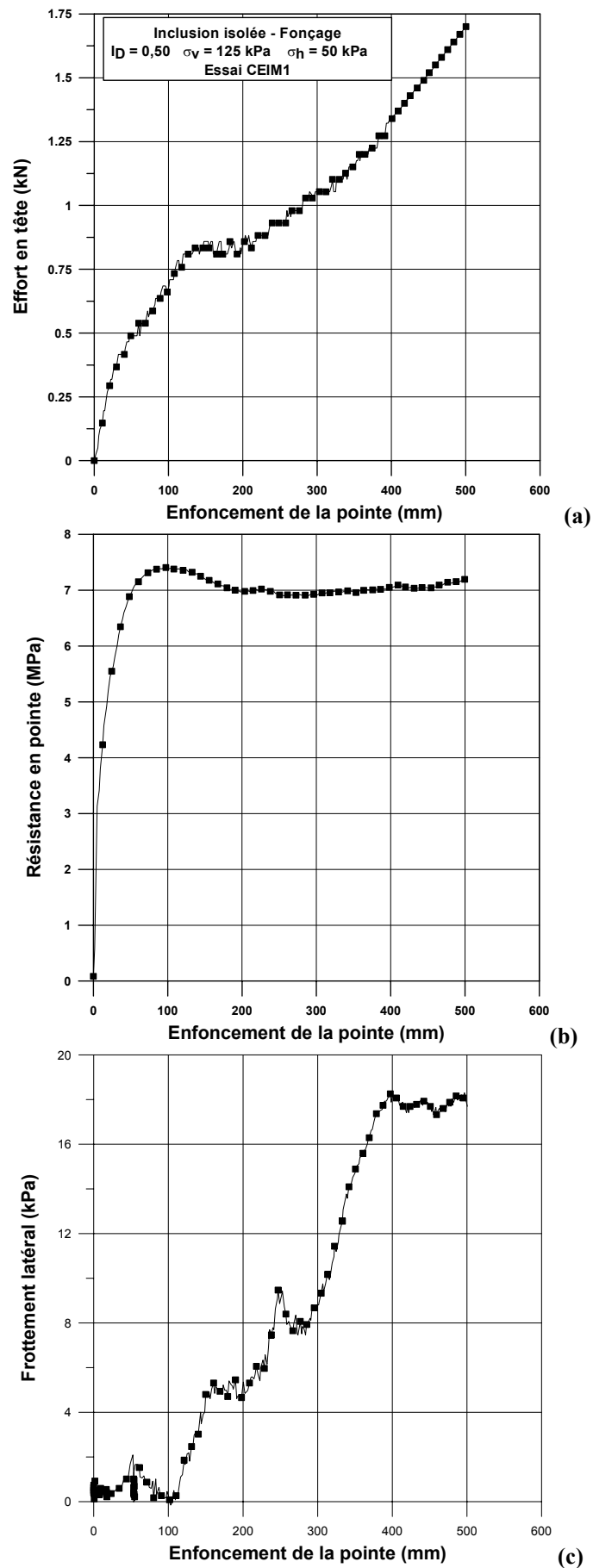


Figure III.1 Courbes typiques d'évolution de la charge en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) au cours du fonçage du premier modèle au centre de la cellule (essai CEIM1)

phases successives distinctes (figure III.2 (a)) :

- une première phase quasi-linéaire, correspondant à une réponse de type élastique. Cette partie s'étend jusqu'à un enfoncement d'environ $0,025d$ ($0,50$ mm). La charge correspondant à cet enfoncement est alors de 80% de la charge à la rupture ;
- une deuxième phase où l'on observe une non-linéarité croissante rendant compte d'une irréversibilité de plus en plus grande de comportement du système sol-inclusion ;
- une troisième phase correspondant à la rupture. La charge de rupture est atteinte pour un enfoncement relatif de $0,083d$ ($0,94$ mm), ce qui est en accord avec le critère de rupture à $0,1d$ d'enfoncement généralement adopté pour les fondations profondes.

On présente sur les figures III.2 (b) et (c) les courbes correspondantes de mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours de cet essai, les mesures étant obtenues à partir des capteurs locaux. On remarque que les deux grandeurs se mobilisent à partir d'une valeur résiduelle, positive dans le cas de la résistance en pointe et négative dans le cas du frottement latéral. Ces contraintes traduisent la réaction du sol suite à l'enfoncement d'une inclusion par refoulement. La résistance en pointe résiduelle est la contrainte exercée par le sol pour faire remonter l'inclusion (positif) et le frottement latéral résiduel est la résistance, le long du fût, de ce même sol à la remontée de l'inclusion.

En ce qui concerne la résistance en pointe, celle-ci se mobilise à partir d'une valeur résiduelle positive (compression), avec une évolution vers un palier assez bien marquée.

Pour ce qui est du frottement latéral, la mobilisation démarre à partir d'une valeur résiduelle négative. De plus, on peut constater une mobilisation rapide, avec au bout d'un déplacement de $0,03d$ une mobilisation d'environ 70% du frottement latéral au pic. La mobilisation du frottement latéral est caractérisée par l'apparition d'un palier marqué atteint au bout de $0,05d$ d'enfoncement.

On remarque que, lorsque la rupture a été atteinte, la charge se maintient à une valeur parfaitement constante (plateau), rendant compte d'un problème stationnaire de plasticité parfaite à l'interface (valeurs constantes de résistances en pointe (q_p) et de frottement latéral (f_s), dans un matériau homogène). La surface de frottement active n'évoluant pas avec le fonçage.

De plus, on compare les valeurs maximales obtenues dans le cas du fonçage et du chargement. On constate que les valeurs de résistance en pointe obtenues dans les deux cas sont assez proches. En revanche, pour le frottement latéral, on remarque que les valeurs obtenues lors du fonçage, sont très inférieures à celles obtenues dans le cas du chargement.

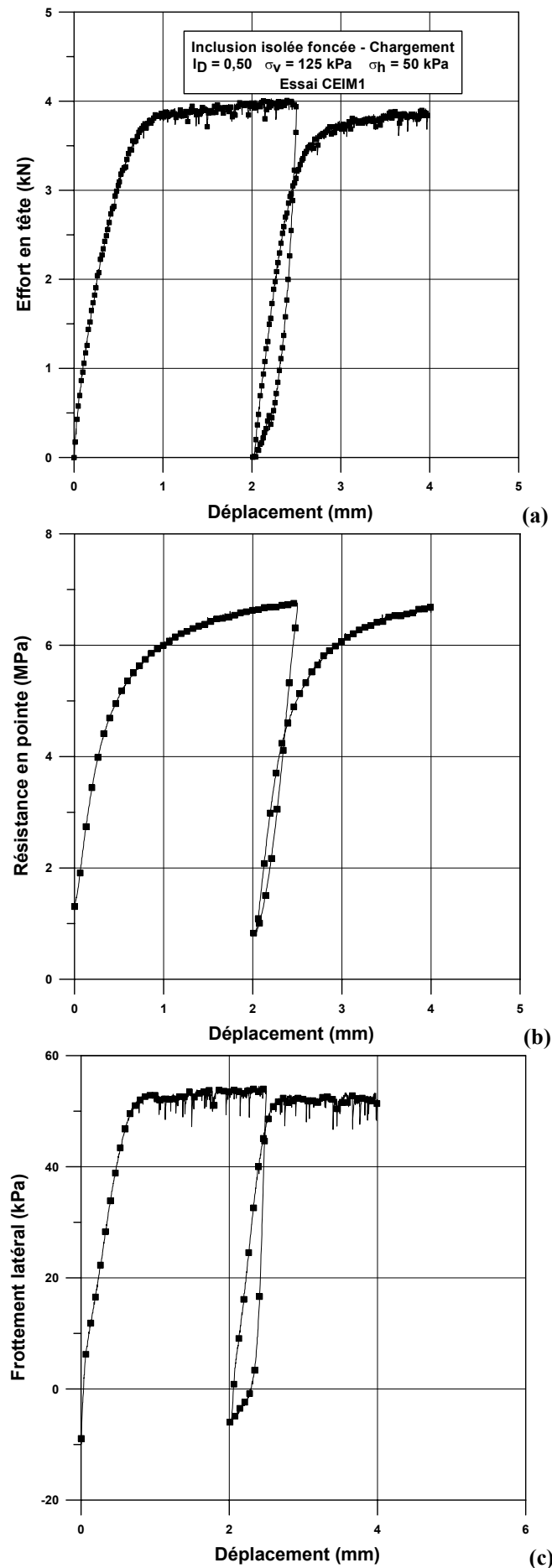


Figure III.2 Courbes typiques de la charge en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) au cours du fonçage du chargement d'un modèle au centre de la cellule (essai CEIM1)

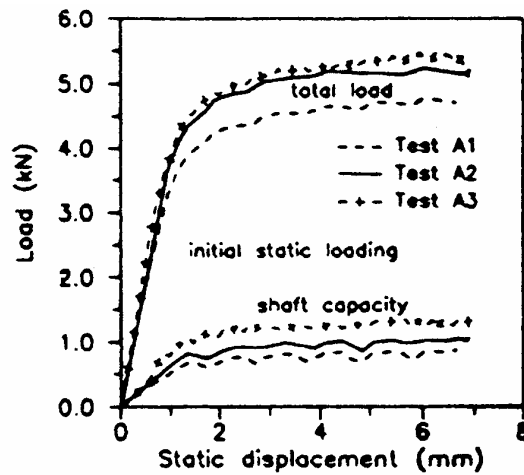


Figure III.3 Chargement d'un modèle isolé foncé dans une cuve (Chin and Poulos, 1996)

Si la comparaison du point de vue quantitatif est quasi impossible à ce stade, il serait intéressant de comparer qualitativement ces résultats avec des travaux tels que ceux de Chin and Poulos (1996). Ces derniers ont réalisé des essais sur des modèles de 5 cm de diamètre foncés dans une cuve de 1 m de diamètre et 1,55 m de profondeur. Le matériau utilisé était un sable carbonaté reconstitué à faible densité. La Figure III.3 présente les résultats des essais de chargement de ces modèles. La contrainte verticale appliquée est de 100 kPa. On peut remarquer sur la figure III.3 des allures de courbe similaires à celles observées dans le cadre de ce travail, avec une phase linéaire initiale, suivie d'une phase de transition à non linéarité croissante et le palier de rupture final.

III.2.2 Répétabilité des essais

On présente dans ce paragraphe les résultats d'essais spécifiques destinés à tester la répétabilité de l'expérimentation. Celle-ci a été étudiée pour un indice de densité de 0,50 et un niveau de consolidation donné ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa). On montre les résultats des essais de répétabilité en terme de charge globale en tête, de résistance en pointe et de frottement latéral pour le chargement (figures III.4 (a), (b) et (c)).

En ce qui concerne les courbes de chargement, la répétabilité est bonne pour ce qui est de la réponse globale en tête. Il en est de même pour la résistance en pointe même si l'on peut observer une petite différence entre les deux contraintes résiduelles initiales mesurées, mais les charges limites sont pratiquement identiques. Quant au frottement latéral, on note également une petite différence entre les deux contraintes résiduelles initiales, mais les charges ultimes sont raisonnablement proches l'une de l'autre. Ainsi, on peut considérer que la répétabilité des essais est bonne.

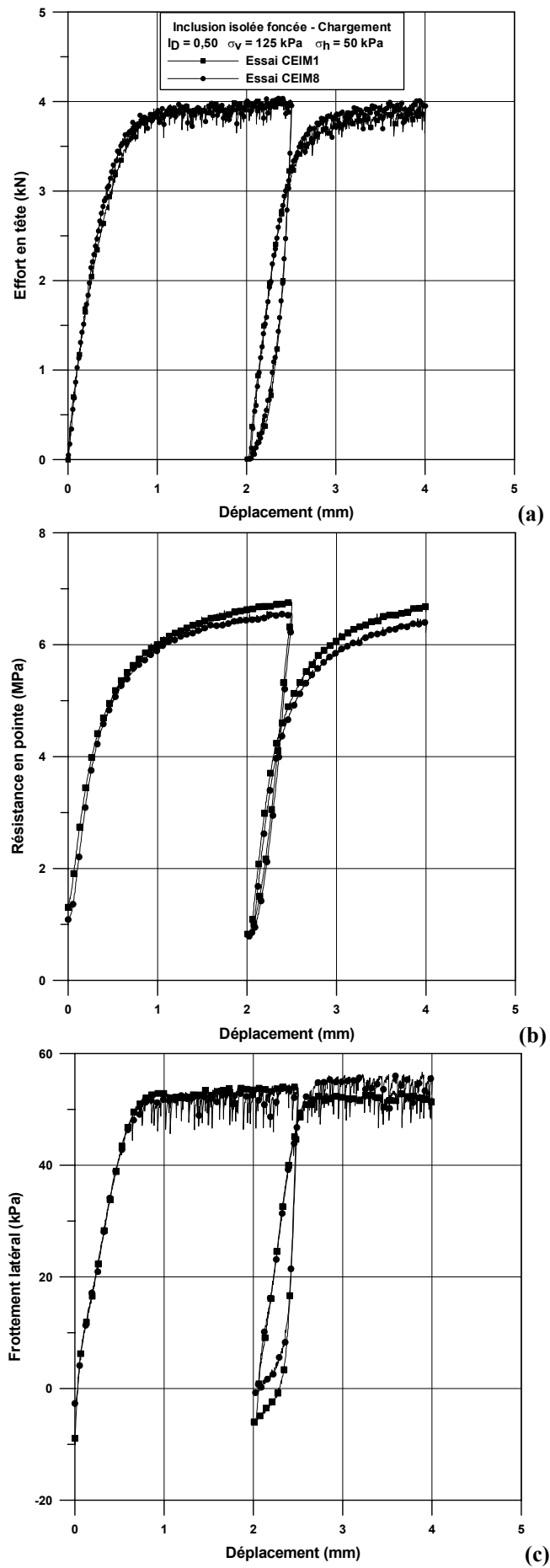


Figure III.4 Essais de répétabilité : mobilisation de l'effort en tête, de la résistance en pointe et du frottement latéral lors du chargement

III.2.3 Influence du niveau de contrainte appliqué au massif

En rapport avec les études présentées dans la partie bibliographique, on a voulu étudier l'influence de ce paramètre sur le comportement d'une inclusion isolée afin de voir si on a bien une relation de proportionnalité entre les niveaux de consolidation appliqués et les réponses mesurées ; et ceci pour un même indice de densité initial de (0,50). On présente l'influence du niveau de consolidation sur la charge globale en tête, de la résistance en pointe et de frottement latéral (figures III.5 (a), (b) et (c)). En ce qui concerne les contraintes résiduelles, pour la résistance en pointe elle est d'autant plus élevée que le niveau de contraintes est élevé. Quant au frottement latéral résiduel, c'est l'inverse, il diminue (négatif) lorsque le niveau de contraintes augmente. Ceci traduit le fait que la réaction du sol, après l'enfoncement de l'inclusion, est d'autant plus importante que le niveau de contraintes est élevé. Pour le chargement, les charges limites obtenues en termes d'effort en tête, de résistance en pointe et de frottement latéral, augmentent avec le niveau de contraintes et il en est de même pour la raideur initiale. La charge limite est atteinte pour des valeurs d'enfoncement inférieurs à 10%*d* (AFNOR, 1994) et le déplacement augmentant lorsque le niveau de confinement augmente.. On retrouve bien le rapport de proportionnalité pour les deux premiers niveaux de contraintes ($\sigma_v = 125$ et 250 kPa) avec des valeurs d'effort en tête respectivement de 4 et 8,10 kN, des valeurs de résistance en pointe de 6,64 et 10,95 MPa et des valeurs de frottement latéral de 53 et 86 kPa. En revanche, pour le dernier niveau de consolidation ($\sigma_v = 500$ kPa), les augmentations sont moins sensibles pour l'effort en tête et la résistance en pointe alors que pour le frottement latéral on garde ce rapport de proportionnalité en passant respectivement de 86 kPa à 143 kPa (figures III.5 (a), (b) et (c) et tableau III.3).

III.2.4 Influence de l'indice de densité

Dans le but d'étudier l'influence de l'indice de densité sur la réponse de l'inclusion isolée en termes d'effort en tête, de résistance en pointe et de frottement latéral, trois essais ont été effectués (CEIM4 à CEIM6). Trois indices de densité ont été utilisés : 0,45, 0,55 et 0,83. En ce qui concerne la charge en tête, celle-ci augmente bien avec l'indice de densité et le déplacement nécessaire à l'obtention de la charge limite est d'autant plus faible que l'échantillon est lâche (figure III.6 (a)). Pour la résistance en pointe, comme cela a déjà été montré par Houlsby *et al.* (1988), on a bien une augmentation de la résistance en pointe avec l'indice de densité (figure III.6 (b)). De même, pour le frottement latéral ((figure III.6 (c)), comme cela a été montré par Puech *et al.* (1979), celui-ci augmente également avec l'indice de densité.

Il est à noter que, dans le cas de la densité la plus forte ($I_D = 0,83$), les conditions aux limites

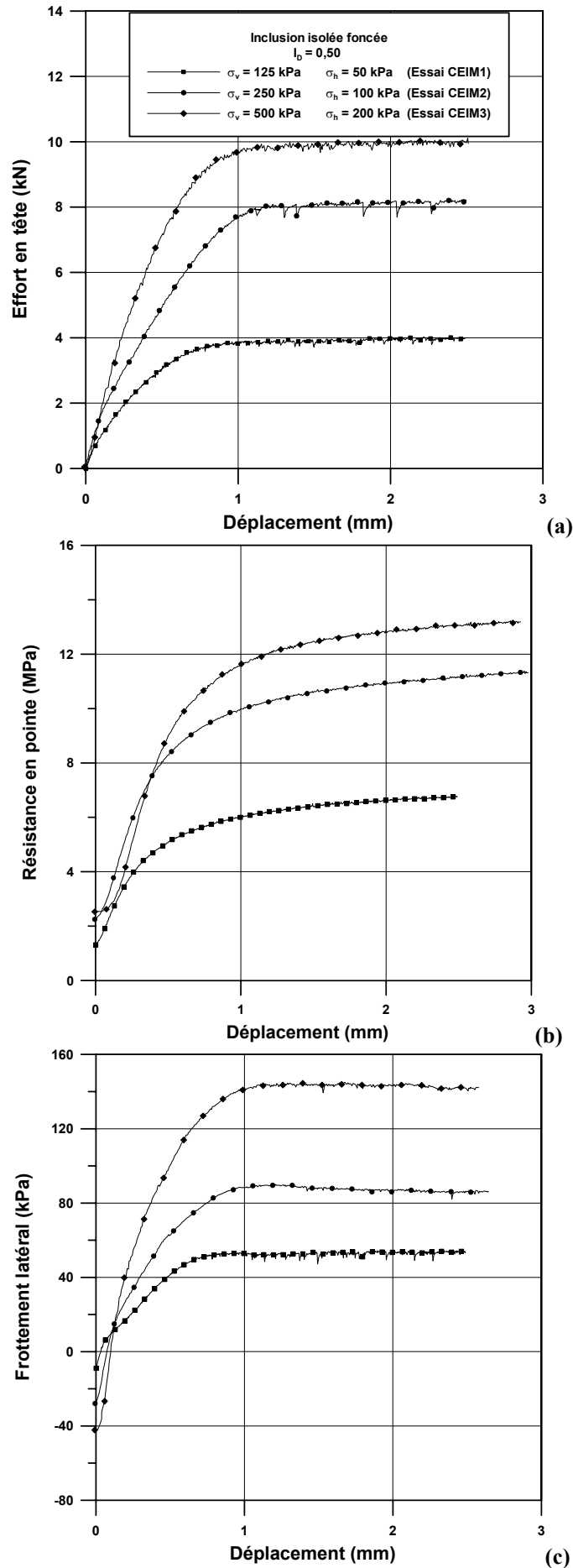


Figure III.5 Influence du niveau de consolidation sur la mobilisation de l'effort en tête, de la résistance en pointe et du frottement latéral

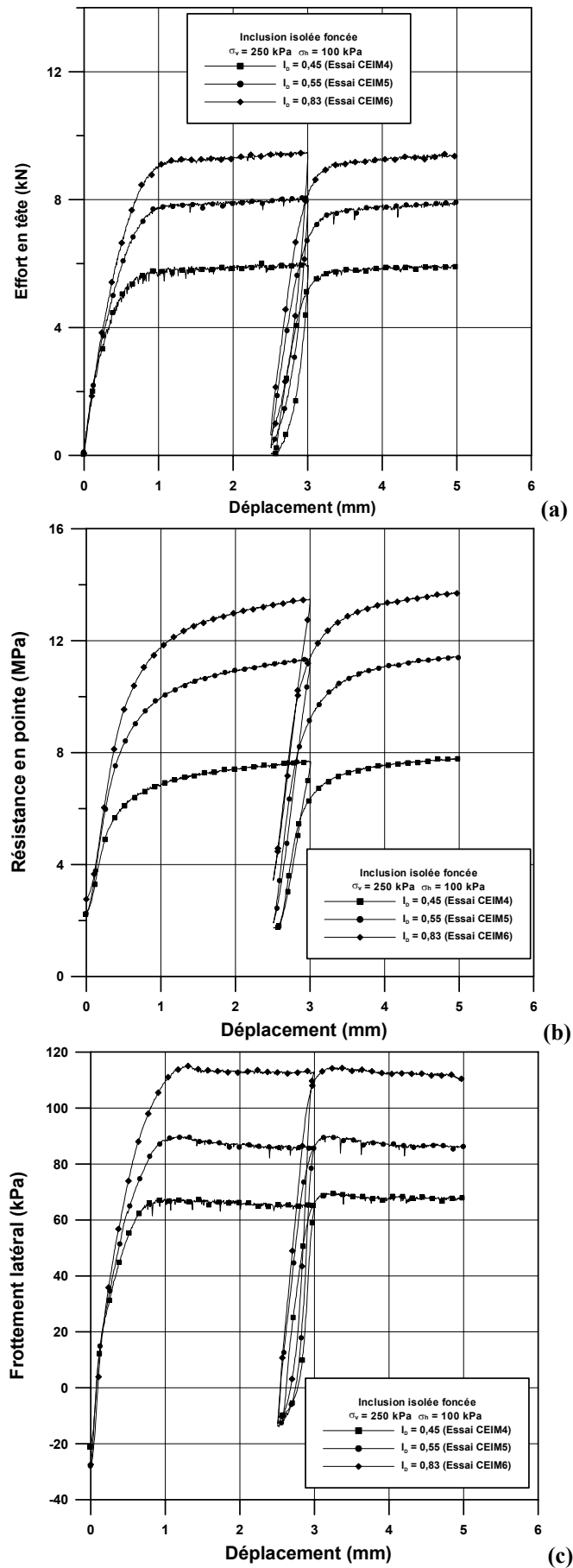


Figure III.6 Influence de l'indice de densité sur la mobilisation de l'effort en tête, de la résistance en pointe et du frottement latéral

doivent probablement affecter la réponse de l'inclusion. Car dans ce cas, le rapport de 26, entre le diamètre de la cellule et celui de l'inclusion, est insuffisant, pour que les mesures ne soient plus influencées par les effets de bords. Un rapport supérieur à 50 serait a priori nécessaire (Parkin and Lunne (1982), Schnaid and Houlsby (1991)). Mais l'influence de l'indice de densité est bien marquée comme on pouvait s'y attendre.

III.2.5 Influence du mode d'installation

Deux modes d'installation ont été étudiés (tableau III.1) : un mode d'installation du type refoulant, par fonçage quasi-statique, dans lequel l'inclusion est installée par vérinage dans le massif déjà mis sous contrainte et un mode d'installation non refoulant, par "moulage". Ce mode de mise en place, assimilable à un forage sans refoulement du sol, peut être considéré comme un cas extrême ou "idéal" pour l'étude de l'interface sol-pieu qui n'aurait pas été remaniée suite au processus d'installation. La comparaison entre les deux modes d'installation a été faite pour un indice de densité de 0,50 et un niveau de consolidation vertical et horizontal de 125 kPa et 50 kPa respectivement.

La figure III.7 (a) présente la réponse en tête de l'inclusion, qui montre de manière assez nette la différence significative observée entre les deux procédures. La charge globale mesurée en tête, dans le cas du "moulage" (2,3 kN), est de l'ordre de 50 % de celle obtenue pour l'inclusion foncée (4 kN). On peut observer un palier dans le cas de l'inclusion foncée, correspondant à une stabilisation de l'effort, au bout d'un déplacement de $0,1d$ et il en est de même dans le cas de l'inclusion moulée. Il est également intéressant de remarquer que dans le cas de l'inclusion moulée, la forte diminution de l'effort lors de la phase de charge-décharge alors que dans le cas de l'inclusion foncée, on récupère le même effort. On reviendra sur ce phénomène lors de l'étude du comportement de l'inclusion isolée sous chargement cyclique.

Les figures III.7 (b) et (c) présentent les charges unitaires correspondant à la pointe et au frottement.

Pour la résistance en pointe, on peut tout d'abord constater, dans le cas de l'inclusion moulée, une contrainte résiduelle de l'ordre de 0,15 MPa (par rapport à 1,40 MPa dans le cas de l'inclusion foncée). Ceci traduit la résistance du sol soumis au poids de l'inclusion après mise sous contraintes du massif ; une résistance en pointe résiduelle. En revanche, le frottement latéral résiduel est très faible (compris entre 4 et -1 kPa) à savoir un état équivalent à un équilibre de l'inclusion. La résistance en pointe représente à peu près 40% de la charge en tête mesurée dans le cas de l'inclusion foncée et sur la figure III.7 (b), on peut voir que dans le cas de l'inclusion moulée, celle-ci est très faible. Elle doit probablement être sous-estimée en raison du processus de pluviométrie autour du modèle. En effet, le modèle étant positionné avant

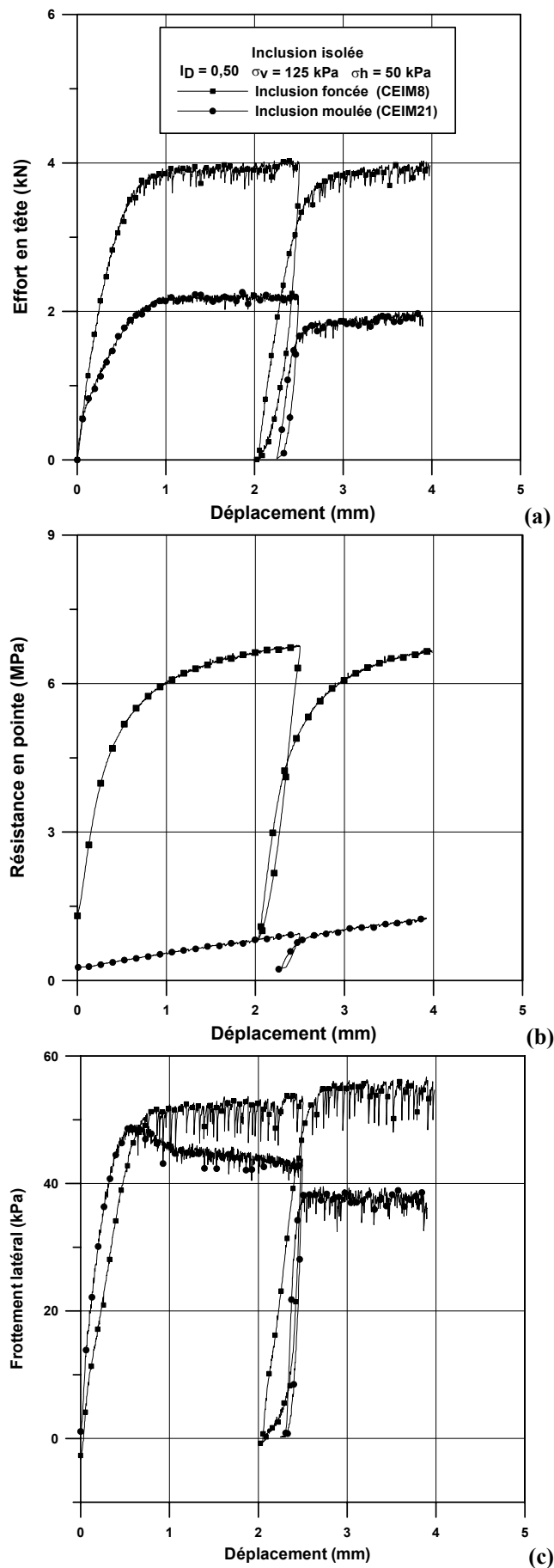


Figure III.7 Influence du mode d'installation sur la mobilisation de l'effort en tête, de la résistance en pointe et du frottement latéral lors du chargement de l'inclusion

le sable, il se produit un "effet d'écran" de l'inclusion, se traduisant par une densité assez faible (équivalent au cas d'une pluviation à hauteur de chute nulle) du sol sous la pointe.

En ce qui concerne le frottement latéral (figure III.7 (c)), les contraintes résiduelles sont assez faibles traduisant un état d'équilibre de l'inclusion lors de la consolidation du massif. L'allure des courbes est telle que la première phase d'augmentation est à peu près la même pour les deux cas. Mais la courbe relative à l'inclusion moulée, présente un pic puis une diminution, alors que dans le cas de l'inclusion foncée, on atteignait un palier. Les valeurs maximales sont toutefois assez proches (50-55 kPa). La contrainte résiduelle est cette fois-ci positive contrairement au cas de l'inclusion foncée. L'installation de l'inclusion ayant été effectuée sans refoulement, lors de la mise sous contraintes du massif, le sol n'est soumis qu'au poids de l'inclusion ce qui se traduit par un frottement latéral positif. De plus, comme on a pu le voir, la différence de réponse observée entre les deux modes d'installation est essentiellement due à la perte d'effort en pointe. On remarque également la diminution de frottement latéral entre lors de la phase de charge-décharge, on y reviendra dans la partie relative au comportement de l'inclusion monotone sous chargement cyclique.

Dans le cas de l'inclusion moulée, on a obtenu une stabilisation de l'effort pour l'effort en tête et le frottement latéral mais pas pour la résistance en pointe pour les déplacements usuels appliqués lors des essais sur les inclusions isolées. On a donc effectué un essai (essai CEIM22) allant jusqu'à un déplacement de 150% du diamètre pour essayer d'obtenir une allure de courbe pour la résistance en pointe. Les résultats de cet essai sont présentés sur les figures III.8 (a), (b) et (c) dans lesquels on montre respectivement la charge en tête, la résistance en pointe et le frottement latéral en fonction du déplacement. L'allure de la courbe de mobilisation de la résistance en pointe est du même type que celle obtenue dans le cas de l'inclusion foncée. La valeur obtenue a été toutefois inférieure à celle obtenue dans le cas de l'inclusion foncée, en raison d'un état du sol différent sous la pointe dans les deux cas, avec un massif de sol très comprimé après le fonçage et un massif de sol très relâché lors du "moulage". On peut aussi remarquer que pour le frottement latéral (figure III.8 (c)), l'allure est telle que le frottement est mobilisé jusqu'à un pic suivi d'un radoucissement caractéristique d'un essai de cisaillement sol-structure et on s'aperçoit que lors de la phase de charge-décharge, le frottement latéral revient à la valeur obtenue avant la décharge montrant ainsi que l'on est arrivé à une stabilisation de l'effort de frottement.

On ne retrouve donc pas les résultats obtenus par Foray *et al.* (1989) (partie I) pour un indice de densité de 0,80 et des niveaux de confinement de 400 et 800 kPa, où les différences étaient assez nettes entre les deux ordres d'installation avec la valeur la plus forte obtenue pour le cas

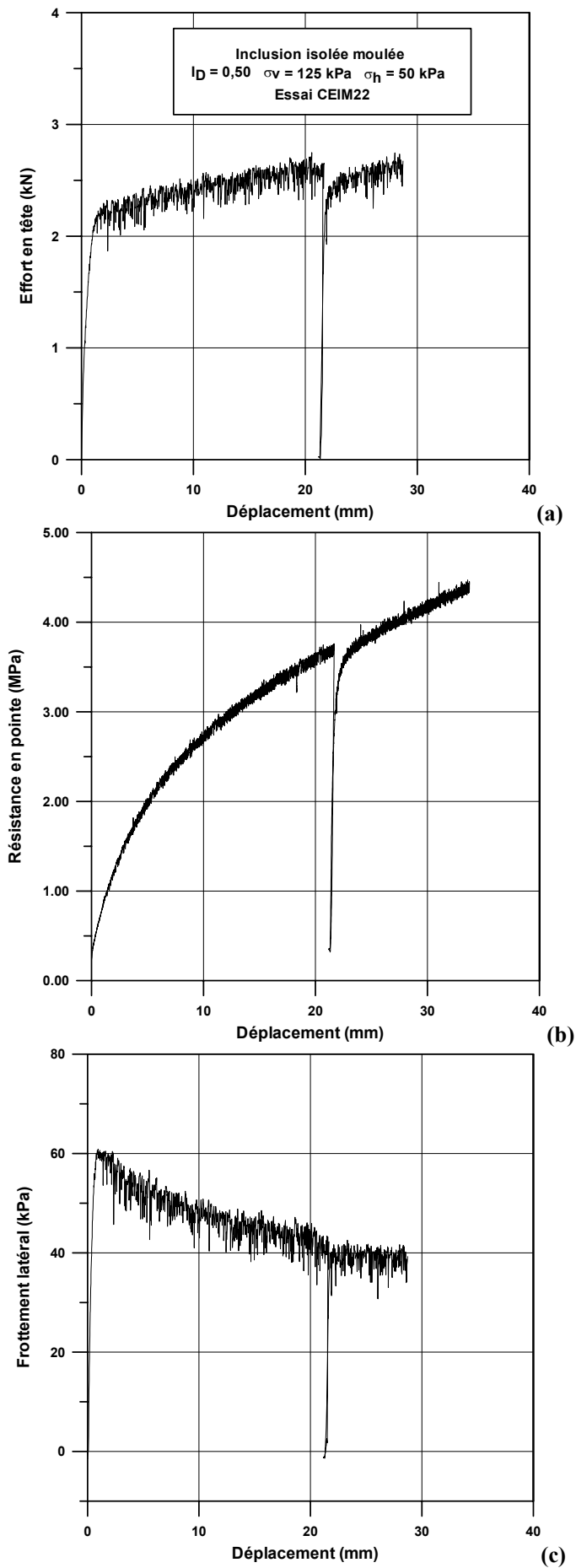


Figure III.8 Courbes de mobilisation de la charge en tête, de la résistance en pointe et du frottement latéral (essai à grand déplacement)

de l'inclusion battue. On peut supposer que les conditions initiales étudiées ici (indice de densité et contraintes de consolidation) ne sont pas assez importantes pour que l'on puisse retrouver ce type de différences.

III.2.6 Comparaison entre sollicitation de compression et de traction

Les essais en traction (arrachement de l'inclusion) permettent généralement d'éliminer complètement l'effet de la pointe sur la mesure du frottement latéral. Les essais en traction nous serviront ensuite de référence pour l'étude de l'effet de groupe en arrachement.

Dans le cas de l'inclusion foncée (figures III.9 (a), (b) et (c)), le frottement latéral mesuré en traction (arrachement de l'inclusion) est inférieur à celui mesuré en compression (figure III.9 (b)). En outre, à la suite du fonçage, les contraintes résiduelles en frottement sont négatives et donc dans le sens du chargement. Les efforts maximums à la rupture sont donc atteints pour des valeurs plus faibles (en valeur absolue) (courbe dissymétrique). En ce qui concerne la pointe, on note que la résistance en pointe mobilisée lors des essais de traction est quasiment nulle compression (figure III.9 (c)).

Dans le cas de l'inclusion moulée (figures III.10 (a), (b) et (c)), le frottement maximum obtenu en traction est pratiquement identique à celui obtenu en compression, traduisant le fait que cette différence de comportement entre les essais en arrachement-enfoncement est essentiellement due à l'effet de l'histoire de l'installation de l'inclusion (Fedà, 1976). En ce qui concerne la pointe, on note que la résistance en pointe mobilisée lors des essais de traction est quasiment nulle compression (figure III.10 (c)).

El Naggar and Wei (2000) ont étudié en laboratoire l'influence de la contrainte de consolidation sur le comportement à l'arrachement et à l'enfoncement d'une inclusion moulée pour un sable dense (figure III.11). Les mesures étaient faites à l'aide de jauges placées à différents niveaux du pieu. Il s'est avéré que sur la plus grande longueur du pieu, le frottement latéral en compression était supérieur à celui obtenu pour la traction, mais pour la mesure près de la pointe, c'est l'inverse. Nicola and Randolph (1993) ont obtenu des résultats similaires.

Pour l'essai de compression, on observe une diminution du frottement latéral près de la pointe, en raison d'une diminution des contraintes normales due à un relâchement du sol autour de la pointe (fortes contraintes). Pour l'arrachement, cette augmentation, près de la pointe, est due à la présence de contraintes résiduelles qui affectent le frottement latéral.

III.2.7 Influence de la vitesse de chargement

On a étudié l'influence de ce paramètre pour le cas de l'inclusion foncée et pour trois niveaux de consolidation (tableau III.1) pour un indice de densité de 0,50 (essais CEIM25, CEIM2 et CEIM3). On l'a aussi étudié pour les trois indices de densité (essais CEIM4 à CEIM6). Le tableau III.2 présente une synthèse des résultats des essais. Le processus de fonçage,

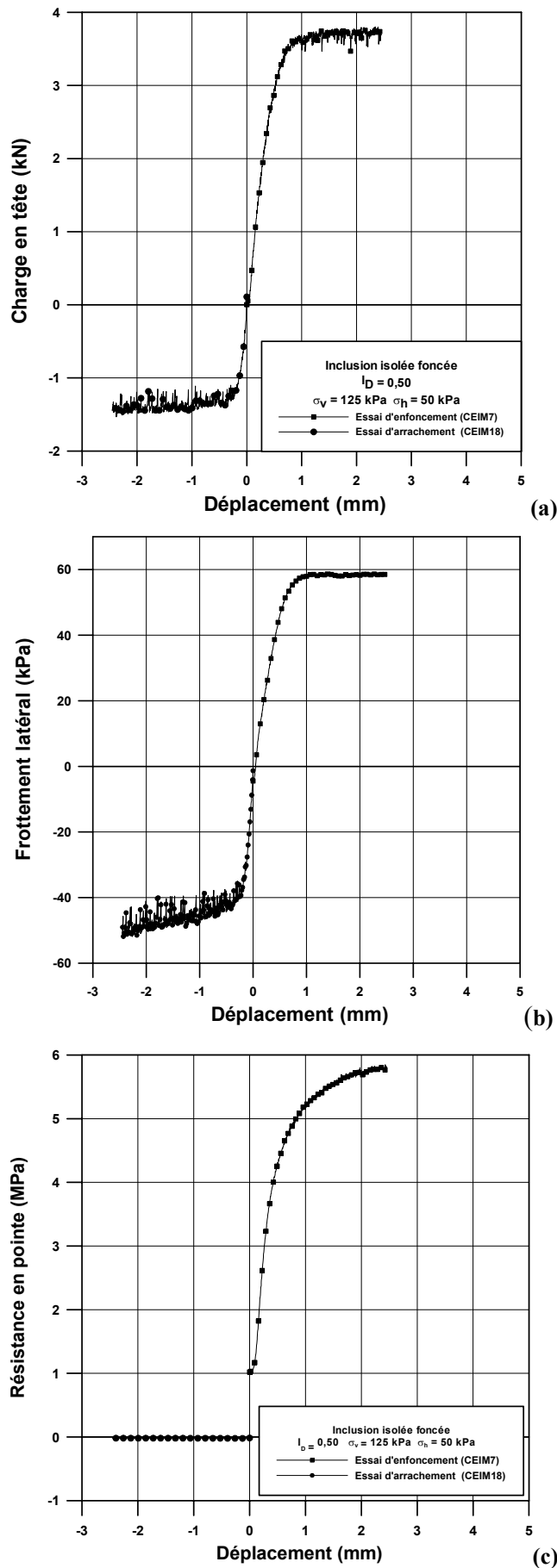


Figure III.9 Courbes de mobilisation de (a) la charge en tête ; (b) du frottement latéral et de (c) la résistance en pointe dans le cas des chargements en compression et en traction pour l'inclusion foncée

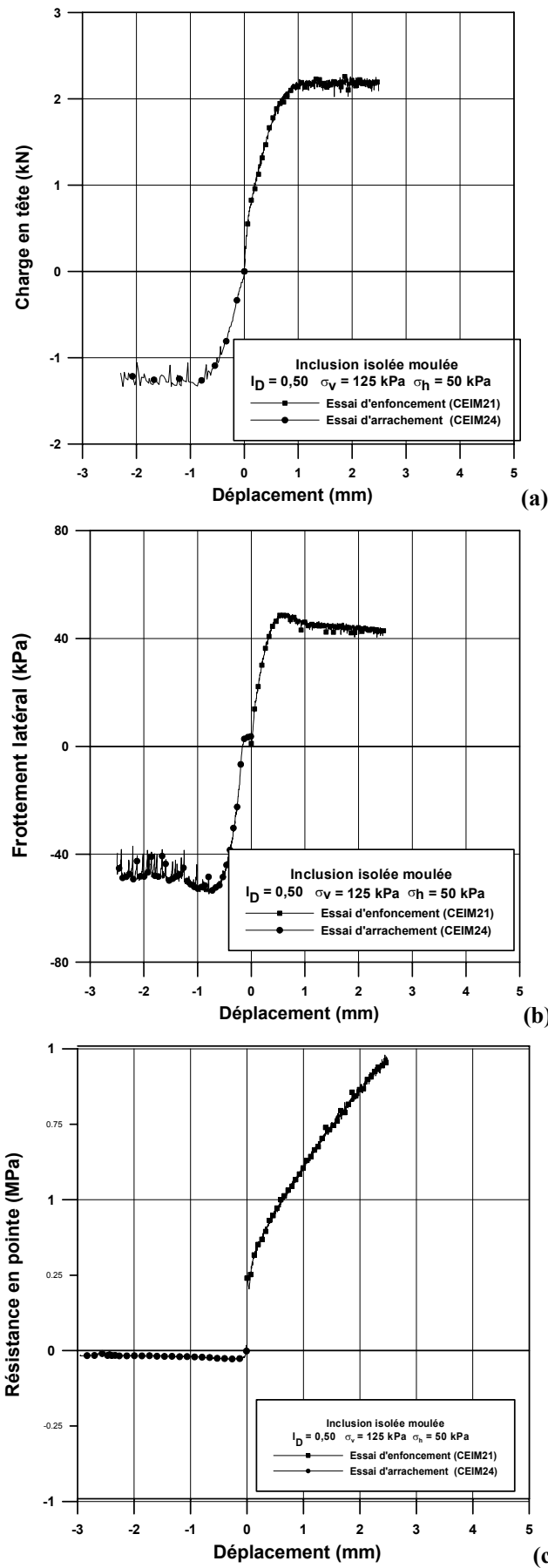


Figure III.10 Courbes de mobilisation de (a) la charge en tête ; (b) du frottement latéral et de (c) la résistance en pointe dans le cas des chargements en compression et en traction pour l'inclusion moulée

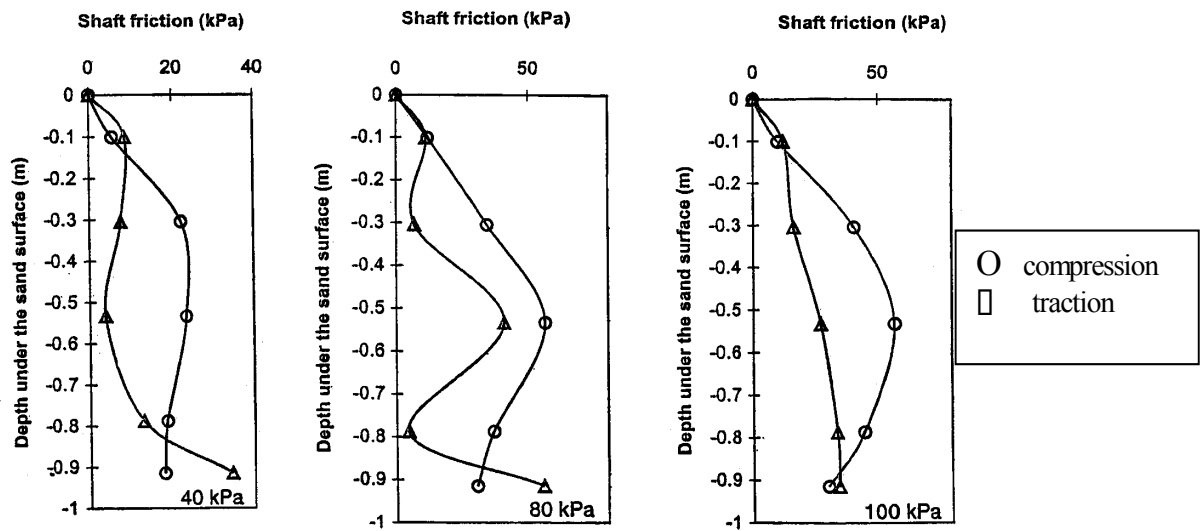


Figure III.11 Comparaison entre le frottement latéral obtenu dans le cas de la compression et de la traction (El Naggar and Wei, 2000)

à 1 mm/s (60 mm/min), est spécifique. En effet, il intervient après la consolidation du massif et se caractérise par de grands déplacements qui entraînent un important remaniement de la zone de sol qui va se trouver autour du fût suite au passage de la pointe. On a déjà pu voir dans le cas de l'essai CEIM1 que le frottement latéral obtenu à la fin du fonçage (20 kPa) était très inférieur au frottement latéral obtenu lors du chargement (50 kPa) ; alors que la résistance en pointe mesurée lors du fonçage est assez proche de celle obtenue lors du chargement (figures III.12 (a) et (b)).

De plus, dans l'essai CEIM25, on a utilisé la procédure d'essai suivante : préparation du massif avec consolidation, à la suite de quoi, on a foncé l'inclusion, puis on a appliqué une série de chargements quasi-statiques à déplacement contrôlé en enfoncement avec des vitesses de chargement croissantes. Les vitesses de chargement sont comprises entre 0,01 mm/min et 10 mm/min. On a représenté l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral (pour ces vitesses de chargement ; le cas du fonçage n'étant pas pris en compte ici) respectivement sur les figures (figures III.12 (a) et (b)). On peut constater que la résistance en pointe est assez peu influencée par la vitesse de chargement. Le frottement latéral, quant à lui, subit une forte diminution lorsque la vitesse de chargement augmente. On peut essayer d'interpréter ces évolutions par le fait que lors du fonçage, les contraintes autour de la pointe sont très fortes et que après son passage, il apparaît une zone de fort relâchement de ces contraintes. Ainsi, dans ce cas, le manchon de mesure atteignait assez vite la zone de fort relâchement faisant suite au passage de la pointe et mobilisait ainsi un frottement latéral plus faible. En revanche, lors du chargement (vitesse plus faible), on assiste probablement à une

stabilisation des contraintes normales autour du fût après le fort remaniement qui a eu lieu lors du fonçage.

En ce qui concerne l'influence de la contrainte de consolidation sur l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral en fonction de la vitesse (figures III.12 (a) et (b)), celle-ci ne semble pas être significative car l'évolution est la même pour les trois niveaux à savoir une diminution avec des pentes similaires.

Pour l'indice de densité (figures III.13 (a) et (b)), on a le même type d'évolution pour le frottement latéral avec des pentes différentes et la diminution la plus faible pour l'indice de densité le plus faible. Quant à la résistance en pointe, on a une diminution avec une pente identique pour les deux indices de densité les plus faibles (0,45 et 0,55) et on a une augmentation pour l'indice de densité le plus grand (0,83).

Massif	Type	I_D	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	Vitesse (mm/min)	$q_{p,pal}$ (MPa)	$f_{s,pal}$ (kPa)
M25	IMC	0,50	125	50	0,01	7,30	46
	IMC				0,1	7,34	49
	IMC				1	7,36	48
	IMC				10	7,33	48
	fonçage				60	7,20	17
M2	IMC	0,50	250	100	0,1	10,95	86
	fonçage				60	12,00	31
M3	IMC	0,50	500	200	0,1	12,65	143
	fonçage				60	13,80	61
M4	IMC	0,45	250	100	0,1	5,87	67
	fonçage				60	4,07	30
M5	IMC	0,55	250	100	0,1	7,92	86
	fonçage				60	6,40	30
M6	IMC	0,83	250	100	0,1	9,40	113
	fonçage				60	15,00	42

Tableau III.2 Synthèse des résultats des essais sur l'influence de la vitesse de chargement sur le frottement latéral et la résistance en pointe ($q_{p,pal}$ et $f_{s,pal}$: charges de rupture)

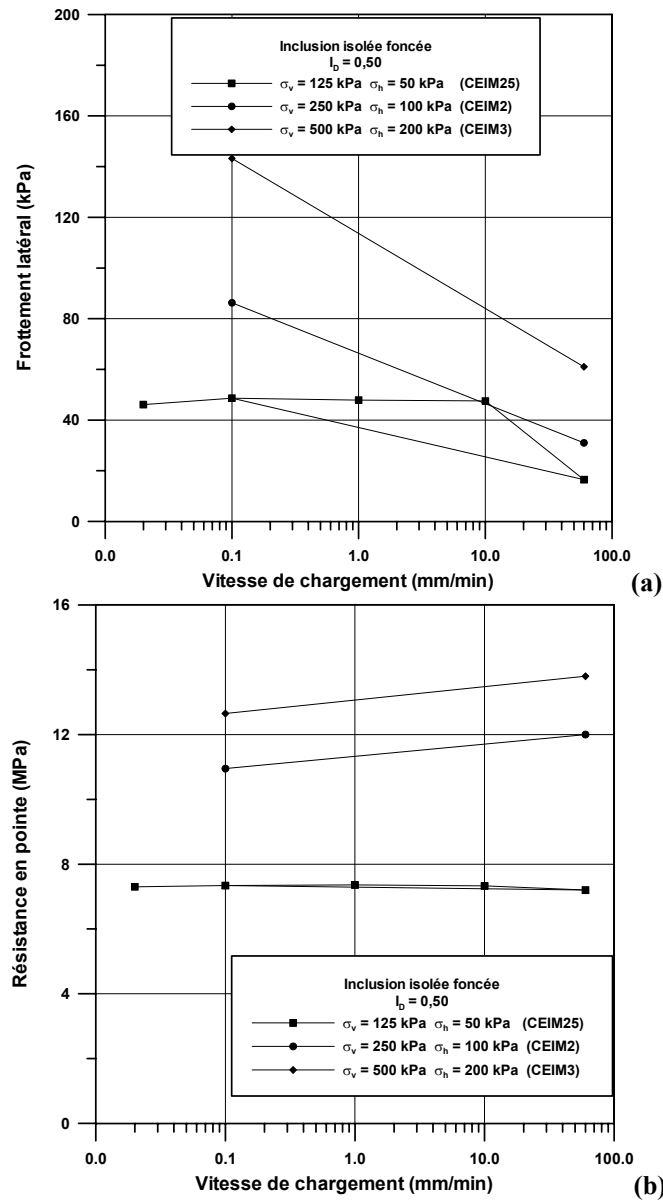


Figure III.12 Influence de la vitesse de chargement sur le frottement latéral (a) et la résistance en pointe (b) dans le cas de l'inclusion forcée pour trois niveaux de contraintes appliqués

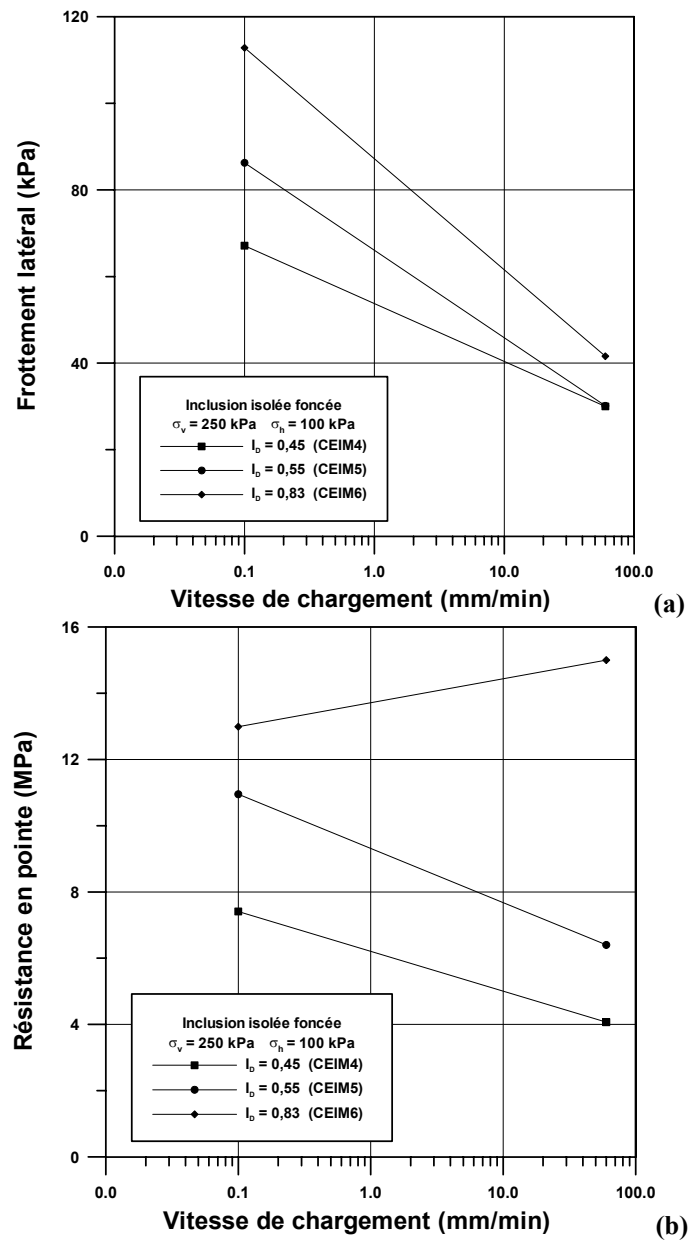


Figure III.13 Influence de la vitesse de chargement sur le frottement latéral et la résistance en pointe dans le cas de l'inclusion foncée pour trois indices de densité

III.2.8 Comparaison des résultats obtenus et des données de la littérature

De nombreux essais sur des modèles d'inclusion, en cuve et en chambre d'étalonnage, ont déjà été présentés dans la littérature. La question qui se pose toujours pour ce type d'essai concerne la validité des mesures réalisées par rapport à des valeurs obtenues dans des cas "réels".

On rapporte ci-dessous les résultats d'essais effectués sur le site de Plancoët (1980). Le sol est constitué de trois couches : un silt sableux (entre 0 et 5,5m), un sable lâche (entre 5,5 et 9m) et une argile silteuse normalement consolidée (entre 9 et 13m). Dans les essais présentés ici, on a notamment étudié le comportement des inclusions dans le cas d'une contrainte verticale de 125 kPa, correspondant à une profondeur d'environ 7 mètres pour un sable de Fontainebleau. Le frottement moyen obtenu, dans la couche de sable, est de 44 kPa, ce qui, en comparaison de la valeur obtenue pour un sable moyennement dense, est acceptable (50-55 kPa) (tableau III.3).

De même, Plumelle (1985) a effectué des essais sur le site du CEBTP dans un sable de Fontainebleau lâche ($I_D = 0,37$). Le pieu étudié avait un diamètre de 64 mm et une longueur de 6m. Le diamètre de l'inclusion étant faible, le frottement latéral était considéré comme prépondérant (micropieu). Le frottement latéral unitaire moyen obtenu était de 40 kPa sur toute la longueur, une valeur qui rentre dans notre gamme de données. En ce qui concerne la pointe, les valeurs extrêmes, obtenues au pénétromètre, sont de l'ordre de 5 à 6 MPa, la aussi assez proche de des valeurs obtenues ici (de l'ordre de 6 MPa).

Chow (1995) a rapporté de nombreux résultats d'essais *in situ* effectués sur des pieux dans les sables. Les figures III.14 (a) et (b) présentent respectivement l'évolution de frottement latéral unitaire moyen (τ_p) (le long des différents pieux) et la résistance en pointe (q_b) en fonction de l'indice de densité, pour plusieurs types d'inclusions ; les résultats obtenus ici y sont inclus et semblent faire partie des ordres de grandeur obtenus.

III.2.9 Conclusions partielles

Les résultats obtenus sur l'inclusion isolée ont pu montrer l'influence de paramètres tels que la contrainte de consolidation, l'indice de densité, l'ordre d'installation, le sens de la sollicitation (traction/compression) et la vitesse de chargement sur la réponse axiale d'une inclusion. Ces résultats sont en bon accord avec ceux présentés dans la partie I et ceux obtenus par Francis (1997). De plus, dans le paragraphe III.2.8, on a pu montrer que les résultats obtenus en chambre d'étalonnage, en terme de résistance en pointe et de frottement latéral, étaient assez proches de valeurs mesurés *in situ* pour des conditions initiales de massif similaires (indice de densité, contraintes de consolidation).

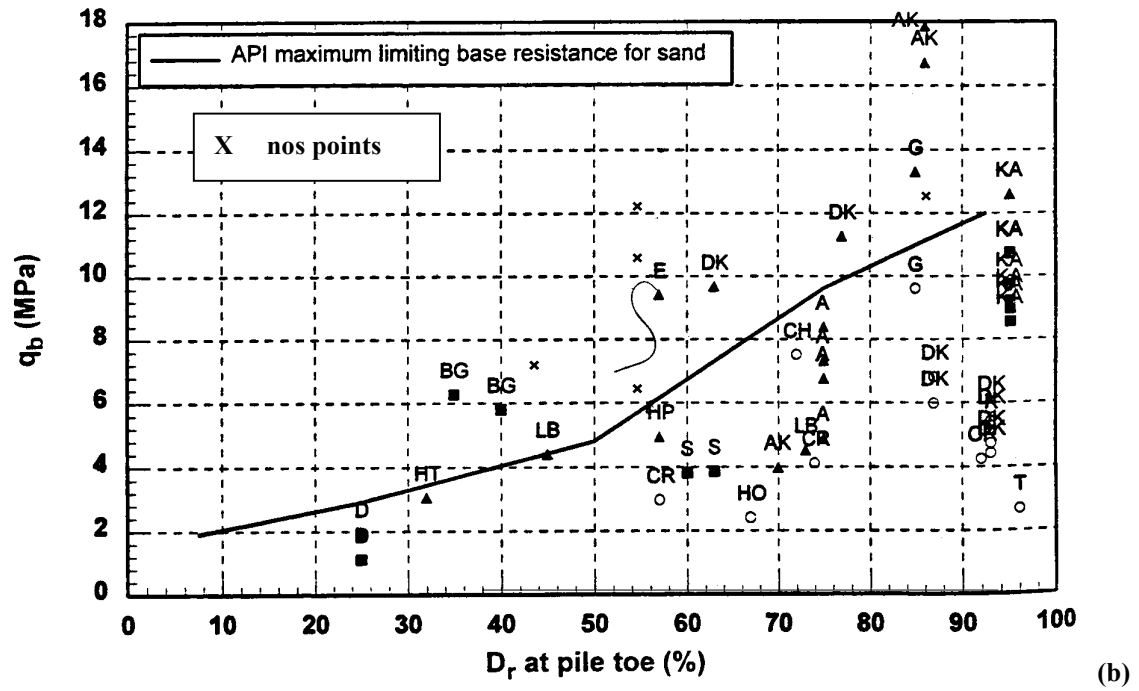
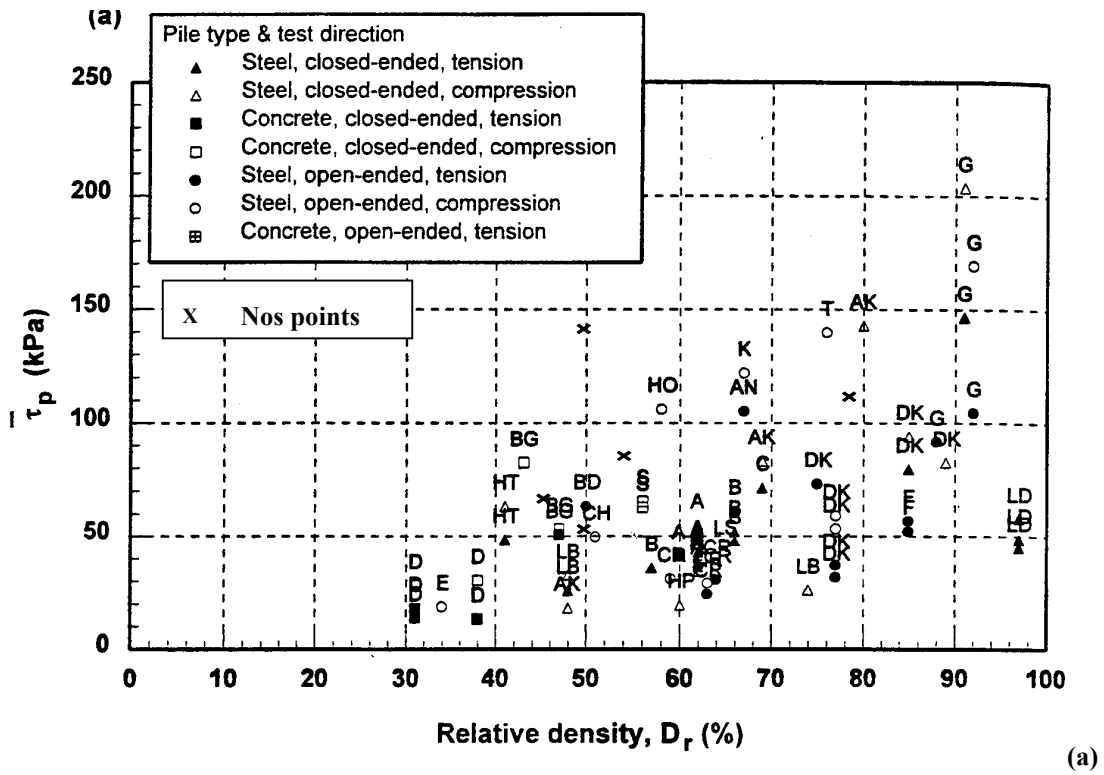


Figure III.4 Comparaison entre nos valeurs et les résultats rapportés par Chow (1995)

Massif	Essai	Type	I_D	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	Mode D'installation	Q_T (kN)	$q_{p, res}$ (MPa)	$f_{s, res}$ (kPa)	$q_{p, pal}$ (MPa)	$f_{s, pal}$ (kPa)
M1	CEIM1	IMC	0,55	125	50	Fonçage	4,00	1,30	-9	6,64	53
M2	CEIM2	IMC	0,55	250	100	Fonçage	7,92	2,25	-28	10,95	86
M3	CEIM3	IMC	0,55	500	200	Fonçage	9,90	2,64	-42	12,65	143
M4	CEIM4	IMC	0,45	250	100	Fonçage	5,87	2,20	-21	7,41	67
M5	CEIM5	IMC	0,55	250	100	Fonçage	8,10	2,30	-23	10,5	88
M6	CEIM6	IMC	0,83	250	100	Fonçage	9,40	2,76	-27	12,99	113
M7	CEIM7	IMC	0,50	125	50	Fonçage	4,00	1,29	-16	5,46	60
M8	CEIM8	IMC	0,50	125	50	Fonçage	3,97	1,08	-3	6,45	52
M9	CEIM9	IMC	0,50	125	50	Fonçage	3,79	1,02	-6	6,25	52
M10	CEIM10	IMC	0,50	125	50	Fonçage	4,01	0,82	-6	5,99	51
M11	CEIM11	IMC	0,50	125	50	Fonçage	4,57	1,27	-5	6,71	57
M12	CEIM12	IMC	0,50	125	50	Fonçage	4,04	0,94	-12	6,04	57
M13	CEIM13	IMC	0,50	125	50	Fonçage	4,10	0,78	-7	6,33	52
M14	CEIM14	IMC	0,50	125	50	Fonçage	3,80	1,34	-5	6,02	42
M15	CEIM15	IMC	0,50	125	50	Fonçage	4,61	0,97	-10	7,23	59
M16	CEIM16	IMC	0,50	125	50	Fonçage	4,03	0,90	-5	6,31	53
M17	CEIM17	IMT	0,50	125	50	Fonçage	-1,60	1,30	-10	-	-59
M18	CEIM18	IMT	0,50	125	50	Fonçage	-1,47	1,14	-10	-	-52
M19	CEIM19	IMT	0,50	125	50	Fonçage	-1,37	1,10	-10	-	-46
M20	CEIM20	IMC	0,50	125	50	Moulage	2,40	0,17	4	1,13	55
M21	CEIM21	IMC	0,50	125	50	Moulage	2,21	0,14	1	1,24	49
M22	CEIM22	IMC	0,50	125	50	Moulage	2,82	0,11	1	4,47	56
M23	CEIM23	IMC	0,50	125	50	Moulage	1,71	0,24	-1	0,724	49
M24	CEIM24	IMT	0,50	125	50	Moulage	-1,40	0,15	1	-	-51
M25	CEIM25	IMC	0,50	125	50	Fonçage	4,50	1,01	-9	7,34	49
M26	CEIM26	IMC	0,50	250	100	Fonçage	8,20	2,60	-25	9,80	82
M27	CEIM27	IMC	0,50	250	100	Fonçage	7,80	2,30	-21	9,90	80
M28	CEIM28	IMT	0,50	125	50	Fonçage	-1,66	-	-5	-	-55
M29	CEIM29	IMT	0,50	125	50	Fonçage	-1,53	-	-7	-	-51

Tableau III.3 Résultats des essais effectués sur des inclusions isolées

(Q_T : effort en tête ; $q_{p, res}$: résistance en pointe résiduel ; $f_{s, res}$: frottement latéral résiduel ; $q_{p, pal}$: résistance en pointe obtenue à la rupture (palier) ; $f_{s, pal}$: frottement latéral obtenue à la rupture (palier))

CHAPITRE IV
ETUDE DES GROUPES ET RESEAUX D'INCLUSIONS SOUS
CHARGEMENT MONOTONE

Les micropieux sont généralement utilisés en très grand nombre et sont disposés assez près les uns des autres. Il est donc important d'étudier l'effet des interactions entre les inclusions, appelé « effet de groupe », sur la reprise des efforts par chacune des inclusions.

Dans le cadre de ce travail, on a utilisé l'approche et la méthodologie développées par Francis (1997) pour étudier le comportement des groupes d'inclusions sous chargement monotone.

Ce chapitre se décompose de la manière suivante :

- En premier lieu, on présente les objectifs, la méthodologie adoptée et le programme expérimental (paragraphe IV.1 et IV.2) ;
- En second lieu, on étudie les interactions entre inclusions lors de la phase d'installation de celles-ci (paragraphe IV.3) ;
- Dans une troisième partie, on présente les principaux résultats relatifs aux chargements des groupes de cinq et neuf inclusions en fonction de paramètres tels que l'entr'axe relatif, l'ordre d'installation, l'indice de densité, la contrainte de consolidation) (paragraphe IV.4) ;
- Dans une quatrième partie, on présente l'analyse et l'interprétation des résultats relatifs aux groupes de cinq inclusions en fonction de paramètres tels que l'entr'axe relatif, l'ordre d'installation, l'indice de densité, la contrainte de consolidation ainsi que le sens de chargement (traction ou compression). L'effet de groupe sera étudié à partir des coefficients d'efficacité globaux et partiels (paragraphe IV.5) ;
- Dans une cinquième partie (paragraphe IV.6), on présente l'analyse et l'interprétation des résultats relatifs aux groupes de neuf inclusions en fonction de paramètres tels que l'entr'axe relatif, l'ordre d'installation, l'indice de densité et la contrainte de consolidation. L'effet de groupe sera étudié à partir des coefficients d'efficacité globaux et relatifs ;
- Dans une sixième partie (paragraphe IV.7), on compare les résultats obtenus dans les deux parties précédentes afin de confirmer ou d'infirmer l'hypothèse considérée dans la méthodologie adoptée ;
- Dans la dernière partie de ce chapitre, on présente une approche de l'étude d'inclusions en réseaux (inclusions inclinées), que l'on compare à celle d'inclusions en groupe (inclusions verticales).

IV.1 OBJECTIFS ET METHODOLOGIE ADOPTEE

Dans le cadre de ce travail, on s'est intéressé à mettre en évidence un effet de groupe en terme de charge globale du groupe mais surtout de frottement latéral et de résistance en pointe d'une inclusion au sein du groupe. La méthodologie retenue ici est similaire à celle introduite par Francis (1997) (figure IV.1) et peut être décrite de la manière suivante : on considère un groupe de micropieux caractérisé par un grand nombre de micropieux génériques (c'est à dire

soumis à l'effet de micropieux adjacents). Pour mettre en évidence l'effet de ces micropieux adjacents sur le micropieu générique, il a été décidé d'étudier le comportement d'un groupe de neuf inclusions, avec une inclusion centrale soumise à l'influence des huit inclusions adjacentes. De plus, une autre hypothèse a été faite, à savoir que ce sont les 4 inclusions les plus proches qui ont une influence prépondérante sur l'inclusion générique.

Francis (1997) a effectué une étude sur les cellules élémentaires de cinq inclusions en prenant comme paramètre constant l'indice de densité ($I_D = 0,50$) et en faisant varier la contrainte de consolidation (trois niveaux de consolidation étudiés), l'entr'axe relatif ($e_R = 2,5 ; 3 ; 3,5$ et 4) et l'ordre d'installation (C1, C3 et C5). Ces premiers résultats serviront de référence pour nos essais.

Cette démarche a été approfondie en effectuant l'étude relative aux groupes de cinq et neuf inclusions afin de confirmer ou d'infirmer l'hypothèse initiale.

Les inclusions ont été mises en place par fonçage dans un massif de sable de Fontainebleau dont les caractéristiques ont été définies précédemment. Deux inclusions ont été instrumentées sur le fût et en pointe, et, lors du chargement du groupe, on a pu déterminer le comportement mécanique de l'inclusion centrale et d'une inclusion de bord. L'inclusion centrale est la plus susceptible de représenter le comportement d'une inclusion réelle au sein d'un grand nombre d'inclusions.

Cette étude permet ainsi de quantifier l'effet de groupe en terme de coefficients d'efficacité partiels relatifs au frottement latéral élémentaire et à la résistance en pointe, et de mettre en évidence l'influence des paramètres significatifs du problème sur les interactions développées.

La démarche adoptée dans la réalisation de ces essais correspond au souci d'obtenir le maximum d'informations possible pour un même massif reconstitué. Après la mise en place du sable par pluviométrie et la mise sous contrainte du massif, on procède à l'installation par fonçage du premier modèle instrumenté à vitesse constante (1mm/s).

Ce modèle est mis en place soit au centre de la cellule pour les essais prévus pour l'ordre d'installation C1, soit au bord pour les ordres d'installation C5 et C9. Au cours de son installation, les données suivantes sont enregistrées en fonction de la profondeur : charge reprise en tête, résistance en pointe et frottement latéral.

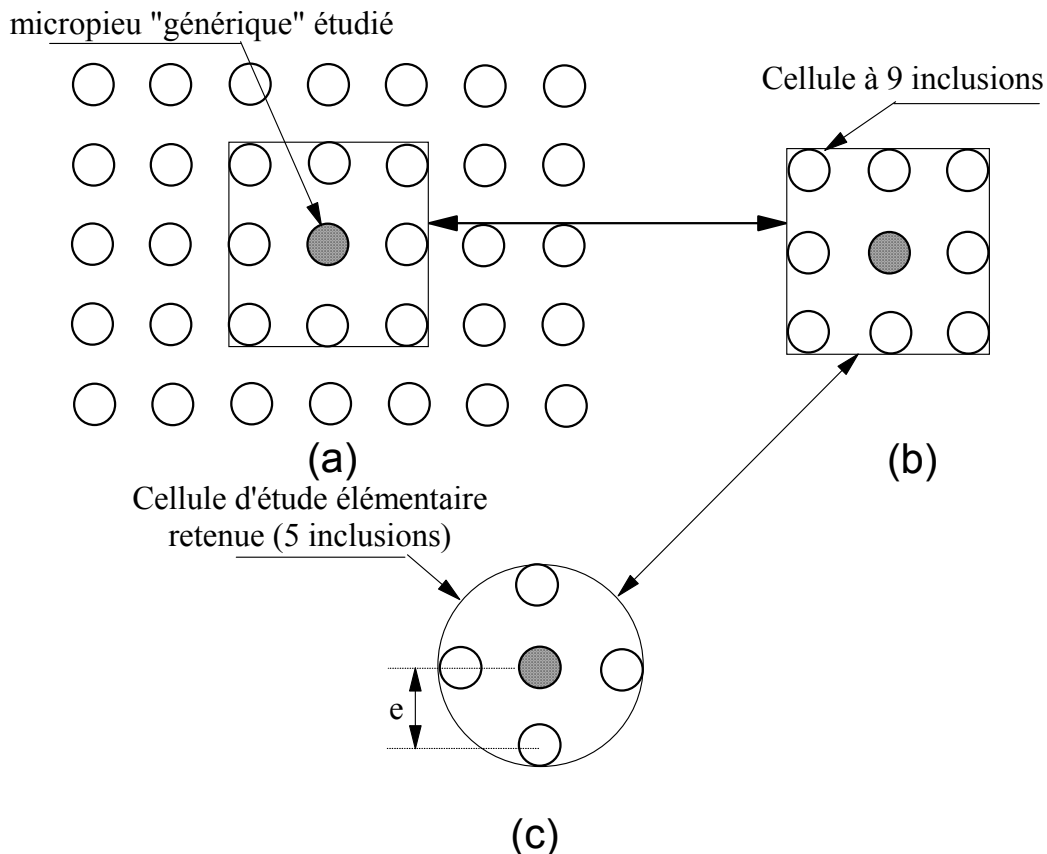


Figure IV.1 Définition de la configuration de la cellule d'étude élémentaire retenue : (a) grand nombre de micropieux en groupe (maille carrée) ; (b) cellule à neuf inclusions; (c) cellule retenue à cinq inclusions

IV.2 PROGRAMME DES ESSAIS REALISES SUR LES GROUPES D'INCLUSIONS VERTICALES

Le programme expérimental a été défini de manière à mettre en évidence l'influence des mêmes paramètres que pour l'inclusion isolée sur l'existence de possibles effets d'interaction, à savoir les paramètres liés à l'état initial du massif de sol tels que la densité initiale du massif et le niveau de contrainte de consolidation appliqué.

Les trois ordres d'installation relatifs aux groupes de cinq inclusions (C1, C3 et C5 ; Francis, 1997) sont illustrés sur la figure IV.2. L'ordre d'installation C1 consiste à installer les modèles suivant le schéma présenté sur la figure IV.2 (a) : le modèle situé au centre de la cellule élémentaire est installé en premier. L'ordre d'installation C3 consiste à installer les modèles suivant le schéma présenté sur la figure IV.2 (b) : le modèle situé au centre de la cellule élémentaire est installé en troisième. L'ordre d'installation C5 consiste à installer les modèles suivant le schéma présenté sur la figure IV.2 (c) dans lequel le modèle situé au centre de la cellule élémentaire est installé en dernier (cinquième).

Dans le cadre de ce travail, on a approfondi le travail effectué par Francis (1997). Les caractéristiques des essais effectués sur les groupes de cinq et neuf inclusions sont présentés dans le tableau IV.1.

En ce qui concerne les groupes de cinq inclusions, on a étudié l'influence de l'indice de densité initial du massif (0,45 ; 0,55 et 0,83) pour un entr'axe relatif de 2,83 , un ordre d'installation C1 et le niveau de consolidation ($\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa) (essais CEGM1, CEGM2 et CEGM4). L'influence de l'entr'axe relatif (pour les valeurs de 2 et 2,83) a été étudiée pour le niveau de consolidation ($\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa), un indice de densité de 0,50 et l'ordre d'installation C1 (essais CEGM3 et CEGM6). Cette influence a également été étudiée dans le cas ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa), sur la gamme (2-2,83-4) pour les deux ordres d'installation C1 et C5 (essais CEGM7 à CEGM12). De plus, on a étudié l'influence du niveau de consolidation initial (trois niveaux avec $\sigma_v = 125$ -250-500 kPa) pour un indice de densité (I_D) de 0,50, un espacement de 2,83 et un ordre d'installation C1 (essais CEGM2, CEGM7 et CEGM17).

On a également étudié l'effet de groupe pour des essais en arrachement. Quatre essais sur des groupes de 5 inclusions ont été effectués pour un indice de densité fixé à 0,50, un niveau de contrainte appliqué ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa) pour deux entr'axes relatifs ($e_R = 2,83$ et 4) et deux ordres d'installation (C1, C5) (essais CEGM13 à CEGM16).

Une comparaison pourra être faite avec les essais en compression notamment en ce qui concerne l'effet de groupe relatif au frottement latéral.

Dans le but de valider l'hypothèse faite dans le cadre de la méthodologie utilisée, des essais sur des groupes de neuf modèles ont également été réalisés. Ainsi, on a étudié l'influence de l'indice de densité (0,45 ; 0,55 et 0,83) pour un entr'axe relatif de 2,83, l'ordre d'installation C1 et un niveau de consolidation ($\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa) (essais CEGM18, CEGM19 et CEGM21). L'influence de l'entr'axe relatif (2-2,83) a été étudié pour deux niveaux de consolidation ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_v = 250$ kPa), pour un indice de densité de 0,50) et l'ordre d'installation C1 (essais CEGM19, CEGM22, CEGM24 et CEGM26). Quant à l'influence de l'ordre d'installation, deux cas ont été étudiés (C1 et C9 ; figure IV.3) pour un niveau de consolidation ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa) et un indice de densité de 0,50 (essais CEGM24 à CEGM27). Ces deux ordres d'installation ont été choisis afin de pouvoir directement comparer le comportement de l'inclusion centrale au sein d'un groupe de cinq et neuf inclusions. En effet, dans le cas de C1 (figure IV.3), les inclusions aux quatre coins ont été installées après les quatre inclusions les plus proches de l'inclusion centrale. Pour l'ordre d'installation C9 (figure IV.3), on a installé, dans un premier temps, les inclusions de coins (1,2,3 et 4) afin d'enserrer le sol où seront installées les quatre inclusions suivantes puis l'inclusion centrale. Ceci a eu pour but d'enserrer le plus possible le sol au sein du groupe avant la mise en place de l'inclusion centrale. Ainsi, une comparaison entre le cas de l'ordre d'installation C5 et C9 a pu être effectuée.

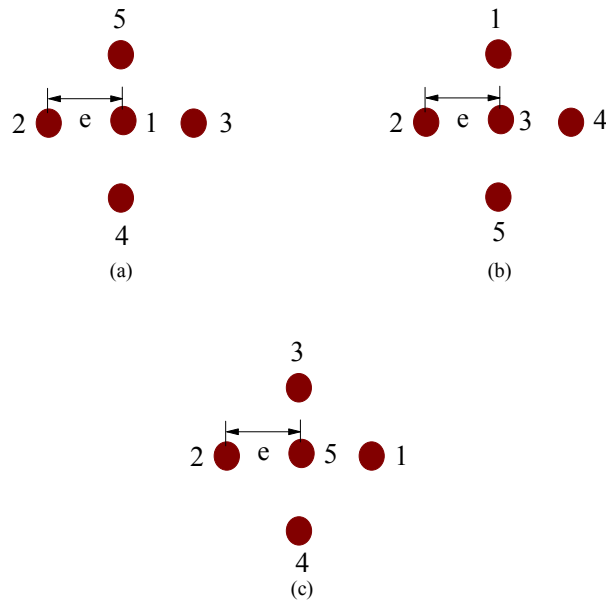


Figure IV.2 Ordres d'installation des modèles de micropieux dans une cellule élémentaire de 5 modèles : (a) ordre d'installation C1 ; (b) ordre d'installation C3 ; (c) ordre d'installation C5 (Francis, 1997)

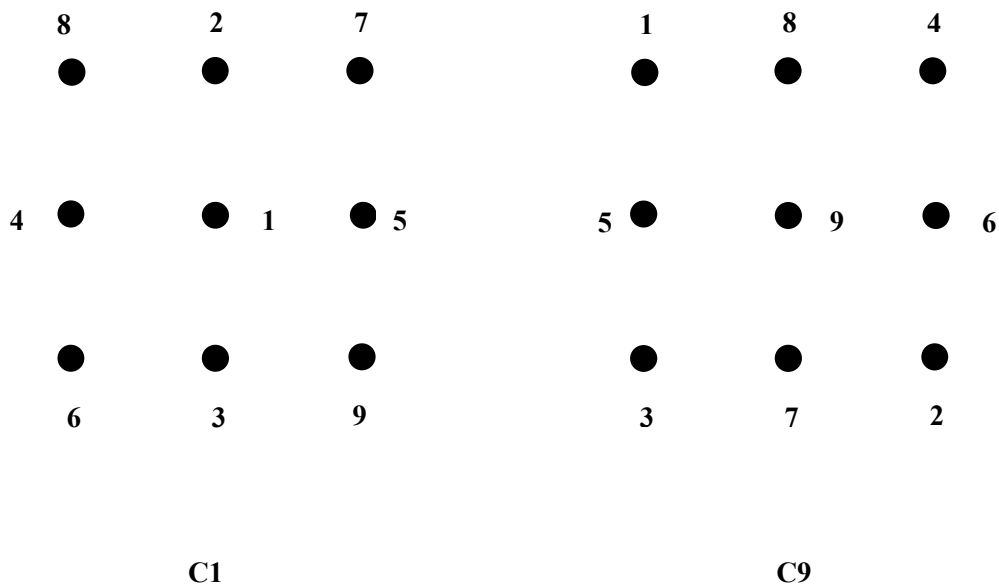


Figure IV.3 Ordre d'installation des micropieux dans une cellule élémentaire de 9 modèles (C1 et C9)

La procédure d'essai pour les essais CEGM18 à CEGM23 était la suivante : on installait la première inclusion par fonçage, puis on effectuait un chargement monotone en compression (enfouissement). On installait ensuite les quatre inclusions les plus proches (aux quatre coins du carré), puis on chargeait la cellule de cinq inclusions. Enfin, on installait les quatre inclusions les plus éloignées (aux coins) et on chargeait les neuf inclusions. Ceci pouvant constituer un ordre d'installation différent de l'ordre d'installation C1 utilisé pour les essais CEGM24 à CEGM28 où on installait les neuf inclusions avant d'effectuer le chargement monotone. L'ordre d'installation est, d'après la définition de la figure IV.3, le même, mais la procédure d'installation est différente.

MASSIF	ESSAI	I_D	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	K_0	n	e_R	C	Type
M4	CEGM1	0,45	250	100	0,40	5	2,83	C1	GMC
M2	CEGM2	0,55	250	100	0,40	5	2,83	C1	GMC
M5	CEGM3	0,55	250	100	0,40	5	2,83	C1	GMC
M6	CEGM4	0,83	250	100	0,40	5	2,83	C1	GMC
M26	CEGM5	0,50	250	100	0,40	5	2	C1	GMC
M27	CEGM6	0,50	250	100	0,40	5	2	C1	GMC
M1	CEGM7	0,50	125	50	0,40	5	2,83	C1	GMC
M30	CEGM8	0,50	125	50	0,40	5	2,83	C5	GMC
M10	CEGM9	0,50	125	50	0,40	5	2	C1	GMC
M31	CEGM10	0,50	125	50	0,40	5	2	C5	GMC
M13	CEGM11	0,50	125	50	0,40	5	4	C1	GMC
M32	CEGM12	0,50	125	50	0,40	5	4	C5	GMC
M28	CEGM13	0,50	125	50	0,40	5	2,83	C1	GMT
M33	CEGM14	0,50	125	50	0,40	5	2,83	C5	GMT
M29	CEGM15	0,50	125	50	0,40	5	4	C1	GMT
M34	CEGM16	0,50	125	50	0,40	5	4	C5	GMT
M3	CEGM17	0,50	500	200	0,40	5	2,83	C1	GMC
M4	CEGM18	0,45	250	100	0,40	9	2,83	C1	GMC
M2	CEGM19	0,55	250	100	0,40	9	2,83	C1	GMC
M5	CEGM20	0,55	250	100	0,40	9	2,83	C1	GMC
M6	CEGM21	0,83	250	100	0,40	9	2,83	C1	GMC
M26	CEGM22	0,50	250	100	0,40	9	2	C1	GMC
M27	CEGM23	0,50	250	100	0,40	9	2	C1	GMC
M8	CEGM24	0,50	125	50	0,40	9	2,83	C1	GMC
M35	CEGM25	0,50	125	50	0,40	9	2,83	C9	GMC
M15	CEGM26	0,50	125	50	0,40	9	2	C1	GMC
M36	CEGM27	0,50	125	50	0,40	9	2	C9	GMC
M16	CEGM28	0,50	125	50	0,40	9	2,83	C1	GMC

Tableau IV.1 Caractéristiques des essais réalisés sur des cellules de cinq et neuf inclusions (n : nombre d'inclusions ; e_R : entr'axe relatif ; C : ordre d'installation ; GMC : essai Groupe Monotone en Compression ; GMT : essai Groupe Monotone en Traction

CEGM : essai en Chambre d'Etalonnage sur un Groupe de pieux modèles soumis à un chargement axial Monotone

IV.3 EVALUATION DES INTERACTIONS LORS DE LA PHASE D'INSTALLATION DES INCLUSIONS

Dans ce paragraphe on présente des courbes typiques de fonçage pour les différentes inclusions du groupe. Ces premiers résultats peuvent déjà donner des informations sur l'influence des inclusions adjacentes sur le comportement de l'inclusion centrale pour chacun des paramètres étudiés ici.

IV.3.1 Courbes typiques de fonçage

Comme on l'a déjà vu dans le cas de l'inclusion isolée, l'état de contraintes régnant autour de l'inclusion avant le chargement (contraintes résiduelles) est important pour la détermination de la capacité portante de l'inclusion. Dans le cas des groupes, on peut penser qu'il en est de même, à la différence près que l'état de contraintes autour d'une inclusion déjà installée évolue en raison de l'installation d'inclusions adjacentes.

La figure IV.4 présente les courbes typiques de fonçage des inclusions d'un groupe en terme de charge en tête de chaque inclusion mise en place, dans le cas de l'essai CEGM10 (ordre d'installation C5). On retrouve, pour l'ensemble des modèles présentés, l'allure des courbes de fonçage obtenue dans le cas de l'inclusion isolée à savoir une forte augmentation au début du fonçage due à la prépondérance de la résistance en pointe suivie d'une phase à taux d'augmentation plus faible mais régulier, rendant compte de l'augmentation progressive de la surface frottante dans le massif. De plus, dans le cas présenté ici (ordre d'installation C5), on constate que l'effort en tête, nécessaire au fonçage des inclusions, augmente avec le nombre d'inclusions déjà en place. En effet, l'effort maximum a été obtenu pour l'inclusion centrale installée en dernier.

En ce qui concerne les mesures locales (résistance en pointe (q_p) et frottement latéral (f_s)), on présente le cas de l'installation de l'inclusion centrale pour les ordres d'installation C5 et C9 et les entr'axes relatifs ($e_R = 2, 2,83$ et 4) correspondant aux essais CEGM8, CEGM10, CEGM16, CEGM25, CEGM27. On a également représenté le cas de l'inclusion isolée afin de pouvoir effectuer une comparaison (figures IV.5 (a) et (b)). On peut déjà observer de nettes différences entre les différentes configurations du groupe et surtout par rapport à l'inclusion isolée. Ce qui permet déjà de prévoir une différence de comportement entre l'inclusion isolée et le groupe lors du chargement monotone.

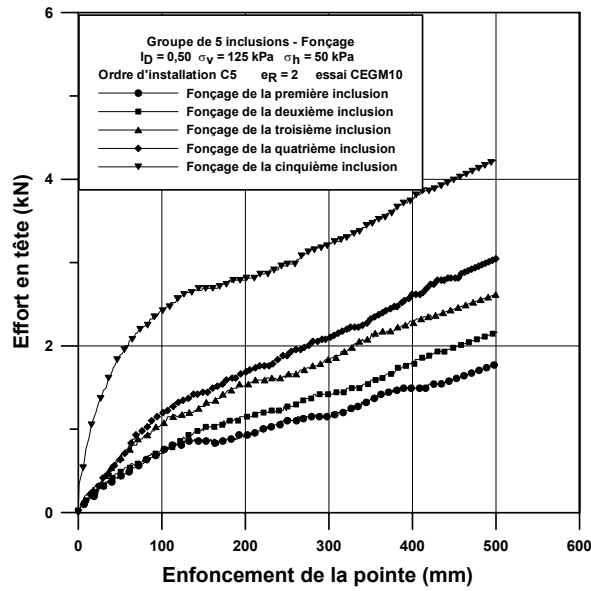


Figure IV.4 Courbes de fonçage (charge en tête) des cinq inclusions (essai CEGM10)

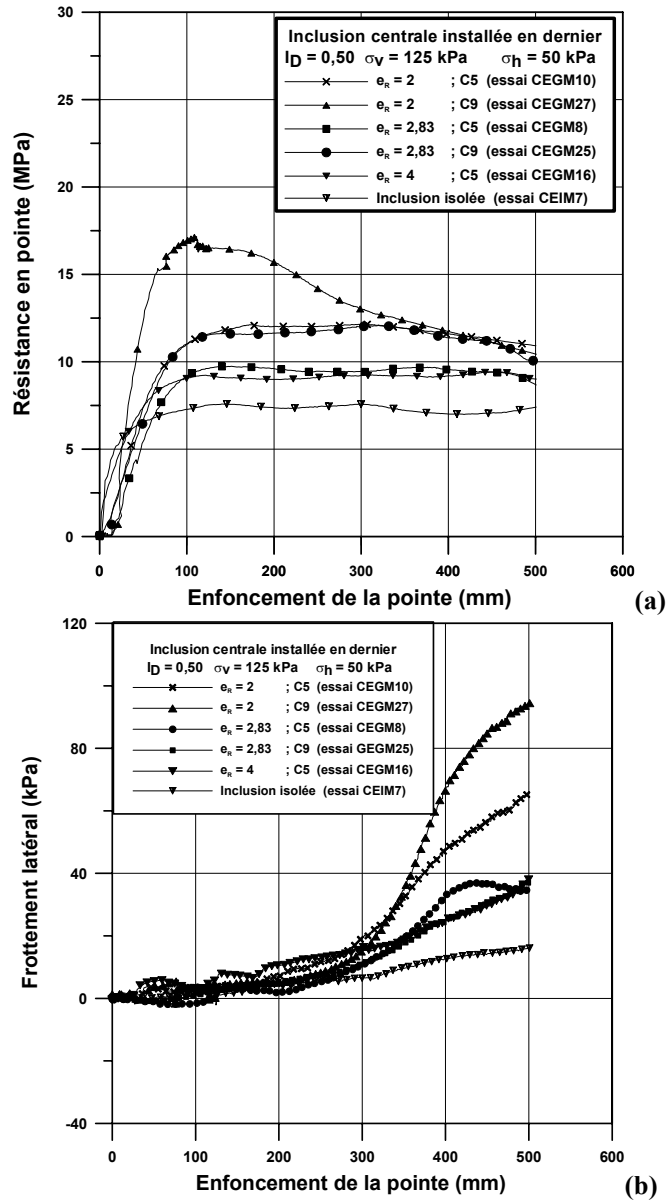


Figure IV.5 Courbes de fonçage de l'inclusion centrale dans les cas de l'ordre d'installation C5 et C9 en terme de résistance en pointe (a) et de frottement latéral (b)

Pour la résistance en pointe, une première constatation est que, pour toutes les configurations de groupe présentées ici (ordre d'installation (C5 et C9), entr'axe relatif (2-2,83 et 4)), l'effort mesuré en pointe est supérieur à celui mesuré dans le cas isolé. Pour les groupes de cinq inclusions, la résistance en pointe mobilisée est d'autant plus importante que l'entr'axe relatif est faible (essais CEGM10, CEGM8, CEGM12 ; respectivement pour $e_R = 2-2,83-4$). Dans le cas des groupes de neuf inclusions, il en est de même (essais CEGM27 et CEGM25). Toutefois, on peut déjà observer une différence entre les groupes de cinq et neuf inclusions et ceci pour les entr'axes relatifs de 2 et 2,83 traduisant ainsi une différence entre les groupes de cinq et de neuf inclusions.

Dans le cas du frottement latéral, les efforts mobilisés, dans le cas des groupes étudiés, sont supérieurs à ceux mobilisés dans le cas isolé. Pour les groupes de cinq inclusions, le frottement latéral mobilisé est le plus important dans le cas d'un entr'axe relatif de 2 ; mais on n'observe pas cette fois-ci de différences notables entre les entr'axes relatifs de 2,83 et 4. Dans le cas des groupes de neuf inclusions, les efforts mobilisés sont les plus importants pour le cas de l'entraxe le plus faible. De plus, pour l'entraxe relatif de 2, on observe une augmentation entre le cas de cinq et neuf inclusions alors que dans le cas de l'entr'axe de 2,83 la différence est assez faible.

On a déjà pu observer des différences, lors de la phase de fonçage, entre les différentes configurations de groupe, qui vont probablement avoir une influence sur le chargement. Et il semblerait également que l'on ait des différences entre les groupes de cinq et neuf inclusions pour les configurations étudiées.

IV.3.2 Influence du fonçage d'inclusions voisines sur le modèle central déjà installé (C1)

A l'aide de notre dispositif expérimental, il est possible de mesurer les évolutions de la résistance en pointe et du frottement latéral sur une inclusion déjà installée (instrumentée en pointe et sur le manchon de frottement) lors de l'installation d'inclusions voisines. Ceci peut nous donner une idée sur les phénomènes se produisant au niveau du sol lors du processus de fonçage de plusieurs inclusions. Des observations qualitatives peuvent être effectuées.

Dans l'ensemble des configurations étudiées (espacements de 2d, 2,83d et 4d), on a une interaction entre le modèle déjà installé et les modèles suivants foncés. Sur les figures IV.6 (a) et (b), on a représenté les évolutions de la résistance en pointe et du frottement latéral mesurées sur l'inclusion centrale installée en premier (1) lors de l'installation de la seconde (2), la cinquième (5) et la dernière inclusion (9) dans le cas de l'essai CEGM26 pour un entr'axe relatif de 2, un ordre d'installation C1, un niveau de confinement ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa) et un indice de densité de 0,50.

Le fonçage de chacune des inclusions se fait sur une profondeur de 500 mm. On va maintenant tâcher de décrire le comportement du sol lors de l'installation d'une inclusion, adjacente à l'inclusion

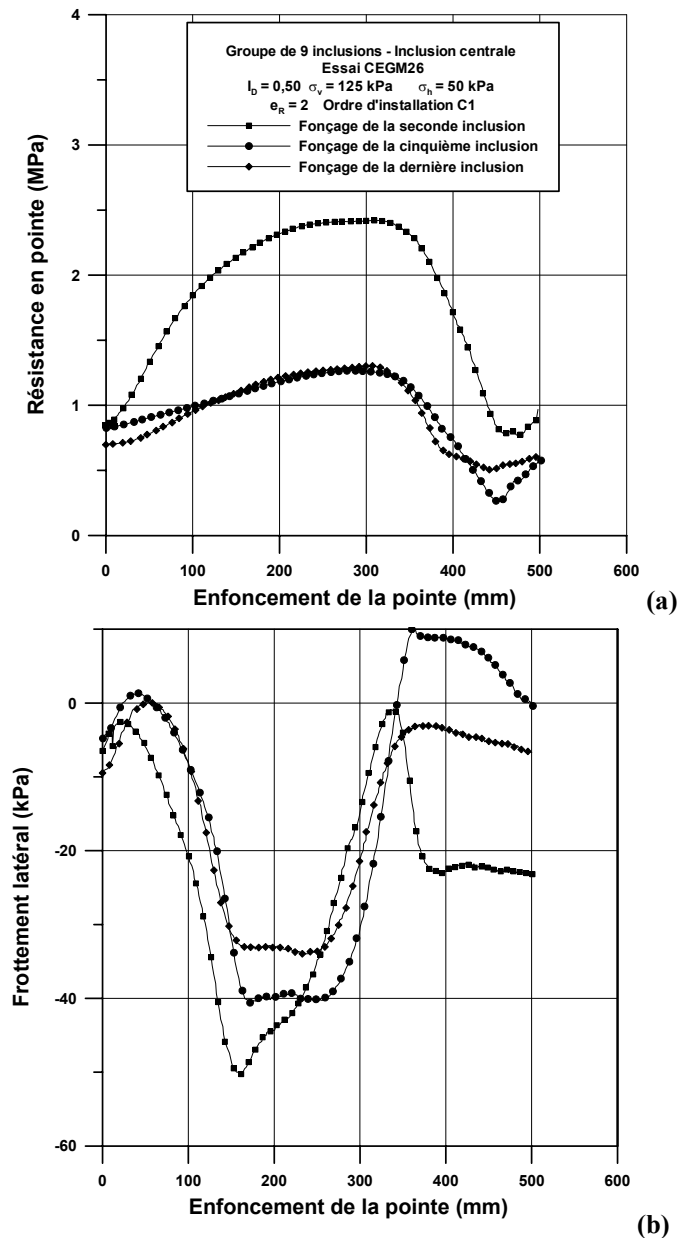


Figure IV.6 Evolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) mesurés sur l'inclusion centrale installée en premier lors de l'installation de la seconde, de la cinquième et de la neuvième inclusion

centrale (installée en premier : C1), à partir des mesures de l'évolution des efforts unitaires de l'inclusion déjà installée (résistance en pointe et frottement latéral).

Une première constatation est que, pour les trois inclusions installées ((2), (5) et (9)), l'allure des évolutions de la résistance en pointe est qualitativement la même et il en est de même pour le frottement latéral.

Sur les 500 mm de fonçage, on a pu identifier sept phases (figure IV.7 (a)) correspondant aux évolutions couplées de la résistance en pointe et du frottement latéral de l'inclusion déjà mise en place pour chacune des inclusions voisines installées. Sur la figure IV.7 (a), on présente les évolutions typiques, lors de l'installation des trois inclusions ((2), (5) et (9)), de la résistance en pointe et du frottement latéral, avec identification de chacune des sept phases déterminées en

fonction de l'évolution de ces deux grandeurs. Sur la figure IV.7 (b), on a représenté une schématisation de l'effet de l'installation d'une inclusion sur le comportement d'une inclusion voisine installée. Les sept phases sont ainsi représentées en terme de déplacement de l'inclusion mise en place (2) à partir de son entrée dans le massif jusqu'à ce qu'elle atteigne la profondeur de 500 mm.

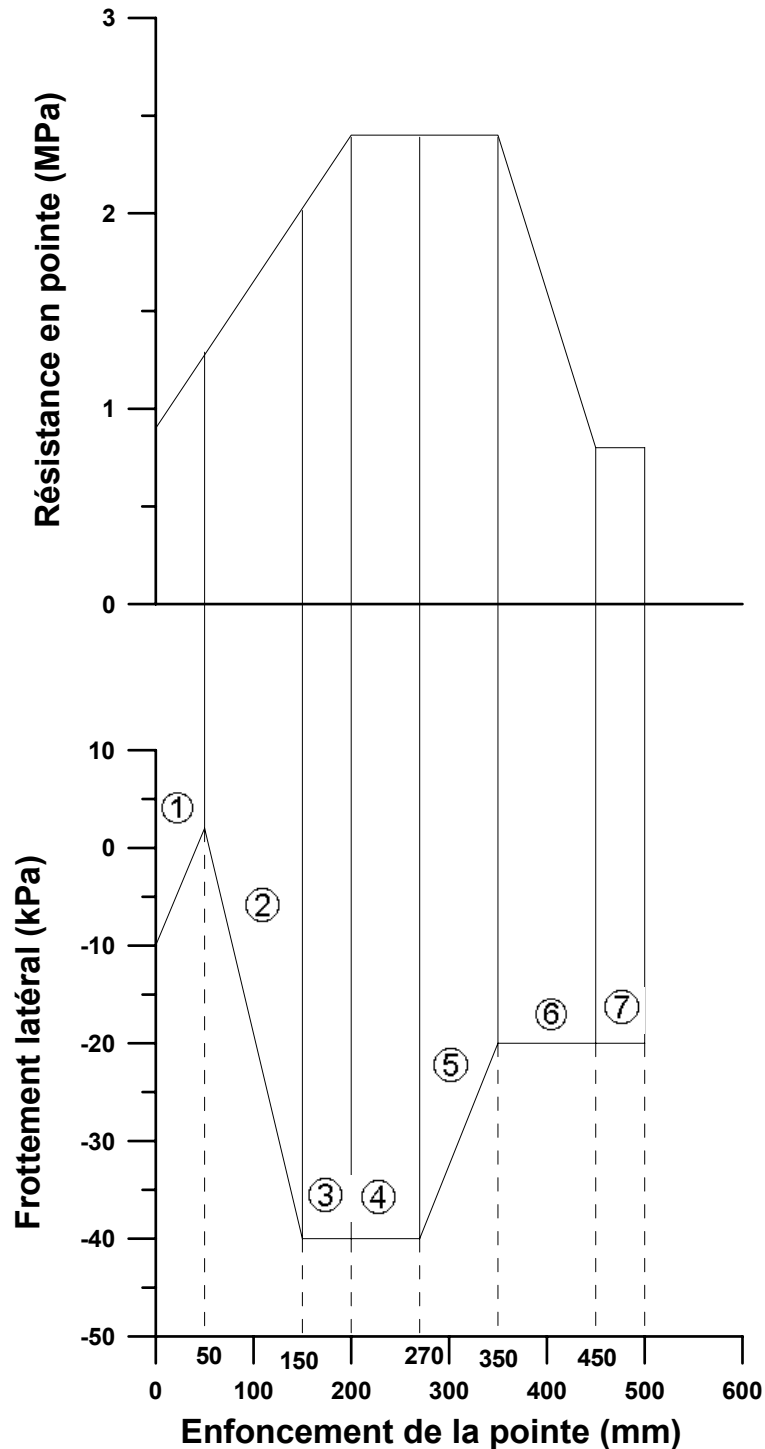


Figure IV.7 (a) Représentation schématique de l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral de l'inclusion (1) lors de l'installation d'une inclusion voisine (2)

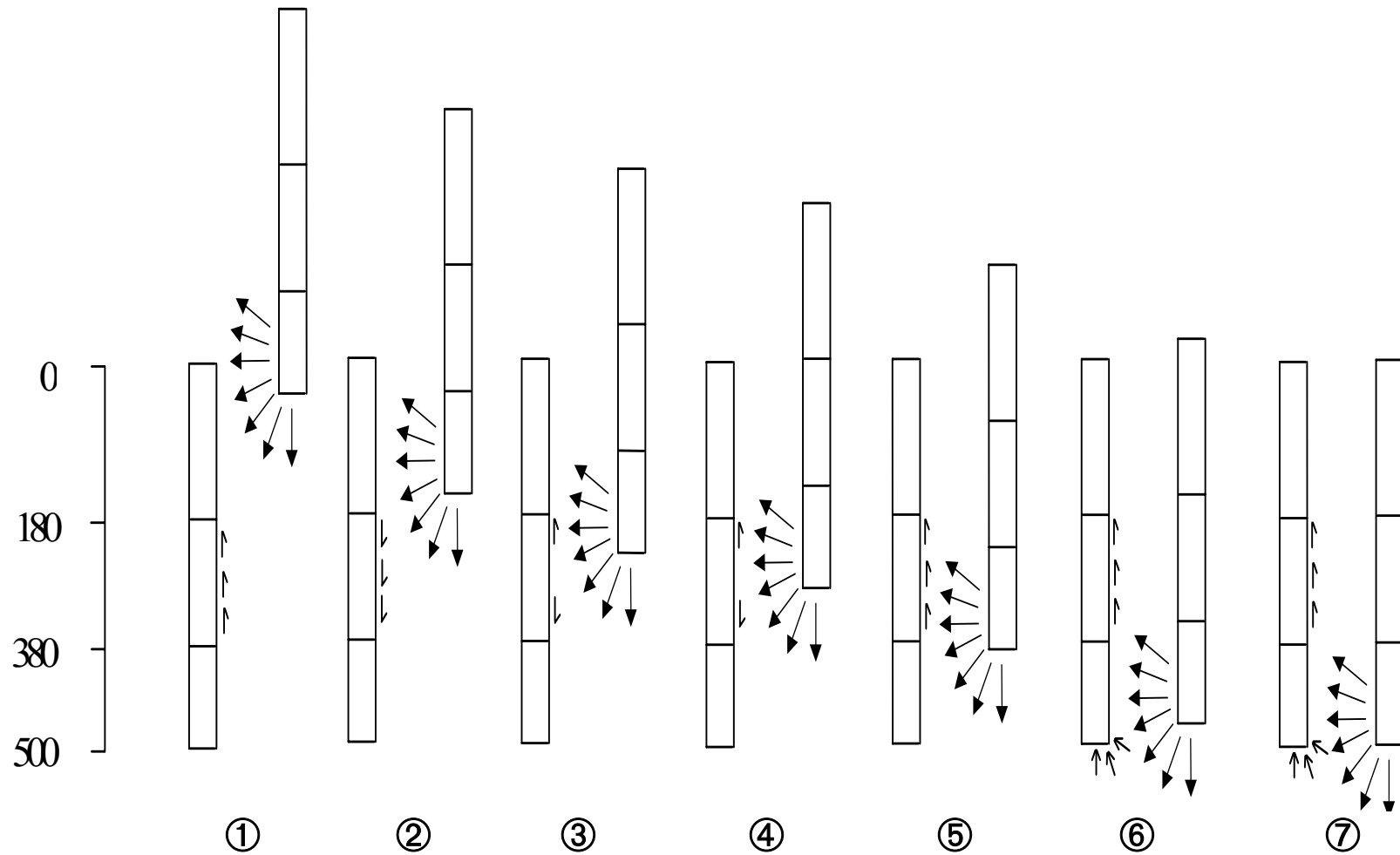


Figure IV.7 (b) Décomposition en sept phases de l'installation d'une inclusion voisine (2) à celle installée en premier (1). Mouvement du sol engendré par l'inclusion en cours d'installation et les conséquences en termes de frottement latéral et de résistance en pointe sur l'inclusion installée au préalable

- Phase ① : une phase d'entraînement entre 0 et 50 mm, pendant laquelle le processus d'installation de la seconde inclusion se traduit par un mouvement descendant de l'inclusion déjà installée ((1)), résultant du mouvement d'entraînement du sol sous la pointe de l'inclusion (2). Ceci est équivalent à une procédure de chargement de l'inclusion (1) et entraîne ainsi une augmentation de la résistance en pointe et du frottement latéral.
- Phase ② : La phase d'entraînement se poursuit entre 50 et 150 mm. La résistance en pointe continue d'augmenter mais cette fois-ci, le frottement latéral diminue et atteint des valeurs de l'ordre de -40 kPa. Ceci traduit le fait que le bulbe de sol, entraîné par la pointe, commence à agir sur le manchon de mesure et le mouvement descendant du sol étant plus rapide que le mouvement descendant de l'inclusion (1), il en résulte l'apparition d'un frottement négatif.
- Phase ③ : entre 150 et 200 mm, le mouvement d'entraînement se poursuit avec la résistance en pointe qui continue d'augmenter. Le frottement latéral commence à se stabiliser car comme on peut le voir sur la figure IV.7, la pointe de l'inclusion (2) a dépassé la partie supérieure du manchon et le bulbe de sol sous la pointe entraîne un mouvement descendant du sol (pour la partie basse) et un mouvement ascendant pour la partie haute du bulbe ce qui peut entraîner une phase d'équilibre entre les deux contraintes appliquées sur le manchon.
- Phase ④ : entre 200 et 270 mm (milieu du manchon), la résistance en pointe et le frottement latéral se sont stabilisés autour des valeurs 2,4 MPa et -40 kPa respectivement. Car on peut supposer que la pointe de l'inclusion (2) a atteint la zone au milieu l'inclusion (1) ce qui fait que la zone d'influence du bulbe de sol créée par le déplacement de la pointe est équilibrée entre le mouvement descendant et le mouvement ascendant du sol entraîné par la pointe et ceci se traduit également en terme d'équilibre au niveau des efforts appliqués sur l'inclusion (1) qui s'équilibrent.
- Phase ⑤ : entre 270 et 350 mm, l'inclusion (1) ne se déplace toujours pas, la résistance en pointe reste constante, mais le frottement latéral augmente. Ceci est dû au fait que, comme on peut le voir sur la figure IV.7 (a), la pointe de l'inclusion (2) dépasse le manchon et le mouvement résultant du déplacement de la pointe agissant sur le manchon devient maintenant ascendant entraînant l'apparition d'un frottement positif sur le manchon.
- Phase ⑥ : entre 350 et 450 mm, la résistance en pointe de l'inclusion (1) diminue car l'effet de remontée du sol par le bulbe atteint la pointe et provoque une décompression au niveau de l'effort en pointe. Le frottement latéral semble maintenant se stabiliser et atteindre un régime stationnaire autour de -20 kPa.
- Phase ⑦ : entre 450 et 500 mm : la résistance en pointe et le frottement latéral se sont stabilisés traduisant la fin de l'opération de fonçage de l'inclusion (2) et la stabilisation des deux grandeurs.

A la fin du fonçage de l'inclusion (2), on peut observer que les contraintes résiduelles finales en pointe et en frottement sont inférieures à la valeur initiale, traduisant ainsi l'installation d'une inclusion assez proche de celle mise en place au préalable.

Il est intéressant de remarquer que l'on obtient des évolutions presque parfaitement symétriques pour la résistance en pointe et pour le frottement latéral, alors que l'on a affaire à deux mesures indépendantes.

Ces observations sont similaires à celles présentées dans le chapitre I (partie bibliographique) par Chow and Teh (1990) (figure I.17 (a)) avec la première phase d'augmentation qui correspondait à un effet d'entraînement de l'inclusion qui est en train d'être installée, sur celle qui est déjà installée ; la stabilisation au pic pouvant correspondre à un équilibre des différents champs de contraintes appliqués à la zone de sol proche de l'inclusion et la diminution correspondant au fait que la zone de sol influencée par l'installation de cette inclusion se trouve essentiellement sous le niveau de la pointe de l'inclusion centrale pouvant se traduire par un changement de direction du sol entraîné par la pointe et un mouvement ascendant de l'inclusion.

On a présenté l'évolution des efforts mesurés sur l'inclusion centrale (1) lors de l'installation de l'inclusion (2). On va maintenant comparer l'influence sur les efforts mesurés sur l'inclusion (1) lors de l'installation de l'inclusion (2), (5) et (9) pour l'essai CEGM26 (figures IV.6 (a) et (b)).

Pour la résistance en pointe (figure IV.6 (a)), les évolutions sont les plus marquantes dans le cas de l'inclusion (2) traduisant un fort remaniement du sol autour de l'inclusion (1) lors du passage de la pointe de l'inclusion (2). La valeur maximale atteinte est de 2,4 MPa dans le cas de l'installation de l'inclusion (2) et de l'ordre de 1,25 MPa pour les inclusions (5) et (9). La valeur résiduelle, mesurée sur l'inclusion (1) est proche, voire inférieure, à celle mesurée avant la mise en place d'une inclusion voisine. Après l'installation de l'inclusion (2), la valeur résiduelle est assez proche de celle obtenue à la fin de l'installation de l'inclusion (1) soit 0,9 MPa. La valeur résiduelle finale (0,55 MPa) (après l'installation de l'inclusion (9)) est inférieure à la valeur résiduelle avant installation des inclusions (0,9 MPa), traduisant une diminution des contraintes au niveau de la pointe que l'on retrouvera probablement lors du chargement du groupe. De plus, il est intéressant de constater qu'il y a peu de différences entre les mesures observées lors de l'installation des inclusions (5) et (9). Ceci s'explique par le fait que la zone de sol autour de l'inclusion centrale a déjà été fortement remaniée lors de l'installation des trois inclusions précédentes ((2), (3) et (4)) et donc que l'installation des inclusions suivantes a moins d'influence sur le comportement du sol autour de l'inclusion centrale.

Pour le frottement latéral (figure IV.6 (b)), on observe également les évolutions les plus marquées lors de l'installation de l'inclusion (2) avec les valeurs minimales au pic (frottement négatif) : -50 kPa, qui est inférieure à celui obtenu dans le cas du fonçage de la cinquième inclusion (-40 kPa) qui est lui même inférieur à celui obtenu dans le cas du fonçage de la neuvième inclusion (-33 kPa). Il en est de même pour les valeurs résiduelles à la fin de l'installation des inclusions adjacentes la valeur la plus faible est obtenue pour l'inclusion installée en deuxième (-22 kPa). Dans le cas de l'installation des inclusions (5) et (9) les valeurs résiduelles finales semblent être assez proches (-10 kPa) avec un passage du frottement latéral par des valeurs positives pour la cinquième inclusion suivie d'une baisse.

On observe des particularités dans le cas de l'installation de l'inclusion (2) pour les phases ③ et ④ où le palier est assez peu marqué, traduisant le fort remaniement du sol lors du passage de la pointe de l'inclusion (2). Une particularité est également mise en évidence lors de l'installation de l'inclusion (2) lors de la phase ⑤, où la pointe de l'inclusion mise en place a dépassé la partie inférieure du manchon (figure IV.7 (b)). Dans le cas présenté, cette phase se traduit non seulement par une augmentation du frottement latéral jusqu'à un pic mais également par une rediminition de celui-ci jusqu'à la valeur de palier finale. On retrouve un peu ce phénomène pour le cas de l'installation de l'inclusion (5) mais plus du tout lors de l'installation de l'inclusion (9). Ceci peut être dû à la différence entre les volumes de sol influencés par la pointe de l'inclusion mise en place. En effet, dans le cas de l'installation de la première inclusion adjacente (inclusion (2)), on peut supposer que le sol autour de l'inclusion centrale a été le moins remanié et de moins densifié, et, par conséquent, le volume de la zone de sol influencé par la pointe est le plus faible dans ce cas. Ainsi, le bulbe de sol, qui se caractérise par un mouvement descendant du sol sous la pointe et un mouvement ascendant du sol au dessus de la pointe, est tel que la zone de sol subissant un mouvement ascendant est la plus petite dans le cas de l'inclusion (2) et lorsque la pointe s'éloigne du manchon de l'inclusion (1), le bulbe de sol influence moins la mesure du manchon. C'est le mouvement ascendant du sol sur le manchon qui se traduisait par un frottement positif sur l'inclusion (1). Le volume de sol influencé par le passage de la pointe est d'autant plus important que la densité est grande ou dans notre cas lorsque l'enserrement de la zone de sol autour de l'inclusion centrale, est la plus importante. La diminution, après le pic, correspond à la zone de décompression faisant suite au passage de la pointe de l'inclusion installée.

Lors de l'installation de l'inclusion (9), il n'y a pas de pic suivi d'une diminution jusqu'à un palier, ce qui traduit le fort enserrement de la zone de sol autour de l'inclusion centrale.

Ces observations sont similaires à celles effectuées par Cooke *et al.* (1979) et Al Douri *et al.* (1994) avec un mouvement ascendant au fur et à mesure de l'installation de pieux adjacents.

IV.3.3 Influence de l'entr'axe relatif sur la réponse du modèle central déjà installé

On présente ici l'effet de l'entr'axe relatif sur le comportement de l'inclusion centrale lors de l'installation des inclusions suivantes et notamment l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral du modèle déjà installé lors du fonçage de la neuvième inclusion pour les essais CEGM2 et CEGM5 ($e_R = 2$ et $2,83$ (figures IV.8(a) et (b)).

Dans le cas de la résistance en pointe, on retrouve les mêmes allures que dans le cas précédent avec une augmentation suivie d'une baisse jusqu'à une résistance en pointe résiduelle inférieure à la résistance en pointe résiduelle initiale (figure IV.8 (a)). Le pic est atteint d'autant plus rapidement que l'espacement est faible traduisant l'effet d'entraînement produit par l'inclusion en cours d'installation par rapport aux inclusions déjà installées. Il en est de même pour la valeur de ce pic ($3,25$ MPa pour $2d$ et $2,5$ MPa pour $2,83d$). La valeur résiduelle finale est maximum pour l'entr'axe le plus faible ($e_R = 2$).

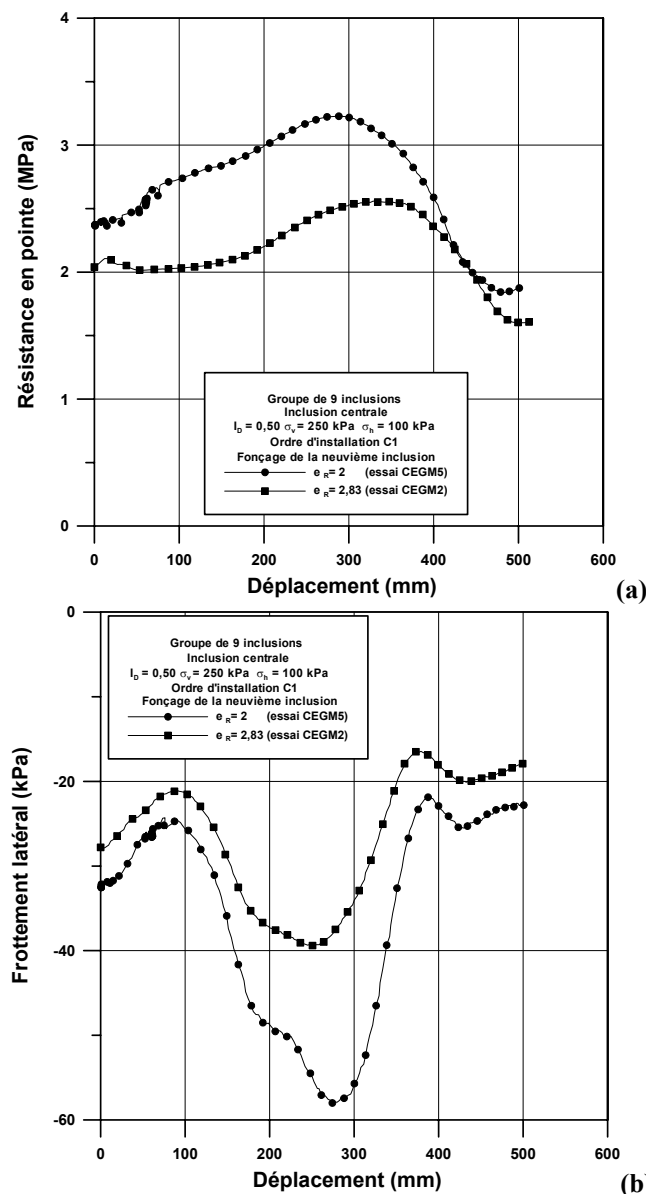


Figure IV.8 Evolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) mesurés sur l'inclusion centrale installée en premier, lors de l'installation de la neuvième inclusion

En ce qui concerne le frottement latéral (figure IV.8 (b)), les allures de courbe sont les mêmes que celles obtenues dans le paragraphe précédent. Et on constate que c'est pour un espacement de $2d$ que l'on obtient les valeurs extrêmes de frottement latéral (-58 kPa), le mouvement relatif sol-inclusion étant d'autant plus important que l'espacement est faible.

IV.3.4 Effet du niveau de consolidation sur la réponse du modèle central déjà installé

On a étudié l'influence du niveau de consolidation pour une configuration de groupe (groupe de cinq inclusions ; $e_R = 2,83$; ordre d'installation C1 ; $I_D = 0,50$; essais CEGM2, CEGM7 et CEGM17). Les trois niveaux de contraintes appliquées sont $\sigma_v = 125$ kPa ; $\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_v = 500$ kPa avec $K_0 = 0,40$ (figures IV.9 (a) et (b)). On présente l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral mesurés sur l'inclusion installée en premier lors de l'installation de la cinquième inclusion. L'influence de ce paramètre sur ces deux grandeurs est du même ordre que celle observée dans le cas du chargement isolée monotone à savoir des allures de courbe similaires mais avec des valeurs mesurées d'autant plus grande que la contrainte de consolidation est élevée. Ceci se traduit surtout par une translation verticale des courbes d'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral, quand le niveau de consolidation augmente (figures IV.9 (a) et (b)).

En ce qui concerne la résistance en pointe (figures IV.9 (a)), celle-ci est d'autant plus grande que le niveau de contrainte est élevé, traduisant un effet d'entraînement d'autant plus important que ce dernier est grand. Il en est de même pour la valeur résiduelle finale.

Quant au frottement latéral (figure IV.9 (b)), il est d'autant plus faible (frottement négatif) que le niveau de consolidation est élevé. En effet, le frottement latéral atteint un minimum de -118 kPa pour $\sigma_v = 500$ kPa. Quant à la valeur résiduelle finale, elle est également d'autant plus élevée que le niveau de consolidation est faible.

IV.3.5 Influence de l'indice de densité sur la réponse du modèle central

On a étudié l'influence de ce paramètre pour une configuration de groupe donnée (groupe de cinq et neuf inclusions ; $e_R = 2,83$; ordre d'installation C1 ; $\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa). Trois indices de densité ont été étudiés ($0,45$; $0,55$; $0,83$). On présente ici l'influence de ce paramètre dans le cas des groupes de cinq inclusions (essais CEGM1, CEGM2 et CEGM4). Sur les figures IV.10 (a) et (b), on présente l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe de l'inclusion centrale (installée en premier) lors de l'installation de la seconde inclusion.

L'allure des courbes de résistance en pointe (figure IV.10 (a)) est similaire à celle observée dans les cas précédents. De plus, les niveaux de résistance en pointe atteints augmentent avec l'indice de densité. Les résistances en pointe résiduelles initiale et finale sont d'autant plus fortes que l'indice de densité est élevé. Sur les cent premiers millimètres de fonçage de la

seconde inclusion, la résistance en pointe mesurée sur l'inclusion centrale évolue autour d'une valeur constante proche de la valeur résiduelle initiale, traduisant la faible densité du sol au contact de l'embase supérieure et le fait que la zone d'influence de la pointe n'atteint pas encore le manchon. Puis, la résistance en pointe augmente jusqu'à un pic (après un déplacement de l'ordre de 350 mm), la valeur de pic augmente avec l'indice de densité (2,15 MPa pour $I_D = 0,45$; 3,6 MPa pour $I_D = 0,55$ et 4,85 MPa pour $I_D = 0,83$). Puis elle diminue jusqu'à la valeur résiduelle finale qui est d'autant plus élevée que l'indice de densité est fort.

En ce qui concerne l'allure des courbes de frottement latéral, elle est similaire à celle observée dans les cas précédents et l'évolution avec l'indice de densité n'est pas aussi claire que pour la résistance en pointe. On note tout d'abord que le frottement latéral résiduel initial est d'autant plus faible que l'indice de densité est fort.

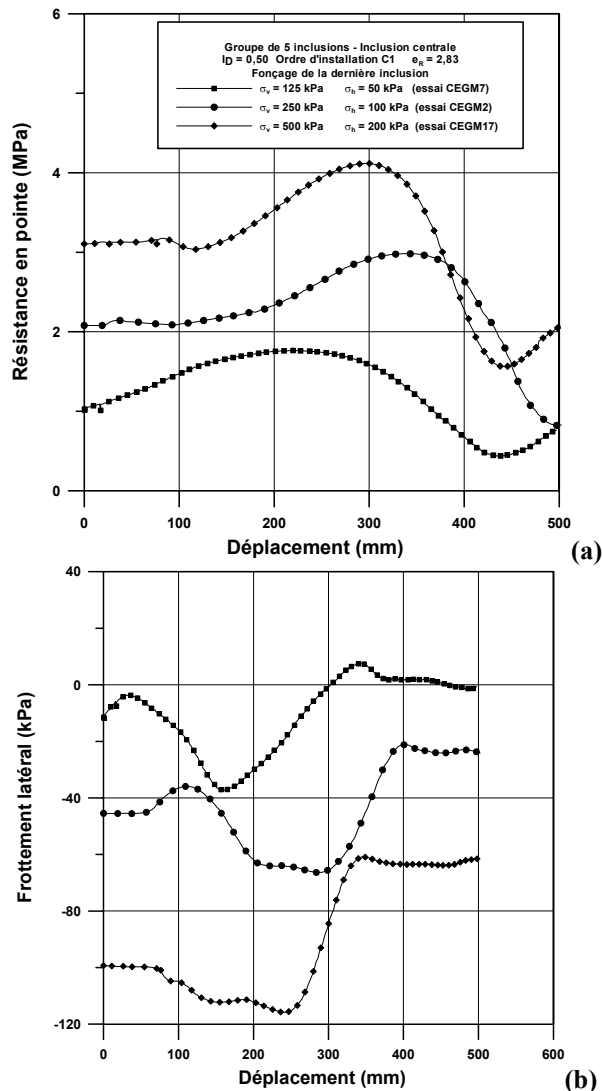


Figure IV.9 Evolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) mesurés sur l'inclusion centrale installée en premier lors de l'installation de la cinquième inclusion.

La diminution du frottement latéral (phase ②) est d'autant plus marquée que l'indice de densité est important, et l'évolution est assez proche dans le cas des deux indices de densité les plus importants (dans le cas de $I_D = 0,83$, la baisse intervient après un maximum et l'amplitude de la baisse est similaire pour ces deux indices de densité). Puis on observe la phase de réaugmentation du frottement latéral jusqu'à un maximum (relatif au cas de la deuxième inclusion) qui est d'autant plus élevé que la densité est faible. Le frottement latéral diminue ensuite jusqu'à sa valeur résiduelle finale qui est d'autant plus faible que l'indice de densité est fort. L'ordre de grandeur des différences entre les différents cas, que l'on avait en début de fonçage, se retrouve en fin de fonçage.

Ces observations constituent un préalable intéressant qui peut ensuite permettre de mieux comprendre les comportements observés lors du chargement ultérieur. Ainsi les déplacements de l'inclusion (mouvement ascendant et descendant de l'inclusion déjà installée), les variations de contraintes autour de l'inclusion (contraintes induites et résiduelles) autour de l'inclusion déjà installée vont probablement avoir une influence sur la réponse de l'inclusion en terme de frottement latéral et de résistance lors de la phase de chargement.

Egalement, des phénomènes d'enserrement du sol et d'attrition des grains se produisent dès les opérations de fonçage des inclusions dans le groupe.

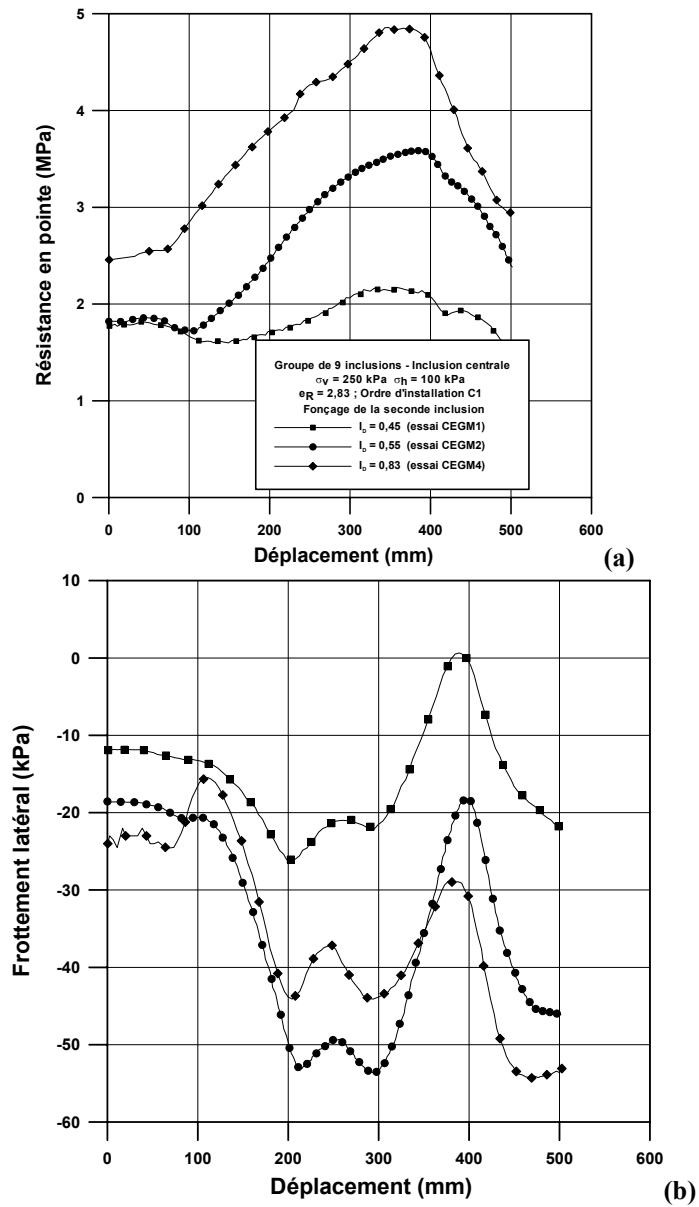


Figure IV.10 Evolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) mesurés sur l'inclusion centrale installée en premier lors de l'installation de la seconde inclusion.

IV.4 RESULTATS DES ESSAIS DE CHARGEMENT SUR LES GROUPES DE CINQ ET NEUF INCLUSIONS

Des premières observations relatives aux interactions entre les inclusions lors de la phase d'installation ont été faites dans le paragraphe IV.3. Elles concernent essentiellement les évolutions des champs de contraintes autour de l'inclusion centrale au sein du groupe. En effet, lors de l'installation d'inclusions voisines, les contraintes résiduelles, mesurées en pointe et sur le manchon, sont différentes de celles obtenues dans le cas de l'inclusion isolée. Le frottement latéral résiduel (négatif) sur l'inclusion centrale, au début de l'essai de chargement du groupe, est plus faible que celui obtenu à la fin du fonçage de l'inclusion isolée. Pour la résistance en pointe, par contre, la valeur résiduelle au début de l'essai de chargement du groupe, est inférieure à celle obtenue dans le cas isolé. Ces résultats sont présentés dans les tableaux IV.5 à IV.8 (fin du chapitre IV).

Dans ce paragraphe, on examine le comportement mécanique de l'inclusion centrale, qui traduit le mieux le comportement d'une inclusion au sein du groupe, pour les groupes de cinq et neuf inclusions.

IV.4.1 Résultats typiques

Au cours de l'essai de chargement d'un modèle isolé, on enregistre l'évolution de la charge appliquée en tête de l'inclusion avec l'enfoncement. Dans le cas des groupes, au cours d'un essai de chargement sur une cellule de cinq ou neuf modèles, en plus de la charge en tête de la structure, l'acquisition est faite sur la charge appliquée en tête du modèle central ainsi que sur la charge appliquée en tête du modèle de bord.

La figure IV.11 montre la courbe de chargement global en tête respectivement pour le modèle isolé, la cellule de cinq modèles (essai CEGM7) et la cellule de neuf modèles (essai CEGM21). Les caractéristiques de l'essai sont : $e_R = 2,83$; ordre d'installation C1 ; $\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa et $I_D = 0,50$.

Dans le cas du modèle isolé, un palier de rupture apparaît après un déplacement de 0,1d. En revanche, dans le cas des groupes, le palier de rupture intervient pour des déplacements plus importants. On pourra s'intéresser aux déplacements nécessaires à prendre en compte dans le cas des groupes, à relier le diamètre de l'inclusion ou au diamètre du groupe. Pour le modèle isolé, le palier de rupture est atteint à environ 1mm (0,05d) et sa charge limite est de 4 kN. Le groupe de cinq modèles mobilise 18 kN au palier pour un déplacement de 2,5 mm (soit 12,5 % de d) et le groupe de neuf modèles atteint une charge limite d'environ 24 kN pour un déplacement de l'ordre de 4,5 mm (soit 22,5% de d).

Ici, on peut observer que la charge globale en tête pour les essais sur les groupes, est inférieure à cinq fois la charge de l'inclusion isolée (n : nombre d'inclusions dans le groupe).

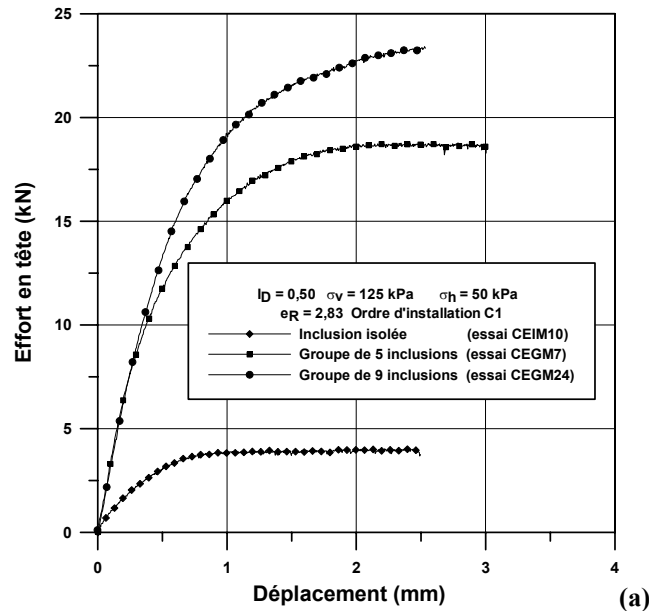


Figure IV.11 (a) Résultat typique de chargement en tête : réponses globales du modèle isolé, de la cellule de cinq et neuf modèles

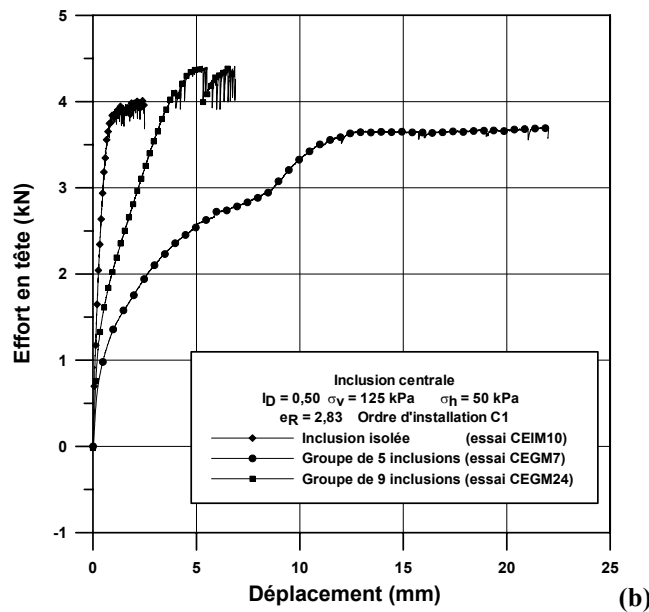


Figure IV.11 (b) Résultat typique de chargement en tête : réponses du modèle isolé, du modèle central dans le cas d'un groupe de cinq et neuf modèles

On aura donc un coefficient d'efficacité global (C_{eG}) négatif.

Sur les figures IV.11 (b), IV.12 (a) et (b), on présente respectivement les courbes typiques de mobilisation de l'effort en tête, de la résistance en pointe et du frottement latéral obtenues pour l'inclusion isolée et l'inclusion centrale dans le cas d'un groupe de cinq (essai CEGM7) et de neuf inclusions (essai CEGM24). En ce qui concerne l'effort en tête (figure IV.11 (b)), on observe que la rigidité initiale diminue lorsque le nombre d'inclusions augmente (un, cinq et neuf). De même, le déplacement nécessaire à l'obtention du palier augmente pour l'inclusion centrale quand le nombre d'inclusions augmente. Les interprétations se feront au niveau des efforts unitaires (frottement latéral et résistance en pointe).

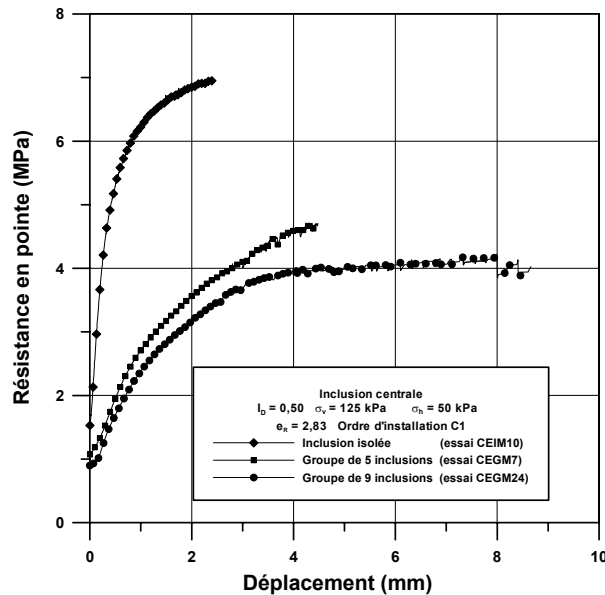


Figure IV.12 (a) Résultat typique de résistance en pointe : réponses du modèle isolé, du modèle central dans le cas d'un groupe de cinq et neuf modèles

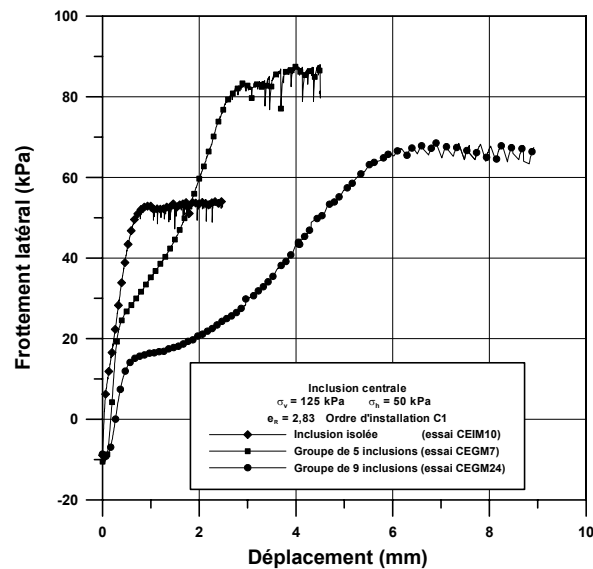


Figure IV.12 (b) Résultat typique de résistance en pointe (a) et de frottement latéral mesurés sur le modèle isolé et le modèle central dans le cas des groupes de cinq et neuf inclusions

En ce qui concerne la résistance en pointe, on constate tout d'abord, que dans le cas des groupes, celle-ci est inférieure à celle obtenues dans le cas isolé. De plus, le palier est obtenu pour des déplacements de l'ordre de $0,20 d$ (4 mm), soit un déplacement très supérieur à celui obtenu dans le cas isolé (de l'ordre de $0,10d$). Mais en ce qui concerne les groupes de cinq et neuf modèles, les différences ne sont pas significatives quant au déplacement nécessaire à l'obtention du palier. Par contre, la résistance mobilisée dans le cas du groupe de cinq inclusions est supérieure à celle obtenue dans le cas du groupe de neuf, pouvant traduire ici aussi un relâchement du champ de contraintes sous la pointe d'autant plus fort que le nombre d'inclusions est important. Ceci peut se justifier dans le cas de l'ordre d'installation C1 par une diminution des contraintes résiduelles mesurées sur l'inclusion centrale au cours de

l'installation des inclusions adjacentes (voir paragraphe III.3).

On retrouve dans le cas du frottement les mêmes allures de courbe. En ce qui concerne l'obtention d'un palier de rupture, celui-ci est obtenu pour des déplacements de l'ordre de 0,15d pour la cellule de cinq et de 0,30d pour la cellule de neuf inclusions. Ceci indique un comportement à l'interface sol-inclusion différent entre l'inclusion isolée et l'inclusion centrale au sein d'un groupe ainsi que pour des groupes de cinq et neuf inclusions. On constate également que, pour les groupes de cinq et neuf inclusions, la configuration de groupe correspondant à $e_R = 2,83$ et l'ordre d'installation C1, le relâchement du sol à l'interface semble être plus important pour le cas du groupe de neuf car le déplacement nécessaire à l'obtention du palier est plus important.

Ces observations traduisent la complexité de l'interprétation de ces résultats en terme d'effet de groupe. Si l'on se réfère au cas isolé, le palier est obtenu pour un déplacement de l'ordre de 0,10d pour les trois composantes (effort en tête, résistance en pointe et frottement latéral). Dans le cas des groupes, pour un déplacement de l'ordre de 0,10d, on a pu voir que, dans certains cas, les efforts mesurés étaient inférieurs à ceux mesurés dans le cas de l'inclusion isolée, et on trouve un effet de groupe négatif dans le cas du frottement latéral.

Toutefois, dans notre interprétation relative aux effets de groupe en terme de capacité portante, on ne s'intéresse qu'aux valeurs de palier de ces grandeurs.

Les figures IV.13 (a), (b) et (c) présentent des courbes typiques de mobilisation de l'effort mesuré sur une inclusion isolée et l'inclusion centrale installée en premier et d'une l'inclusion de bord installée en cinquième au sein d'un groupe de cinq inclusions (essai CEGM7 : ordre d'installation C1, $e_R = 2,83$, $\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa et $I_D = 0,50$) en terme d'effort en tête, de résistance en pointe et de frottement latéral pour ces trois mêmes inclusions.

La figure IV.13 (a) présente des courbes typiques de mobilisation de l'effort mesuré en tête d'une inclusion isolée, de l'inclusion centrale installée en premier et de l'inclusion de bord installée en cinquième au sein d'un groupe de cinq inclusions. Si l'on prend en compte uniquement une courbe de mobilisation moyenne des efforts, on aura sur l'effet de groupe une idée très différente de ce qui existe réellement (figures IV.13 (a)). En effet, on remarque par exemple une grande différence, d'une part entre le comportement des micropieux central et de bord relativement aux courbes de mobilisation de la charge en tête.

L'allure de la courbe de charge en tête de l'inclusion de bord est similaire à celle de l'inclusion isolée, mais, par contre, pour l'inclusion centrale c'est différent. En effet, pour cette dernière, on a une pente initiale assez forte, qui diminue ensuite, avec l'effort qui continue d'augmenter,

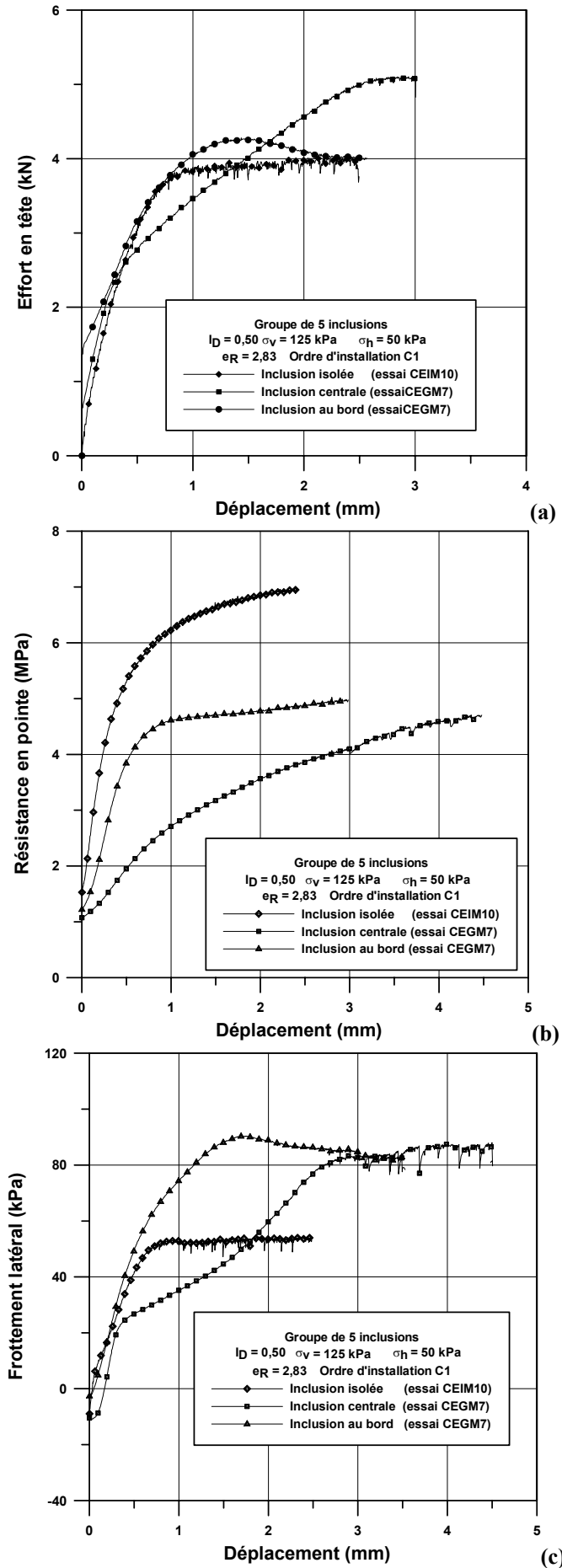


Figure IV.13 Mobilisation de l'effort mobilisé en tête (a), en pointe (b) et en frottement latéral (c) : cas du modèle isolé, du modèle central et du modèle de coin au sein d'un groupe de cinq inclusions

puis enfin on atteint le palier après un déplacement de 2,5mm (0,125d), traduisant ainsi la spécificité du comportement de l'inclusion au sein d'un groupe. Le micropieu de bord, quant à lui, atteint son maximum en premier, pour un déplacement de 0,15d pour décroître ensuite et arriver à un palier. Donc pour un déplacement inférieur à 0,20d, l'effort repris par l'inclusion de bord est supérieur à l'effort repris par l'inclusion centrale, mais, au delà, c'est l'inclusion centrale qui reprend l'effort le plus important. Ainsi, il se pose les problèmes liés au déplacement admissible que les structures étudiées peuvent supporter. On peut par exemple comparer les déplacements nécessaires à la mobilisation du frottement latéral avec un déplacement correspondant à 0,10d du groupe étudié.

Ces résultats sont similaires à ceux obtenus par Whitaker (1957), qui a effectué des essais à charge contrôlée *in situ* sur des groupes de vingt cinq pieux de 3,2mm de diamètre en utilisant un ordre d'installation C1 avec des entr'axes de 2d et 4d. Il a obtenu des allures de courbe similaires (figure IV.14) pour l'inclusion centrale (F) et les inclusions de bord (A).

Ils ont obtenus des paliers pour les inclusions de bord (A) mais les charges appliqués n'ont pas été suffisamment grandes pour mobiliser complètement l'effort que peut reprendre l'inclusion centrale. Il continue d'augmenter alors que celui de l'inclusion de bord se stabilise. Ceci confirme que l'effort appliqué sur un groupe, est d'abord repris par l'inclusion installée en dernier, qui est l'inclusion de bord dans le cas d'un ordre d'installation de type C1.

Une explication de ces observations peut être que le déplacement relatif entre l'inclusion et le sol était le plus petit dans le cas des inclusions au sein du groupe par rapport à celui observé à l'extérieur du groupe. Les inclusions de bord atteignent la rupture en premier et ainsi un déplacement supplémentaire était nécessaire pour que les inclusions au sein du groupe reprennent une plus grande part de l'effort.

Dans ce travail, on a non seulement effectué une analyse relative à la charge en tête mais également aux efforts unitaires (résistance en pointe et frottement latéral) des deux inclusions

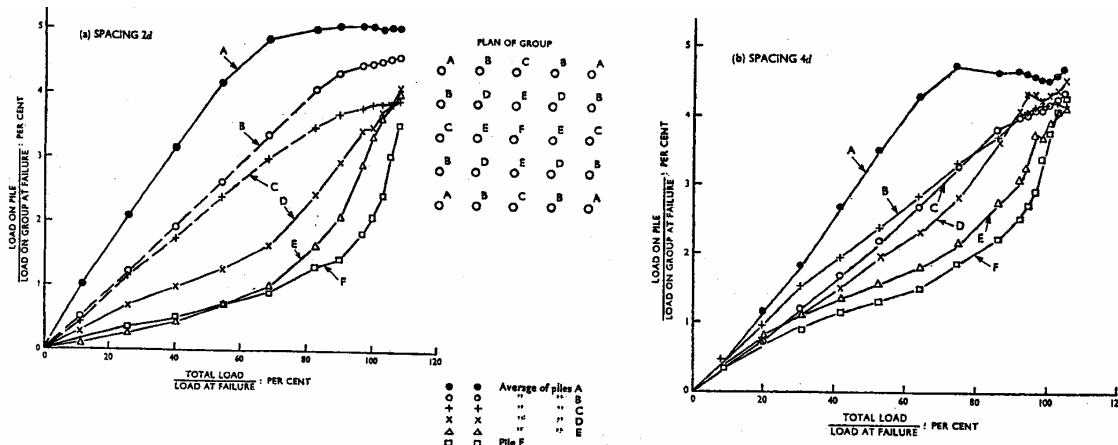


Figure IV.14 Distribution des efforts en tête des pieux pour un groupe carré de 25 pieux pour deux entr'axes (a) 2d et (b) 4d, cas du pieu central installé en premier (Whitaker, 1957)

instrumentées (inclusion centrale et de bord). Au vu des figures IV.13 (b) et (c), la mobilisation des efforts unitaires sur l'inclusion au bord est du même type que celle observée sur l'inclusion isolée, avec un déplacement toutefois un peu supérieur pour la mobilisation totale des efforts, à savoir 1,4 mm au lieu de 1 mm pour l'inclusion isolée (1,6 mm pour le frottement au lieu de 0,75 mm pour l'inclusion isolée) et un déplacement identique à l'inclusion isolée pour la résistance en pointe.

En ce qui concerne la résistance en pointe (figure IV.13 (b)), l'effort mobilisé est le plus faible dans le cas de l'inclusion centrale traduisant un effet de groupe négatif pour la résistance en pointe. Le déplacement nécessaire à l'obtention du palier est le plus grand pour l'inclusion centrale, pouvant traduire un relâchement du champ de contraintes sous la pointe de l'inclusion au sein du groupe lors de l'installation des inclusions adjacentes.

Les différences apparaissent surtout au niveau du comportement de l'interface sol-inclusion (manchon) et l'allure de cette courbe suggère un comportement à l'interface sol-inclusion caractéristique d'un effet de groupe. On essaiera d'interpréter ce type de comportement grâce à une analogie avec le comportement en cisaillement non drainé des sables.

De plus, on peut se demander si la charge (ou les déplacements dans notre cas) sont admissibles par la structure supportée. Mais dans le cadre de notre travail (essais à déplacement contrôlé), on pousse les essais jusqu'à la rupture car on s'intéresse aux problèmes de comportement à l'interface sol-inclusion et à la détermination des coefficients d'efficacité (obtenus pour des valeurs de palier).

En ce qui concerne le frottement latéral (figure IV.13 (c)), l'allure de la courbe de frottement latéral, pour l'inclusion centrale, présente les mêmes particularités que la courbe des efforts mesurés en tête de l'inclusion centrale. Dans ce cas, ceci peut être interprété en tant que caractéristique d'un comportement particulier à l'interface sol-inclusion. Elle traduit l'enserrement du sol dû à la présence des quatre inclusions adjacentes.

On retrouve ces mêmes phénomènes dans le cas des groupes de neuf inclusions (Partie IV.6).

IV.4.2 Interprétation en termes de comportement à l'interface sol-inclusion

IV.4.2.1. Groupe de cinq inclusions

Comme on peut le voir sur les courbes typiques donnant l'effort en tête (figure IV.12) et le frottement latéral en fonction du déplacement (figure IV.13 (c)) pour l'inclusion centrale, des différences qualitatives importantes apparaissent avec le cas de l'inclusion isolée traduisant un comportement de l'inclusion au sein du groupe différent d'une inclusion isolée ; la réponse de l'effort en pointe (figure IV.13 (b)) présentant une allure du même type que le cas isolée (chapitre III). L'inclusion centrale est en effet au centre des cellules élémentaires de cinq et neuf inclusions, le champ de contraintes autour du fût subit de fortes variations lors des

phases d'installation et de chargement du groupe, qui sont différentes de celles subies dans le cas isolé. On donne dans ce paragraphe des premiers éléments de réponse sur le comportement spécifique d'une inclusion au sein d'un groupe.

Une observation est que la courbe relative à l'inclusion centrale (figure IV.13 (b)) est similaire à la courbe représentant le déviateur en fonction de la déformation, dans le cas d'un essai triaxial, pour un échantillon de sol soumis à un essai non drainé (figure IV.15 (a)). On va donc tenter d'établir des analogies entre le comportement à l'interface sol-inclusion sur l'inclusion centrale et le comportement d'un sol soumis à un essai de cisaillement.

Tout d'abord, on fait quelques rappels sur le cisaillement non drainé des sables saturés tel qu'observé à l'appareil triaxial : (figures IV.15.(a) et (b)).

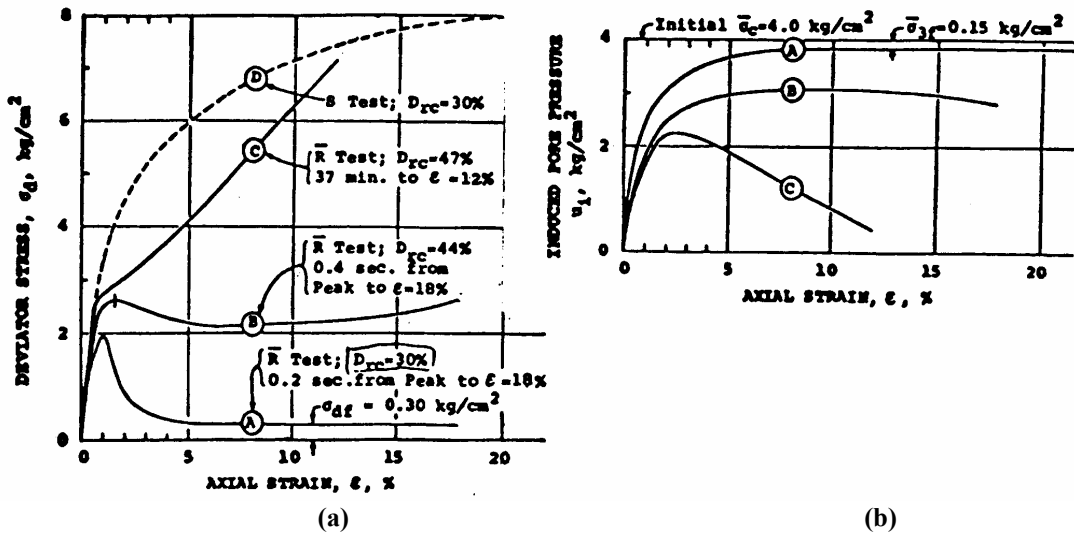


Figure IV.15 (a) Essai triaxial non drainé présenté en termes d'évolution du déviateur (a) et de pression interstitielle (b) (Castro, 1969)

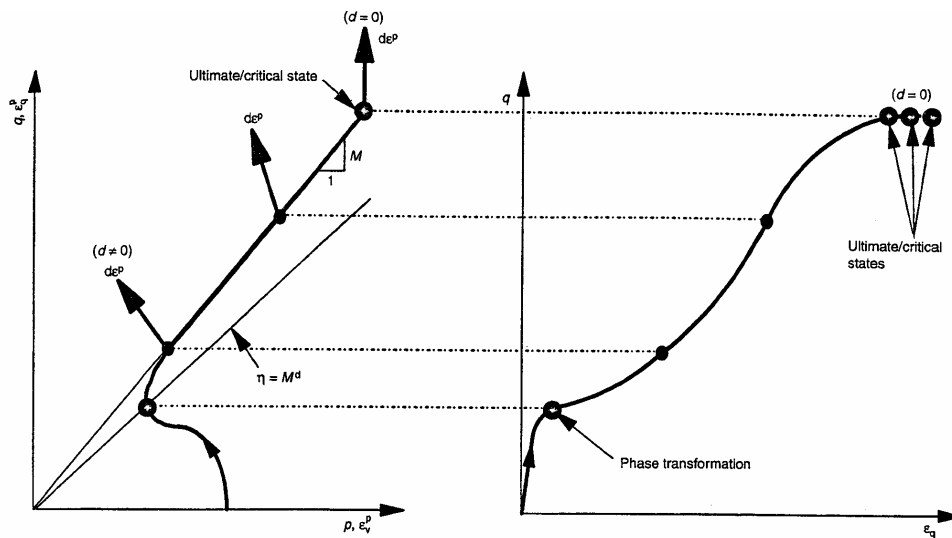


Figure IV.16 Essai triaxial non drainé avec une première phase de contractance suivie d'une phase de dilatance (Li and Dafalias, 2000)

On distingue trois types de comportements :

- Cas A : un comportement typique des sables lâches appelé liquéfaction statique, pour lequel la courbe du déviateur de contrainte présente un pic de résistance, pour une déformation axiale relativement faible, suivi d'une réduction brutale et très marquée de la résistance jusqu'à atteindre un état résiduel appelé état stable de déformation (Poulos, 1981) ;
- Cas B : un comportement intermédiaire entre la liquéfaction statique et le comportement d'un sol dense (dilatant). On observe ici une augmentation du déviateur de contrainte, puis une baisse jusqu'à une valeur de stabilisation et enfin une phase d'augmentation de la résistance à partir d'un déplacement de l'ordre de 15% de déformation axiale ;
- Cas C : un comportement dilatant pour lequel le déviateur de contrainte présente un point d'inflexion à 2% de déformation axiale, puis une croissance linéaire de la résistance au cisaillement en fonction des déformations jusqu'à une valeur de palier. Dans la figure présentant les chemins de contrainte (q , p') (figure IV.17 (c)), on a une première phase d'augmentation du déviateur suivie d'une évolution vers la gauche, traduisant un comportement contractant, jusqu'à un point caractérisant le changement de comportement du sol (de contractant à dilatant : état caractéristique). Puis, on assiste à une réaugmentation du déviateur suivant la direction de la droite d'état critique. L'échantillon montre ainsi une légère tendance à la contractance, puis le comportement dilatant devient prédominant. Ce comportement est caractéristique de sables denses. On peut également arriver à une stabilisation (figure IV.16).

IV.4.2.2. Groupe de neuf inclusions

Dans le cas des groupes de neuf inclusions, on trouve également des comportements différents du cas isolé. En effet, dans le cas d'un entr'axe de 2,83d, on retrouve pour le frottement latéral (figure IV.12 (b)), le même type de comportement spécifique que celui mis en évidence pour le groupe de cinq inclusions.

Toutefois, les différences sont accentuées et ceci dès le début du chargement. Le palier est obtenu après un déplacement de 6 mm pour l'entr'axe relatif de 2,83 (3 mm pour le groupe de 5). De plus, on retrouve ce type de comportement dans le cas de C1 (figure IV.12 (b)). Pour le cas C9, on verra par la suite qu'il en est de même.

De plus, dans le cas de l'entr'axe de 2d (figure IV.17) et pour les mêmes caractéristiques d'essai (essais CEGM26 et CEGM27) (tableau IV.2), les allures des courbes de mobilisation du frottement latéral sont différentes du cas de l'entr'axe de 2,83d et le déplacement nécessaire à la mobilisation complète du frottement latéral est supérieur à 20 mm.

Dans ce deuxième cas, on retrouve des analogies entre le comportement à l'interface et le comportement d'un sol soumis à un essai de cisaillement non drainé (figure IV.15 (a)). En effet, dans le cas de l'entr'axe relatif de 2, on a un comportement du sol autour de l'inclusion qui est similaire à un état intermédiaire entre la liquéfaction statique et le comportement d'un sol dilatant, correspondant au cas B (figure IV.15 (a)). En effet, on observe une phase initiale de contractance qui résulte d'une très grande densification et d'une forte augmentation des contraintes autour de l'inclusion centrale, et ceci aussi bien pour l'installation C1 que C9. La phase de contractance est toutefois la plus longue dans le cas C1, mettant ainsi en évidence une différence dans le champ de contraintes normales au fût. Puis, on a un changement d'évolution de la courbe, avec une nouvelle phase de mobilisation du frottement latéral, à partir d'un point (équivalent au point de l'état caractéristique), avec une réaugmentation du frottement latéral (traduisant un comportement dilatant) jusqu'à un palier de stabilisation de l'effort. Ceci est particulier à l'entr'axe relatif de 2 car le massif de sol autour de l'inclusion centrale est tellement comprimé que l'on assiste, au début de la phase de chargement, à un relâchement pouvant caractériser une phase de contractance du matériau autour de l'inclusion. Pour le cas de l'ordre d'installation C1, le relâchement se produit lors de l'installation des inclusions adjacentes, car l'inclusion centrale est soumise à des mouvements ascendants importants (paragraphe IV.3) et à de fortes variations de champ de contraintes autour du fût. En ce qui concerne l'ordre d'installation C9, le relâchement se produit sans doute lors de la phase de fonçage de l'inclusion centrale. En effet, le massif de sol enserré entre les 8 inclusions du groupe est fortement contraint lors de l'installation de la dernière inclusion au centre, ce qui peut entraîner ce relâchement et un comportement contractant au niveau de l'inclusion centrale lors de la phase initiale de chargement.

Donc, pour les deux entr'axes étudiés pour les groupes de neuf inclusions, on observe deux comportements différents à l'interface sol-inclusion, qui peuvent être dus à l'influence des paramètres suivants : les contraintes normales au fût, la densité de la zone de sol enserrée entre les inclusions et le broyage des grains. Ces trois paramètres évoluent probablement de manière distincte pour les deux entr'axes étudiés en raison de l'enserrement différent provoqué par l'installation des inclusions voisines.

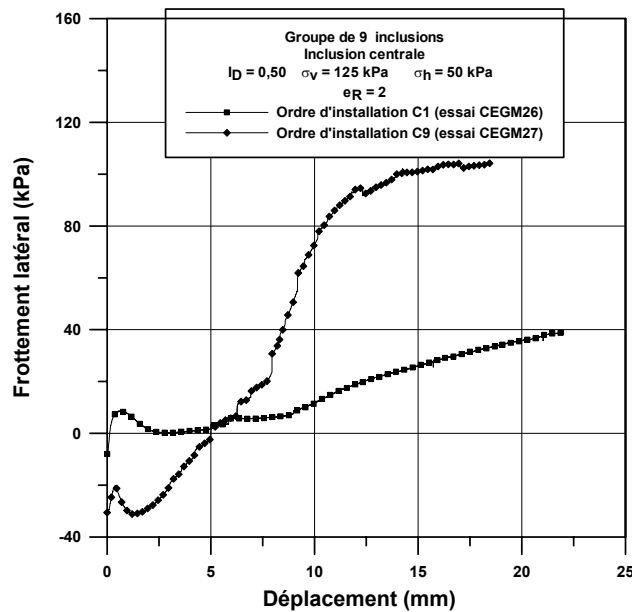


Figure IV.17 Mobilisation du frottement latéral dans le cas des groupes de 9 inclusions pour deux ordres d'installation (C1 et C9)

On peut supposer que l'enserrement est maximum dans le cas de l'espacement de $2d$ par rapport à celui de $2,83d$. Et si on fait l'hypothèse de « volume constant » pour la zone de sol autour de l'inclusion centrale :

L'espacement de $2d$ correspond au cas d'une zone de sol très comprimé. Le chargement du groupe va se traduire dans un premier temps par un comportement contractant du matériau plus marquée que pour l'espacement de $2,83d$. Puis, lorsque cette zone s'est densifiée, les fortes contraintes appliquées au fût vont entraîner une mobilisation du frottement latéral plus forte que dans le cas de l'espacement de $2,83d$.

IV.4.3 Mise en évidence d'un effet de groupe dans le cas des essais de chargement

Pour mettre en évidence cet effet de groupe, on a comparé la réponse de l'inclusion centrale en frottement dans le cas où l'inclusion centrale était sollicitée avec l'ensemble du groupe et celui où elle était chargée seule. On a effectué un essai de chargement sur un groupe de cinq inclusions (essai CEGM29) dans lequel on a tout d'abord effectué un essai de chargement sur le groupe de cinq inclusions (cas 1) puis on a appliqué le même chargement (essai à déplacement contrôlé) en tête de l'inclusion centrale uniquement (cas 2). Le tableau IV.2 montre les caractéristiques de l'essai et les figures IV.18 (a) et (b) les résultats obtenus.

Essai	I_D	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	K_o	Entr'axe Relatif (e_R)	Ordre d'installation
CEGM29	0,50	125	50	0,40	2,83	C1

Tableau IV.2 Essai de chargement sur un groupe de cinq inclusions et sur l'inclusion centrale seule

On peut noter, sur la figure IV.18 (b), la différence de comportement à l'interface sol-inclusion au niveau de l'inclusion centrale pour les deux types de chargements. En effet, dans le cas du chargement du groupe de cinq inclusions, le frottement latéral mobilisé présente une allure identique à celle que l'on a déjà observée (figure IV.13 (c)). Mais par contre, dans le cas (2), on remarque une allure similaire à celle observée dans le cas de l'inclusion isolée avec une forte rigidité initiale suivi d'un palier.

De plus, le frottement latéral limite mobilisé sur l'inclusion centrale dans le cas du chargement du groupe est supérieur à celui obtenu dans le cas où seule l'inclusion centrale est chargée (figure IV.18 (a)). Toutefois, le palier est obtenu pour un déplacement plus important (3,5 mm) par rapport à 0,75 mm dans le cas où elle est chargée seule. Ceci montre donc bien la particularité du comportement de l'inclusion au sein du groupe.

Dans le premier cas, les cinq inclusions du groupe se déplacent dans le même sens et mobilisent chacune leur zone d'influence dans le sol. Lorsque le groupe est sollicité, l'ensemble des zones d'influence des inclusions va s'entrecroiser provoquant un enserrement du sol autour de l'inclusion centrale. On pourra ainsi parler de « condition de volume constant », ce qui peut justifier notre interprétation. Dans le second cas, en revanche, on se retrouve dans un cas équivalent à celui du fonçage où l'installation d'un des pieux du groupe entraîne des variations de contraintes autour des pieux déjà installés et modifie les conditions initiales de la zone de sol autour de l'inclusion, mais la « condition de volume constant » n'est plus assurée.

Pour la résistance en pointe (figure IV.18 (b)), on retrouve bien l'effet de groupe négatif avec une résistance en pointe mobilisée supérieure dans le cas où l'inclusion est chargée seule. De plus, on ne note pas de différence de comportement particulière avec néanmoins une augmentation de celle-ci entre le premier et le second cas (2,8 MPa à 5,33 MPa soit une augmentation de 90 %). Ce qui dénote encore une fois la particularité de l'effet de groupe (relativement au chargement) par rapport au chargement d'une inclusion seule même si celle-ci est au sein d'un groupe.

IV.4.4 Répétabilité des essais en groupe

Pour l'étude de la répétabilité des essais, on a procédé de la même manière que dans le cas de l'inclusion isolée (cf. paragraphe IV.1). On compare la réponse du groupe pour des caractéristiques d'essai données ($I_D = 0,55$; $\sigma_v = 250$ kPa ; $\sigma_h = 100$ kPa ; $e_R = 2,83$; ordre d'installation C1 : essais CEGM2 et CEGM3). On s'intéresse essentiellement ci-dessous aux

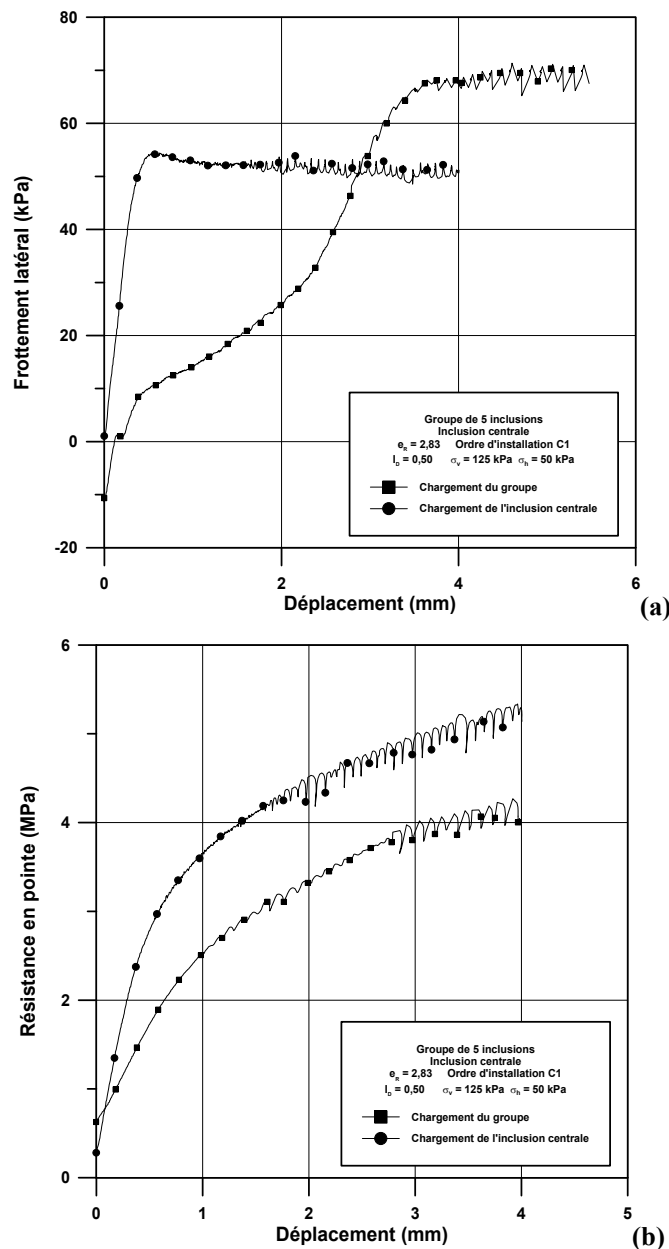


Figure IV.18 Comparaison entre les courbes de mobilisation du frottement latéral (a) et de la résistance en pointe (b) du modèle central dans le cas du chargement des 5 inclusions et dans le cas du chargement de l'inclusion centrale seule (essai CEGM29)

courbes de chargement globale en tête du groupe ainsi qu'aux courbes de mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral obtenues pour l'inclusion centrale. L'étude s'est orientée en effet essentiellement sur le comportement de l'inclusion centrale au sein des cellules élémentaires de cinq et neuf inclusions (la plus représentative au sein d'un groupe). Lors de ces deux essais, on a utilisé la procédure suivante : on a installé l'inclusion centrale. Puis, on a effectué un chargement monotone en compression. On a ensuite installé les quatre inclusions les plus proches (pour la configuration choisie) puis on a chargé le groupe (essais CEGM2 et CEGM3). Enfin, on a installé les quatre dernières inclusions de la cellule de neuf et on a chargé le groupe (essais CEGM19 et CEGM20).

(a) Groupe de cinq inclusions

La figure IV.19 présente la répétabilité relative à l'effort en tête mesuré sur le groupe. Celle-ci est correcte (palier obtenu à environ 32 kN). Les figures IV.20 (a) et (b) présentent les mêmes résultats en terme de résistance en pointe et de frottement latéral. Sur ces figures, on peut remarquer la bonne répétabilité concernant les contraintes résiduelles au début de l'essai de chargement ainsi que l'allure des courbes de chargement et les paliers correspondant aux charges critiques (7,5 MPa pour la résistance en pointe et 150 kPa pour le frottement latéral). En ce qui concerne les déplacements nécessaires pour l'obtention des charges de palier, ils sont également très proches pour les deux essais et ceci pour les trois grandeurs mesurées (2 mm pour l'effort en tête, supérieur à 5 mm pour la résistance en pointe et compris entre 3 et 4 mm pour le frottement latéral).

(b) Groupe de neuf inclusions

La figure IV.21 présente la comparaison des groupes de chargement globales correspondant aux deux groupes testés, confirmant le bon niveau de répétabilité. Les figures IV.22 (a) et (b) montrent les courbes de répétabilité relatives à la résistance en pointe et au frottement latéral. Sur ces figures, on peut observer, dans les deux cas, une bonne répétabilité en terme d'allures des courbes de mobilisation et des valeurs de palier obtenues. En ce qui concerne les contraintes résiduelles de départ, la résistance en pointe présente une bonne répétabilité. Pour le frottement latéral, on note une différence importante entre les deux contraintes résiduelles obtenues au début du chargement. Cette différence est due au fait que, lorsque les neuf inclusions sont installées, l'inclusion centrale continue de subir l'influence des inclusions installées en dernier (mouvement ascendant ou descendant) et, comme les inclusions sont bloquées dans la direction ascendante par le vérin avant d'être chargées, il est possible que certaines d'entre elles soient déjà soumises à un « chargement » puisqu'elles ne peuvent se décharger et c'est ce qui peut expliquer le frottement latéral résiduel proche de -10 kPa pour l'essai CEGM20. Ces phénomènes peuvent être dus à des mouvements du sol enserré (ascendants ou descendants) résultant du mouvement des inclusions adjacentes. Ils peuvent aussi être dus à un problème expérimental car les inclusions devaient être mises en contact avec le vérin par un système de vis (voir chapitre II), et il est alors possible que le vérin exerce déjà un effort sur ces inclusions (bords, coins ou centrale) ce qui a un effet sur le frottement latéral de l'inclusion centrale. Ces phénomènes sont atténués en pointe car, cela se traduit par de faibles déplacements de l'inclusion.

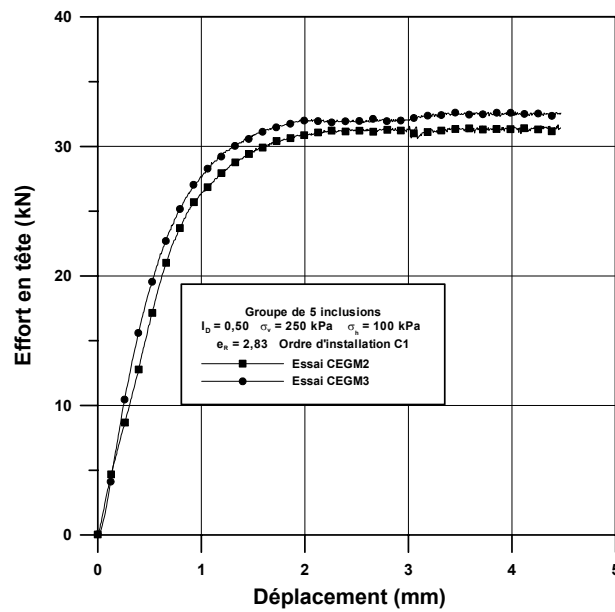


Figure IV.19 Essais de répétabilité ; réponse globale en tête des cellules de cinq inclusions testées

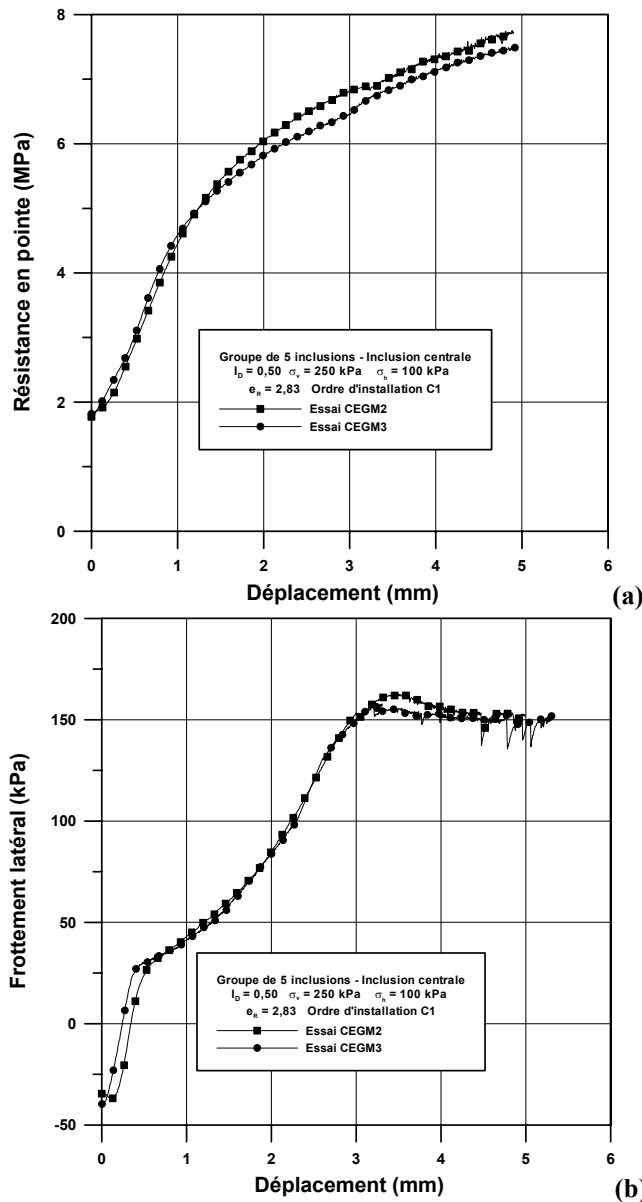


Figure IV.20 Essais de répétabilité ; mobilisation de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) de l'inclusion centrale dans le cas d'un groupe de cinq modèles

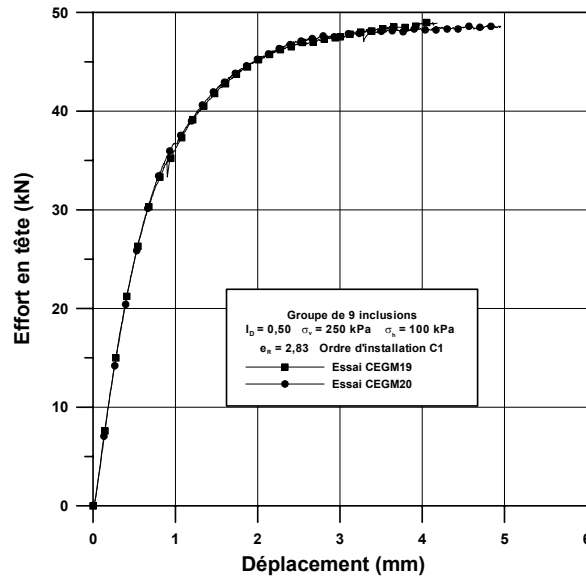
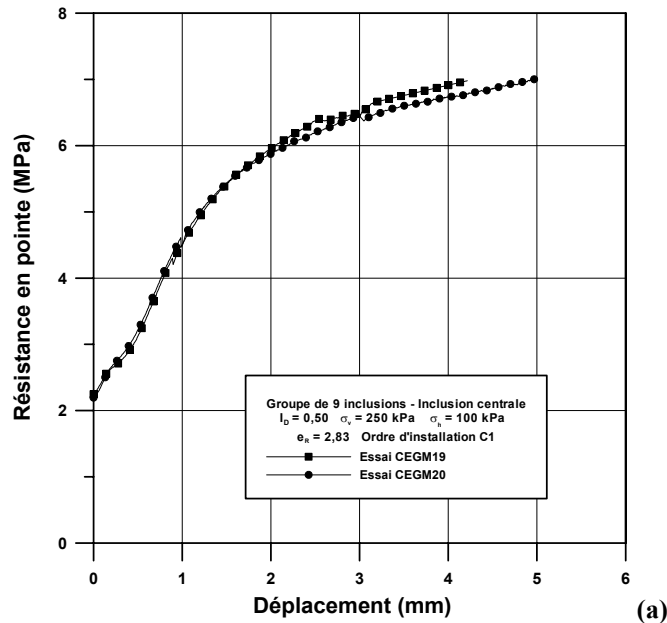
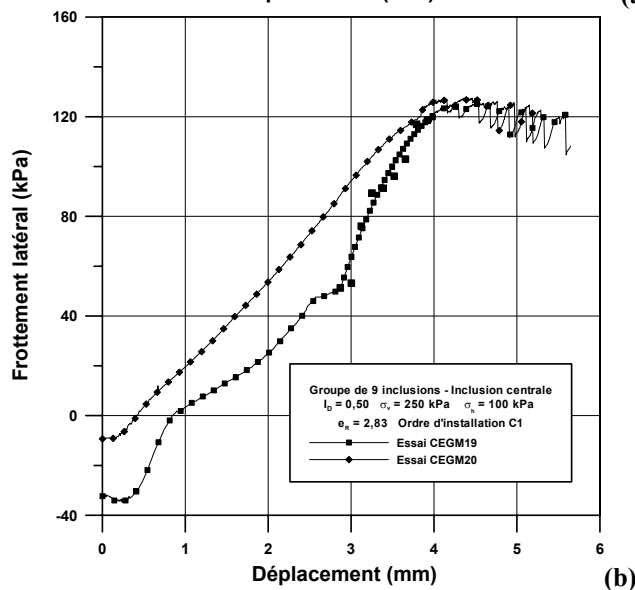


Figure IV.21 Essais de répétabilité ; réponse globale en tête des cellules de neuf inclusions testées



(a)



(b)

Figure IV.22 Essais de répétabilité ; mobilisation de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) de l'inclusion centrale dans le cas d'un groupe de neuf modèles

IV.5 INFLUENCE DE PARAMETRES SIGNIFICATIFS SUR LE COMPORTEMENT DES GROUPES DE CINQ INCLUSIONS

Comme cela a déjà été spécifié dans le programme expérimental, ce travail s'inscrit dans la continuité des travaux entrepris par Francis (1997). Il a eu comme objectifs principaux d'approfondir ces premiers travaux et d'aborder de nouveaux aspects relatifs à l'étude des effets de groupe. Le programme des essais réalisés a été décrit dans le tableau IV.2. Les paramètres étudiés sont : l'entr'axe relatif, l'ordre d'installation, l'indice de densité, le niveau de contrainte appliqué au massif ainsi que le sens de chargement (compression/traction).

Cette partie se décompose en trois sous-parties : on présente tout d'abord l'influence des différents paramètres étudiés sur la réponse sous chargement monotone en compression de la charge en tête du groupe, de la résistance en pointe et du frottement latéral sur l'inclusion centrale. On effectue ensuite l'étude de l'effet de groupe en traction (arrachement de l'inclusion), que l'on compare à l'effet de groupe en compression. Finalement, on quantifie l'effet de groupe en terme de coefficients d'efficacité globaux et partiels. Ces derniers sont déterminés à partir des valeurs obtenues pour le frottement latéral et la résistance en pointe sur l'inclusion centrale. On compare notamment les coefficients d'efficacité obtenus dans ce travail avec ceux obtenus par Francis (1997).

IV.5.1 Influence de l'entr'axe relatif sur l'effet de groupe

Lors de l'étude bibliographique, on a pu voir que le paramètre entr'axe relatif est essentiel dans l'étude de l'effet de groupe. Pour l'ordre d'installation C1, on a étudié l'influence de ce paramètre pour deux niveaux de contrainte ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa et $\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa), pour un indice de densité de 0,50. Pour le niveau de contrainte correspondant à $\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa, les deux espacements étudiés sont 2d et 2,83d pour un ordre d'installation C1 (essais CEGM5 et CEGM2). Pour le niveau de contrainte correspondant à $\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa, trois espacements ont été étudiés à savoir 2d ; 2,83d et 4d pour l'ordre d'installation C1 (essais CEGM9, CEGM7 et CEGM11). L'ordre d'installation C5 est présenté dans l'étude de la quantification de l'effet de groupe. Sur la figure IV.23, on montre l'influence de l'entr'axe relatif sur la charge en tête du groupe pour le niveau de contraintes ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa) et l'ordre d'installation C1. Les allures sont assez similaires dans le cas des entr'axes relatifs de 2,83 et 4, avec un palier obtenu pour un déplacement de l'ordre de 1,5 à 2 mm soit 0,1d et les valeurs obtenues au palier sont très proches (18,5 kN). Pour l'entr'axe relatif de 2, le déplacement est de 3,5 à 4 mm soit 0,2d, pour l'obtention du palier, et la valeur mesurée (17,5 kN) est inférieure à celle obtenue pour les entr'axes relatifs précédents. Pour le niveau de contraintes correspondant à $\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa, (figure IV.25) on peut faire des observations analogues, avec cette fois une

différence plus marquée entre les entr'axes relatifs de 2 et 2,83 (des efforts en tête respectifs de 22 kN et 26 kN). Les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe pour les trois entr'axes relatifs pour des contraintes verticales de $\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_v = 250$ kPa. sont respectivement représentées sur les figures IV.24 (a) et (b) et IV.26 (a) et (b).

Pour la résistance en pointe tout d'abord, pour le niveau de contraintes ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa) (figure IV.24 (a)), les contraintes résiduelles sont minimales pour l'entr'axe relatif le plus faible (2d). Le déplacement nécessaire pour la mobilisation de la résistance en pointe est de l'ordre de 6 mm (30% de diamètre de pieu) et est supérieur à celui observé pour les deux autres entr'axes (2,83d et 4d) (4 mm soit 20% de diamètre de l'inclusion). Ce résultat se retrouve pour le deuxième niveau de consolidation traité ici ($\sigma_v = 250$ kPa) (figure IV.26 (a)).

Quant aux efforts obtenus, on constate une augmentation quand l'entr'axe passe de 2d à 2,83d. Pour l'espacement de 4d, cependant, on constate une évolution avec en premier lieu une pente similaire à celle obtenue dans le cas de la courbe de mobilisation pour l'espacement de 2,83d puis la pente diminue et la courbe atteint un palier correspondant à la valeur la plus faible pouvant traduire un relâchement sous la pointe. Pour le niveau de contraintes ($\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa), il en est de même pour les espacements de 2d et 2,83d.

Pour le frottement latéral (figure IV.24 (b)), on constate tout d'abord des différences entre les allures des différentes courbes pouvant traduire des comportements différents. En ce qui concerne les valeurs de palier obtenues, elles sont assez proches pour les trois entr'axes étudiés. Toutefois, on peut constater que ces valeurs continuent d'augmenter dans le cas des entr'axes relatifs de 2 et 2,83 avec des valeurs supérieures obtenues dans le cas de 2. En revanche, dans le cas de l'entr'axe relatif de 4, un palier assez net est atteint et est ainsi la valeur la plus faible. De plus, le déplacement nécessaire pour mobiliser complètement le frottement latéral est beaucoup plus important pour l'entr'axe relatif de 2 (5 mm soit 0,25d). Pour les entr'axes relatifs de 2,83 et 4, les allures sont qualitativement similaires, avec une mobilisation du frottement latéral de palier qui intervient pour des déplacements de l'ordre de 2,5 à 3 mm (soit de l'ordre de 0,15d). Pour le niveau de contrainte correspondant à $\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa, on a bien la contrainte résiduelle au début de l'essai qui est la plus grande en valeur absolue pour l'entr'axe relatif le plus grand (2,83). Par contre, la valeur de palier est la plus grande pour l'espacement de 2,83d et la différence entre les deux espacements est assez nette (84 kPa pour 2d et 150 kPa pour 2,83d) (figure IV.26 (b)). La différence entre l'espacement de 2d et 2,83d semble ainsi s'accroître quand le niveau de consolidation augmente.

On constate ainsi que globalement, l'installation d'inclusions a provoqué un enserrement du

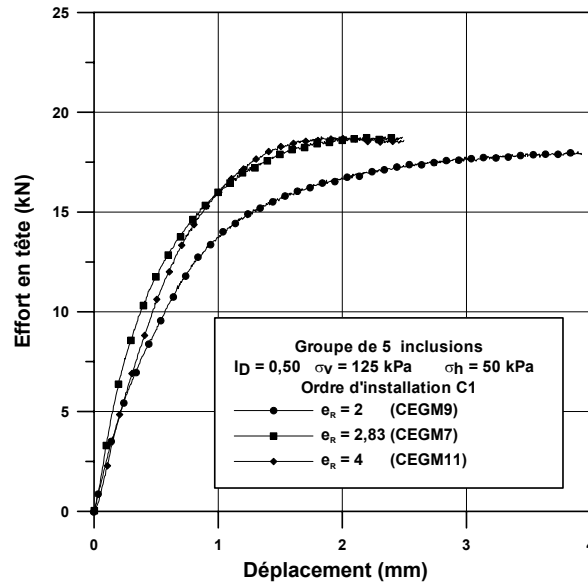


Figure IV.23 Influence de l'entr'axe sur la charge globale dans le cas des groupes de cinq inclusions pour une contrainte de consolidation verticale (σ_v) de 125 kPa

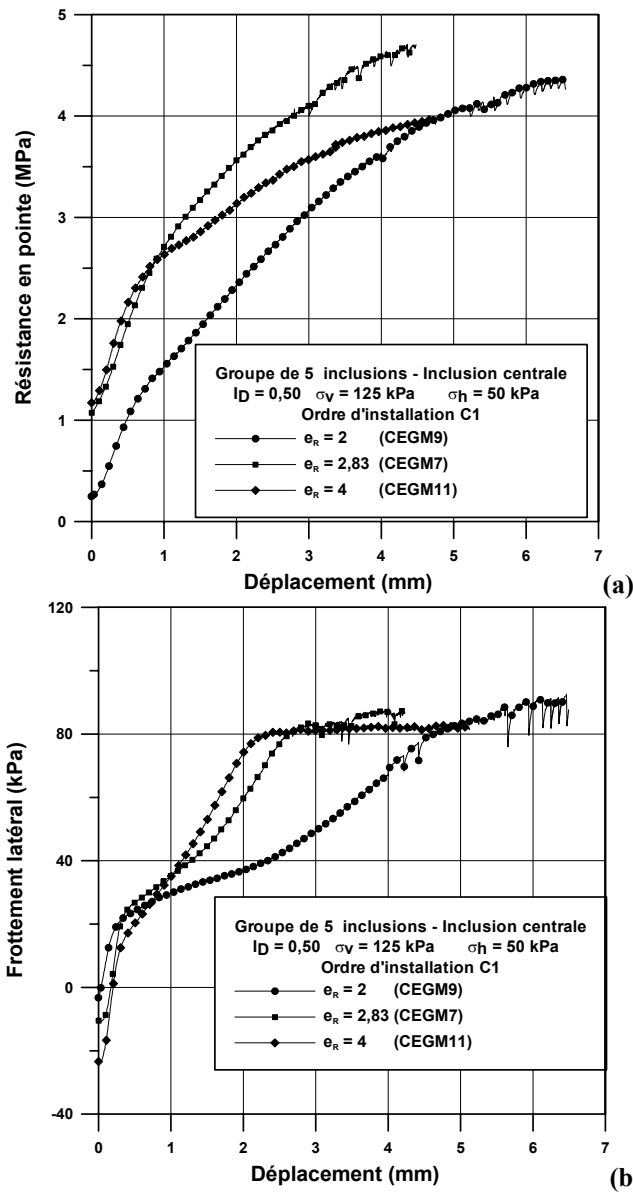


Figure IV.24 Influence de l'entr'axe sur la mobilisation de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) pour une contrainte de consolidation verticale (σ_v) de 125 kPa

sol autour de l'inclusion centrale et s'est traduite par une augmentation du frottement latéral mobilisé par rapport au cas isolé. Pour la résistance en pointe, cependant, on constate plutôt une diminution de l'effort mobilisé par rapport au cas isolé, pouvant rendre compte d'un fort relâchement de la zone de sol sous la pointe. Pour essayer d'interpréter les différences observées entre les différents entr'axes pour l'ordre d'installation C1, on peut se référer à l'analogie faite dans le paragraphe IV.4.1 entre le comportement du sol à l'interface sol-inclusion et celui d'un échantillon de sol soumis à un chargement monotone non drainé.

L'installation des inclusions voisines, dans le cas de l'entr'axe relatif de 2, se traduit par un fort relâchement des contraintes normales en pointe (la valeur résiduelle diminue) et par une augmentation du frottement latéral résiduel jusqu'à des valeurs proches de zéro, par rapport à une valeur initiale de l'ordre de -10 kPa (figure IV.6). Les valeurs résiduelles en pointe obtenues en fin de fonçage des inclusions sont effectivement d'autant plus faibles que l'espacement est faible (tableau IV.5), avec des valeurs respectives de 0,25, 1,06 et 1,17 MPa pour les entr'axes relatifs de 2, 2,83 et 4 (essais CEGM7, CEGM9 et CEGM11). Pour le frottement latéral résiduel, on obtient respectivement -4 , -11 et -23 kPa pour les entr'axes relatifs de 2, 2,83 et 4.

De plus, sur la figure IV.24 (b), on peut mettre les courbes de frottement latéral à zéro (translation dans le sens de l'axe des ordonnées). Ainsi, on peut voir une augmentation des efforts mobilisés d'autant plus fort que l'espacement est grand. En terme de contraintes normales, on peut considérer que l'ajout d'inclusions, autour de l'inclusion centrale déjà installée (C1), est d'autant plus défavorable (les contraintes normales diminuent) que l'espacement est faible. Une autre interprétation serait que l'installation d'inclusions, autour de l'inclusion centrale, se traduit par une augmentation des contraintes normales et une densification de la zone de sol autour de l'inclusion centrale d'autant plus importants que l'espacement est petit. Par conséquent, cette zone présenterait un comportement contractant d'autant plus marqué que l'entr'axe relatif est faible.

Les différences de comportement les plus nettes apparaissent entre l'entr'axe relatif de 2 et les deux autres entr'axes relatifs (2,83 et 4). Ces résultats sont similaires à ceux obtenus par Whitaker (1957). Il a expliqué cette différence par le fait que les mécanismes de rupture étaient différents dans ces deux cas avec une rupture de type bloc monolithique dans le cas de l'espacement de $2d$ et une rupture du système sol-inclusion quand l'espacement était plus grand. Toutefois, on a pu remarquer des phénomènes bien spécifiques au comportement de la zone de sol enserré autour de l'inclusion centrale dans le cas de l'entr'axe de $2d$. Le relâchement est en effet beaucoup plus accentué que pour les deux autres cas.

Dans les cas étudiés ici, on peut considérer que la réponse d'un groupe de pieux peut se

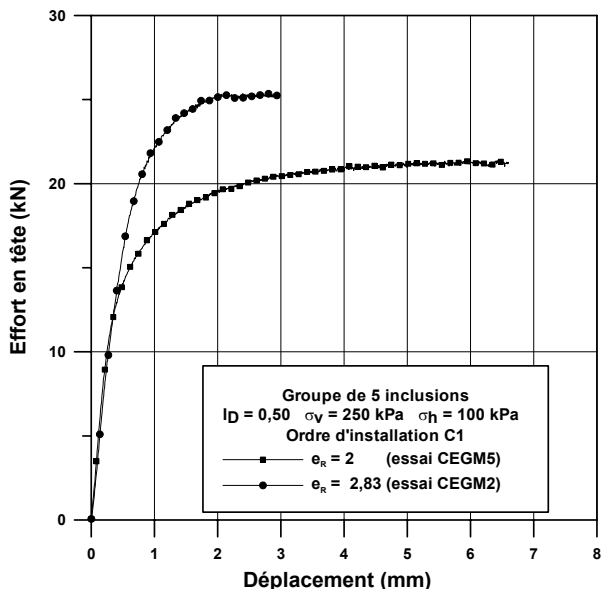


Figure IV.25 Influence de l'entr'axe sur la charge globale dans le cas des groupes de cinq inclusions pour une contrainte de consolidation verticale (σ_v) de 250 kPa

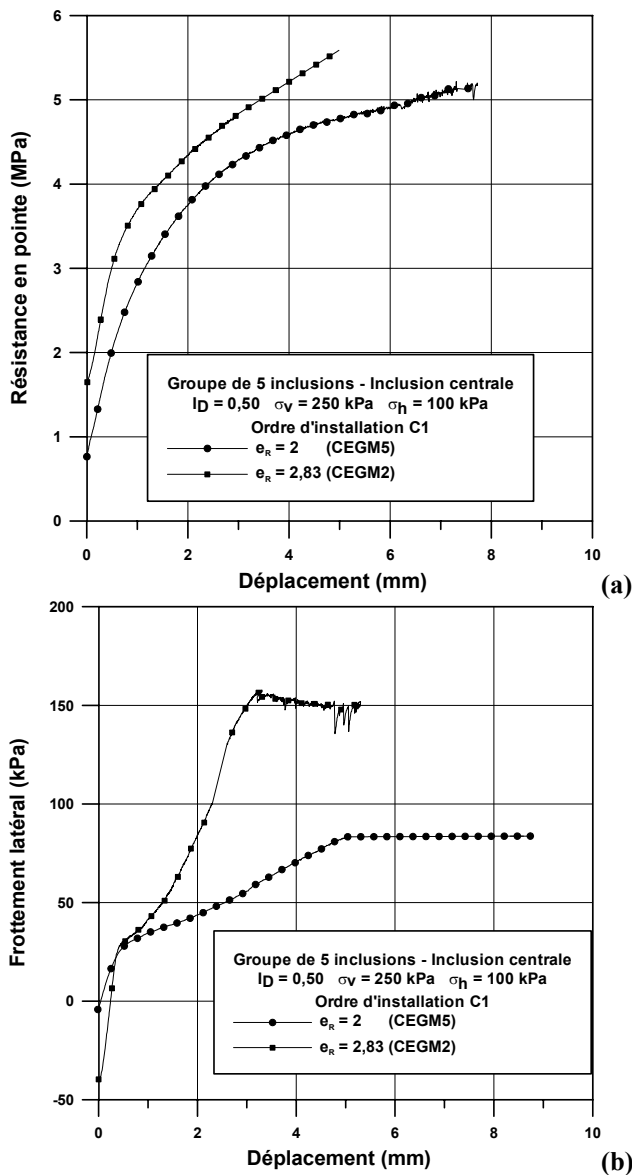


Figure IV.26 Influence de l'entr'axe sur la mobilisation de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b)

décomposer en phases successives correspondant à l'obtention de la rupture pour des pieux donnés (coin, central, etc...) jusqu'à la rupture complète de l'ensemble des inclusions du groupe. Ces aspects ont déjà été abordés par Francis (1997) et dans la partie relative aux essais typiques où on a montré que, dans le cas C1, la mobilisation des efforts (effort en tête, résistance en pointe et frottement latéral) était plus rapide dans le cas de l'inclusion au bord (figure IV.13). Ces résultats sont similaires à ceux obtenus par Whitaker (1957) (figure IV.14).

IV.5.2 Influence de l'ordre d'installation sur l'effet de groupe

Comme les premiers résultats présentés dans la thèse de Francis (1997) le montrent, ce paramètre, bien que peu étudié jusqu'ici, semble jouer un rôle très significatif quant à l'effet de groupe. On a étudié le cas de deux ordres d'installation (C1 et C5) pour un niveau de confinement ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa) et pour deux entr'axes relatifs (2 et 2,83) (essais CEGM7 à CEGM10). Les deux ordres d'installation étudiés correspondent aux cas extrêmes qui doivent permettre d'obtenir des effets maximums dans un sens ou dans l'autre.

La figure IV.27 présente l'évolution de l'effort en tête pour les deux ordres d'installation C1 et C5. Les différences ne sont pas significatives pour l'entr'axe relatif (e_R) de 2,83, mais pour $e_R = 2$, on peut constater une charge en tête du groupe supérieur dans le cas de l'ordre d'installation C5 par rapport à l'ordre d'installation C1. On retrouve ainsi la spécificité liée à l'entr'axe relatif de 2. On va tenter d'expliquer ces différences à partir du frottement latéral et de la résistance en pointe mesurés sur l'inclusion centrale.

Pour la résistance en pointe, on retrouve des différences du même ordre (figure IV.28 (a)). Pour l'entr'axe relatif $e_R = 2$, on constate que la contrainte résiduelle la plus faible est obtenue pour l'ordre d'installation C1, résultant du relâchement des contraintes sous la pointe en raison du mouvement ascendant de l'inclusion centrale lors du fonçage des inclusions adjacentes. La charge de rupture obtenue est supérieure dans le cas C5. On observe également, pour la résistance en pointe, un pic puis une diminution jusqu'à une résistance en pointe "résiduelle" dans le cas de l'ordre C5, pics obtenus pour des déplacements de l'ordre de 1 mm. Dans le cas de l'ordre C1, le déplacement nécessaire à l'obtention des paliers est de l'ordre de 4 à 6 mm.

Pour la mobilisation du frottement latéral sur l'inclusion centrale, on constate, pour les deux entr'axes relatifs utilisés (figure IV.28.(b)), des différences dans les allures des courbes et dans les valeurs de palier obtenues. En effet, pour $e_R = 2,83$, les déplacements nécessaires pour l'obtention du palier pour l'ordre d'installation C1 et C5 sont respectivement de 3 mm et 2 mm, et les valeurs obtenues au palier sont également très différentes (85 kPa pour C1 et 122 kPa pour C5). Pour le cas $e_R = 2$, les différences sont accentuées, avec des déplacements respectifs de 3 mm et 5 mm, et les valeurs de palier présentent

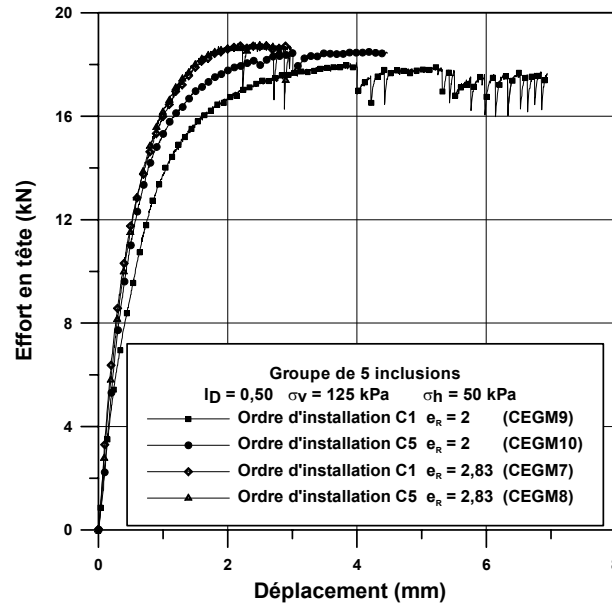


Figure IV.27 Influence de l'ordre d'installation sur la charge globale des groupes de cinq modèles

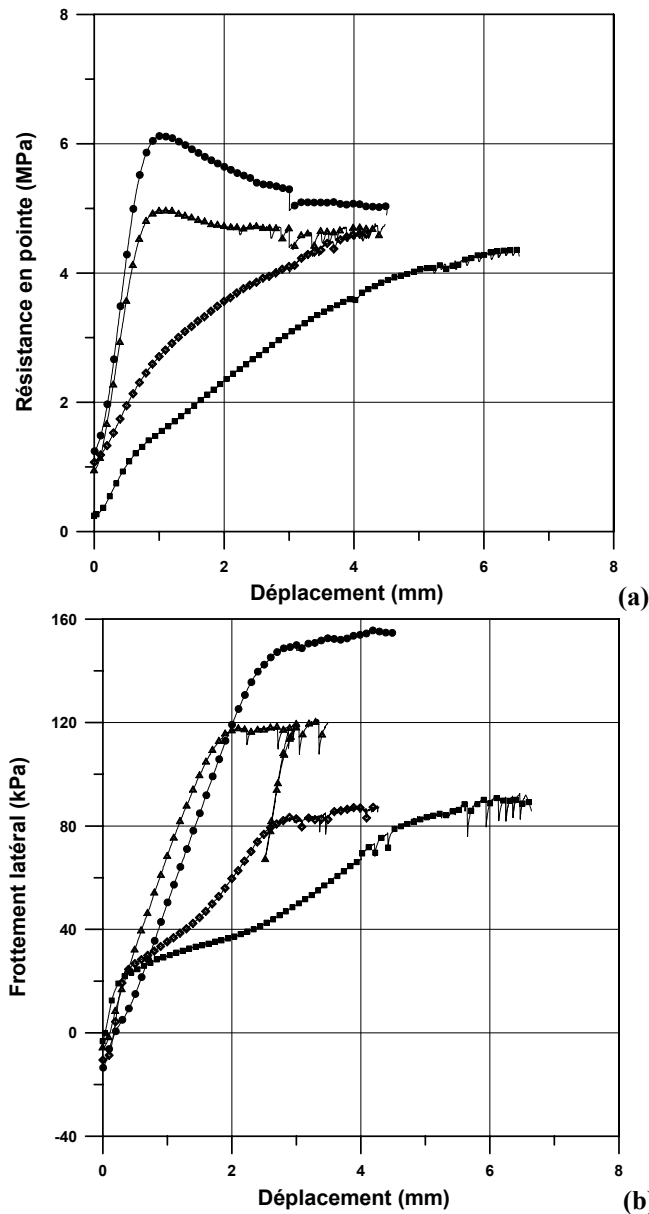


Figure IV.28 Influence de l'ordre d'installation sur la mobilisation de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b)

également une différence importante (92 kPa pour C1 et 155 kPa pour C5).

On peut également observer la forme convexe des courbes de mobilisation du frottement latéral pour l'ordre C5 et la forme concave dans le cas de l'ordre C1.

En outre, les différences observées confirment celles que l'on avait déjà observées dans l'étude de ce paramètre pour la phase de fonçage. Les contraintes résiduelles au début du chargement sont telles qu'elles sont plus grandes en valeur absolue pour l'ordre d'installation C5 témoignant d'une interaction pieu-sol différente de celle observée dans le cas C1, où l'on a probablement un relâchement des contraintes autour de l'inclusion (paragraphe IV.3).

Ces différences observées entre le cas où l'inclusion centrale est installée en premier et en dernier, ont aussi été observées par Whitaker (1957) en terme d'efforts en tête (figures IV.29.(a) et (b)). En effet, dans le cas où l'inclusion centrale était installée en premier, (figures IV.29.(a)) la charge reprise par cette dernière était inférieure à celle reprise par les autres pieux du groupe sauf pour le cas d'un espacement de $8d$, qui est équivalent au cas isolé,

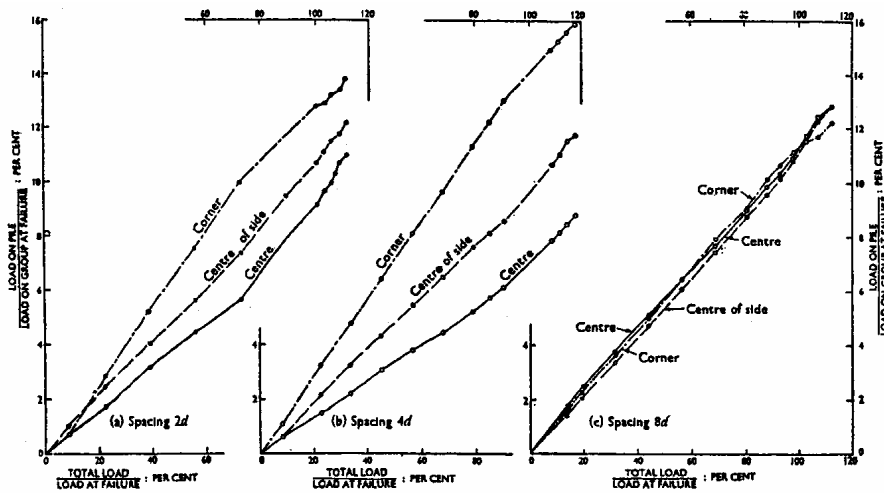


Figure III.2.29 (a) Distribution des efforts au sein du groupe pour trois entr'axe ($2d$, $4d$ et $8d$) ; avec l'inclusion centrale installée en premier et l'inclusion au bord installée en dernier (Whitaker, 1957)

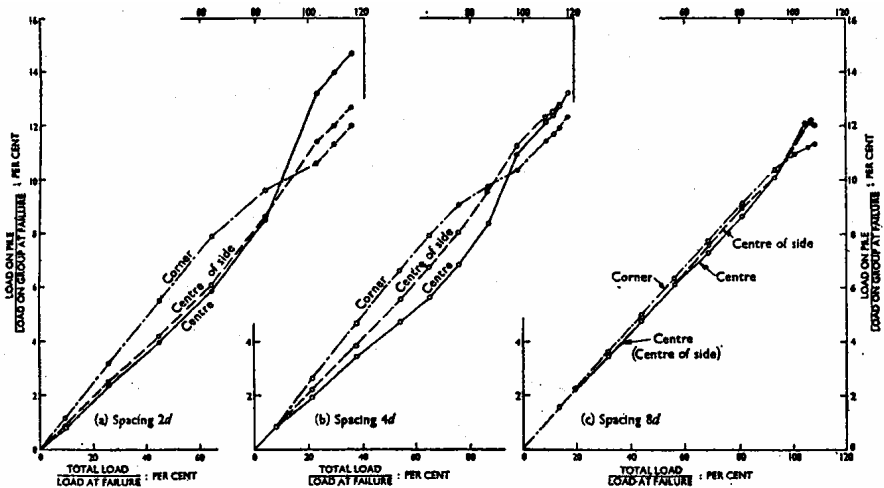


Figure III.2.29 (b) Distribution des efforts au sein du groupe pour trois entr'axe ($2d$, $4d$ et $8d$) ; avec l'inclusion centrale installée en dernier et l'inclusion au bord installée en premier (Whitaker, 1957)

où tous les pieux reprennent à peu près le même effort. Dans le cas où l'inclusion centrale est installée en dernier (figures IV.29.(b)), pour les faibles niveaux de chargement, l'effort repris par l'inclusion centrale est inférieur à celui repris par les autres pieux, avec des différences toutefois inférieures par rapport au premier cas. Cette tendance s'inverse au bout d'un certain effort appliqué sur le groupe, traduisant l'effet bénéfique du fort enserrement dont bénéficie l'inclusion centrale lorsqu'elle est installée en dernier au sein du groupe.

IV.5.3 Influence du niveau de contrainte initial sur l'effet de groupe

On a cherché ici à déterminer si l'influence du niveau de confinement appliqué au massif sur le comportement du groupe est du même ordre que celle observée dans le cas isolé. Trois niveaux de confinement ont été utilisés pour un indice de densité initial de 0,50, un ordre d'installation C1 et un entr'axe relatif de 2,83 (essais CEGM2, CEGM7 et CEGM17). En ce qui concerne l'effort global appliqué en tête du groupe (figure IV.30), on observe bien une augmentation de celui-ci avec le niveau de contrainte appliqué ainsi qu'une augmentation du déplacement nécessaire à sa mobilisation. La rigidité initiale ainsi que la valeur de palier augmentent avec le niveau de consolidation.

Les figures IV.31 (a) et (b) présentent les courbes de mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral de l'inclusion centrale pour les trois niveaux de consolidation étudiés.

La résistance en pointe relative à l'inclusion centrale (figure IV.31 (a)) présente une évolution pour ce paramètre similaire à celle qui était observée dans le cas de l'inclusion isolée.

En effet, on observe une augmentation assez significative de la résistance en pointe en fonction de ce paramètre. La contrainte résiduelle en début d'essai est maximale pour le niveau de confinement le plus élevé (1,1 MPa ; 1,9 MPa et 2,5 MPa pour des contraintes de consolidation verticales respectives de 125 kPa, 250 kPa et 500 kPa), ainsi que les valeurs maximales (4,4, 7,64 et 10,3 MPa pour des contraintes de consolidation verticales respectives de 125 kPa, 250 kPa et 500 kPa) (tableau IV.5). La pente initiale augmente également avec le confinement. En ce qui concerne le frottement latéral (figure IV.31 (b)), on peut observer l'augmentation quasi proportionnelle de celui-ci avec le niveau de consolidation avec des valeurs maximales de frottement respectivement de 84 kPa ; 163 kPa et 282 kPa pour des contraintes de consolidation verticales de 125 kPa, 250 kPa et 500 kPa (tableau IV.5). De plus, pour les trois niveaux de contraintes verticales étudiés, on peut observer des maxima suivis de radoucissement jusqu'à une valeur de frottement latéral final. Le déplacement nécessaire à l'obtention du palier semble être indépendant du niveau de confinement. La rigidité initiale augmente également avec le niveau de confinement. Quant aux contraintes résiduelles, elles augmentent également avec le niveau de consolidation avec respectivement des valeurs de -11 kPa ; -37 kPa et -99 kPa.

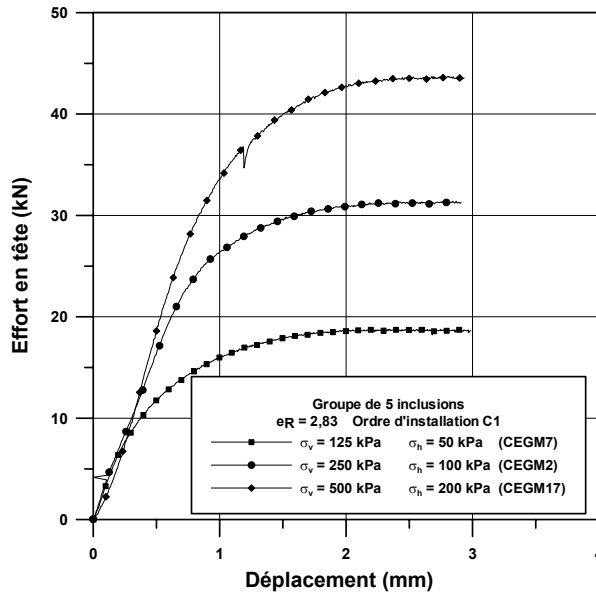


Figure IV.30 Influence de la contrainte de consolidation sur la charge globale des groupes de cinq inclusions

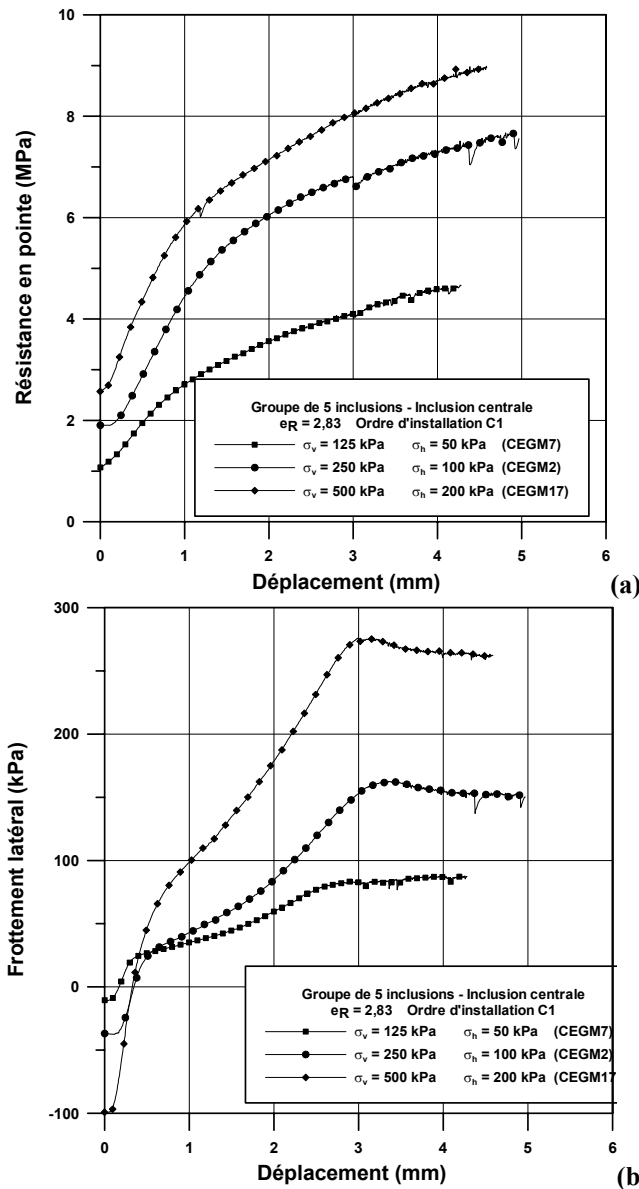


Figure IV.31 Influence de la contrainte de consolidation sur les courbes de mobilisations de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) de l'inclusion centrale au sein d'un groupe de cinq inclusions

Les observations faites dans ce paragraphe, montrent que, comme dans le cas de l'inclusion isolée, l'augmentation du niveau de contrainte entraîne une augmentation des efforts globaux et unitaires. Cette augmentation est quasi proportionnelle dans le cas du frottement latéral de l'inclusion centrale mais pas pour la résistance en pointe. Foray *et al.* (1995) ont également étudié l'influence du niveau de consolidation sur l'effet de groupe (tableau IV.3) et ont trouvé que pour la résistance en pointe, l'influence de ce paramètre était négligeable dans le cas de l'entr'axe de 2d mais qu'il était tout à fait significatif pour l'entr'axe de 3d. Pour le frottement latéral, ils ont montré que dans le cas d'une augmentation du niveau de consolidation, pour les groupes ayant un espacement de 2 à 3d, on constate aussi que l'augmentation du frottement moyen est indépendante de l'espacement (valeurs comprises entre 30 et 50 kPa), contrairement aux résultats trouvés dans le cas des groupes de cinq inclusions, où, pour chaque niveau de confinement, on constate une nette différence des mesures obtenues pour chacun des espacements, (figure IV.23 et figures IV.24 (a) et (b)).

σ_v	Résistance en pointe q_p (MPa)			Frottement latéral f_s (kPa)		
	isolé	groupe 2d	groupe 3d	isolé	groupe 2d	groupe 3d
Surface libre	4,3	4,5	3,25	6-8	8-12	18
100 kPa	5	5	4	21	30-50	40-50

Tableau IV.3 Synthèse des valeurs de résistance en pointe et de frottement limites (Foray *et al.*, 1995)

La contrainte de consolidation appliquée au massif semble ainsi avoir une influence positive sur le comportement du groupe et notamment sur l'inclusion centrale qui bénéficie de l'augmentation de celle-ci et donc de l'augmentation des contraintes normales dans la zone de sol autour de l'inclusion.

IV.5.4 Influence de l'indice de densité sur les comportements observés

Trois indices de densité ont été étudiés ($I_D = 0,45$; $0,55$ et $0,83$) pour un niveau de confinement ($\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa), l'ordre d'installation C1 et un entr'axe relatif de 2,83 (essais CEGM1, CEGM2 et CEGM4).

L'évolution de la charge en tête en fonction de l'indice de densité est représentée sur la figure IV.32. Les valeurs de palier obtenues augmentent bien avec l'indice de densité. Quant à la rigidité initiale, on observe surtout une différence entre $I_D = 0,45$, $0,55$ et $I_D = 0,83$. Les figures IV.33 (a) et (b) présentent les courbes de mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral de l'inclusion centrale pour les trois indices de densité étudiés. En ce qui concerne la résistance en pointe, on a une augmentation de celle-ci avec l'indice de densité. Toutefois, cette augmentation semble diminuer en intensité quand l'indice de densité

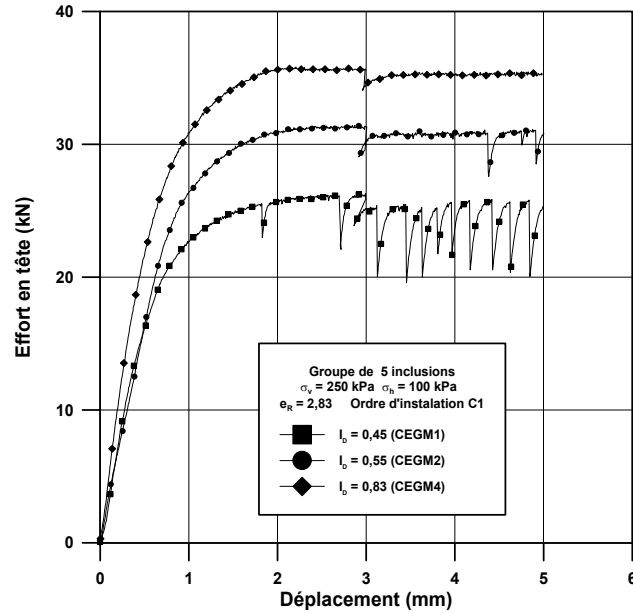


Figure IV.32 Influence de l'indice de densité sur la charge globale des groupes de cinq modèles

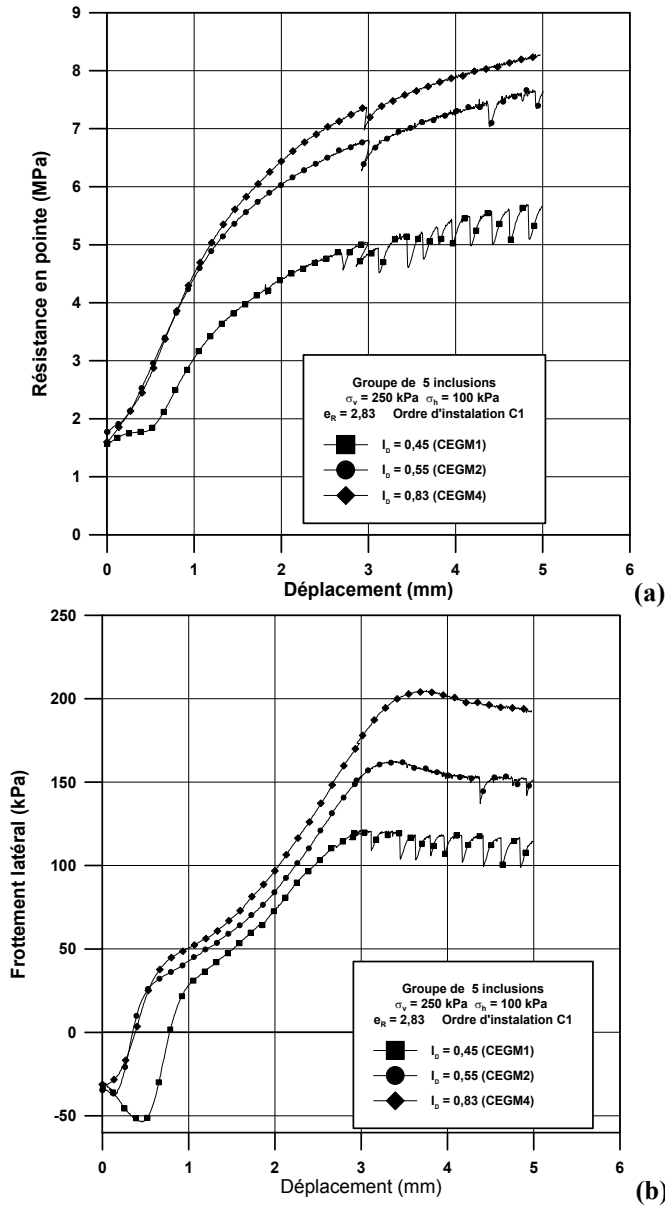


Figure IV.33 Influence de l'indice de densité sur les courbes de mobilisation de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b)

augmente (5,7, 7,6 et 8,3 MPa respectivement pour $I_D = 0,45, 0,55$ et $0,83$ (tableau IV.5). De plus, les contraintes résiduelles initiales sont pratiquement identiques (1,8, 1,9 et 1,6 pour les indices de densité croissants).

Pour le frottement latéral, on observe que l'allure des courbes est toujours la même avec une légère diminution de l'effort au début du chargement, suivie d'une phase d'augmentation qui présente deux pentes successives (la première étant la plus importante), un pic puis un radoucissement vers une valeur ultime à peu près stabilisée. La phase de diminution initiale est d'autant plus importante que l'indice de densité est faible, caractérisant le caractère contractant du massif de sol autour du fût au début du chargement. Les deux pentes successives, caractérisant la phase d'augmentation, semblent être indépendantes de l'indice de densité. Les pics, ainsi que les valeurs de frottement résiduel finales, augmentent avec l'indice de densité. Quant aux contraintes résiduelles, on n'observe pas de différences significatives pour les trois indices de densité étudiés.

IV.5.5 Essais de traction

On a effectué des essais d'arrachement sur des cellules élémentaires de cinq inclusions, pour un niveau de confinement défini par $\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa et un indice de densité de 0,55. Deux entr'axes relatifs ont été étudiés (2,83 et 4) ainsi que deux ordres d'installation (C1 et C5) (essais CEGM13 à CEGM16).

On ne présente ici que l'évolution du frottement latéral le long de l'inclusion centrale en fonction des paramètres d'étude (figures IV.34 à IV.37).

On peut également constater que l'on retrouve les mêmes allures, pour le frottement latéral mobilisé sur l'inclusion centrale, que celles obtenues dans le cas des essais en enfoncement, apportant ainsi quelques éléments supplémentaires quant à la validation des observations faites dans les paragraphes précédents. Le comportement à l'interface semble donc être similaire dans le cas de l'enfoncement et de l'arrachement.

On va maintenant étudier, dans le cas de la sollicitation en arrachement, l'influence de deux paramètres sur le comportement des groupes d'inclusions, à savoir l'entr'axe relatif et l'ordre d'installation. L'objectif est de voir si ces paramètres influent de la même façon sur l'effet de groupe dans la même mesure que pour les essais d'enfoncement.

IV.5.5.1. Influence de l'entr'axe relatif

Pour l'ordre d'installation C1 (figure IV.34) et l'ordre d'installation C5 (figure IV.35), on peut constater que le frottement latéral, le plus élevé (en valeur absolue), est obtenu pour l'espacement le plus faible comme dans le cas des essais d'enfoncement. De plus, les valeurs obtenues au palier sont du même ordre de grandeur (en valeur absolue) que celles obtenues dans le cas des essais d'enfoncement mais sont inversées en terme d'ordre d'installation. En

effet, les valeurs les plus élevées (en valeur absolues) sont obtenues pour le cas C1 (-134 kPa par rapport à 84 kPa pour $e_R = 2,83$ et C1, -101 par rapport à 122 kPa pour $e_R = 2,83$ et C5, -97 par rapport à 80 kPa pour $e_R = 4$ et C1, -83 kPa par rapport à 97 kPa pour $e_R = 4$ et C5).

IV.5.5.2. Influence de l'ordre d'installation

L'évolution du frottement latéral en fonction des deux ordres d'installation est représentée sur la figure IV.36 pour l'entr'axe relatif $e_R = 2,83$ et sur la figure IV.37 pour l'entr'axe relatif $e_R = 4$. Dans les deux cas, le frottement latéral maximum est le plus grand dans le cas de l'ordre d'installation C1. La rigidité initiale est également la plus grande dans le cas de C1. Une différence importante est toutefois à remarquer : pour $e_R = 2,83$, le frottement latéral, dans le cas C1, est nettement supérieur à celui obtenu dans le cas C5 alors que pour $e_R = 4$, c'est le même cas au début mais la courbe de mobilisation du frottement latéral atteint un pic puis diminue jusqu'à la même valeur résiduelle que celle obtenue dans le cas C5.

Ces différences de comportement observées entre les deux ordres d'installation, peuvent être expliquées par le processus d'installation de ces inclusions. En effet, dans le cas de l'ordre d'installation C5, l'inclusion centrale est installée en dernier et on peut assimiler le fonçage à un chargement de compression et le passage d'un chargement de compression à un chargement de traction est très défavorable. On y reviendra dans la partie relative au chargement cyclique. Dans le cas de l'ordre d'installation C1, l'inclusion centrale a subi les phases d'installation des inclusions voisines, qui se sont traduites par des variations des efforts résiduels en raison des mouvements d'entraînement du sol (généralement descendants puis ascendants). Ces derniers sont similaires à des successions de chargement de type compression-traction. Ainsi, on peut considérer que l'inclusion centrale sera moins influencée par la direction de chargement.

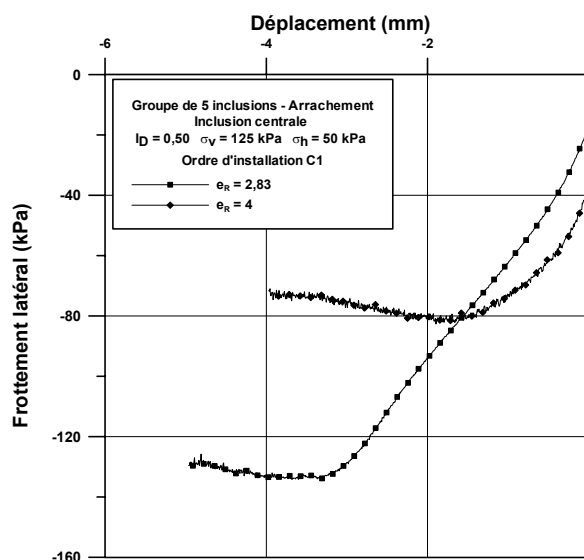


Figure IV.34 Influence de l'espaceur sur la courbe de mobilisation du frottement latéral pour l'ordre d'installation C1

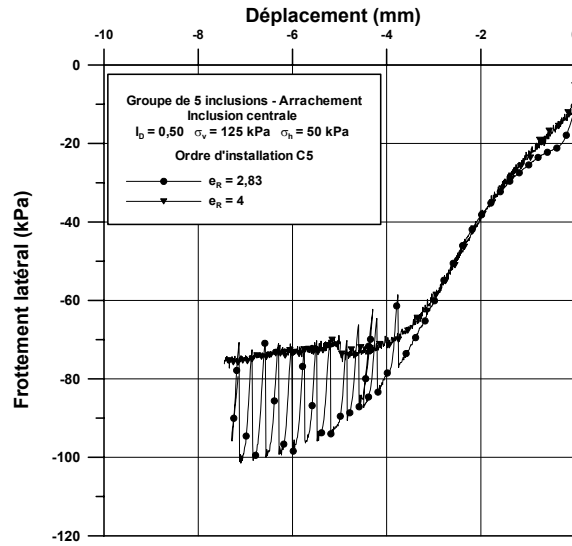


Figure IV.35 Influence de l'espacement sur la courbe de mobilisation du frottement latéral pour l'ordre d'installation C5

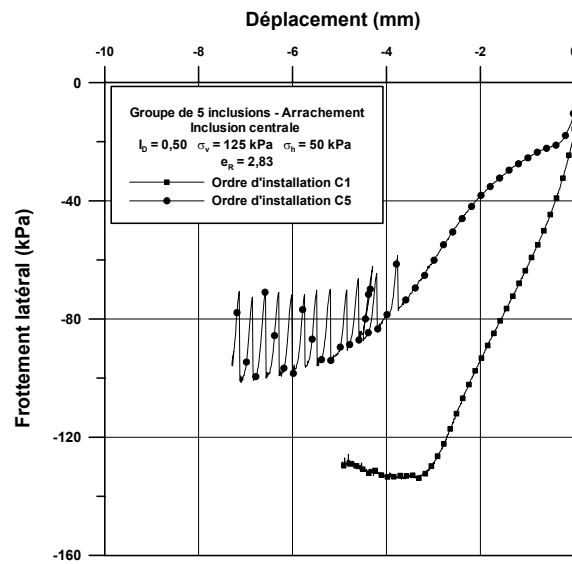


Figure IV.36 Influence de l'ordre d'installation sur la courbe de mobilisation du frottement latéral pour un espacement de 2,83 d

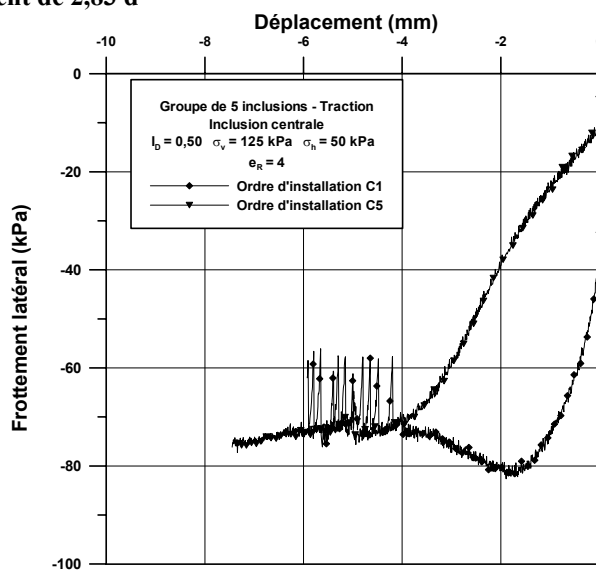


Figure IV.37 Influence de l'ordre d'installation sur la courbe de mobilisation du frottement latéral pour un espacement de 4 d

IV.5.6 Quantification des effets de groupe ; Coefficients d'efficacité

A partir des résultats présentés dans les parties précédentes, nous allons quantifier l'influence des différents paramètres étudiés sur l'effet de groupe.

L'étude bibliographique nous a montré la divergence des résultats entre les auteurs. On va donc tenter d'apporter de nouveaux éléments grâce à la méthodologie que nous avons adoptée dans le cadre de ce travail.

L'étude de l'évolution des coefficients d'efficacité, en fonction des différents paramètres, est généralement utilisée pour quantifier l'effet de groupe. On présentera ici trois coefficients d'efficacité différents : un coefficient d'efficacité relatif à la charge globale en tête du groupe (C_{EG}) ainsi que deux coefficients d'efficacité partiels relatifs à la résistance en pointe (C_{EPq}) et au frottement latéral (C_{EPf}) respectivement. Ces coefficients sont définis de la manière suivante :

$$C_{EG} = \frac{Q_{Glim}}{n * Q_T}$$

Avec Q_{Glim} : charge globale limite obtenue au palier pour le groupe

Q_T : Capacité portante de l'inclusion isolée en traction ou en compression

n : Nombre d'inclusions au sein du groupe

$$C_{EPf} = \frac{f_{Sgc}}{f_{S,pal}}$$

Avec f_{Sgc} : frottement latéral limite obtenue au palier pour l'inclusion centrale

$f_{S,pal}$: frottement latéral limite obtenue pour l'inclusion isolée

$$C_{EPq} = \frac{q_{Pgc}}{q_{P,pal}}$$

Avec q_{Pgc} : résistance en pointe limite obtenue au palier l'inclusion centrale

$q_{P,pal}$: résistance en pointe limite obtenue pour l'inclusion isolée

En outre, comme on a pu le voir dans les parties précédentes relatives à l'influence des différents paramètres sur la réponse des inclusions, les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe sur l'inclusion centrale présentent des paliers à la suite de déplacements supérieurs à 10% de diamètre du pieu, généralement pris en compte dans le cas isolé. En effet, les déplacements peuvent parfois atteindre 5 à 6 mm pour l'obtention des paliers. Ce sont ces valeurs de palier qui ont été prises en compte pour le calcul des coefficients d'efficacité partiels.

Les figures IV.38 (a) et (b) présentent une synthèse de l'évolution des coefficients d'efficacité partiels relatifs à la résistance en pointe et au frottement latéral en fonction de l'entr'axe relatif, pour deux niveaux de contraintes verticales (125 kPa et 250 kPa) et deux ordres d'installation (C1 et C5).

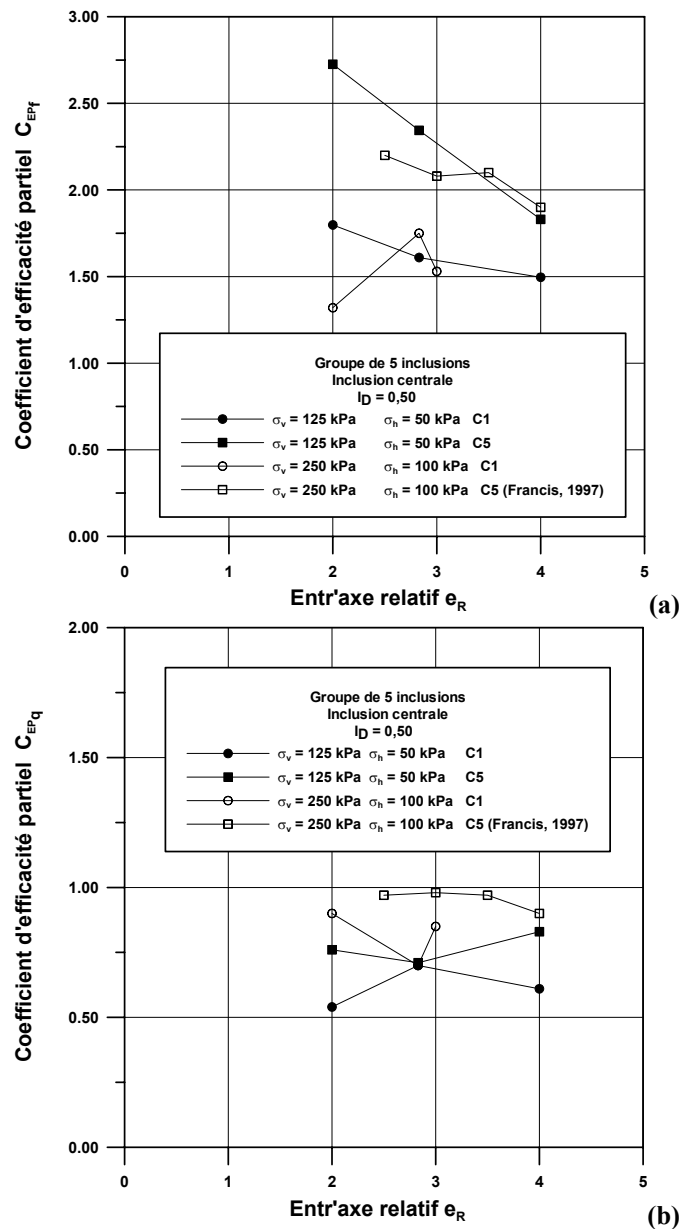


Figure IV.38 Influence de l'entr'axe relatif, de l'ordre d'installation et du niveau de consolidation sur les coefficients d'efficacité relatifs au frottement latéral (a) et à la résistance en pointe (b)

IV.5.6.1 Entr'axe relatif et ordre d'installation

Pour le frottement latéral (figure IV.38 (a)), on constate tout d'abord que les coefficients d'efficacité sont toujours supérieurs à l'unité. De plus, on a une diminution du coefficient d'efficacité partiel lorsque l'entr'axe relatif augmente, sauf dans le cas de la contrainte verticale de 250 kPa et l'ordre d'installation C1. Quant à l'influence de l'ordre d'installation, les coefficients d'efficacité obtenus dans le cas de l'ordre C5 sont supérieurs à ceux obtenus dans le cas C1.

En revanche, pour la résistance en pointe (figure IV.38 (b)), l'effet de groupe est généralement négatif, avec des valeurs inférieures à l'unité. En outre, les coefficients obtenus dans le cas C5 sont supérieurs à ceux obtenus dans le cas C1. De plus, le niveau de confinement semble avoir une influence sur ce coefficient d'efficacité, les valeurs obtenues dans le cas de la contrainte

verticale 250 kPa étant supérieures à celles obtenues dans le cas de 125 kPa. Il ne semble pas y avoir d'évolution particulière des coefficients d'efficacité en fonction de l'entr'axe relatif.

Ces résultats confirment ceux trouvés par Francis (1997). En effet, dans le cas du frottement latéral, on constate une diminution du coefficient d'efficacité quand l'entr'axe relatif augmente. De même, les coefficients d'efficacité relatifs au frottement latéral augmentent quand on passe d'un ordre C1 à un ordre C5, avec un coefficient d'efficacité qui peut augmenter de 1,5 à 2,2 pour le frottement latéral quand on passe de C1 à C5.

IV.5.6.2 Indice de densité

Les figures IV.39 (a) et (b) présentent l'évolution des coefficients d'efficacité en fonction de l'indice de densité. On peut constater que l'indice de densité ne semble pas avoir d'influence significative sur le coefficient d'efficacité partiel relatif au frottement latéral, ce qui diffère de différents résultats présentés dans l'étude bibliographique (Vesic (1977), O'Neill (1983)). Pour la résistance en pointe, on a par contre une légère diminution du coefficient d'efficacité avec l'indice de densité initial des massifs. Al Douri (1992) a aussi trouvé que l'indice de densité influait peu sur les coefficients d'efficacité (figure IV.40).

IV.5.6.3 Niveau de contrainte appliqué

Ce paramètre ne semble pas avoir une influence significative dans le cas du frottement latéral (figure IV.41 (a)). Quant à la résistance en pointe, on observe une diminution du coefficient d'efficacité quand la contrainte verticale augmente (figure IV.41 (b)).

IV.5.6.4 Sens de chargement (traction-compression)

En ce qui concerne la différence de réponse de l'inclusion centrale entre les sollicitations d'enfoncement et d'arrachement, celle-ci est illustrée sur la figure IV.42. On constate que l'on a toujours une diminution du coefficient d'efficacité lorsque l'entr'axe relatif augmente. Quant à l'influence de l'ordre d'installation, elle est inverse c'est à dire que les valeurs obtenues dans le cas de C1 sont supérieures à celles obtenues dans le cas C5. Et surtout les valeurs obtenues dans le cas de l'arrachement sont assez proches de celles obtenues dans le cas de l'enfoncement (ordre d'installation inversé). L'effet de groupe est donc également positif dans le cas de l'arrachement.

Les conclusions de ce paragraphe sont en bon accord avec les résultats obtenus dans le cas d'essais *in situ* (Briaud *et al.* (1989), Chow (1995) et Foray (1995)), et dans la thèse de Francis (1997). En effet, on retrouve bien que l'effet de groupe est positif pour le frottement latéral et négatif pour la résistance en pointe pour un micropieu au sein d'un groupe. Ils permettent de clarifier et de compléter ces résultats notamment en ce qui concerne l'influence du niveau de contrainte appliqué, de l'indice de densité et surtout du type de chargement traction-compression.

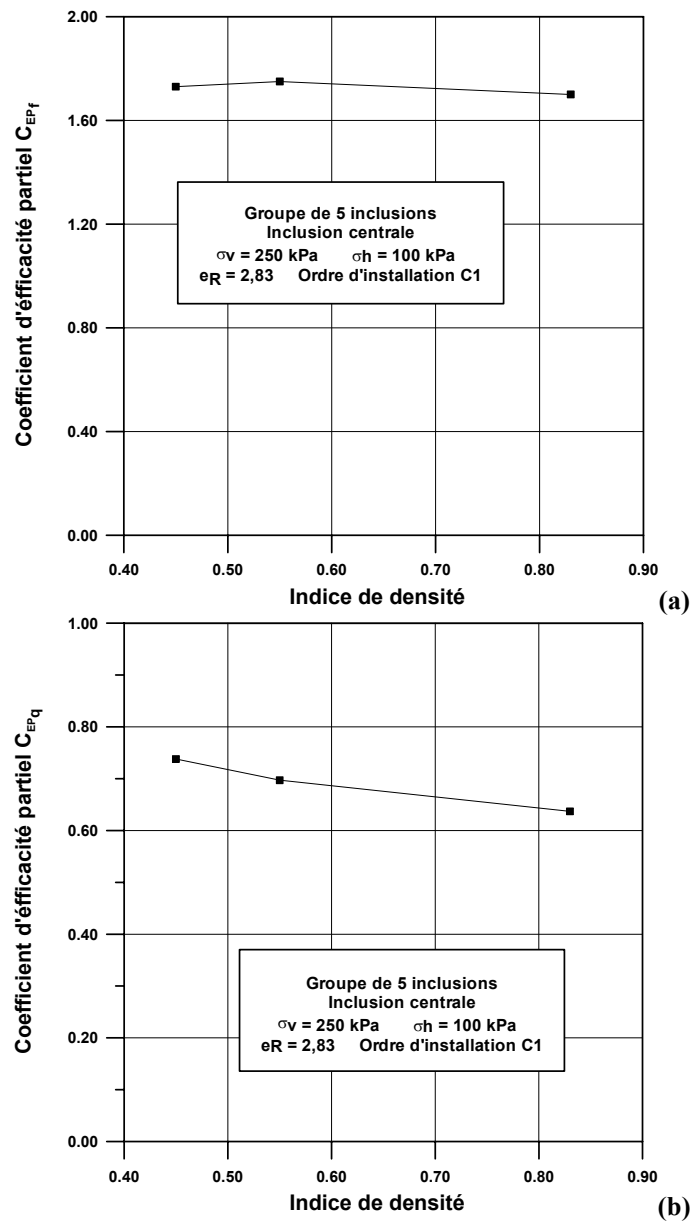


Figure IV.39 Influence de l'indice de densité sur les coefficients d'efficacité relatifs au frottement latéral (a) et à la résistance en pointe (b)

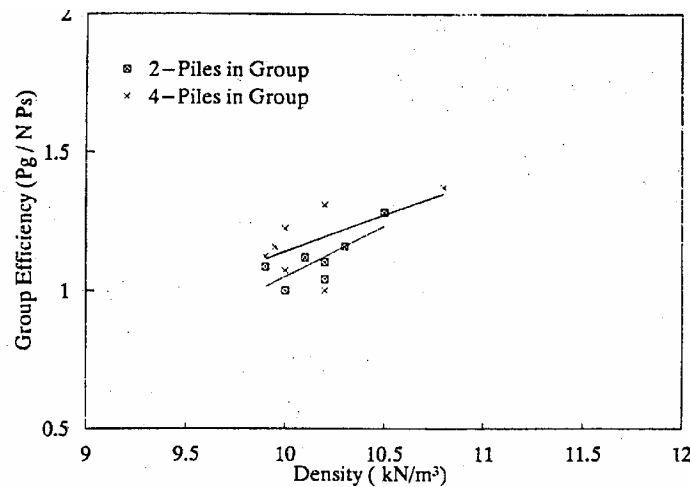


Figure IV.40 Influence de la densité sur le coefficient d'efficacité (Al Douri, 1992)

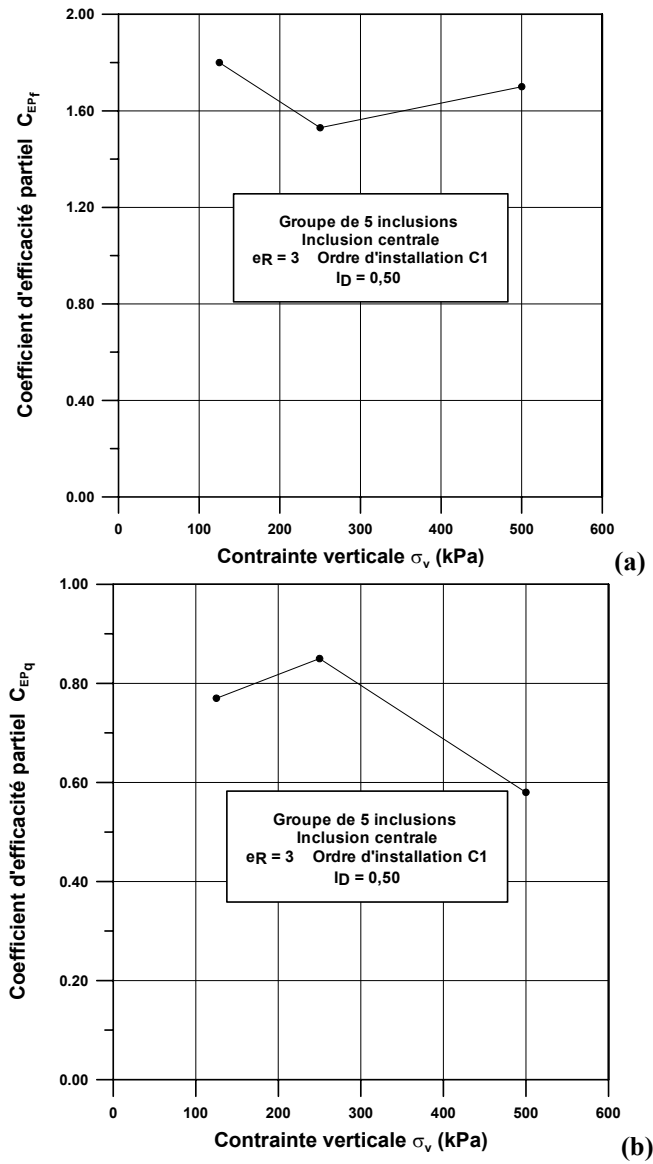


Figure IV.41 Influence de la contrainte verticale sur les coefficients d'efficacité relatifs au frottement latéral (a) et à la résistance en pointe (b)

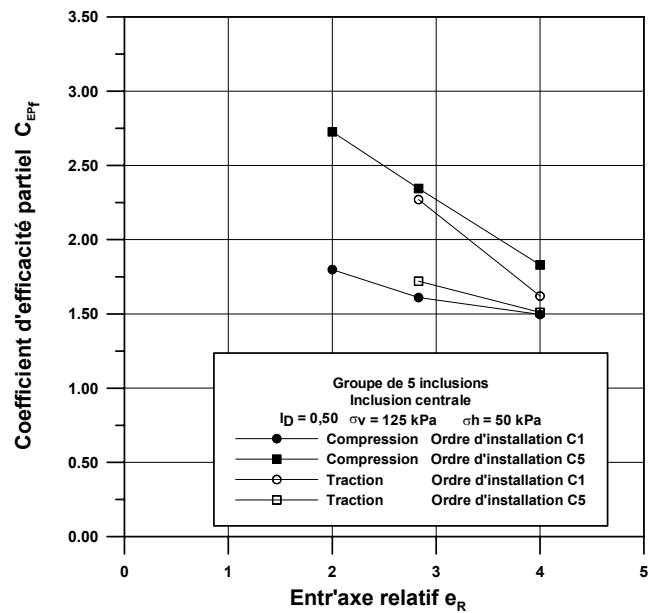


Figure IV.42 Influence du sens de chargement (traction-compression) sur les coefficients d'efficacité relatifs au frottement latéral

IV.6 INFLUENCE DE PARAMETRES SIGNIFICATIFS SUR LE COMPORTEMENT DES GROUPES DE NEUF INCLUSIONS

Des essais ont été réalisés sur des groupes de neuf inclusions, dans le but de mettre en évidence l'influence éventuelle d'un plus grand nombre d'inclusions sur la réponse de l'inclusion centrale, par rapport aux cellules de cinq modèles. On a donc réalisé une étude paramétrique similaire à celle qui a été faite pour le groupe de cinq inclusions. Le programme expérimental est décrit dans le tableau IV.1. Ce travail doit nous permettre de vérifier si, qualitativement, les évolutions au niveau de la structure et de l'inclusion centrale sont semblables à celles observées dans le cas des cellules élémentaires de cinq inclusions.

On rappelle qu'on ne présentera ici que les évolutions de la charge en tête appliquée au groupe, ainsi que celles de la résistance en pointe et du frottement latéral sur l'inclusion centrale.

Pour les essais CEGM18, CEGM19 et CEGM21, on a testé la procédure d'essai suivante : les chargements des groupes de neuf inclusions interviennent dans le même massif où a déjà eu lieu le chargement des groupes de cinq inclusions. Pour les essais CEGM22 à CEGM28, l'ensemble des inclusions ont été mises en place avant le chargement de la structure complète. On suppose que les deux procédures ont peu d'influence sur la réponse du groupe.

Les paramètres considérés sont l'indice de densité (essais CEGM18, CEGM19 et CEGM21) pour le niveau de contraintes ($\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa), l'entr'axe relatif pour les deux niveaux (essais CEGM20, CEGM22 et CEGM24 et CEGM27), et l'ordre d'installation pour le niveau de contraintes ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa) (essais CEGM24 à CEGM27).

IV.6.1 Influence de l'entr'axe relatif

On présente ici les résultats des essais CEGM24 et CEGM26 en terme d'évolution de la charge en tête du groupe ainsi que de celles du frottement latéral et de la résistance en pointe sur l'inclusion centrale. Les caractéristiques de ces essais sont les suivantes : $\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa, $I_D = 0,50$, groupe de neuf inclusions, ordre d'installation C1 pour les espacements respectifs de $2d$ (CEGM26) et $2,83d$ (CEGM24).

L'évolution de la charge en tête du groupe en fonction de l'espacement est illustrée sur la figure IV.42. On constate que les allures des courbes sont similaires à celles obtenues dans le cas des groupes de cinq inclusions. On remarque toutefois que, dans le cas présenté, on a une première phase où les deux courbes sont pratiquement confondues suivie d'une phase où les deux courbes divergent (à partir d'un déplacement de 3 mm) avant l'obtention du palier. La rigidité initiale n'est donc pas influencée par l'entr'axe relatif. La valeur de palier est ici la plus élevée pour l'entr'axe relatif le plus faible contrairement à ce que nous observions dans le paragraphe IV.5.1.

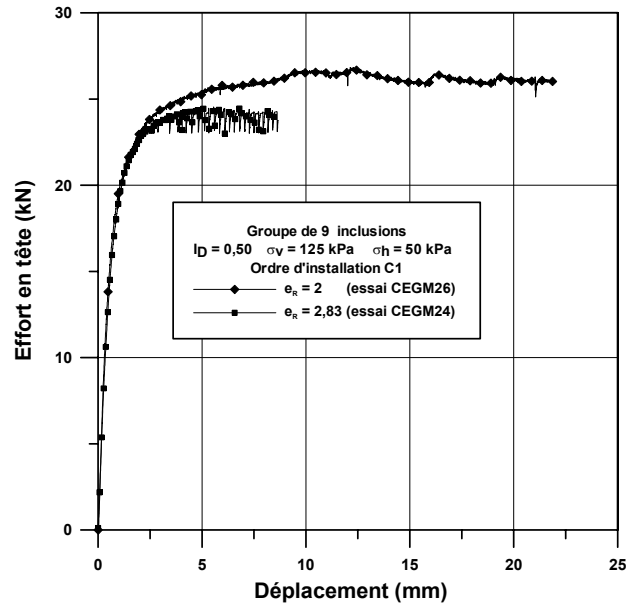


Figure IV.42 Influence de l'entr'axe relatif sur la charge globale des groupes de neuf inclusions

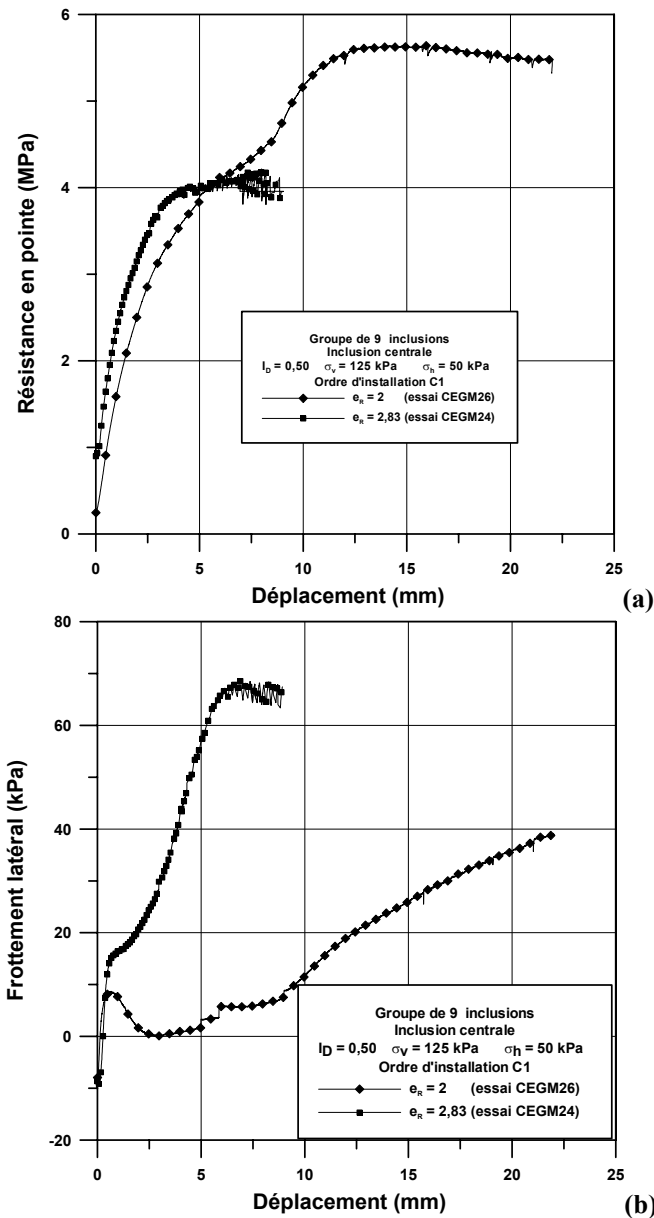


Figure IV.43 Influence de l'entr'axe relatif sur la résistance en pointe (a) et le frottement latéral (b)

Sur les figures IV.43 (a) et (b), on présente l'évolution des deux grandeurs (résistance en pointe et frottement latéral) en fonction du déplacement lors du chargement.

La résistance en pointe (figure IV.43 (a)), pour l'espacement le plus faible (2d), présente le même type d'allure que dans le cas des cellules de cinq, à la différence que au lieu d'avoir une stabilisation, on observe un relâchement à un déplacement de 5 mm. Puis, la résistance en pointe ré-augmente pour se stabiliser à un niveau supérieur. Ceci traduit la particularité du comportement du sol sous la pointe dans le cas des groupes. La résistance en pointe obtenue est ainsi supérieure dans le cas de l'entr'axe relatif de 2.

Pour le frottement latéral (figure IV.43 (b)), les différences sont plus nettes et ceci dès le début du chargement. La charge de palier n'est obtenue qu'après un déplacement de 6 mm pour l'entr'axe relatif de 2,83 (3 mm pour le groupe de cinq) et de 20 mm pour l'entr'axe relatif de 2 (6 mm pour le groupe de cinq inclusions), accentuant ainsi les phénomènes déjà observés dans le cas des cellules de 5 inclusions, en ce qui concerne l'influence de ces paramètres.

Pour les deux entr'axes relatifs étudiés, on distingue deux comportements différents à l'interface sol-inclusion si on se réfère à l'analogie faite entre la réponse au cisaillement d'un sol et la réponse en frottement d'interface (paragraphe IV.4.1) En effet, on trouve un comportement intermédiaire entre la liquéfaction statique et le comportement d'un sol dilatant pour l'entr'axe relatif de 2 et un comportement dilatant pour celui de 2,83. Cette observation traduit une première différence de comportement à l'interface sol-inclusion, pour l'entr'axe relatif de 2, car dans le cas du groupe de cinq inclusions (paragraphe IV.4), on avait toujours un comportement de type dilatant pour ces deux espacements.

IV.6.2 Influence de l'ordre d'installation

On présente ici les résultats des essais CEGM24 et CEGM25. Les caractéristiques de ces essais sont les suivantes : ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa), $I_D = 0,50$, groupe de neuf inclusions, entr'axe relatif de 2,83 pour les ordres d'installation C1 (essai CEGM24) et C9 (essai CEGM25). La figure IV.44 présente l'évolution de la charge en tête pour les deux ordres d'installation. Pour l'ordre d'installation C9, la rigidité initiale est la plus grande ainsi que la valeur au palier.

La résistance en pointe (figure IV.45 (a)) présente la rigidité initiale et la valeur de palier la plus grande dans le cas C9 pour des valeurs de déplacement du même ordre que ceux observés sur la figure IV.28 (a).

Le frottement latéral (figure IV.45 (b)) présente des différences en fonction de l'ordre d'installation. En effet, on constate qu'un déplacement plus important est nécessaire avant d'arriver à une stabilisation de l'effort mesuré : 6 mm pour l'ordre d'installation C1 (2,5 mm pour la cellule de 5 inclusions) et 10 mm pour l'ordre d'installation C9 (2 mm pour la cellule

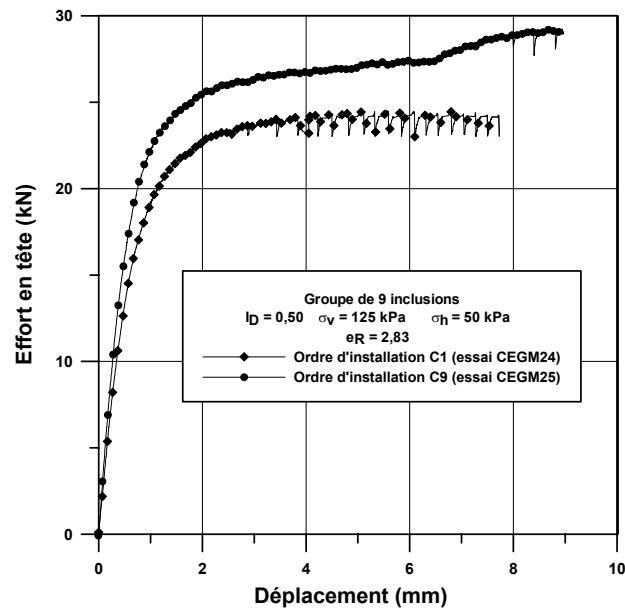


Figure IV.44 Influence de l'ordre d'installation sur la réponse du groupe de neuf inclusions

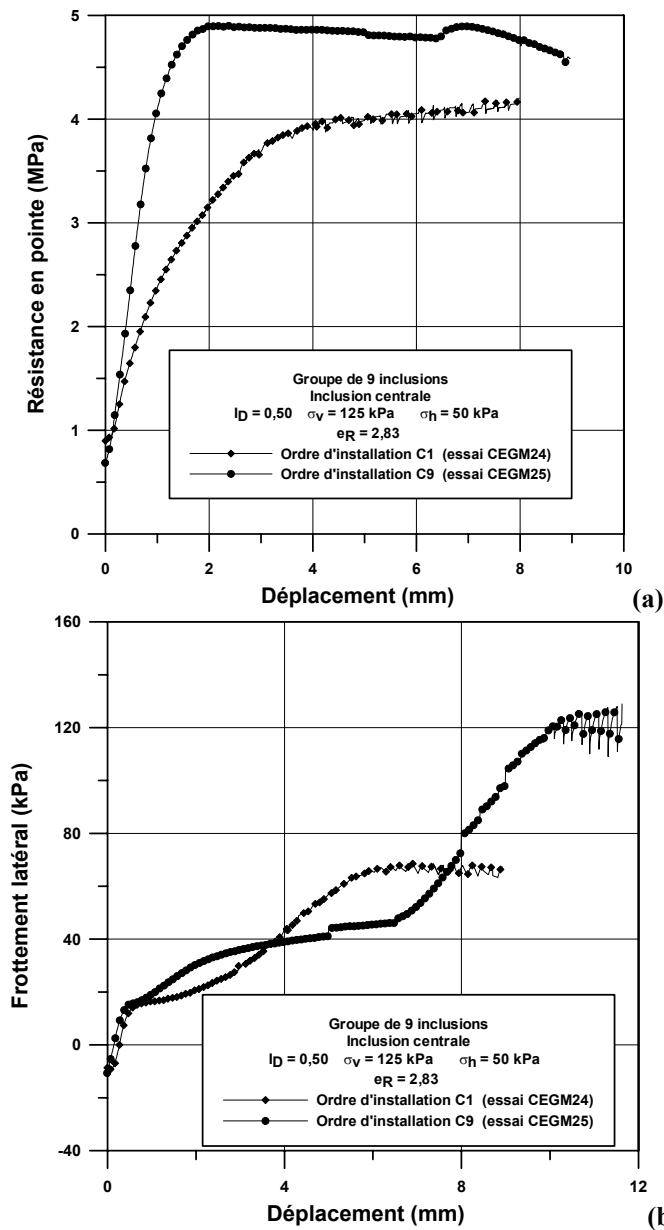


Figure IV.45 Influence de l'ordre d'installation sur la résistance en pointe (a) et le frottement latéral (b)

de cinq). Le déplacement est ainsi supérieur dans le cas de C9, ce qui diffère des groupes de cinq inclusions où le déplacement nécessaire à l'obtention des paliers était supérieur dans le cas où l'inclusion centrale était installée en premier.

Dans le cas de l'entr'axe relatif de 2 (essais CEGM26 et CEGM27), on retrouve les mêmes résultats avec des efforts mobilisés plus importants dans le cas de l'ordre d'installation C9. Et il en est de même pour les déplacements nécessaires à la mobilisation des efforts. On a notamment montré le cas de la mobilisation du frottement latéral dans la figure IV.17.

En ce qui concerne le comportement à l'interface sol-inclusion, pour un entr'axe relatif donné (ici 2,83), le comportement est de type dilatant (paragraphe IV.4) et il est aussi important de noter que la phase de dilatance se produit sur un déplacement beaucoup plus important dans le cas de l'ordre d'installation C9. En effet, on observe une phase initiale de contractance qui résulte d'une très grande densification et d'une forte augmentation des contraintes autour de l'inclusion centrale ; et ceci aussi bien pour l'installation C1 que C9. La phase de contractance est toutefois la plus longue dans le cas C1, mettant ainsi en évidence une différence dans l'état de contraintes normales au fût. Puis, on a un changement d'évolution de la courbe, avec une nouvelle phase de mobilisation du frottement latéral, à partir d'un point (analogue au point d'état caractéristique), avec une réaugmentation du frottement latéral (traduisant un comportement dilatant) jusqu'à un palier de stabilisation de l'effort.

Pour l'entr'axe relatif de 2, le comportement est intermédiaire entre la liquéfaction statique et la dilatance et ici en revanche la phase de réaugmentation jusqu'à la stabilisation est plus grande dans le cas C1. Pour l'entraxe ($e_R = 2,83$), on retrouve le même type de comportement que celui observé dans le cas des groupes de cinq inclusions et ceci autant dans le cas de C1 que de C9.

IV.6.3 Influence du niveau de contrainte appliqué

On présente ici les résultats des essais CEGM2 et CEGM21. La figure IV.46 montre que l'évolution de la charge en tête avec le niveau de contrainte appliqué est du même type que pour les groupes de cinq inclusions. Pour la résistance en pointe (figure IV.47 (a)), il en est de même, la rigidité initiale et la valeur de palier sont les plus grandes pour le niveau de confinement le plus élevé. Dans le cas du frottement latéral (figure IV.47 (b)), on montre que les allures des courbes sont similaires avec une rigidité initiale et une valeur de palier supérieures dans le cas d'une contrainte verticale la plus élevée ($\sigma_v = 250$ kPa). On constate toujours une petite diminution du frottement latéral au début de l'essai de chargement. Le déplacement nécessaire à la stabilisation de l'effort augmente également avec des valeurs respectives de 6 et 4 mm pour les contraintes de 125 et 250 kPa, en comparaison d'un déplacement de 3 mm pour les groupes de cinq inclusions (figure IV.30).

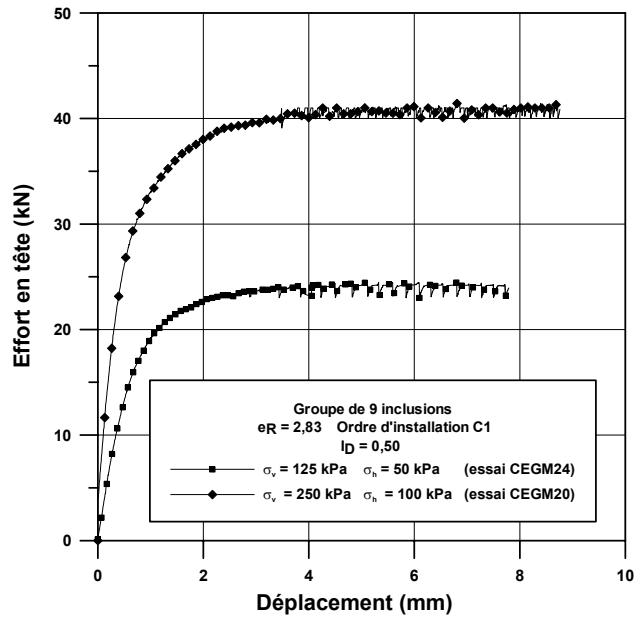


Figure IV.46 Influence du niveau de contrainte sur la réponse des groupes de neuf inclusions

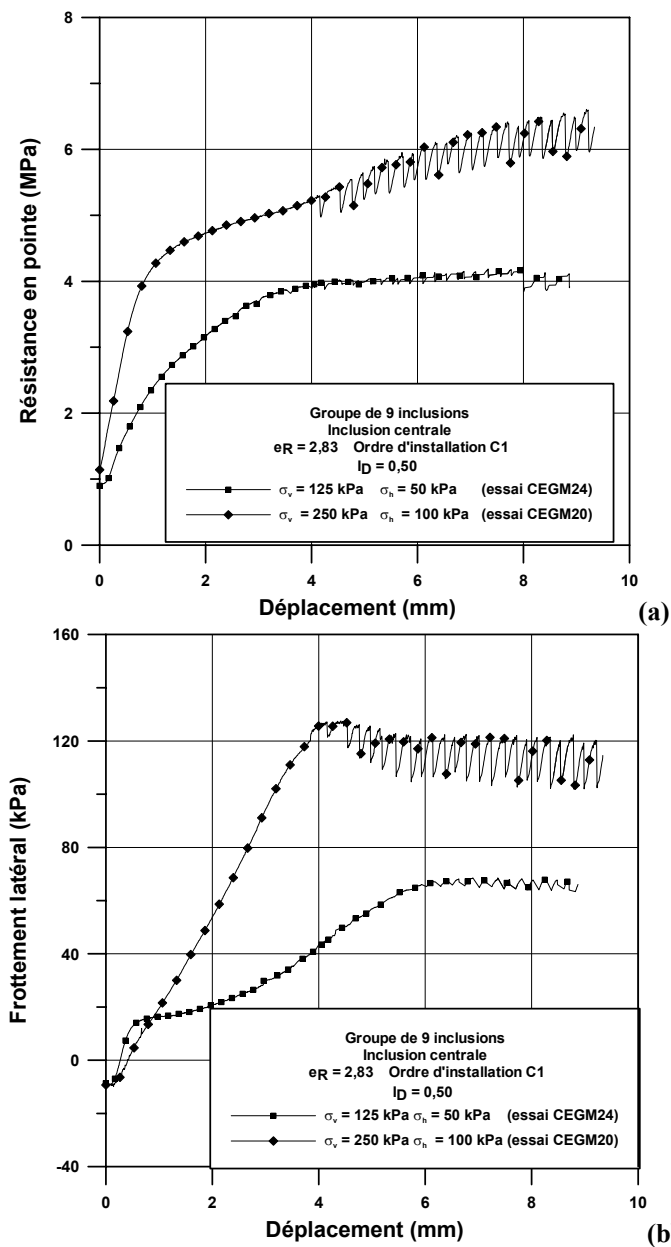


Figure IV.47 Influence du niveau de contrainte sur la résistance en pointe (a) et le frottement latéral (b)

IV.6.4 Influence de l'indice de densité

La figure IV.48 montre que l'évolution de la charge en tête avec l'indice de densité est du même type que pour les groupes de cinq inclusions en considérant les résultats des essais CEGM1, CEGM2 et CEGM4 (conditions d'essais : $\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa, $e_R = 2,83$). Les rigidités initiales sont assez proches pour les trois indices de densité étudiés, mais les valeurs de palier respectent bien l'évolution de l'indice de densité initial des massifs.

Les résistances en pointe (figure IV.49 (a)) présentent des allures similaires à celles obtenues pour les groupes de cinq inclusions, avec des contraintes résiduelles assez proches et des valeurs de charge à la rupture qui augmentent avec l'indice de densité.

Le frottement latéral augmente aussi lorsque l'indice de densité augmente (figure IV.49 (b)). Toutefois, des paliers n'ont pas été obtenus, car on avait arrêté les trois chargements à un déplacement de 5 mm. Pour les indices de densité de 0,45 et 0,55, on observe des évolutions similaires avec une forte augmentation quasi linéaire du frottement latéral. Pour le cas de $I_D = 0,83$, en revanche, on observe une première phase de mobilisation de l'effort, moins raide, que dans les deux autres cas sur un déplacement de 2 mm, marquant un fort relâchement des contraintes normales à l'interface. Puis, une seconde phase d'augmentation lui succède avec une pente similaire à celles des deux autres cas et la valeur maximale obtenue au bout des 5 mm est la plus élevée dans le cas de $I_D = 0,83$. Les déplacements nécessaires à l'inclusion pour atteindre sa phase de mobilisation du frottement augmentent avec l'indice de densité.

IV.6.5 Quantification des effets de groupe ; coefficients d'efficacité

Comme dans le cas des groupes de cinq inclusions, on quantifie ici l'influence des différents paramètres étudiés sur l'effet de groupe en terme de coefficients d'efficacité relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe de l'inclusion centrale.

On présente trois coefficients d'efficacité ; un coefficient d'efficacité relatif à la charge globale en tête du groupe (C_{EG}) et deux coefficients d'efficacité partiels relatifs à la résistance en pointe (C_{EPq}) et au frottement latéral (C_{EPf}).

Les coefficients d'efficacité sont calculés, comme dans le cas des groupes de cinq inclusions, à partir des valeurs des efforts obtenus au palier ou les valeurs maximales et ceci quels que soient les déplacements nécessaires à leur obtention (tableau IV.8).

En outre, comme on a déjà pu le voir pour les groupes de cinq inclusions, les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe sur l'inclusion centrale présentent des paliers à la suite de déplacements supérieurs à 10% de diamètre de pieu, et ce phénomène est accentué dans le cas des groupes de neuf inclusions, traduisant un relâchement plus important du champ de contraintes autour de l'inclusion centrale à la suite de l'installation de l'ensemble des pieux du groupe.

Les figures IV.50 (a) et (b) présentent une synthèse de l'évolution des coefficients d'efficacité

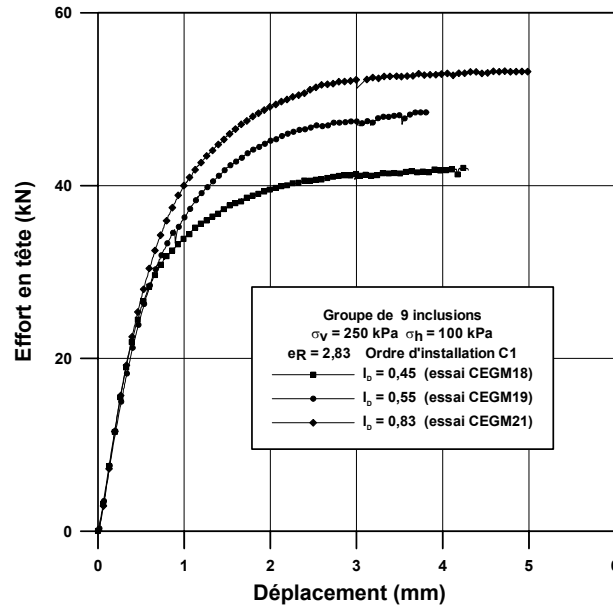


Figure IV.48 Influence de l'indice de densité sur la réponse des groupes de neuf inclusions

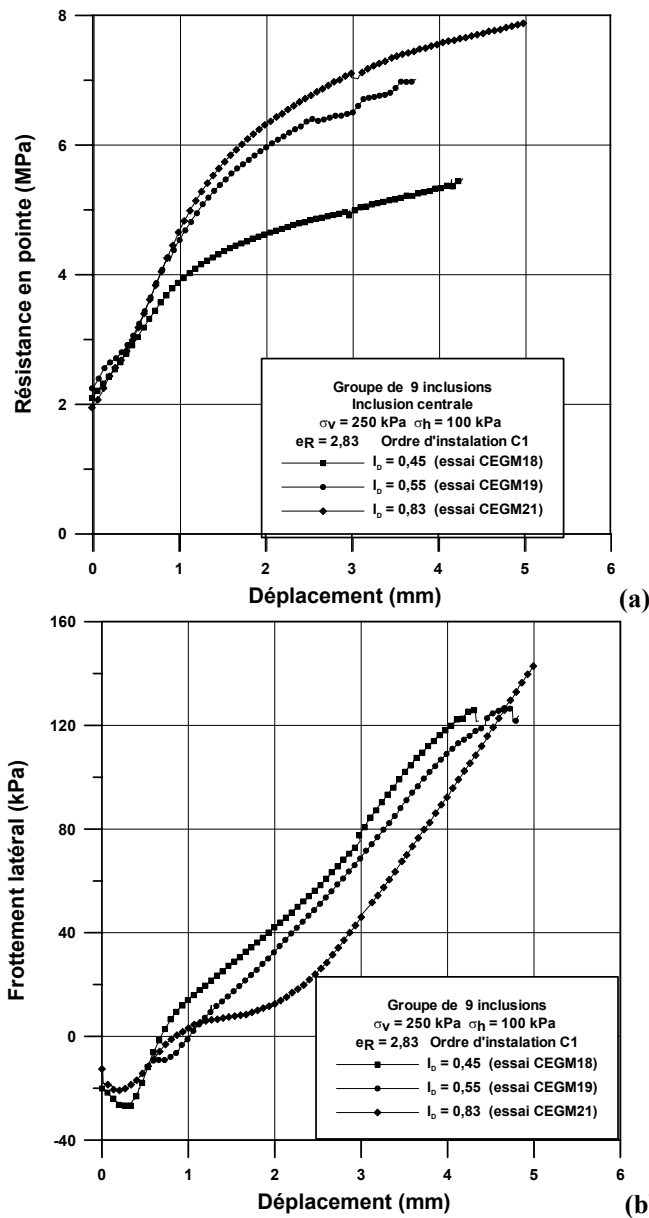


Figure IV.49 Influence de l'indice de densité sur la résistance en pointe (a) et le frottement latéral (b)

partiels relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe en fonction de l'entraxe relatif dans le cas des deux ordres d'installation (C1 et C9).

Pour le frottement latéral, les valeurs coïncident pour l'entraxe relatif de 2, mais pour $e_R = 2,83$, la valeur obtenue est la plus grande pour la contrainte de consolidation verticale la plus grande.

Dans le cas de la résistance en pointe, on a toujours des coefficients d'efficacité inférieurs à l'unité traduisant un effet de groupe négatif. L'influence de l'espacement ne semble pas être significative. Les valeurs obtenues dans le cas C9 sont ici aussi supérieures à celles obtenues dans le cas C1.

L'influence du niveau de consolidation est montrée sur les figures IV.51 (a) et (b). Pour le coefficient relatif au frottement latéral, pour les deux ordres d'installation, il semble que le coefficient d'efficacité partiel obtenu dans le cas de l'espacement de 2 soit inférieur à celui

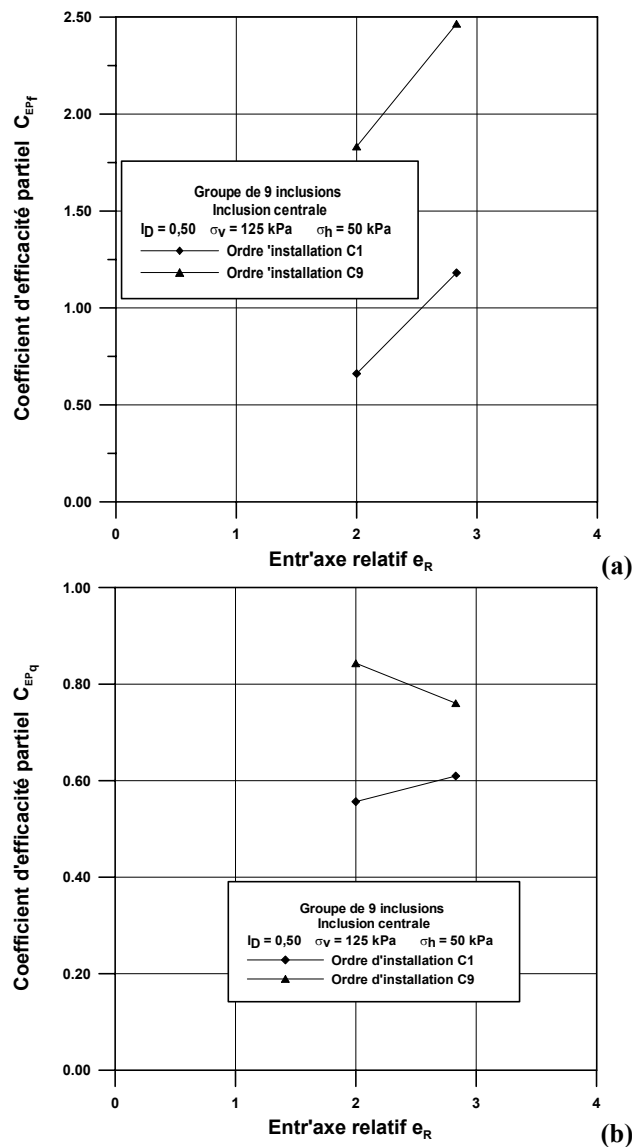


Figure IV.50 Influence de l'ordre d'installation sur les coefficients d'efficacité relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe

obtenu dans le cas de 2,83. Les valeurs obtenues dans le cas C9 sont supérieures à celles obtenues dans le cas C1. Et les valeurs obtenues sont supérieures à l'unité sauf dans le cas de l'ordre d'installation C1 et un entr'axe relatif de 2.

Pour la résistance en pointe, c'est l'inverse, les valeurs divergent pour l'entr'axe relatif le plus faible, avec la valeur la plus élevée pour la contrainte de consolidation la plus élevée, et sont similaires pour l'entr'axe relatif le plus grand.

IV.7 SYNTHÈSE DES RESULTATS SUR LES GROUPES DE CINQ ET NEUF INCLUSIONS

On compare ici les résultats obtenus pour les groupes de cinq et neuf inclusions afin de confirmer ou infirmer l'hypothèse faite lors du choix de la méthodologie. La comparaison est faite par le biais des coefficients d'efficacité. Ces derniers sont calculés à partir des valeurs de palier obtenues pour le frottement latéral (C_{EPf}) et la résistance en pointe (C_{EPq}) de l'inclusion

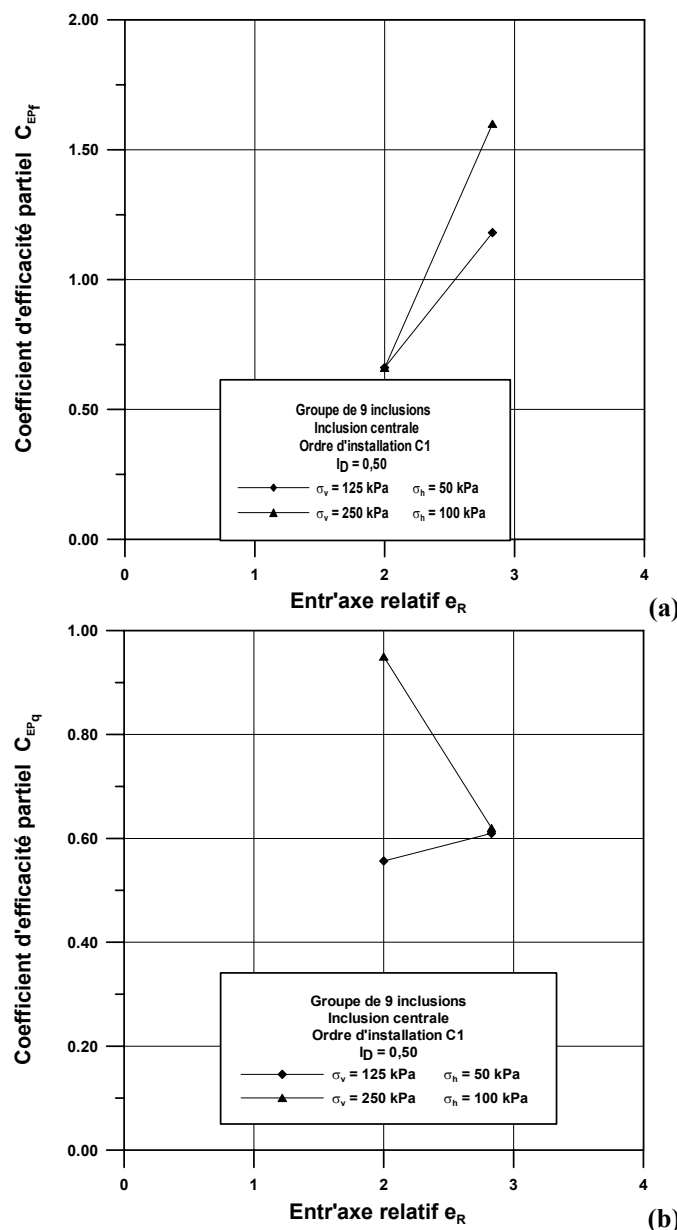


Figure IV.51 Influence du niveau de contrainte appliqué sur les coefficients d'efficacité relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe

centrale. Ces valeurs ont été obtenues pour les déplacements qui dépendent de la configuration du groupe.

IV.7.1 Influence de l'entr'axe relatif et du niveau de contrainte appliqué

Les figure IV.52 (a) et (b) présentent l'évolution de C_{EPf} et C_{EPq} en fonction de l'entr'axe relatif et du niveau de contrainte pour l'ordre d'installation C1.

Frottement latéral (figure IV.52 (a)) : Pour l'entr'axe relatif de 2, on constate une certaine divergence des résultats. En effet, les valeurs obtenues dans le cas des groupes de neuf inclusions sont similaires pour les deux niveaux de confinement étudiés (0,66), et ces valeurs sont très inférieures à celles obtenues pour les groupes de cinq inclusions (1,45 et 1,8 respectivement pour les deux niveaux de contrainte). Pour l'entr'axe relatif de 2,83, les valeurs sont assez proches (entre 1,6 et 1,75) sauf pour le cas du groupe de neuf inclusions avec un niveau de contrainte de $\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa. De plus, on constate une augmentation du coefficient d'efficacité quand on passe d'un espacement $2d$ à $2,83d$ sauf dans le cas du

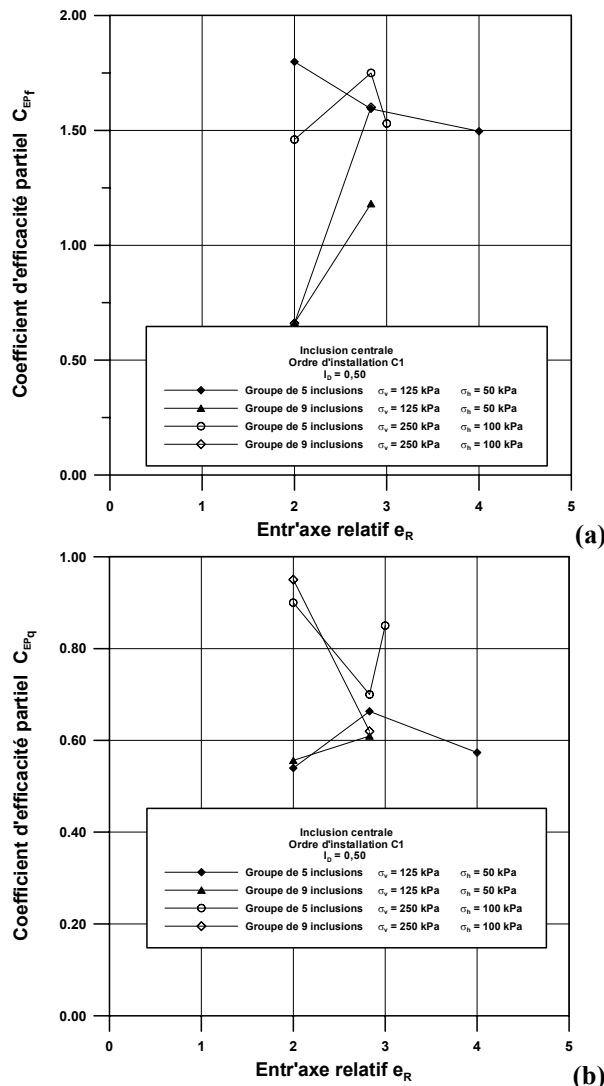


Figure IV.52 Influence du nombre d'inclusions, de l'entr'axe relatif et de la contrainte de consolidation sur les coefficients d'efficacité relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe pour l'ordre d'installation C1

groupe de cinq inclusions avec un niveau de confinement de ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa) où la courbe diminue de 1,8 à 1,5 entre un espacement de $2d$ et $4d$.

Résistance en pointe (figure IV.52 (b)) : Pour l'entr'axe relatif de 2, les résultats sont différents. En effet, les valeurs obtenues ne sont pas influencées par le nombre d'inclusions ; et ceci pour les deux niveaux de confinement. Par contre, les valeurs obtenues dans le cas de ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa) (0,55) sont inférieures à celles obtenues dans le cas de $\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa dans lequel on trouve un coefficient d'efficacité d'environ 0,9. Pour l'entr'axe relatif de 2,83, par contre, les valeurs sont comprises entre 0,6 et 0,7, sauf pour un des cas (0,85) justifiant ainsi pour ces paramètres l'hypothèse faite dans notre méthodologie.

IV.7.2 Influence de l'ordre d'installation et de l'entr'axe relatif

Sur les figures IV.53 (a) et (b), on présente l'évolution des coefficients d'efficacité partiels en fonction de l'entr'axe relatif pour les ordres d'installation C5 et C9 pour le niveau

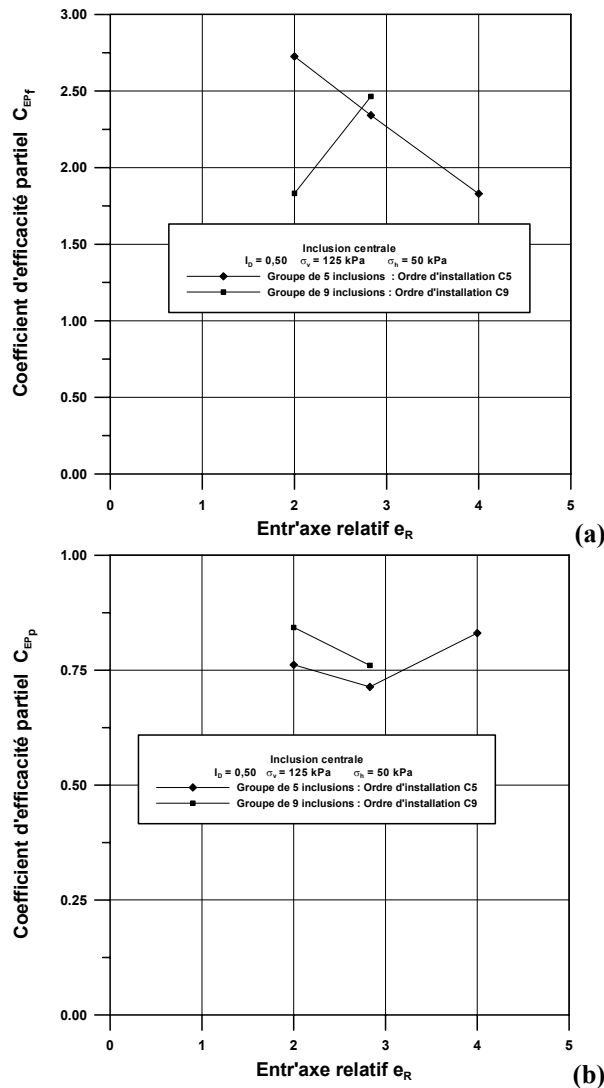


Figure IV.53 Influence du nombre d'inclusions et de l'entr'axe relatif sur les coefficients d'efficacité relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe pour l'ordre d'installation où l'inclusion centrale est installée en dernier

de confinement ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa).

Frottement latéral (figure IV.53 (a)) : Pour l'entr'axe relatif de 2, on constate comme pour le cas précédent une différence entre les groupes de cinq et neuf inclusions, la valeur la plus élevée étant obtenue pour le groupe de cinq inclusions (2,7 et 1,8 pour le groupe de neuf inclusions) . Pour l'entr'axe relatif de 2,83, les valeurs sont du même ordre (2,3 pour le groupe de cinq et 2,45 pour le groupe de neuf inclusions). L'évolution du coefficient d'efficacité partiel avec l'entr'axe relatif est également différente pour les deux configurations : on a une diminution pour le groupe de cinq et une augmentation dans le cas du groupe de neuf inclusions.

Résistance en pointe (figure IV.53 (b)) : Les valeurs sont inférieures à l'unité. Les valeurs évoluent entre 0,7 et 0,85, sans réelles tendances sensibles en fonction de l'entr'axe relatif. Le nombre d'inclusions ne semble pas influencer ce coefficient.

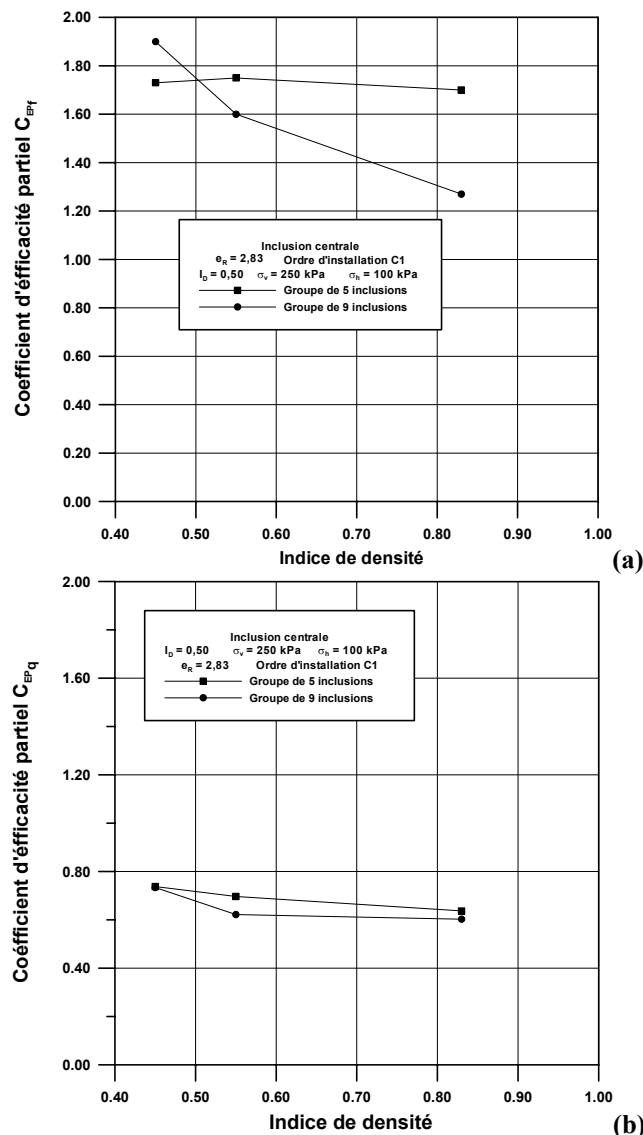


Figure IV.54 Influence du nombre d'inclusions et de l'indice de densité sur les coefficients d'efficacité relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe

IV.7.3 Influence de l'indice de densité

On étudie maintenant l'évolution des coefficients d'efficacité en fonction de l'indice de densité.

L'influence de ce paramètre a été étudiée pour le niveau de contrainte ($\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa) dans le cas d'un ordre d'installation C1 et pour un entr'axe relatif minimum de 2,83. Sur les figures IV.54 (a) et (b), on a tracé l'évolution des deux coefficients d'efficacité partiels en fonction de l'indice de densité pour les groupes de cinq et neuf inclusions.

Frottement latéral : Pour les deux indices de densité (0,45 et 0,55), on ne constate pas de différences très importantes, alors que pour l'indice de densité le plus élevé on peut constater une différence qui est probablement due au fait que le palier de chargement n'était pas atteint (paragraphe IV.6.4).

Résistance en pointe : On ne constate pas de différences entre les valeurs obtenues pour les groupes de cinq inclusions et celles obtenues pour le groupe de neuf.

Ces résultats coïncident d'une certaine manière avec ceux obtenus par Al Douri (figure IV.39) qui montrent que le nombre d'inclusions (2 et 4) ne semble pas influencer le coefficient d'efficacité du groupe pour les indices de densité considérés.

IV.7.4 Déplacement nécessaire à l'obtention des paliers de chargement

Francis (1997) a étudié ce paramètre et a montré que dans le cas des groupes, les déplacements nécessaires pour obtenir la stabilisation des efforts étaient très supérieurs à la valeur généralement admise pour l'inclusion isolée (0,1d). Ainsi, les coefficients d'efficacité, calculés pour les efforts obtenus à cette valeur de déplacement, conduisaient à des valeurs inférieures à celles que l'on pouvait obtenir en prenant en compte les valeurs de palier ou maximales. En effet, comme on a pu le voir dans le paragraphe IV.6, ces déplacements sont généralement supérieurs à 0,1d et dépendent également de la configuration des groupes.

Pour les groupes de cinq inclusions, ils sont notamment plus importants quand l'entr'axe diminue dans le cas de l'ordre 'installation C1. Et ils sont supérieurs à ceux obtenus dans le cas de l'ordre d'installation C5. En ce qui concerne les groupes de neuf inclusions, dans le cas de l'entr'axe relatif de 2, les déplacements mesurés dans le cas de l'ordre d'installation C1 sont supérieurs à ceux obtenus dans le cas C9. Dans le cas de l'entr'axe relatif de 2,83, c'est l'inverse.

Dans le paragraphe IV.7, on a calculé les différents coefficients d'efficacité à partir des valeurs maximum ou de palier sans tenir compte des déplacements nécessaires à leur obtention.

De même, Foray *et al.* (1995) ont effectué une étude pour mettre en évidence l'influence de ce paramètre sur la détermination des coefficients d'efficacité. Ils sont arrivés à des résultats similaires concernant les groupes et ont calculés des coefficients d'efficacité pour des valeurs de déplacements allant jusqu'à 40% du diamètre du pieu (tableau IV.4).

w/d	Q_G (kN)	Ce_G
0,1	13,2	0,87
0,2	16,1	1,06
0,3	17,6	1,16
0,4	18,9	1,24

Tableau IV.4 Coefficients d'efficacité pour un groupe de 4 modèles espacés de 3d (Foray *et al.*, 1995)

Avec w/d : rapport entre le déplacement et le diamètre ; Q_G : charge totale appliquée sur le groupe et Ce_G le coefficient d'efficacité global

Dans le cas des micropieux, on peut ainsi se poser la question de savoir sous quelles conditions, on pourrait utiliser les valeurs de coefficients d'efficacité obtenues pour le frottement latéral, sans que l'on arrive à des déplacements non admissibles par la structure supportée.

ESSAI			I_D	Entr'axe relatif (e_R)	Ordre d'installation	q_{pgcr} (MPa)	q_{pgc} (MPa)			f_{sger} (kPa)	f_{sgc} (kPa)		Valeurs de palier (kPa)
							10%	25%			10%	25%	
CEGM1	250	100	0,45	2,83	C1	1,78	4,73	5,66		-54	100	114	
CEGM2	250	100	0,55	2,83	C1	1,9	6,16	7,64		-37	92	163	
CEGM3	250	100	0,55	2,83	C1	1,8	5,9	7		-40	84	164	
CEGM4	250	100	0,83	2,83	C1	1,6	6,44	8,28		-31	97	192	
CEGM5	250	100	0,55	2	C1	1,09	4,14	5,23		-14	-44	84	
CEGM6	250	100	0,55	2	C1	0,76	3,746	4,77		-20	-33	56	85
CEGM7	125	50	0,55	2,83	C1	1,06	3,53	4,4		-11	60	84	85
CEGM8	125	50	0,55	2,83	C5	0,94	4,71	4,73		-6	117	120	123
CEGM9	125	50	0,55	2	C1	0,25	2,33	3,57		-4	37	66	93
CEGM10	125	50	0,55	2	C5	1,245	5,57	5,04		-14	129	155	156
CEGM11	125	50	0,55	4	C1	1,17	3,15	3,8		-23	75	80	81
CEGM12	125	50	0,55	4	C5	1,02	5,36	5,5		-10	98	97	100
CEGM13	125	50	0,55	2,83	C1	-	-	-		-16	-94	-133	-134
CEGM14	125	50	0,55	2,83	C5	-	-	-		-10	-38	-79	-102
CEGM15	125	50	0,55	4	C1	-	-	-		-15	-65	-84	-97
CEGM16	125	50	0,55	4	C5	-	-	-		-32	-81	-72	-83
CEGM17	500	200	0,55	500	C1	2,06	8,1	10,3		-46	136	282	

Tableau IV.5 Résultats des essais de chargement sur les groupes de cinq inclusions

ESSAI			ID	Entr'axe relatif (e_R)	Ordre d'installation	q_{pgr} (MPa)	q_{pgc} (MPa)			f_{sgr} (kPa)	f_{sgc} (kPa)		Valeurs de palier (kPa)
							10%	25%			10%	25%	
CEGM1	250	100	0,45	2,83	C1	2,1	4,63	5,44		-20	42	130	
CEGM2	250	100	0,55	2,83	C1	2,71	6,2	6,81		-34	35	138	
CEGM3	250	100	0,55	2,83	C1	2,5	4,8	6,5		-30	54	135	
CEGM4	250	100	0,83	2,83	C1	1,95	6,31	7,25		-18	13	144	
CEGM5	250	100	0,55	2	C1	1,38	4,4	5,05	5,96	-14	-15	-6	33
CEGM6	250	100	0,55	2	C1	1,84	4,54	5,38		-3	-14	-1	
CEGM18	125	50	0,55	2,83	C1	0,8	2,91	3,24		-7	20	41	41
CEGM19	125	50	0,55	2,83	C9	0,68	4,93	4,87		-13	31	39	129
CEGM20	125	50	0,55	2	C1	1,74	5,36	5,4		-31	-29	-10	105
CEGM21	125	50	0,55	2	C9	0,25	2,54	3,56		-9	2	1	39
CEGM22	125	50	0,55	2,83	C1	10,9	3,23	3,9		-9	21	44	69

Tableau IV.6 Résultats des essais de chargement sur les groupes de neuf inclusions

ESSAI			ID	Entr'axe relatif (ϵ_R)	Ordre d'installation	C_{EPq}			C_{EPf}		Valeurs de palier
						10%	25%		10%	25%	
CEGM1	250	100	0,45	2,83	C1	0,64	0,74		1,52	1,73	1,73
CEGM2	250	100	0,55	2,83	C1	0,56	0,7		1,07	1,75	1,75
CEGM3	250	100	0,55	2,83	C1	0,59	0,68		1,45	1,72	1,72
CEGM4	250	100	0,83	2,83	C1	0,5	0,63		0,85	1,7	1,7
CEGM5	250	100	0,55	2	C1	0,67	0,91		0,38	1,32	1,32
CEGM6	250	100	0,55	2	C1	0,71	0,9		0,28	1,13	1,34
CEGM7	125	50	0,55	2,83	C1	0,45	0,66		1,6	1,6	1,6
CEGM8	125	50	0,55	2,83	C5	0,7	0,71		2,2	2,34	2,34
CEGM9	125	50	0,55	2	C1	0,35	0,54		0,7	1,26	1,65
CEGM10	125	50	0,55	2	C5	0,84	0,76		2,41	2,73	2,77
CEGM11	125	50	0,55	4	C1	0,47	0,57		1,4	1,55	1,55
CEGM12	125	50	0,55	4	C5	0,8	0,83		1,84	1,87	1,87
CEGM13	125	50	0,55	2,83	C1						
CEGM14	125	50	0,55	2,83	C5						
CEGM15	125	50	0,55	4	C1						
CEGM16	125	50	0,55	4	C5						
CEGM17	500	200	0,55	2,83	C1	0,58	0,61		0,84	1,7	1,7

Tableau IV.7 Résultats des essais sur les groupes de cinq inclusions en terme de coefficients d'efficacité

ESSAI			ID	Entr'axe relatif (ϵ_R)	Ordre d'installation	C_{EPq}			C_{EPf}		Valeurs de palier
						10%	25%		10%	25%	
CEGM1	250	100	0,45	2,83	C1	0,62	0,73		0,64	1,9	
CEGM2	250	100	0,55	2,83	C1	0,56	0,62		0,41	1,65	
CEGM3	250	100	0,55	2,83	C1	0,6	0,64		0,94	1,61	
CEGM4	250	100	0,83	2,83	C1	0,48	0,6		0,11	1,27	-
CEGM5	250	100	0,55	2	C1	0,73	0,92		-0,578	-0,6	
CEGM6	250	100	0,55	2	C1	0,83	0,96	1,13	-0,5	-0,13	0,66
CEGM18	125	50	0,55	2,83	C1	0,45	0,5		0,38	0,43	1,18
CEGM19	125	50	0,55	2,83	C9	0,76	0,76		0,6	0,7	2,3
CEGM20	125	50	0,55	2	C1	0,4	0,55		0,01	0,02	0,7
CEGM21	125	50	0,55	2	C9	0,82	0,84		-0,56	-0,17	1,86
CEGM22	125	50	0,55	2,83	C1	0,5	0,6		0,4	0,8	1,22

Tableau IV.8 Résultats des essais sur les groupes de neuf inclusions en terme de coefficients d'efficacité

IV.8 CONTRIBUTION A L'ETUDE DES RESEAUX DE MICROPIEUX

Dans le cadre de leur utilisation, les micropieux sont souvent. Dans le but d'étudier ce type de structures, on a effectué quelques modifications dans notre dispositif expérimental, comme cela a été décrit dans la partie II.4. On a ainsi comparé les réseaux et les groupes d'inclusions par l'intermédiaire d'essais simplifiés sur des cellules de cinq inclusions ; verticales (pour les groupes) et une inclusion centrale verticale et les quatre inclusions inclinées vers l'extérieur d'un angle de 15° pour les réseaux. L'espacement choisi est de $4d$ à la surface. Un schéma explicatif des structures étudiées est présenté sur la figure IV.55.

IV.8.1 Objectifs des expérimentations réalisées et programme d'essais

L'objectif est de mettre en évidence un effet de réseau (inclusions inclinées) par rapport à un effet de groupe (inclusions verticales), comparable à celui observé par Lizzi (1978) (voir Chapitre I). Le programme d'essais est décrit dans le tableau IV.9. Les procédures d'installation et de chargement ont été décrites dans la partie II.4.

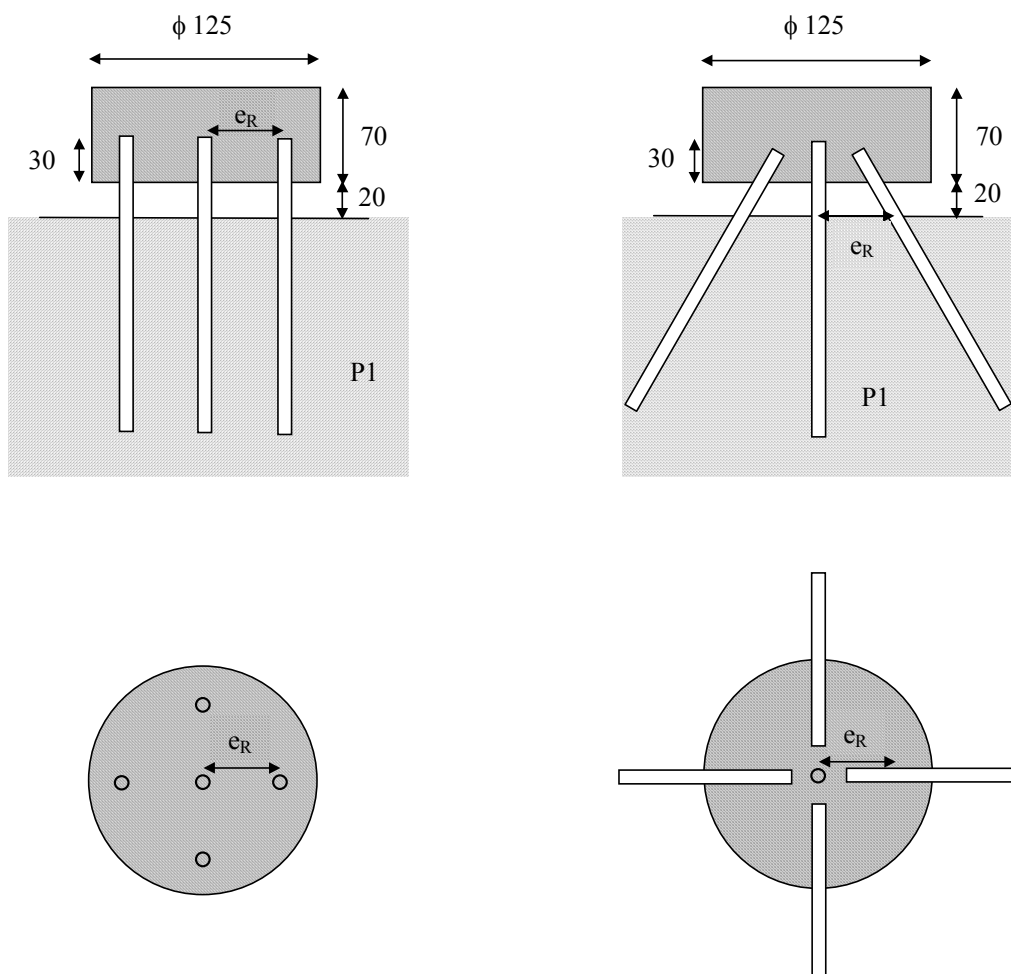


Figure IV.55 Principales caractéristiques des structures étudiées

On a étudié l'influence du niveau de consolidation (essais à surface libre et sous contrainte de consolidation isotrope). L'ordre d'installation est similaire à du "moulage" dans le cas des essais à surface libre et à l'ordre d'installation C5 dans le cas des essais sous contraintes. L'entr'axe retenu pour le groupe est de 4d. Le réseau est caractérisé par une inclinaison de 15° des inclusions de coin et un entr'axe de 4d au niveau de la surface du sol, l'inclusion centrale est verticale comme dans le groupe. Ces caractéristiques sont des compromis entre l'encombrement en tête du réseau ; longueur de 5 cm au dessus du massif dont 30 mm dans le moule pour un bon scellement en tête (partie II.4), inclusions inclinées vers l'extérieur, d'avoir un entr'axe suffisamment petit pour avoir un effet de groupe positif pour les groupes (d'après les parties précédentes) et d'utiliser une inclinaison assez proche de celles qui ont déjà été testées (Lizzi, 1979) et de celle utilisée dans le cadre du projet national F.O.R.E.V.E.R. (15-20°), au sein duquel ce travail a été réalisé.

Deux types d'expérimentations ont été réalisés dans le cadre de ce programme, à savoir, des essais préliminaires réalisés dans des massifs à surface libre sur des groupes et des réseaux préfabriqués (massifs MR1 et MR2), mis en place selon une procédure analogue à du « moulage », suivis d'une série d'essais réalisés suivant une procédure plus réaliste, avec mise en place des inclusions dans le massif préparé au préalable par pluviométrie et soumis à un niveau de contrainte initial donné (massifs MR3 à MR6). On donne ci-dessous le détail des deux procédures d'essai. Le tableau IV.9 présente les détails des deux procédures utilisées.

IV.8.2 Analyse des résultats obtenus

On présente ci-dessous les différents résultats obtenus, avec tout d'abord, les essais réalisés à surface libre, suivis des essais réalisés avec mise sous contrainte du massif. On s'intéresse ici aux effets de structure globaux (effet de groupe ou de réseau « élémentaire ») que l'on peut mettre en évidence en étudiant de manière comparative la réponse globale des

Massif	ID	Structure	Caractéristiques de la structure	Essai	Contraintes appliquées
MR1	0,70	Groupe	préfabriquée	MR1	Surface libre
MR2	0,70	Réseau	préfabriquée	MR2	Surface libre
MR3	0,55	Groupe	Scellée en place	MR3-1 MR3-2	50 100
MR4	0,56	Réseau	Scellée en place	MR4-1 MR4-2	50 100
MR5	0,55	Groupe	Scellée en place	MR5-1 MR5-2 MR5-3	50 100 150
MR6	0,55	Réseau	Scellée en place	MR6-1 MR6-2 MR6-3	50 100 150

Tableau IV.9 Programme expérimental (MRi : Massif i réalisé pour l'étude comparative groupe-réseau)

structures testées. Les résultats sont donc présentés dans la suite en terme d'effort global repris par la structure (groupe ou réseau) en fonction de l'enfoncement de celle-ci mesuré au niveau du bloc d'encastrement (essais de chargement réalisés à déplacement imposé).

IV.8.2.1 Massifs à surface libre

La figure IV.56 présente les courbes de chargement correspondant au groupe et au réseau préfabriqués mis en place dans les massifs à surface libre.

On peut tout d'abord constater les faibles niveaux de charge atteints correspondant au fait que les massifs sont à surface libre (très faibles niveaux de contrainte dans le massif).

En ce qui concerne le groupe, on observe une mobilisation très rapide de résistance avec obtention d'un palier de résistance assez bien marqué (de l'ordre de 35 daN) pour un déplacement relativement faible, de l'ordre de 1 à 2 mm. La phase de décharge-recharge effectuée après un déplacement d'environ 5 mm permet de retrouver lors de la recharge un niveau de résistance de palier du même ordre que celui obtenu lors de la première phase de chargement.

Dans le cas du réseau, le niveau de capacité portante obtenu est du même ordre que celui obtenu pour le groupe élémentaire (ce qui, là aussi, est normal étant donné les faibles niveaux de contrainte), avec cependant apparition d'un mécanisme de mobilisation qui est différent de celui du groupe, avec une réponse initiale légèrement moins rigide que pour le groupe, suivie, après un coude marqué autour de 1 à 2 mm, d'une croissance régulière à taux sensiblement constant de la résistance mesurée jusqu'à des déplacements de l'ordre de 10 mm (pente de l'ordre de 17 N/mm), sans amorce de stabilisation. Ce type de comportement rend compte d'un mécanisme de mobilisation de la résistance différent dans le réseau par rapport au groupe, traduisant peut-être une mise en butée progressive du volume de sol enserré par le « cône » formé par les inclusions. Au bout de 10 mm environ d'enfoncement, la charge reprise par le réseau est de 45 daN environ (à comparer aux 35 daN obtenus pour le groupe). On peut, de plus, remarquer là aussi, comme dans le cas du groupe, une bonne « continuité » de comportement après la phase de décharge-recharge, avec un taux d'augmentation de la charge après recharge similaire au taux existant avant décharge.

Les allures des courbes dans le cas des réseaux sont similaires à celles obtenues par Foray (1998 et 1999) pour différentes configurations de réseau de 18 inclusions, à surface libre (figure IV.57).

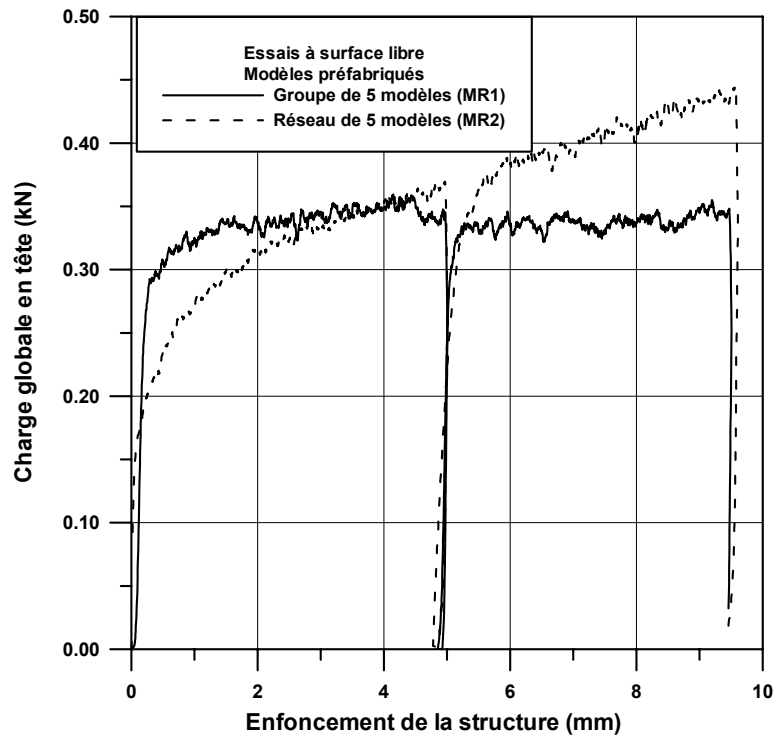


Figure IV.56 Comparaison entre la réponse du groupe et du réseau préfabriqués (massifs à surface libre)

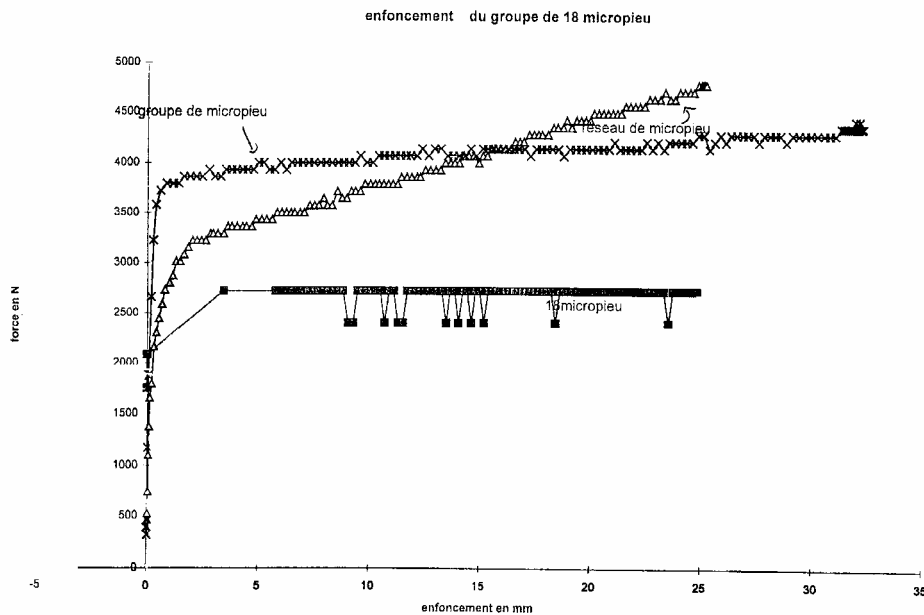


Figure IV.57 Comparaison entre la réponse du groupe et différentes configurations de réseau (massifs à surface libre) (Foray, 1999)

IV.8.2.2 Massifs mis sous contraintes

Pour les massifs MR3 à MR6, on a donc appliqué différents niveaux de contrainte isotrope aux massifs (2 niveaux successifs croissants pour les massifs MR3 et MR4 (50 et 100 kPa) et trois niveaux croissants pour les massifs MR5 et MR6 (50, 100 et 150 kPa) en vue d'obtenir des niveaux de résistance supérieurs susceptibles de permettre une mise en évidence plus nette de différences éventuelles entre groupes et réseaux. On a, par ailleurs, des conditions d'essai

plus réalistes avec mise en place et scellement du groupe ou du réseau en place dans un massif reconstitué au préalable par pluviation (bonne homogénéité) et mis sous contrainte.

• Résultats typiques obtenus

La figure IV.58 présente les courbes de chargement obtenues pour le massif M5 (essais MR5-1, MR5-2 et MR5-3 réalisés sur le groupe élémentaire pour 50, 100 et 150 kPa de contrainte isotrope appliquée au massif). On peut déjà remarquer que, par rapport aux essais à surface libre, la mise sous contrainte du massif permet d'obtenir des niveaux de charge supportée en tête nettement supérieurs à ceux atteints pour les essais à surface libre. Il est aussi intéressant de remarquer le caractère quasi-homothétique des courbes de chargement obtenues lorsque l'on fait croître la contrainte de confinement appliquée, avec une quasi-proportionnalité des résistances de palier atteintes en fonction de la contrainte appliquée (tableau IV.10).

La figure IV.59 présente des résultats analogues mais correspondant, dans ce cas, au réseau élémentaire. Des observations qualitatives analogues peuvent être faites dans ce cas concernant les niveaux de chargement atteints, ainsi que la quasi-proportionnalité des courbes de chargement obtenues. On se référera ici aussi au tableau IV.10, pour les valeurs numériques correspondant aux paliers de résistance obtenus. Il est également intéressant de constater dans le cas des réseaux, que le taux d'augmentation de la résistance présente la même allure que dans le cas des essais à surface libre, avec une première phase de forte mobilisation suivie d'une augmentation régulière de l'effort avec une pente plus faible.

• Répétabilité des essais

Les figures IV.60 et IV.61 permettent de mettre en évidence le bon niveau de répétabilité de l'essai de chargement sur groupe, pour les deux niveaux de contrainte appliqués dans les deux cas (massifs MR3 et MR5).

De manière analogue, les figures IV.62 et IV.63 permettent de quantifier le bon niveau de répétabilité des essais réalisés sur réseau.

• Comparaison entre groupe et réseau

La figure IV.64 présente une synthèse des comparaisons entre groupes et réseaux pour les différents niveaux de contrainte appliqués, sur laquelle on retrouve la supériorité du groupe par rapport au réseau avec une valeur pour le groupe supérieure de 8 à 15% par rapport au réseau (voir tableau IV.10). Ces différences observées entre groupe et réseau apparaissent significatives étant donné la bonne répétabilité des essais.

Ces essais conduisent donc à des résultats différents de ceux obtenus dans le cas des massifs à surface libre où les réseaux offraient une résistance plus importante.

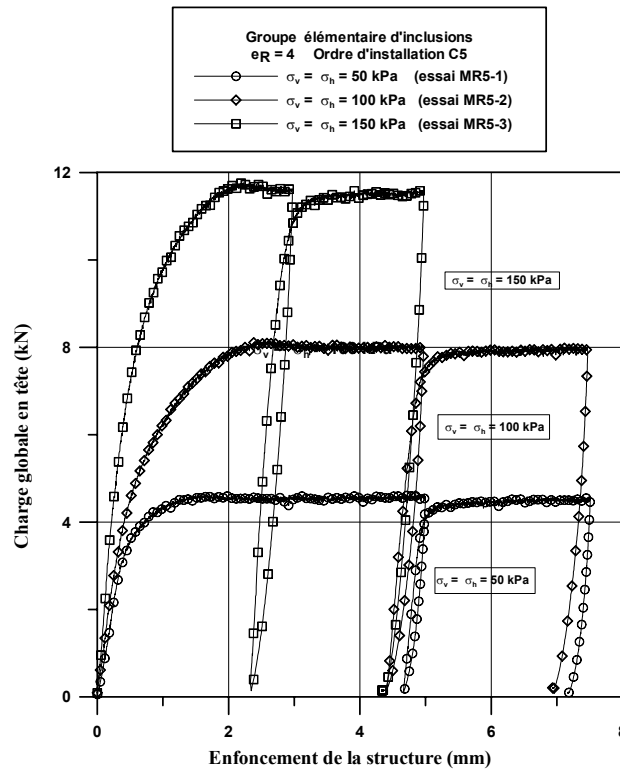


Figure IV.58 Courbes de chargement en tête obtenues pour le groupe élémentaire. Influence de la contrainte de consolidation appliquée au massif MR5

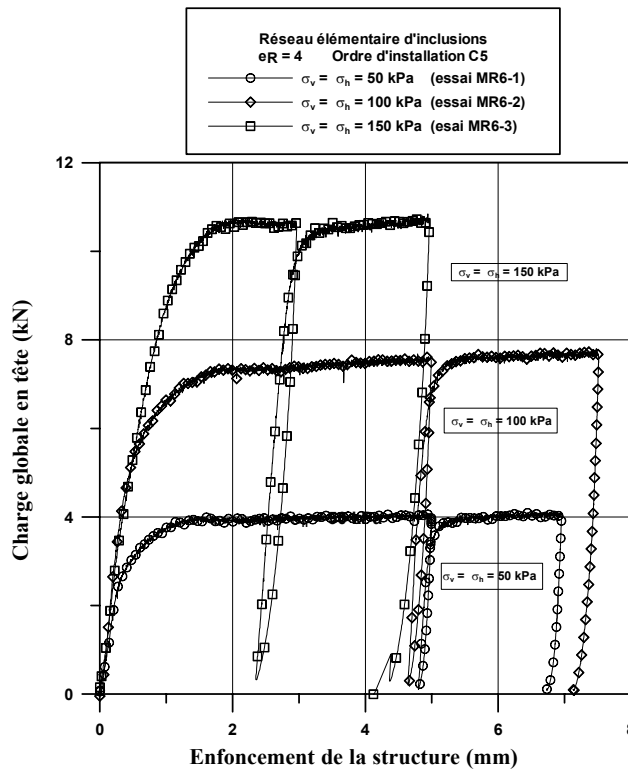


Figure IV.59 Courbes de chargement en tête obtenues pour le réseau élémentaire. Influence de la contrainte de consolidation appliquée au massif MR6

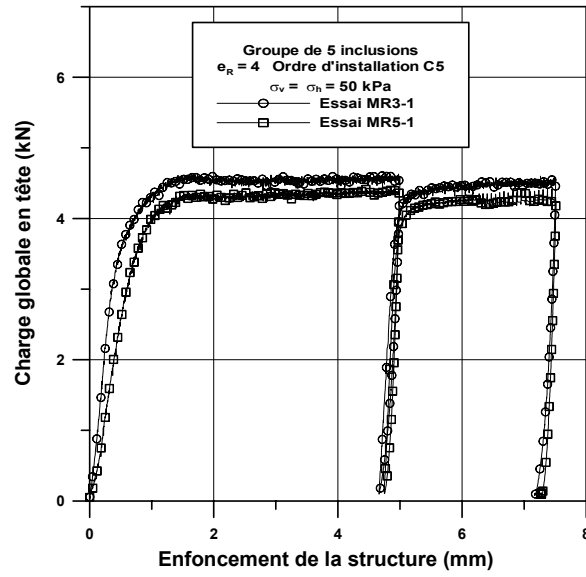


Figure IV.60 Répétabilité des essais de chargement sur groupe

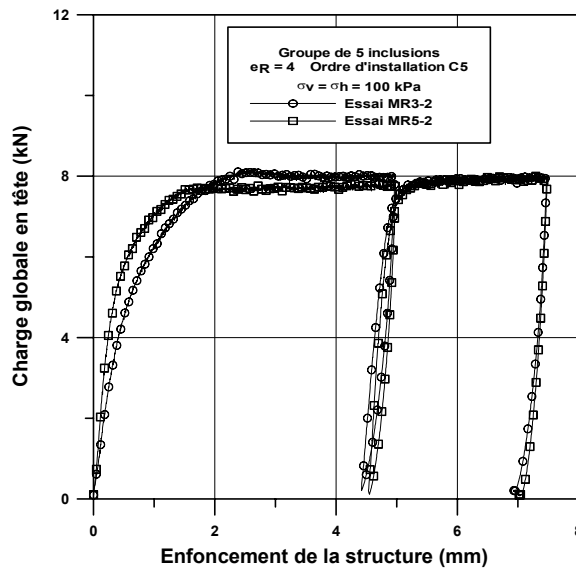


Figure IV.61 Répétabilité des essais de chargement sur groupe

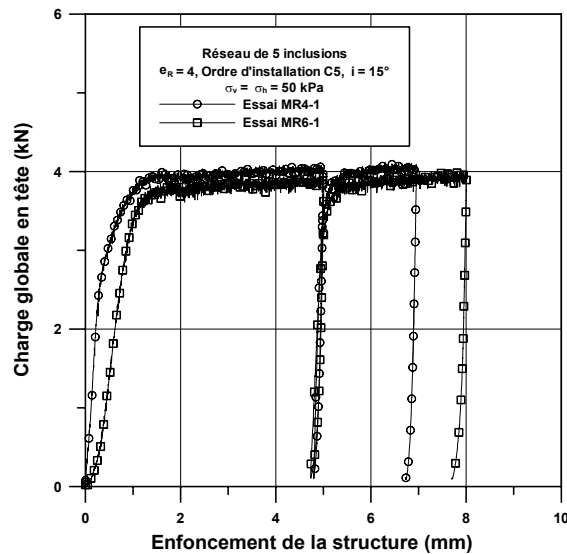


Figure IV.62 Répétabilité des essais de chargement sur réseau

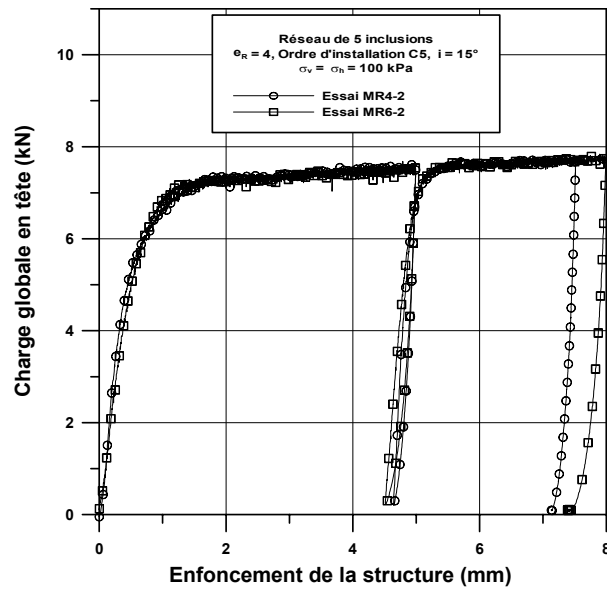


Figure IV.63 Répétabilité des essais de chargement sur réseau

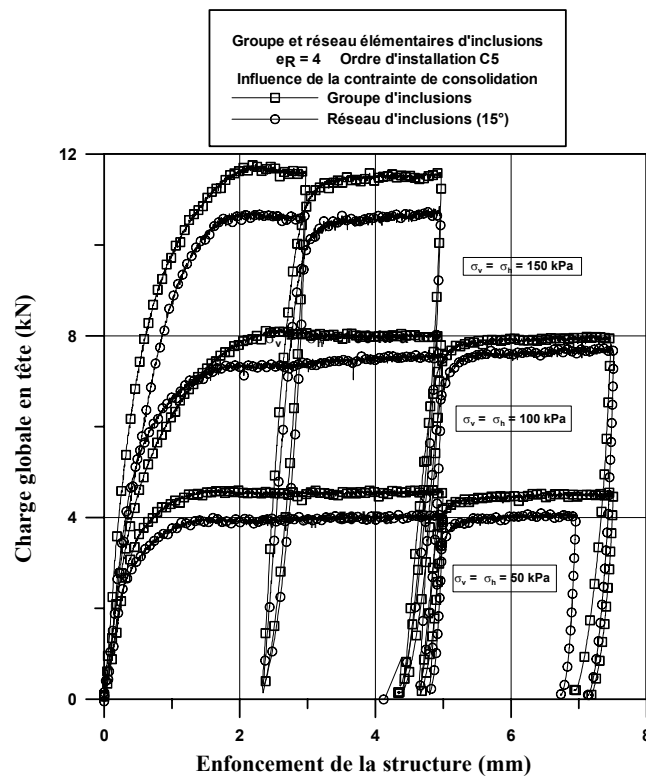


Figure IV.64 Comparaison entre la réponse du groupe et du réseau : Synthèse

Toutefois, il est intéressant de constater que l'on retrouve les mêmes allures e courbe dans les deux cas avec une première phase marquée par une forte mobilisation de l'effort suivie d'une phase d'augmentation plus avec une pente plus faible. Cette dernière atteint des valeurs comparables au cas des essais à surface libre (17 N/mm) avec respectivement des pentes de 78 N/mm, 129,33 N/mm et de 312,3 N/mm pour des contraintes de consolidation (σ_c) de 50, 100 et 150 kPa.

Massif	ID	Structure	Caractéristiques de la structure	Essai	Contraintes appliquées	Valeurs maximales (kN)
MR1	0,70	Groupe	préfabriquée	M1	Surface libre	0,35
MR2	0,70	Réseau	préfabriquée	M2	Surface libre	0,45
MR3	0,55	Groupe	scellée en tête	M3-1	50	4,59
				M3-2	100	8,09
MR4	0,56	Réseau	scellée en tête	M4-1	50	3,96
				M4-2	100	7,39
MR5	0,55	Groupe	scellée en tête	M5-1	50	4,33
				M5-2	100	7,73
				M5-3	150	11,75
MR6	0,55	Réseau	scellée en tête	M6-1	50	3,80
				M6-2	100	7,28
				M6-3	150	10,28

Tableau IV.10 Valeurs des paliers des résistances obtenus

IV.8.3 Analyse des résultats

On a tenté ici de mettre en évidence, de manière relative, un effet de réseau (inclusions inclinées à 15°) par rapport à un effet de groupe (inclusions verticales) sur des structures élémentaires formées de cinq inclusions. Les rapports entre les valeurs de capacité portante obtenues dans le cas des groupes et des réseaux sont présentés dans le tableau dans le tableau IV.11. Cette étude mène aux conclusions suivantes ; elle fait apparaître un avantage pour le groupe (de l'ordre de 10 à 15 %) par rapport au réseau, en terme de capacité portante globale de la structure étudiée. Ces différences sont également constatées par Foray (1998) et Garnier (1999) (tableau IV.12).

Dans ce tableau, on peut constater que dans la plupart des cas, on est très en dessous des valeurs obtenues par Lizzi. Il est à noter que les conditions d'essai pour les travaux de Lizzi n'ont pas toutes été retrouvées. Ceci traduit également la complexité du problème. Notamment, Foray *et al.* (1999) ont testé une nouvelle configuration de réseau et ont trouvé que le réseau pouvait supporter un effort supérieur au groupe dans le cas du chargement vertical.

Cette observation pourrait s'interpréter en disant que l'inclinaison optimale des inclusions pour résister à un chargement vertical correspondrait à la position verticale (inclinaison nulle sur la verticale), ceci s'ajoutant au fait que, dans le cas du groupe, on va pouvoir bénéficier d'un effet de serrage homogène se développant sur tout le fût et favorisant une augmentation

du frottement latéral mobilisable, alors que, dans le cas du réseau pour lequel les inclusions s'éloignent les unes des autres avec la profondeur, on a une diminution de l'effet de serrage et donc diminution du gain de frottement latéral dont on bénéficie dans le cas du groupe. Toutefois, comme on a pu l'observer dans le cas des essais à surface libre, le réseau peut dans certains cas bénéficier d'un effet de mise en butée du sol sous la structure qui est tel qu'il reprenne un effort supérieur à celui du groupe.

Structure	σ_c (kPa)	Valeurs maximales moyenne (kN)	Différence (%) Groupe-Réseau
Groupe	50	4,46	+15%
Réseau	50	3,88	
Groupe	100	7,91	+8%
Réseau	100	7,335	
Groupe	150	11,75	+10%
Réseau	150	10,68	

Tableau IV.11 Comparaison entre les valeurs de paliers pour les groupes et les réseaux

Essai	Sol		Caractéristiques des pieux					Mise en place	Type	Réseau/ Groupe
	I_D	Sable	D (mm)	L (m)	i	n	e_R			
CERMES	0,70	F	10	0,5	15°	5	4	Moulage	ASL	1,28
	0,55	F	10	0,5	15°	5	4	Fonçage	SCCI	0,9
L3S (1998)	0,50	F	10	1	20°	18	3,5	Fonçage	ASL	0,83
	0,50	F	10	1	20°	18	7	Fonçage	ASL	0,93
L3S (1999)	0,50	F	10	1	20°	18	3,5	Fonçage	ASL	0,91
	0,50	F	10	1	20°	18	7	Fonçage	ASL	1,09
LCPC	0,80	F	2	0,2	7,3° et 9°	18	7	Moulage	C à 10g	0,81
Lizzi		S	20	2	20	18	7	Moulage	ASL	1,32

Tableau IV.12 Synthèse des résultats des essais effectués en laboratoire sur les groupes et réseaux

F : Fontainebleau, *S* : sable tamisé, *i* : inclinaison, *n* : nombre d'inclusions, *ASL* : à surface libre, *SCCI* : sous contraintes de consolidation isotrope, *C à 10g* : Centrifugeuse à 10g

CONCLUSIONS

Dans ce chapitre, on a étudié l'effet de groupe sur les micropieux à l'aide d'une méthodologie (Francis, 1997). On a ainsi basé l'ensemble de cette étude sur le comportement mécanique de l'inclusion centrale entourée par des inclusions adjacentes.

On a ainsi montré que l'effet de groupe est positif pour le frottement latéral et négatif pour la résistance en pointe. De plus, en ce qui concerne l'influence des différents paramètres étudiés, on observe que l'effet de groupe est d'autant plus favorable que l'espacement est faible et que l'ordre d'installation est tel que l'inclusion centrale est installée en dernier.

Une différence de comportement notable est également à souligner entre les groupes espacés à 2d et ceux espacés à 2,83d et 4d. Les analogies utilisées pour interpréter ces essais (paragraphe IV.4.2) ont montré qu'un fort relâchement de contraintes se produisait dans le cas des groupes espacés de 2d.

En ce qui concerne l'influence de la contrainte initiale, elle est significative dans le cas d'un entr'axe relatif de 2d où l'effet de groupe est d'autant plus important que la contrainte initiale est élevée.

En revanche, pour l'indice de densité, l'effet de groupe est sensiblement le même pour les trois cas étudiés dans le cas des groupes de cinq inclusions. Dans le cas des groupes de neuf inclusions, les différences ne sont pas significatives d'autant plus que le chargement n'a pas mobilisé complètement l'effort que pouvait reprendre l'inclusion centrale.

En ce qui concerne l'influence du nombre d'inclusions (cinq et neuf), on constate que pour un espacement de 2,83d, les résultats obtenus dans les deux cas sont similaires alors que pour un espacement de 2d, les différences sont significatives. Ceci traduit la spécificité de cet entr'axe qui est extrême pour notre étude et se caractérise par un comportement à l'interface sol-inclusion particulier.

On a également étudié l'influence du sens de chargement pour les groupes de cinq inclusions, les principaux résultats montrent que l'effet de groupe relatif au frottement latéral est d'autant plus favorable que l'espacement augmente et que l'ordre d'installation est tel que l'inclusion centrale est installée en dernier.

Le travail présenté sur les chargements monotones a eu pour objectif d'approfondir les travaux présentés par Francis (1997) sur l'étude des groupes de cinq inclusions, en étudiant

l'influence de paramètres tels que l'entr'axe relatif, le nombre d'inclusions (cinq et neuf), le niveau de contrainte appliqué et l'indice de densité l'étude relative à l'entr'axe relatif de 2. On a aussi voulu vérifier la validité de l'hypothèse de départ sur l'étude de l'effet de groupe, à savoir que le comportement d'un pieu dans un groupe est surtout influencé par les pieux les plus proches. Une étude paramétrique a donc été effectuée sur des cellules élémentaires de neuf inclusions.

Cette étude s'est surtout concentrée sur des paramètres significatifs, tels que l'entr'axe relatif (compris entre 2 et 4), l'ordre d'installation (C1, C5 et C9), le nombre d'inclusions et les paramètres liés au sol (le niveau de contrainte appliqué et l'indice de densité).

On a observé que les coefficients d'efficacité relatifs au frottement latéral sont pour la plupart des cas supérieurs à l'unité et que ceux relatifs à la résistance en pointe, par contre sont toujours inférieurs à l'unité. En outre, dans le cas des micropieux, on s'intéresse surtout à l'effet de groupe relatif au frottement latéral.

En ce qui concerne l'influence de l'entr'axe relatif, l'évolution des coefficients d'efficacité en fonction de ce paramètre diffère comme on a déjà pu le constater. Les différences les plus sensibles apparaissent entre les cellules élémentaires ayant un entr'axe relatif égale ou supérieur à 2.

- Pour $e_R = 2$, dans le cas de l'ordre d'installation C1, on peut considérer que ceci résulte des différents phénomènes intervenant pendant l'installation des inclusions adjacentes, qui sont accentués dans le cas de cet entr'axe. Dans le cas de l'ordre d'installation C5 et C9, les différences sont du même ordre.

- Pour $e_R \geq 2$, Dans le cas de l'ordre d'installation C1, le comportement des groupes de cinq et neuf inclusions est assez semblable dans le cas du niveau de consolidation ($\sigma_v = 250$ kPa et $\sigma_h = 100$ kPa) (coefficients compris entre 1,6 et 1,75) mais pas pour ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa) (coefficients 1,6 et 1,2 respectivement pour le groupe de cinq et neuf inclusions). Dans le cas des ordres d'installations C5 et C9, les valeurs obtenues sont équivalentes (2,36 et 2,44 respectivement pour le groupe de cinq et neuf inclusions). Le niveau de contrainte appliqué semble donc avoir une influence non négligeable sur l'effet de groupe.

On a donc pu mettre en évidence que, l'ordre d'installation, bien qu'il avait jusqu'ici fait l'objet de peu d'études, se révèle être un paramètre essentiel dans l'étude de l'effet de groupe. Lorsque l'inclusion centrale est placée en dernier, on obtient les meilleures performances pour le coefficient d'efficacité relatif au frottement latéral.

Pour les paramètres liés au sol, (niveau de contrainte appliqué), l'influence du nombre d'inclusions n'est pas déterminante.

En ce qui concerne l'utilisation pratique des micropieux, on peut noter que le choix de paramètres liés aux pieux est déterminant pour profiter au maximum de l'effet de groupe (espacement, ordre d'installation...). Des configurations optimales peuvent être trouvées à partir de nos résultats (entraxe relatif optimum de 2,83-3 et un ordre d'installation similaire à l'ordre C5-C9).

Pour l'étude relative à l'effet de réseau par rapport à l'effet de groupe dans le cas de chargements verticaux, on est arrivé à deux conclusions différentes :

- Dans le cas des essais à surface libre, on peut trouver un effet de réseau supérieur à l'effet de groupe (Lizzi et Carnevale (1979), Foray (1999), CERMES (1999)).
- Dans le cas des essais avec mise sous contrainte des massifs, on a un effet de réseau inférieur à l'effet de groupe (CERMES (1999)).

CHAPITRE V
COMPORTEMENT DE L'INCLUSION ISOLEE SOUS
CHARGEMENT CYCLIQUE

En pratique, les pieux sont généralement soumis à différents types de chargement monotone et cyclique. La raison en est que les composantes de la charge totale peuvent varier en fonction des effets du vent, de la houle, des marées, des séismes...

Bien que certains des facteurs cités précédemment entraînent des variations au niveau des charges appliquées sur les pieux parfois difficilement prévisibles, certains facteurs peuvent par contre entraîner des charges quasi systématiques et répétées telles que l'effet de la houle, qui se caractérise par une sollicitation relativement régulière sous chargement répété et cyclique.

L'expérience montre que l'application des sollicitations cycliques, même de faible amplitude, peut fortement altérer l'état du matériau au bout d'un certain nombre de cycles et il est important, lorsque nécessaire, d'étudier les comportements correspondants.

On a distingué dans le chapitre I deux types de sollicitations cycliques :

- Sollicitations à contraintes contrôlées : elles peuvent conduire à trois types de comportement le rochet, l'accommodation et l'adaptation.
- Sollicitations à déformations contrôlées : elles peuvent conduire à deux types de comportement le durcissement et le radoucissement cyclique.

Le dimensionnement des pieux requiert la prise en compte de l'effet des sollicitations cycliques sur la capacité portante axiale. Ces effets se caractérisent le plus souvent par une évolution de la capacité portante et une accumulation des déplacements permanents croissante avec le nombre de cycles (voir chapitre I : Eléments bibliographiques). Les déplacements accumulés peuvent atteindre des valeurs de l'ordre de 10% du diamètre du pieu.

Deux mécanismes semblent donc contribuer à la rupture des pieux sous chargement cyclique axial :

- l'accumulation des déplacements permanents avec augmentation de l'amplitude du chargement cyclique.
- La dégradation cyclique de la capacité portante liée à celle de la résistance en pointe et du frottement latéral.

Ces deux mécanismes peuvent être simulés sur des modèles de pieux en laboratoire à l'aide de deux types d'essai :

- Des essais à force contrôlée pour l'étude de la stabilité de la structure (accumulation de déplacement permanent).
- Des essais à déplacement contrôlé pour l'étude de la dégradation de la capacité portante.

A partir des travaux trouvés dans la littérature et présentés dans le chapitre I, on s'est intéressé, dans ce travail, à différents aspects importants reliés au comportement des pieux sous chargement cyclique.

On va tout d'abord présenter une étude relative à l'influence de la fréquence de chargement cyclique afin de mettre en évidence l'influence de ce paramètre sur les comportements observés dans le cas de l'inclusion isolée, et de choisir une fréquence de référence pour les essais à réaliser par la suite. On présentera ensuite l'étude de l'inclusion isolée pour les essais à force contrôlé puis pour les essais réalisés à déplacement contrôlé pour deux modes d'installation à savoir le fonçage et le "moulage". On abordera en particulier le cas des comportements observés pour de grands nombres de cycles. Le cas des groupes d'inclusions sous sollicitations cycliques sera ensuite abordé dans le chapitre VI.

Des diagrammes de stabilité seront établis pour les deux cas (foncé et moulé) pour un nombre de cycles donné. Des éléments complémentaires seront également apportés quant à l'influence du nombre de cycles.

V.1 INFLUENCE DE LA FREQUENCE DE CHARGEMENT

La plupart des essais réalisés sous chargement cyclique ont pour objectif de simuler le comportement d'éléments de structures soumis à des sollicitations de type houle, vent ... Ces types de chargement présentent une régularité variable et se caractérisent par une vitesse de chargement assez faible mais les chargements se répètent un grand nombre de fois.

On a réalisé une étude sur l'influence de la fréquence d'application des efforts. On pourra ainsi déterminer jusqu'à quelle fréquence on pourra considérer que l'on est toujours dans le régime quasi-statique. On la comparera à la fréquence de 0,05 Hz, généralement utilisée, par la plupart des auteurs cités dans le chapitre I (Chan *et al.* (1980), Foray *et al.* (1980), Poulos *et al.* (1988) et Al Douri *et al.* (1994)).

On présente tout d'abord les différentes procédures d'essai utilisées dans le cas des essais cycliques à force contrôlée.

Les différentes procédures d'essai peuvent être décrites de la manière suivante : phase d'installation de l'inclusion par fonçage (1), chargement monotone initial jusqu'à la rupture (2), application du chargement cyclique (combinaisons de chargement) (3) et rechargement monotone post – cyclique (4).

La phase (3) est telle que l'on applique une série de combinaisons de chargements successives. L'application d'une combinaison de chargement peut se décrire de la manière suivante : la charge en tête de l'inclusion est amenée de 0 kN à P_m à une vitesse de 0,1 kN/min, on maintient quelques instants cet effort puis on applique l'amplitude de chargement (P_c) pendant N cycles (figure V.1). L'accumulation des déplacements en fonction du temps, lors de la séquence cyclique, est présentée sur les figures V.2 et V.3 avec δ_{acc} , incrément de déplacement résiduel accumulé pour chaque cycle, et $2\delta_c$, amplitude des déplacements obtenue entre la charge maximale et minimale de l'effort. A la fin de la première séquence cyclique, on effectue une nouvelle rampe quasi-statique jusqu'à la nouvelle valeur de P_m à partir de laquelle on veut réaliser une nouvelle séquence cyclique. Les chargements cycliques sont appliqués avec des charges moyennes (P_m) croissantes et pour chacune des charges moyennes, les amplitudes (P_c) sont également appliquées de manière croissante.

Dans cette optique, on a effectué des essais de chargement sur une inclusion isolée foncée, avec les caractéristiques suivantes :

- Essai à chargement contrôlé avec une charge moyenne P_m de $0,5 Q_c$ et des amplitudes de chargement (P_c) successives de 0,2 , 0,3 et $0,4 Q_c$ correspondant à des séquences de 30, 20 et 10 cycles respectivement.
- Fréquences pour chacune des amplitudes de chargement précédentes qui sont respectivement égales à 0,01 , 0,05 , 0,1 , 0,5 , 1 , 5 et 10 Hz (ordre croissant).

Dans cette optique, on a effectué des essais de chargement sur une inclusion isolée foncée, avec les caractéristiques suivantes :

- Essai à chargement contrôlé avec une charge moyenne P_m de $0,5 Q_c$ et des amplitudes de chargement (P_c) successives de 0,2 , 0,3 et $0,4 Q_c$ correspondant à des séquences de 30, 20 et 10 cycles respectivement.
- Fréquences pour chacune des amplitudes de chargement précédentes qui sont respectivement égales à 0,01 , 0,05 , 0,1 , 0,5 , 1 , 5 et 10 Hz (ordre croissant).

Sur la figure V.4, on présente les résultats obtenus pour les différentes fréquences essayées. On peut constater une différence nette entre les fréquences inférieures ou égales à 1 Hz et les fréquences de 5 et 10 Hz, pour lesquelles on change de régime avec une augmentation très importante des déplacements accumulés en fonction du nombre de cycles, correspondant sans doute à des mécanismes de fonctionnement différents de l'inclusion.

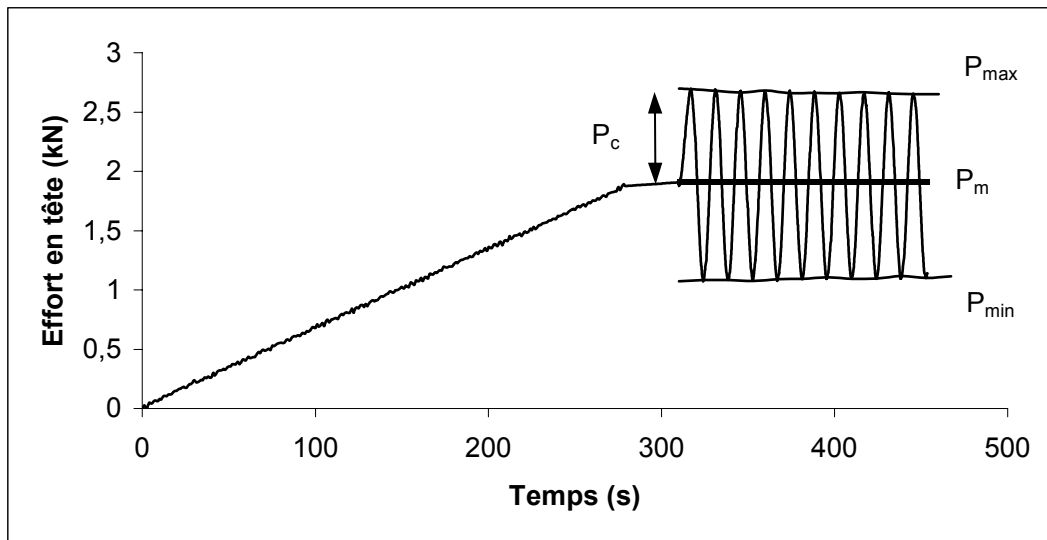


Figure V.1 Forme typique de chargement cyclique appliqué à force contrôlée

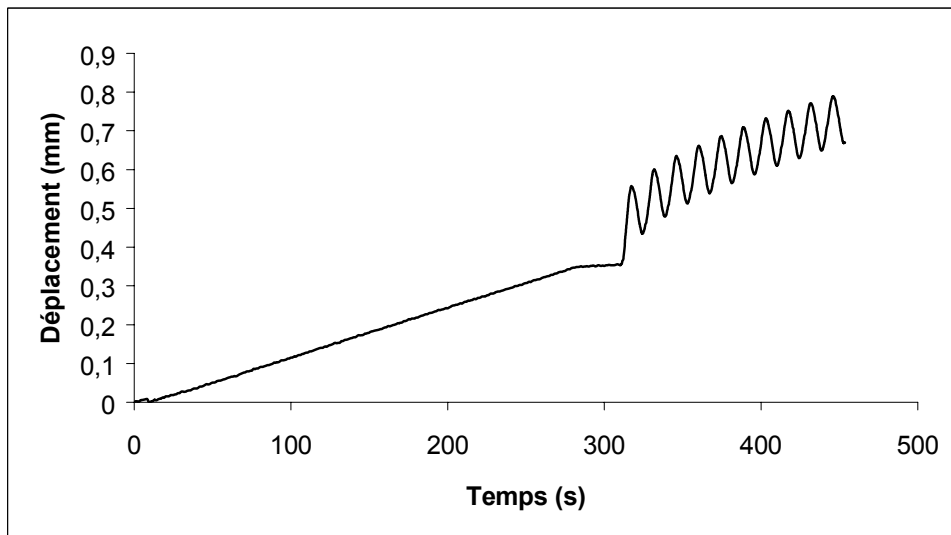


Figure V.2 Enregistrement typique des déplacements en tête de l'inclusion en fonction du temps (force contrôlée) : séquence de chargement initial (P_m) définition des différents paramètres de la séquence cyclique.

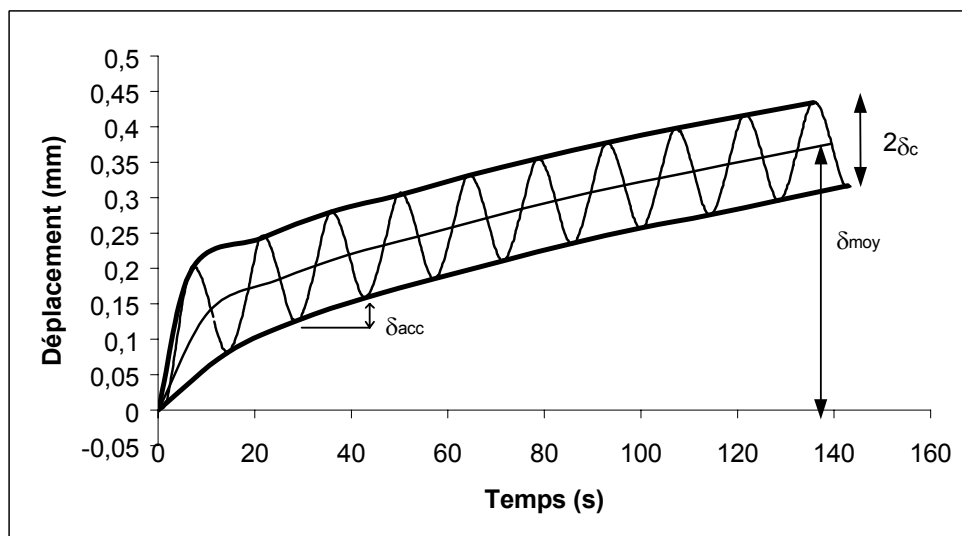


Figure V.3 Enregistrement typique des déplacements en tête de l'inclusion en fonction du temps (force contrôlée) ; séquence cyclique, définition des différents paramètres de la séquence cyclique

Entre une fréquence de 0,01 Hz et 1 Hz (figure V.4), on n'observe pas de différence de comportement significative. On peut donc considérer que, pour cette gamme de fréquence, on n'a pas d'influence significative de la fréquence de chargement, et ceci pour un $P_m = 0,5 Q_c$.

Si l'on détaille un peu plus, si on analyse l'influence de P_c , on peut observer que les déplacements permanents sont différents mais restent dans le même ordre de grandeur. Ces différences s'atténuent lorsque P_c augmente (figures V.5, V.6 et V.7).

En effet, sur les figures V.5 et V.6, on peut observer que le déplacement semble augmenter avec la fréquence de manière assez nette. Mais sur la figure V.7, les différences s'atténuent. Ceci peut être dû au fait que la charge maximale appliquée est égale à 90% de la charge à la rupture et que dans ce cas, la reprise des efforts par le sol est plus difficile.

Pour les fréquences de 5 et 10 Hz, les déplacements accumulés sont les plus importants. Ils semblent représenter une gamme de fréquence où les phénomènes mis en jeu à l'interface sol-inclusion sont différents de ceux observés pour les fréquences les plus faibles, l'ordre de grandeur des déplacements étant beaucoup plus important. On peut non seulement noter la différence entre les deux gammes mais également que dans le cas "dynamique", les déplacements mesurés dépendent fortement de la fréquence (différence significative entre 5 et 10 Hz).

Au vu des résultats obtenus, on peut considérer que pour le cadre de notre étude, on peut utiliser des fréquences inférieures à 1 Hz. La fréquence choisie est de 0,05 Hz qui est généralement utilisée (Foray *et al.*(1980), Al Douri (1992)).

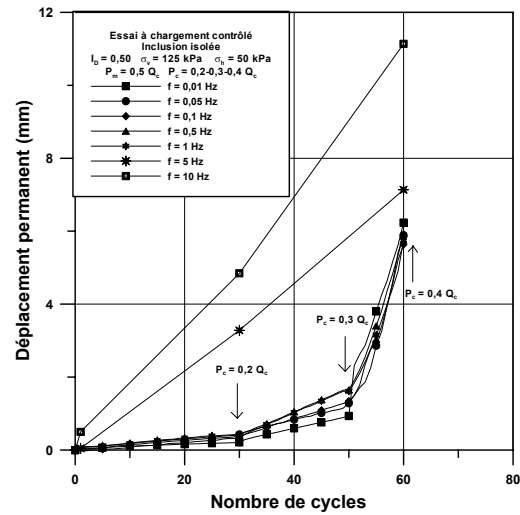


Figure V.1 Evolution du déplacement permanent avec la fréquence (0,01 - 10 Hz)

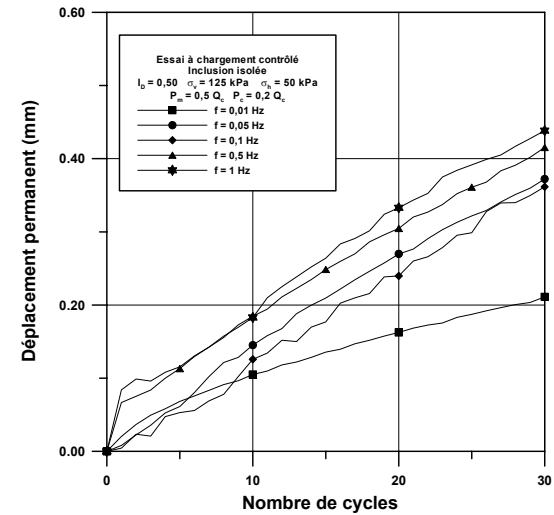


Figure V.2 Evolution du déplacement permanent avec la fréquence ; $P_c = 0,2 Q_c$

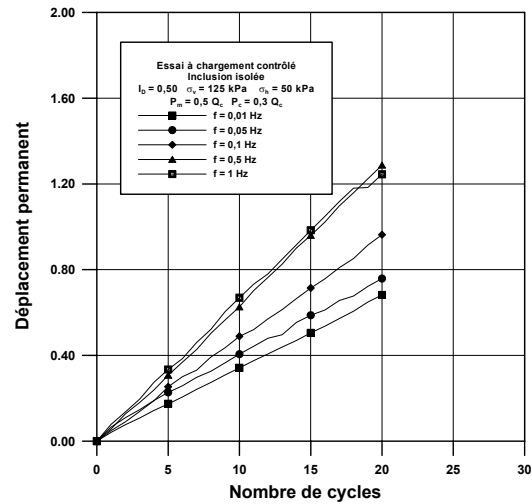


Figure V.3 Evolution du déplacement permanent avec la fréquence ; $P_c = 0,3 Q_c$

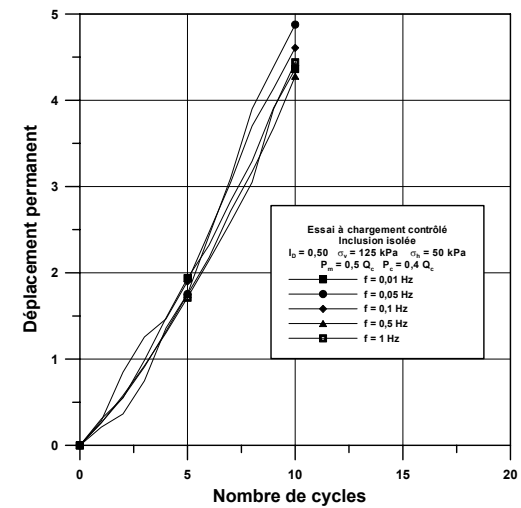


Figure V.5 Evolution du déplacement permanent avec la fréquence ; $P_c = 0,4 Q_c$

V.2 ETUDE DU COMPORTEMENT A FORCE CONTROLEE

Les essais réalisés à force contrôlée permettent, comme cela a déjà été expliqué dans la partie bibliographique, d'étudier le comportement d'un pieu ou d'un micropieu lorsqu'il est soumis à un grand nombre de cycles de chargement autant en terme d'accumulation des déplacements que de l'évolution de la capacité portante de ce pieu ou micropieu. A partir d'études paramétriques, on devrait être en mesure d'établir des limites en termes d'efforts appliqués et du nombre de cycles au delà desquels le comportement aura évolué (déplacement accumulé trop important, rupture). Des critères pourront ainsi être explicités dans un diagramme (diagramme de stabilité) et être utilisés pour le dimensionnement.

Différents paramètres influencent le comportement des pieux sous chargement cyclique : la charge moyenne P_m , l'amplitude de la charge cyclique P_c , le nombre de cycles N appliqués, la fréquence.... L'accumulation des déplacements provoquée par un chargement est également un facteur important à prendre en compte. D'autres aspects sont également à considérer : l'histoire du chargement, c'est à dire le moment où une combinaison de chargement (P_m , P_c) a été appliquée, par rapport à l'ensemble des autres chargements qu'a subis l'inclusion, la capacité portante après le chargement cyclique afin de déterminer les dégradations.

Les pieux réels peuvent également être soumis à des chargements cycliques de type non alternés (effort en tête restant uniquement de compression ou de traction). Les charges permanentes (poids de la structure supportée...) constituent généralement la part la plus importante de la charge imposée aux pieux. Les essais alternés (alternance des phases de compression et de traction) font partie des cas moins courants, mais qui nécessitent également des recherches car ce sont les chargements qui provoquent le plus de dégradation de l'effort (Turner *et al.* (1990), Chambers (1999)).

Dans le cadre de notre travail, on va s'intéresser aux paramètres les plus significatifs à savoir la charge moyenne P_m , l'amplitude de la charge cyclique P_c , le nombre de cycles appliqués N . De plus, comme dans le cas du chargement monotone, on va effectuer une étude relative à l'influence du mode d'installation, à savoir le cas de l'inclusion foncée et celui de l'inclusion moulée. On effectuera de manière indépendante l'étude relative à l'inclusion foncée et à l'inclusion moulée en fonction des paramètres d'étude, et on établira pour chacun des cas un diagramme de stabilité. Puis une synthèse sera faite des résultats obtenus dans les deux cas.

La fréquence utilisée sera égale à 0,05 Hz, correspondant à des chargements de type quasi statique.

V.2.1 Cas de l'inclusion forcée

Dans le but d'étudier la réponse d'inclusions sous chargement cyclique (étude de la stabilité des pieux, établissement d'un diagramme de stabilité cyclique et détermination de la dégradation de la capacité portante), on a effectué des essais cycliques non alternés en compression et en traction.

On a réalisé onze massifs et pour chacun de ces massifs, différentes combinaisons de chargement ont été appliquées. Le programme expérimental est décrit dans les tableaux V.1 à V.11. Les essais de compression sont décrits dans les tableaux V.1 à V.6 et les essais de traction dans les tableaux V.7 à V.11. Les déplacements accumulés pour chacune des séquences sont également indiqués dans les tableaux. Ils seront utilisés lors de l'interprétation.

Les caractéristiques des essais sont : $I_D = 0,50$, $\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa.

Les procédures d'essai utilisées sont les mêmes que celles décrites dans la partie V.1.

On présente un exemple de procédure d'essai sur les figures V.8 et V.9 dans le cas du massif MC1. En effet, sur la figure V.8, on a tracé la courbe de l'effort en fonction du temps pour les dix combinaisons de chargements cycliques appliquées. Ainsi, on peut observer qu'entre les différentes combinaisons, on n'a pas effectué de décharges jusqu'à 0 kN. Sur la figure V.9, on a représenté l'accumulation du déplacement avec le temps pour les cinq premières séquences cycliques.

On remarque déjà des amplitudes de déplacement différentes ainsi que des taux de déplacements (pente) différents pour chacune des séquences traduisant des comportements différents.

Les combinaisons de chargement étaient appliquées en série c'est à dire les unes à la suite des autres et étaient telles que l'on commençait par les moins défavorables en termes d'accumulation des déplacements et progressivement on appliquait les combinaisons de chargement les plus défavorables. Dans certains cas, on appliquait les combinaisons de chargement les moins défavorables suivi d'un chargement monotone. Les combinaisons plus défavorables étaient ensuite appliquées avec alternance, séquence cyclique – chargement monotone afin de voir s'il y avait dégradation de la capacité portante (cas du massif MC2).

Ces combinaisons de chargement ont été déterminées à partir d'essais préliminaires ainsi qu'à partir des travaux trouvés dans la littérature (Poulos (1988), Al Douri (1992), Francis (1997), Chambers (1999)).

On a représenté les déplacements pour cinq des dix séquences (figure V.8 (b)).

Les résultats des essais seront présentés en termes d'évolution des déplacements permanents en tête de l'inclusion lors du chargement et en termes de diagrammes de stabilité.

MASSIF	ESSAI	Type	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Déplacement (mm)
MC1	MC1-1	FCC	0,1	0,1	50	0,037
	MC1-2	FCC	0,2	0,2	50	0,29
	MC1-3	FCC	0,3	0,2	50	0,21
	MC1-4	FCC	0,3	0,3	50	1,03
	MC1-5	FCC	0,4	0,2	50	0,18
	MC1-6	FCC	0,4	0,3	50	1,75
	MC1-7	FCC	0,4	0,4	50	34,9 (rupture)
	MC1-8	FCC	0,5	0,2	50	1,23
	MC1-9	FCC	0,5	0,3	50	7,83
	MC1-10	FCC	0,5	0,4	50	32,60

Tableau V.1 Série de combinaisons de chargement en compression (massif MC1)

MASSIF	ESSAI	Type	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Déplacement (mm)	
MC2	MC2-1	FCC	0,1	0,1	50	0,02	
	MC2-2	FCC	0,2	0,2	50	0,34	
	MC2-3	FCC	0,3	0,2	50	0,46	
	MC2-4	FCC	0,4	0,2	50	1,20	
	MC2-5	FCC	0,5	0,2	50	2,98	
	Chargement monotone						
	MC2-6	FCC	0,4	0,3	50	5,51	
	Chargement monotone						
	MC2-7	FCC	0,3	0,3	50	1,55	
Chargement monotone							
MC2-8	FCC	0,5	0,3	50	2,94		
Chargement monotone							
MC2-9	FCC	0,5	0,4	40	5,32		

Tableau V.2 Série de combinaisons de chargement en compression (massif MC2)

MASSIF	ESSAI	Type	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Déplacement (mm)
MC3	MC3-1	FCC	0,1	0,1	50	0,005
	MC3-2	FCC	0,2	0,1	50	0,016
	MC3-3	FCC	0,2	0,2	50	0,17
	MC3-4	FCC	0,3	0,1	50	0,0018
	MC3-5	FCC	0,3	0,2	50	0,16
	MC3-6	FCC	0,4	0,1	50	0,016
	MC3-7	FCC	0,4	0,2	50	0,3
	MC3-8	FCC	0,4	0,3	50	4,43
	MC3-9	FCC	0,5	0,1	50	0,016

Tableau V.3 Série de combinaisons de chargement en compression (massif MC3)

MASSIF	ESSAI	Type	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Déplacement (mm)
MC4	MC4-1	FCC	0,2	0,2	50	0,51
	MC4-2	FCC	0,3	0,2	50	0,14
	MC4-3	FCC	0,3	0,3	50	1,03
	MC4-4	FCC	0,4	0,2	50	0,35
	MC4-5	FCC	0,4	0,3	50	11,44
	MC4-6	FCC	0,4	0,4	50	16,26
	MC4-7	FCC	0,5	0,2	50	0,48
	MC4-8	FCC	0,5	0,3	50	2,74
	MC4-9	FCC	0,5	0,4	30	6,93
Chargement monotone						
MC4-11	FCC	0,2	0,2	50	0,79	
MC4-12	FCC	0,3	0,2	50	0,3	
MC4-13	FCC	0,3	0,3	50	1,21	
MC4-14	FCC	0,4	0,3	50	1,94	
MC4-15	FCC	0,4	0,4	50	9,67	
MC4-16	FCC	0,5	0,2	50	0,5	
MC4-17	FCC	0,5	0,3	50	1,09	
MC4-18	FCC	0,5	0,4	50	6,54	

Tableau V.4 Séries de combinaisons de chargement en compression (massif MC4)

MASSIF	ESSAI	Type	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Déplacement (mm)
MC5	MC5-1	FCC	0,5	0,2	50	0,224
	MC5-2	FCC	0,5	0,3	50	1,06
	MC5-3	FCC	0,5	0,4	50	27,51 (rupture)

Tableau V.5 Série de combinaisons de chargement en compression (massif MC5)

MASSIF	ESSAI	Type	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Déplacement (mm)
MC6	MC6-1	FCC	0,3	0,3	50	0,45
	MC6-2	FCC	0,4	0,4	50	1,27
	MC6-3	FCC	0,5	0,2	50	0,032
	MC6-4	FCC	0,5	0,3	50	0,35
	MC6-5	FCC	0,5	0,4	50	2,41

Tableau V.6 Série de combinaisons de chargement en compression (massif MC6)

MASSIF	ESSAI	Type	$\frac{P_m}{Q_t}$	$\frac{P_c}{Q_t}$	N	Déplacement (mm)
MC7	MC7-1	FCT	0,1	0,1	50	-0,018
	MC7-2	FCT	0,2	0,2	50	-0,39
	MC7-3	FCT	0,3	0,2	50	-0,30
	MC7-4	FCT	0,4	0,2	50	-0,23
	MC7-5	FCT	0,5	0,2	50	-0,20
Chargement monotone						
	MC7-6	FCT	0,3	0,3	50	-2,64
Chargement monotone						
	MC7-7	FCT	0,4	0,3	50	-21,5 (rupture)
Chargement monotone						
	MC7-8	FCT	0,5	0,3	7	-6,6

Tableau V.7 Série de combinaisons de chargement en traction (massif MC7)

MASSIF	ESSAI	Type	$\frac{P_m}{Q_t}$	$\frac{P_c}{Q_t}$	N	Déplacement (mm)
MC8	MC8-1	FCT	0,1	0,1	50	-0,1
	MC8-2	FCT	0,2	0,2	50	-0,51
	MC8-3	FCT	0,3	0,2	50	-0,18
	MC8-4	FCT	0,3	0,3	50	-0,79
	MC8-5	FCT	0,4	0,2	50	-0,07
	MC8-6	FCT	0,4	0,3	50	-0,34
	MC8-7	FCT	0,5	0,2	50	-0,034
	MC8-8	FCT	0,5	0,3	50	-0,20
	MC8-9	FCT	0,4	0,4	50	-2,1
	MC8-10	FCT	0,5	0,4	50	(rupture)

Tableau V.8 Série de combinaisons de chargement en traction (massif MC8)

MASSIF	ESSAI	Type	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Déplacement (mm)
MC9	MC9-1	FCT	0,5	0,2	50	-0,32
	MC9-2	FCT	0,5	0,3	50	-21
	MC9-3	FCT	0,5	0,4	50	rupture

Tableau V.9 Série de combinaisons de chargement en traction (massif MC9)

MASSIF	ESSAI	Type	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Déplacement (mm)
MC10	MC10-1	FCT	0,5	0,2	50	-0,17
	MC10-2	FCT	0,5	0,3	50	-18
	MC10-3	FCT	0,5	0,4	50	rupture

Tableau V.10 Série de combinaisons de chargement en traction (massif MC10)

MASSIF	ESSAI	Type	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Déplacement (mm)
MC11	MC11-1	FCT	0,1	0,1	50	-0,023

Tableau V.11 Série de combinaisons de chargement en traction (massif MC11)

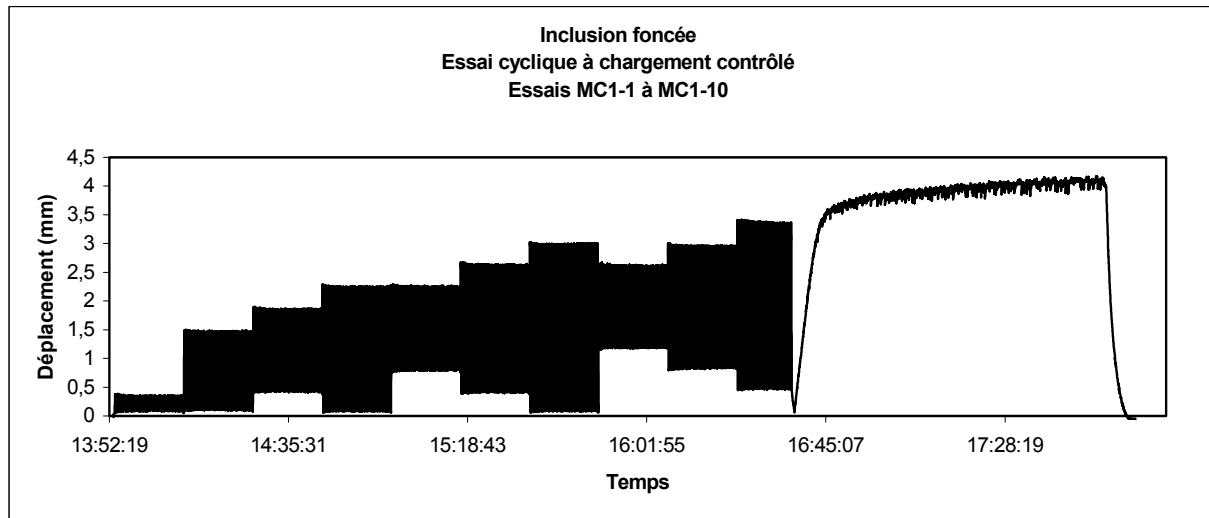


Figure V.8 Série de combinaisons de chargement successives appliquées

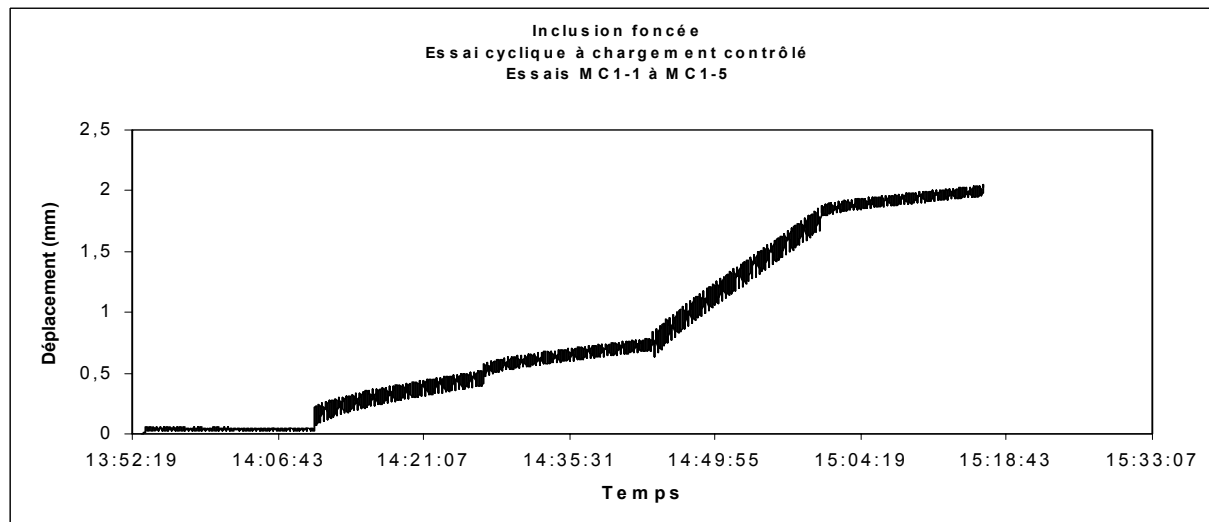


Figure V.9 Accumulation des déplacements typique lors de l'application des combinaisons de chargement successives

V.2.1.1 Courbes typiques

Dans le cas de l'inclusion foncée, on présente l'étude effectuée sur le comportement des inclusions sous chargement cyclique non alterné en compression et en traction. Pour chacun de ces chargements, on présente le cas où l'amplitude cyclique P_c est plus petite que la charge moyenne P_m et le cas limite où P_c est égale à P_m . Pour le cas $P_m = P_c$, on précise que pour des raisons expérimentales, lors de l'application des séquences cycliques, on n'a pas déchargé entièrement jusqu'à 0 kN. On a toujours maintenu un effort minimum avec une valeur absolue de l'ordre de 0,1 kN respectivement pour la compression et la traction. On gardera dans le texte la notation $P_m = P_c$.

V.2.1.1.1 Cas des essais de compression

Cette étude se divise en deux parties : le cas $P_m \neq P_c$ et le cas $P_m = P_c$

- Pour le premier cas ($P_m \neq P_c$), on présente les résultats de l'essai MC1-3 ($P_m = 0,3 Q_c$ et $P_c = 0,2 Q_c$). Le chargement (effort en tête) est représenté sur la figure V.10 (a). Les figures V.10 (b) et (c) présentent la mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral en fonction du déplacement au cours du chargement cyclique.

En ce qui concerne l'évolution du frottement latéral unitaire mesuré sur le manchon f_s et de la résistance en pointe q_p , on constate une augmentation de q_p et une diminution de f_s .

Pour tenter d'expliquer ces évolutions, il faut un peu revenir sur ces deux grandeurs dans le cas des chargements monotones. On a pu voir (chapitre III) que le frottement latéral était mobilisé plus rapidement que la résistance en pointe (palier) pour un indice de densité donné. Dans le cas présent, le chargement cyclique se traduit par une accumulation des déplacements et le déplacement oscille sur une amplitude de $2 \delta_c$ (δ_c : demi amplitude du déplacement occasionné par l'application de P_c à partir de la charge moyenne (P_m), figure V.7 (b)) à chaque cycle. L'augmentation de la résistance en pointe provient certainement de la superposition de deux facteurs, à savoir le mécanisme de densification sous la pointe (écrouissage du sol) qui entraîne une rigidification de la courbe de chargement, et l'enfoncement progressif de la pointe qui permet de mobiliser des valeurs de plus en plus élevées de q_p .

La pointe reprend la part la plus importante de l'effort en tête de l'inclusion, et contrôle ainsi l'effort repris. On a ainsi besoin de moins de frottement pour équilibrer la charge en tête.

Le frottement latéral est maximum lors des premiers cycles, car pour les premiers cycles, on est dans un cas similaire au chargement monotone avec le frottement latéral qui se mobilise plus vite que la résistance en pointe. L'effort est tout d'abord repris par le frottement latéral, puis lors des cycles suivants, l'effort est davantage repris par la pointe.

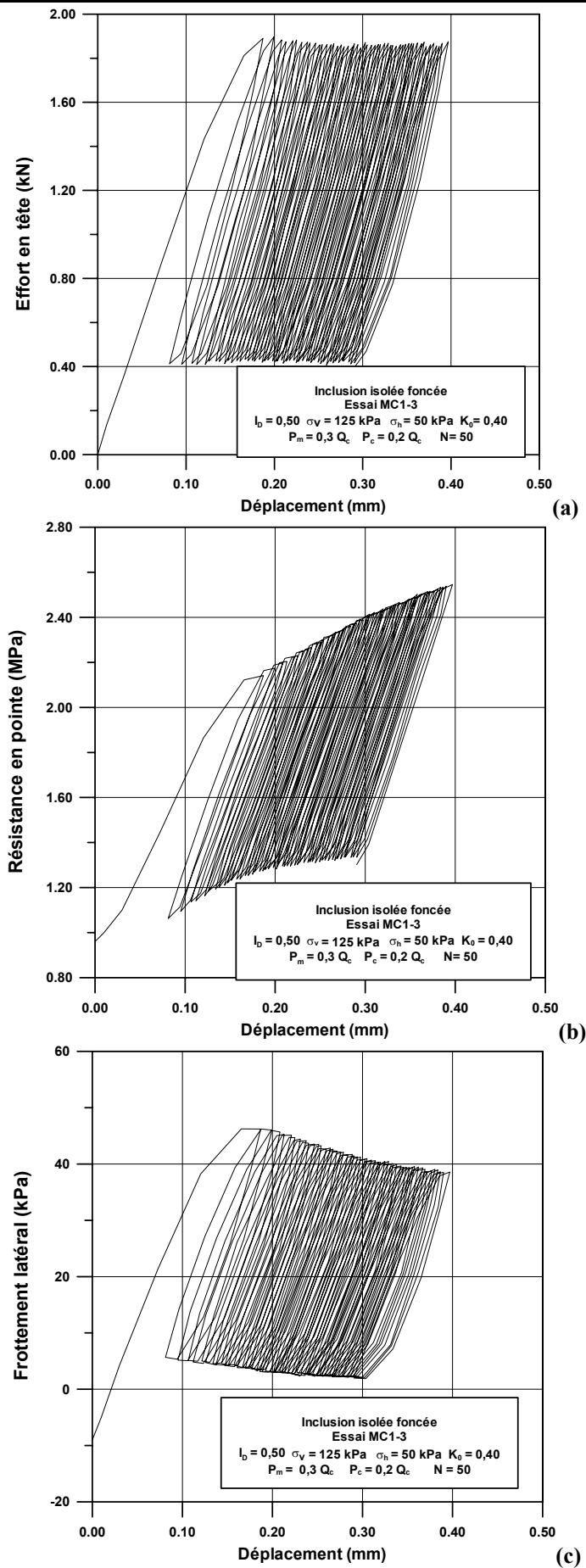


Figure V.10 Evolution de l'effort en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) au cours du chargement cyclique (essai MC1-3)

Dans le cas présenté, l'accumulation de déplacement atteint 0,30 mm (soit 1,5% du diamètre de l'inclusion) pour 50 cycles. Cet essai montre le cas d'une courbe d'accumulation des déplacements avec stabilisation.

- Pour le second cas ($P_m = P_c$) (essai MC1-2), on présente la charge appliquée en tête de l'inclusion au cours de l'essai sur la figure V.11(a). Les figures V.11 (b) et (c) présentent la mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral en fonction du déplacement au cours du chargement cyclique. Ici aussi, on peut constater la forte accumulation des déplacements lors des premiers cycles qui s'atténue lors des cycles suivants.

En ce qui concerne la résistance en pointe, contrairement au premier cas, on note au cours du chargement une diminution de la résistance en pointe au cours du chargement et ceci à la fois pour la valeur minimale et pour la valeur maximale sur chaque cycle. Cette diminution peut s'expliquer par un relâchement des contraintes sous la pointe en raison des phases successives de charge-décharge jusqu'à des valeurs proches de zéro.

Pour le frottement latéral, on observe cette fois-ci une mobilisation croissante de celui-ci au cours du chargement (inverse du cas précédent) en raison de la diminution de la résistance en pointe entraînant une augmentation de l'accumulation des déplacements (pour mobiliser un frottement latéral plus important).

Les allures des courbes de mobilisation des deux grandeurs semblent indiquer des mécanismes de comportement différents du sol à l'interface sol-inclusion le long du manchon et sous la pointe.

Les deux cas, que l'on vient d'étudier, nous permettent d'interpréter le comportement de l'inclusion en termes de distribution des efforts entre la pointe et le fût lors du chargement cyclique .

En effet, comme on a pu le voir dans le cas du chargement monotone, le frottement latéral est mobilisé plus rapidement que la résistance en pointe.

Cet aspect se retrouve également dans le cas des chargements cycliques lors des premiers cycles, traduisant ainsi le fait que c'est l'évolution de la résistance en pointe qui pilote l'accumulation des déplacements dans notre cas (la résistance en pointe représente 60% de l'effort repris lors du chargement monotone). Si le sol sous la pointe subit un fort relâchement (cas $P_m = P_c$), le manchon devra reprendre davantage d'effort. Par contre, si le sol sous la pointe s'est densifié, la rigidité en pointe aura augmenté et l'effort repris le sera également, pouvant entraîner une diminution de la mobilisation du frottement.

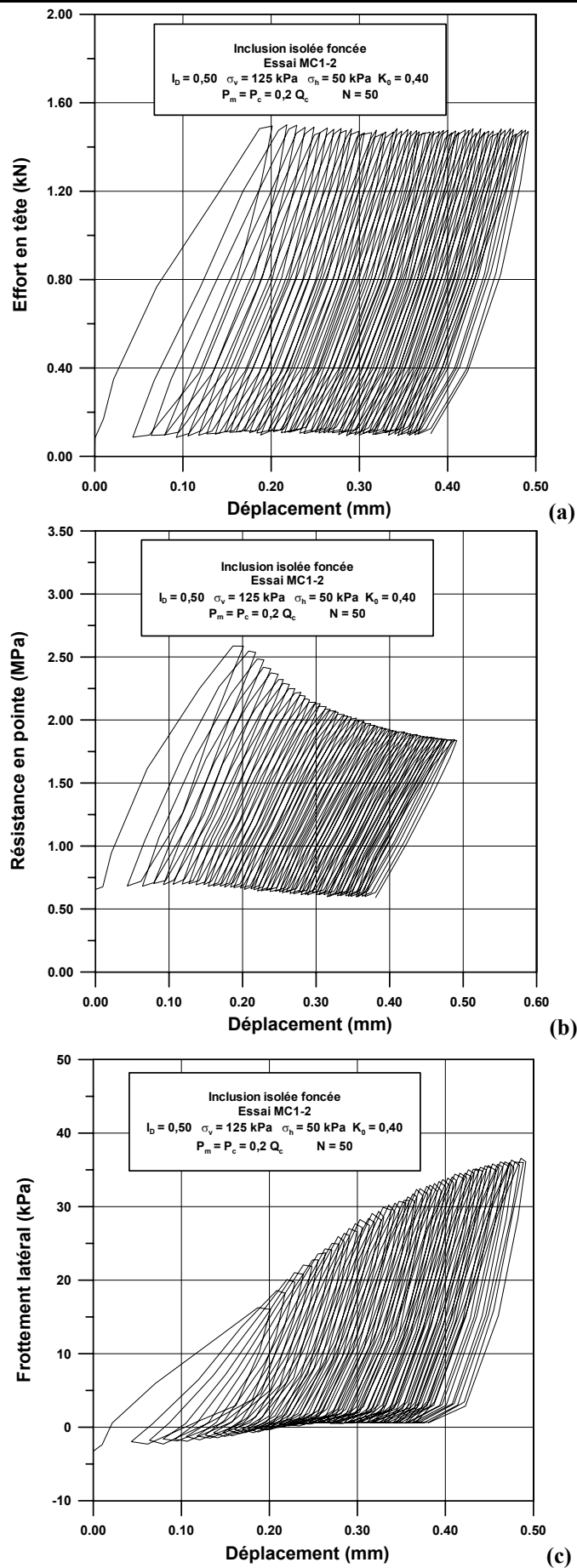


Figure V.11 Evolution de l'effort en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) au cours du chargement cyclique (essai MC1-2)

Ceci peut se traduire par des phénomènes différents au niveau de l'interface sol-inclusion lors des chargements. En effet, les déplacements de l'inclusion peuvent entraîner une densification du sol (contractance et donc diminution du frottement) à l'interface dans un premier temps suivie d'une augmentation de l'effort repris. Des dégradations peuvent également résulter de ces chargements (forts déplacements de l'inclusion) si la charge de rupture du frottement est atteinte.

Dans le cas présenté, l'accumulation de déplacement atteint 0,49mm (soit 2,45% du diamètre de l'inclusion). On verra plus tard que cette combinaison entre dans la catégorie des combinaisons de chargement stables.

V.2.1.1.2 Cas des essais de traction

La procédure d'essai est similaire à celle utilisée dans le cas des essais de compression à savoir une phase de chargement monotone, une phase d'application des séquences de chargement cycliques suivi d'un chargement monotone final.

En outre, les essais d'arrachement vont nous permettre de pouvoir interpréter de manière plus précise le comportement à l'interface sol-inclusion, la pointe n'étant pas mobilisée pour ce type de chargement. Dans le cadre de cette étude, on effectue l'étude de deux cas classiques, celui où la charge moyenne est différente et supérieure à la charge cyclique ($P_m \neq P_c$) et celui où les deux charges sont égales ($P_m = P_c$).

- Pour le premier cas ($P_m \neq P_c$), on présente le cas de l'essai MC7-3 ($P_m = 0,3 Q_t$; $P_c = 0,2 Q_t$).

On présente la réponse de la charge en tête au cours du chargement sur la figure V.12 (a). La figure V.12 (b) présente la mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement au cours du chargement cyclique. On observe bien ici que la valeur maximale du frottement mobilisé reste pratiquement constante, ainsi que son amplitude car seul celui-ci reprend l'effort appliqué en tête, contrairement aux essais de compression. En outre, il est également intéressant de constater que, pour un même rapport ($P_m + P_c/Q_t$ avec Q_t charge à la rupture), le frottement mobilisé, dans le cas de la traction, est inférieur à celui mobilisé dans le cas de la compression, ce qui peut laisser supposer que le frottement sol-inclusion serait moins sollicité en traction qu'en compression. Le frottement latéral mobilisé dans le cas de la traction est de l'ordre de -20 kPa (figure V.12(b)) alors que dans le cas des essais de compression, le frottement mobilisé, était supérieur à 40 kPa (figure V.10(c)) traduisant l'importance du sens de chargement notamment en ce qui concerne le comportement du sol sous la pointe.

Cette différence est sûrement due à la mobilisation plus rapide du frottement par rapport à la résistance en pointe dans le cas de la compression, et donc la charge à reprendre est plus importante au début. On a pu voir que cet effort diminuait lors du chargement, traduisant le fait que la pointe reprend l'effort par la suite.

Dans le cas présenté, l'accumulation de déplacement atteint $-0,26$ mm (soit 1,5% du diamètre de l'inclusion) au bout de 50 cycles.

- Pour le second cas ($P_m = P_c$) (essai MC7-6 : $P_m = 0,3 Q_t$; $P_c = 0,3 Q_t$), on présente la réponse de la charge en tête au cours du chargement sur la figure V.13 (a). La figure V.13 (b) présente la mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement au cours du chargement cyclique. Comme pour le cas précédent, le frottement latéral maximum et minimum ainsi que l'amplitude sont pratiquement constants au cours du chargement.

Dans le cas présenté, l'accumulation de déplacement atteint $-2,6$ mm (0,13d). Cet essai ne semble pas se diriger vers une stabilisation en terme d'accumulation des déplacements.

V.2.1.2 Influence des paramètres P_m et P_c sur le comportement des inclusions pour les essais de compression

Les observations faites dans le paragraphe précédent donnent quelques éléments sur le comportement des inclusions sous chargement cyclique et notamment sur l'influence des combinaisons de chargement (P_m et P_c) en terme d'évolution des déplacements et des efforts unitaires pour les deux cas ($P_m \neq P_c$ et $P_m = P_c$). On va maintenant s'intéresser à l'influence de ces deux paramètres sur l'accumulation des déplacements, qui est l'aspect le plus important pour la détermination des critères de stabilité des pieux.

On apportera également quelques éléments de réponse sur l'effet de l'histoire des chargements et du nombre de cycles.

On rappelle que, pour tous les essais de chargement cyclique qui vont être présentés, les chargements monotones finaux ont été effectués à la fin des séquences de chargement c'est à dire après l'application des sollicitations cycliques les plus défavorables.

Pour l'ensemble des figures relatives à l'accumulation des déplacements, présentées dans ce paragraphe, seules sont représentées les enveloppes des déplacements maximums.

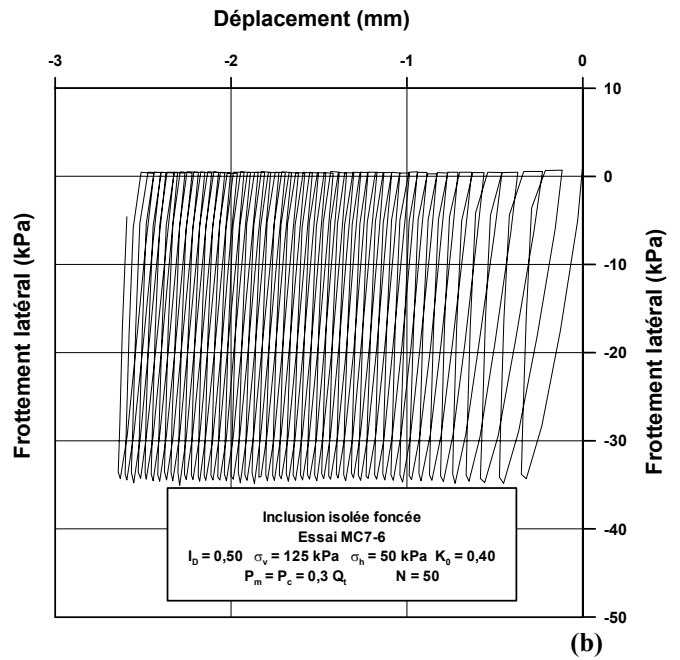
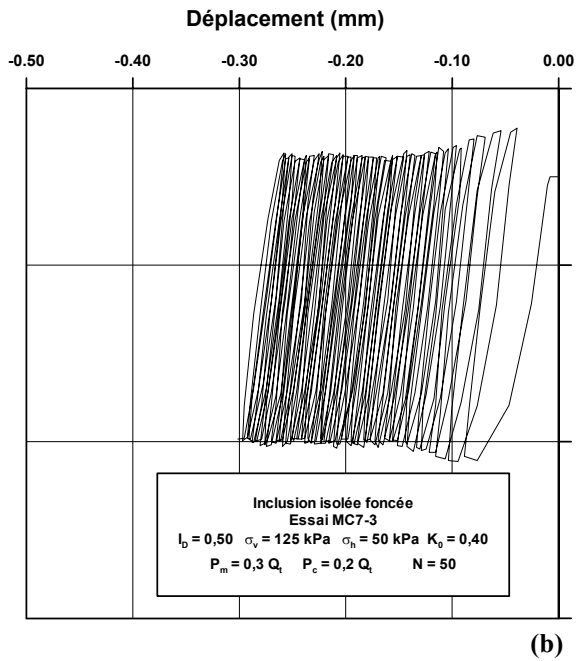
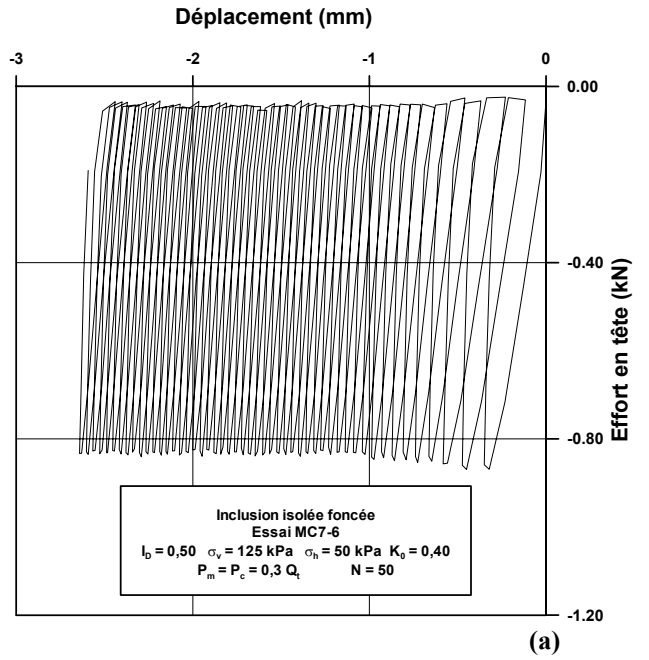
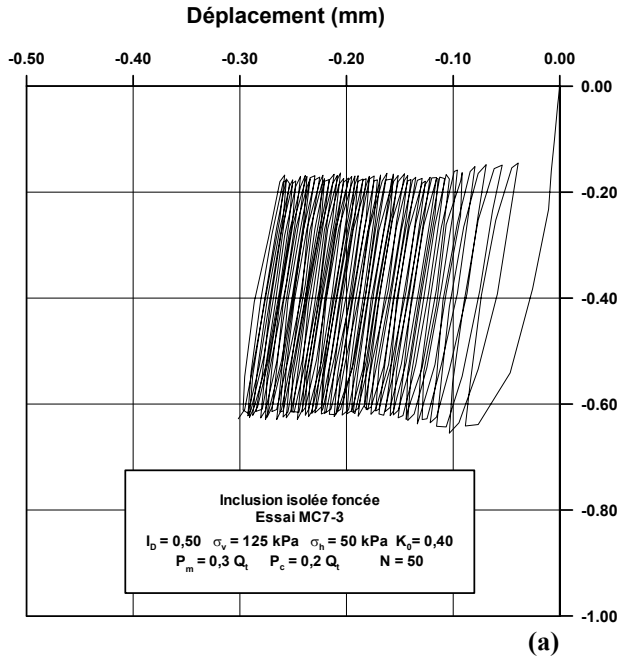


Figure V.12 Evolution de l'effort en tête (a) et du frottement latéral (b) au cours du chargement cyclique (essai MC7-3)

Figure V.13 Evolution de l'effort en tête (a) et du frottement latéral (b) au cours du chargement cyclique (essai MC7-6)

(1) Cas pour lequel $P_m \neq P_c$

(a) Influence de la charge moyenne P_m

Sur la figure V.14, on représente l'évolution du déplacement permanent en fonction du nombre de cycles pour une amplitude de chargement fixée, $P_c = 0,2 Q_c$ et pour deux charges moyennes (P_m) 0,3 et 0,4 Q_c . Les évolutions sont telles que l'accumulation des déplacements est importante au début avec une diminution progressive du taux d'augmentation.

Ce changement d'évolution se caractérise par un point à partir duquel la courbe s'infléchit, intervenant pour un déplacement d'autant plus grand que la charge moyenne est grande.

Les déplacements accumulés au bout des cinquante cycles sont assez faibles (inférieurs à 0,25 mm). Toutefois, on observe que l'accumulation des déplacements est plus importante pour le cas $P_m = 0,3 Q_c$ que pour $P_m = 0,4 Q_c$, ce qui est dû au caractère très défavorable des chargements où la charge minimale appliquée est assez proche de zéro et donc d'un cas de

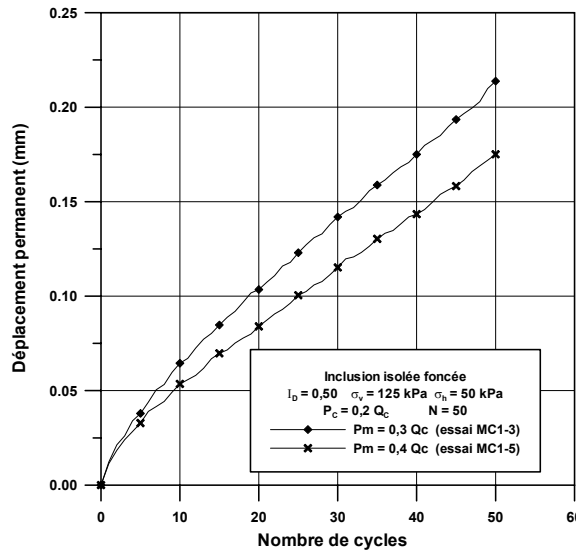


Figure V.14 Influence de la charge moyenne sur l'accumulation des déplacements pour $P_c = 0,2 Q_c$

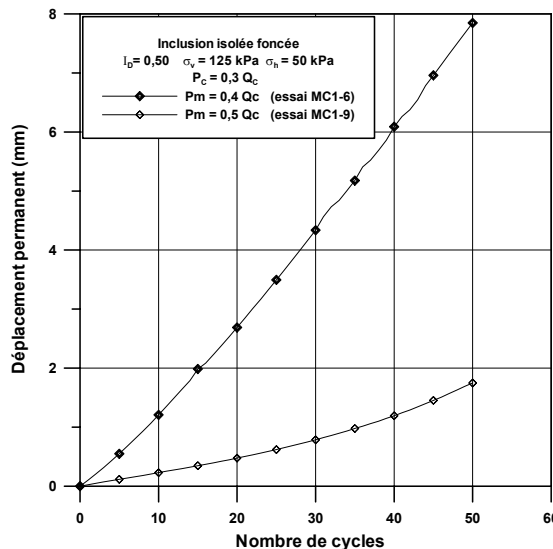


Figure V.15 Influence de la charge moyenne sur l'accumulation des déplacements pour $P_c = 0,3 Q_c$

chargement alterné (traction-compression) ($P_m = 0,3 Q_c$; $P_c = 0,2 Q_c$; $P_{min} = 0,1 Q_c$).

De même, pour le cas $P_c = 0,3 Q_c$ ($P_m = 0,4$ et $0,5 Q_c$) (figure V.15), le déplacement le plus important est obtenu pour la charge moyenne (P_m) la plus faible.

(b) Influence de l'amplitude du chargement cyclique P_c

Sur la figure V.16, on présente deux combinaisons successives avec une charge moyenne P_m fixée à $0,5 Q_c$ et pour un nombre de cycles fixé à 50. On a ainsi comparé l'influence du chargement cyclique pour deux amplitudes cycliques (P_c égal à $0,2 Q_c$ et $0,3 Q_c$) sur le comportement des inclusions.

On observe que les déplacements augmentent avec l'amplitude cyclique. On obtient un déplacement permanent moyen de $0,005$ mm/cycle pour $P_c = 0,2 Q_c$ et $0,021$ mm/cycle pour $P_c = 0,3 Q_c$ soit une multiplication par 4,2.

En ce qui concerne le comportement du pieu en terme d'accumulation des déplacements, les deux cas présentés ci-dessus conduisent à des résultats différents. En effet, pour $P_c = 0,2 Q_c$, le déplacement permanent est très faible (de l'ordre de $0,3$ mm), ce qui peut constituer une stabilisation. Mais par contre, pour $P_c = 0,3 Q_c$ et $0,4 Q_c$, on obtient respectivement des déplacements de $1,1$ mm et $23,2$ mm, soit supérieurs au 10% de diamètre du modèle. Ils représentent des cas plus défavorables. On notera également les différences qualitatives entre les trois cas. Pour des valeurs de P_c de $0,2$, $0,3$ et $0,4 Q_c$, l'évolution est quasi linéaire (figures V.16 et V.17), avec une charge maximale appliquée dans ce dernier cas $P_m + P_c = 0,9 Q_c$. De plus, on retrouve également les mêmes résultats que ceux obtenus dans le cas précédent avec une accumulation des déplacements qui augmente lorsque la différence entre la charge minimale du cycle et zéro est faible.

Il est également important de préciser que ces résultats sont obtenus pour un nombre de cycles total fixé à 50 et étant donné les pentes des courbes de déplacement-nombre de cycles (figure V.16), on peut se demander si on va arriver à une stabilisation.

De plus, on constate également des différences significatives entre les cas en terme d'allures de courbes alors que, lorsque l'on faisait varier P_m , les évolutions étaient assez similaires.

L'augmentation de la charge cyclique semble avoir un effet très défavorable sur l'accumulation des déplacements. En effet, pour une charge permanente fixée, elle provoque de fortes décharges au niveau de la pointe ou une forte dégradation à l'interface sol-inclusion pouvant entraîner une augmentation du déplacement de l'inclusion provoqué par le chargement (amplitude des déplacements constante pendant le chargement).

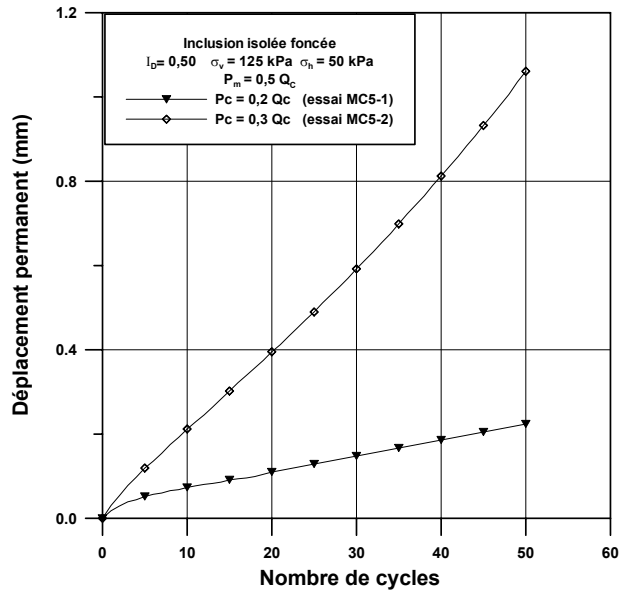


Figure V.16 Influence de l'amplitude cyclique sur l'accumulation des déplacements pour $P_m = 0,5 Q_c$

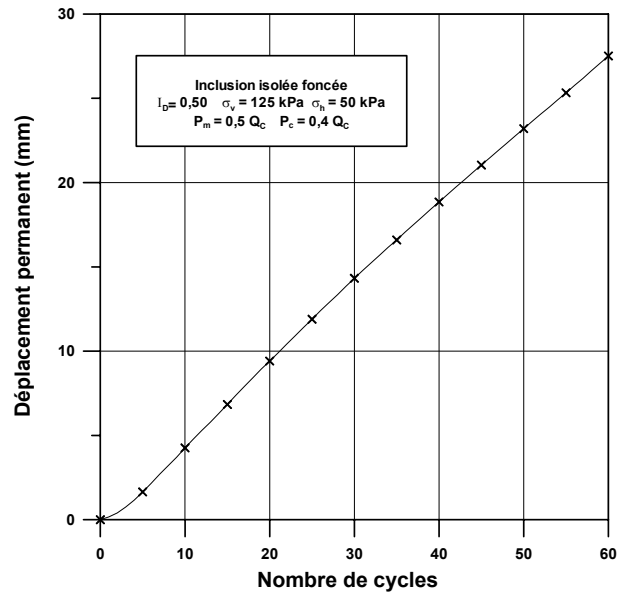


Figure V.17 Evolution du déplacement permanent en fonction du nombre de cycles (essai MC5-3)

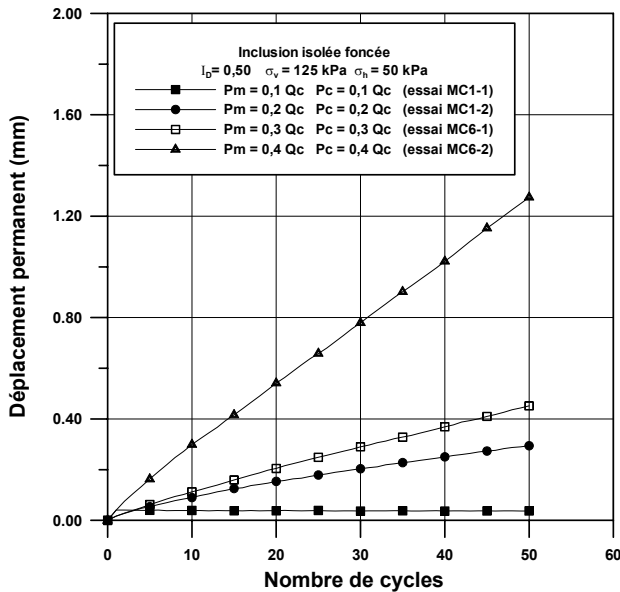


Figure V.18 Evolution du déplacement permanent en fonction du nombre de cycle ($P_m = P_c$)

(2) Cas $P_m = P_c$

Sur la figure V.18, on présente l'influence de l'augmentation de la charge appliquée ($P_m = P_c$) sur une inclusion pour le cas des séquences cycliques appliquées lors des premières combinaisons de chargement. On constate que lorsque les niveaux de chargement appliqués augmentent, l'accumulation des déplacements augmente également avec des allures de type linéaire pour les différentes valeurs de P_c .

Les trois premiers cas conduisent à des déplacements suffisamment faibles pour pouvoir supposer que l'on va obtenir une stabilisation. Mais pour le dernier cas, on obtient après 50 cycles un déplacement supérieur à $0,10d$. Les déplacements accumulés sont supérieurs à ceux obtenus dans le cas précédent ($P_m \neq P_c$) pour une charge maximale équivalente (cas de $P_m = 0,3 Q_c$; $P_c = 0,2 Q_c$ et le cas $P_m = P_c = 0,2 Q_c$), mais la hiérarchie est rétablie pour des charges cycliques supérieures ou égales à $0,3 Q_c$.

La forte accumulation des déplacements est essentiellement due au caractère défavorable de ce type de chargement relativement à la résistance en pointe, celle-ci représentant une grande partie de la charge reprise. On retrouve ici que le chargement est d'autant plus défavorable que la charge minimale est proche de zéro.

En effet, pour le cas de $P_m = P_c = 0,3 Q_c$ ($P_{\max} = 0,6 Q_c$), on constate que l'accumulation de déplacement ($\sim 0,45$ mm) est plus importante que dans le cas de la combinaison de chargement $P_m = 0,5 Q_c$ et $P_c = 0,2 Q_c$ ($P_{\max} = 0,7 Q_c$) soit 0,22 mm pour 50 cycles. Ainsi, on remarque que c'est pour le second cas ($P_m + P_c = 0,7 Q_c$; l'effort le plus important) que la structure se comporte le mieux. Les phases de décharge jusqu'à des valeurs proches de zéro semblent être les plus défavorables à la structure.

On présente en annexe 1 (figures 1 (a), (b) et (c)) un exemple de phase de chargement monotone après l'application des séquences cycliques pour le massif MC1. On remarque qu'il n'y a pas de différences de comportement en terme de réponse de l'inclusion et les efforts maximum atteints sont assez proches de ceux mesurés lors d'un essai monotone sans chargement cyclique.

(3) Influence de l'histoire des chargements appliqués (essais de type « storm loading »)

Les résultats présentés jusqu'à présent ont permis de donner des éléments sur l'influence des paramètres P_m et P_c sur la réponse de l'inclusion dans le cas de la compression. On va maintenant s'intéresser à l'influence de l'ordre d'application des combinaisons de chargement sur les comportements observés. On présente le cas du massif MC1 pour lequel les séquences cycliques sont appliquées successivement, de la moins défavorable à la plus défavorable. Les caractéristiques de cette série ont été décrites dans le tableau V.1 :

(a) $P_m = 0,3 Q_c$: sur la figure V.19 (a), on présente le signal de chargement en tête en fonction du déplacement pour des valeurs de P_c égales à $0,2 Q_c$ et $0,3 Q_c$. Sur les figures V.19 (b) et (c), on a représenté l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral. C'est à partir de ces deux grandeurs que l'on va tenter d'interpréter les courbes obtenues.

Pour $P_c = 0,2 Q_c$, on retrouve les évolutions décrites précédemment à savoir une valeur maximale mobilisée croissante de la résistance en pointe et une valeur maximale décroissante du frottement latéral mobilisé. Pour le cas $P_c = 0,3 Q_c$, on observe tout d'abord une décroissance de la résistance en pointe maximale mobilisée suivie d'une légère réaugmentation pouvant marquer la fin de la réduction de volume sous la pointe due au chargement cyclique et l'enfoncement de plus en plus important de l'inclusion mobilisant ainsi une part plus importante de la résistance en pointe.

En ce qui concerne le frottement latéral, celui-ci a tendance à décroître légèrement avec le nombre de cycles. Les évolutions de ces deux efforts unitaires sont identiques à ce que l'on a pu voir lors des premiers cycles mais les évolutions sont différentes ensuite. Dans cet essai, le comportement de l'inclusion dépend non seulement des combinaisons de chargement mais également de l'histoire des chargements. Pour le cas $P_m = P_c = 0,3 Q_c$, les évolutions observées des deux grandeurs unitaires diffèrent du cas $P_m = P_c = 0,2 Q_c$ (figures V.11 (b) et (c)) avec une mobilisation plus importante de la résistance en pointe probablement due au déplacement déjà accumulé qui est suffisant pour mobiliser une part plus importante de la résistance en pointe qui sera moins affectée par les décharges à 0 kN.

(b) $P_m = 0,4 Q_c$: sur la figure V.20 (a), on présente l'évolution de la charge en tête avec le déplacement pour $P_c = 0,2$ et $0,3 Q_c$. Sur les figures V.20 (b) et (c), on a représenté l'évolution des deux grandeurs unitaires. On retrouve les mêmes allures que pour $P_m = 0,3 Q_c$, avec, respectivement, une augmentation et une diminution de la résistance en pointe et du frottement latéral. Sur les figures V.21 (a), (b) et (c), on a représenté l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral dans le cas $P_m = P_c = 0,4 Q_c$. En ce qui concerne les efforts unitaires, on observe une faible augmentation de la résistance en pointe et une diminution du frottement latéral.

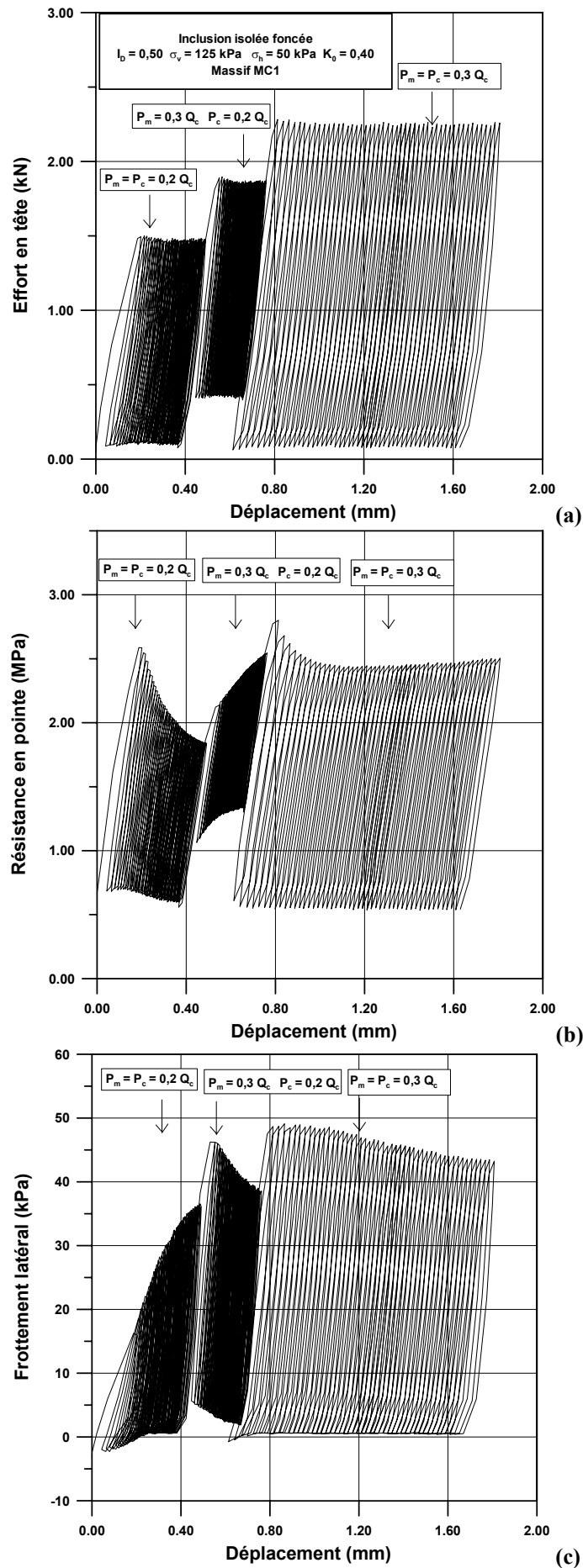


Figure V.19 Evolution de l'effort en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) en fonction de l'accumulation des déplacements pour plusieurs séquences cycliques (massif MC1)

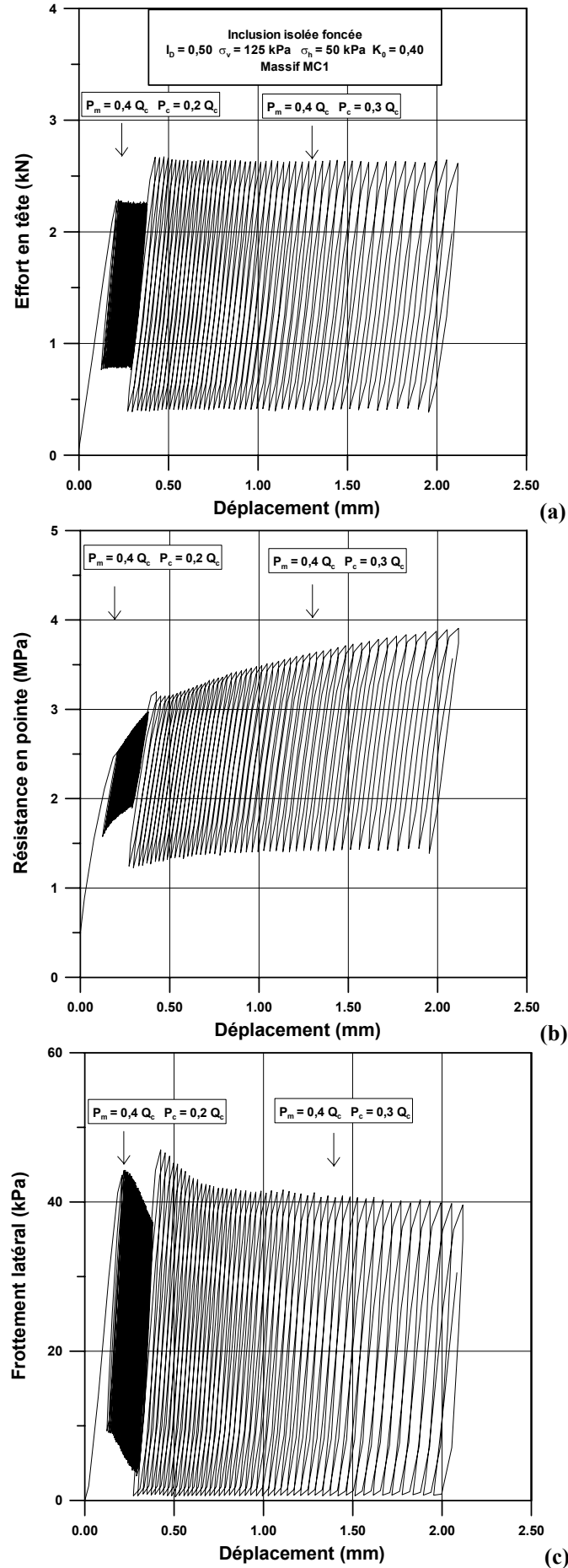


Figure V.20 Evolution de l'effort en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) en fonction de l'accumulation des déplacements pour plusieurs séquences cycliques (massif MC1)

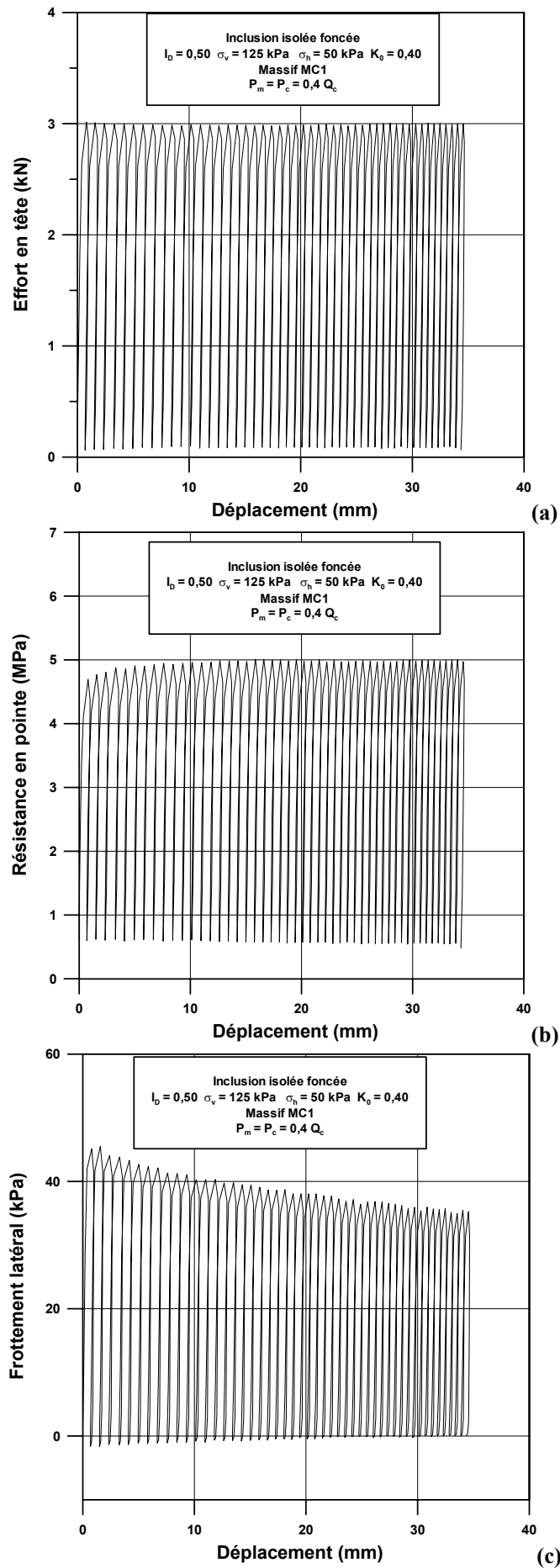


Figure V.21 Evolution de l'effort en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) en fonction de l'accumulation des déplacements pour plusieurs séquences cycliques (massif MC1)

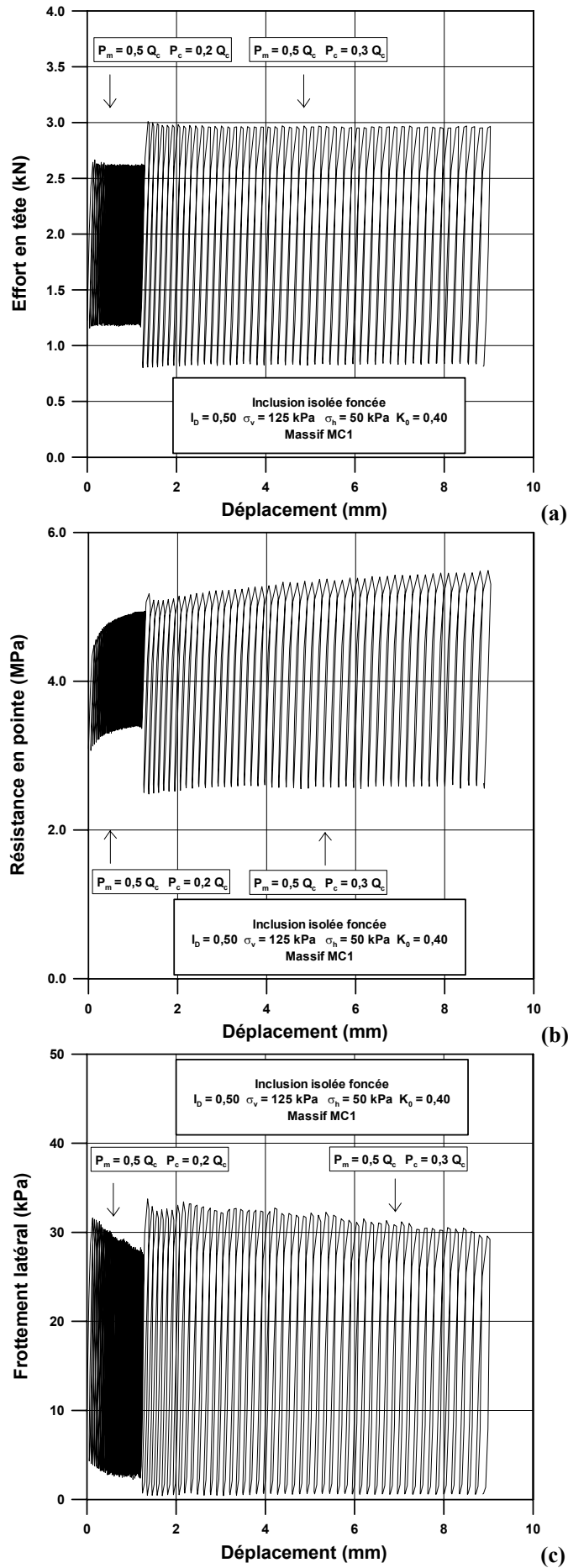


Figure V.22 Evolution de l'effort en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) en fonction de l'accumulation des déplacements pour plusieurs séquences cycliques (massif MC1)

(c) $P_m = 0,5 Q_c$: sur la figure V.22 (a), on présente l'évolution du déplacement avec la charge appliquée en tête de l'inclusion pour des amplitudes cycliques P_c de $0,2 Q_c$ et $0,3 Q_c$. Sur les figures V.22 (b) et (c), on a représenté l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral. On retrouve les mêmes allures que pour $P_m = 0,3 Q_c$ et $P_m = 0,4 Q_c$. avec, respectivement, une augmentation et une diminution de la résistance en pointe et du frottement latéral pour l'ensemble des cas. On n'a pas présenté le cas ($P_m = 0,5 Q_c$; $P_c = 0,4 Q_c$), car il est similaire aux deux autres en ce qui concerne l'évolution des deux efforts unitaires.

Si on se réfère à l'accumulation des déplacements, pour une combinaison de chargement donnée, on constate que, plus le nombre de combinaisons de chargement appliqués auparavant est important plus l'accumulation des déplacements sera importante (cas de l'essai MC1-8) pour lequel l'accumulation des déplacements a même atteint 1,23 mm ($>10\%$ d) pour une combinaison de chargement supposée stable ($P_m = 0,5 Q_c$, $P_c = 0,2 Q_c$), ce qui peut traduire une évolution des efforts unitaires puisque le déplacement nécessaire pour reprendre l'effort augmente.

V.2.1.3 Influence des paramètres de chargement sur le comportement des inclusions à la traction

Dans la même optique que les essais en compression (enfouissement de l'inclusion), on a étudié le comportement des inclusions sous chargement cyclique de traction (arrachement de l'inclusion) (tableau V.7 à V.11). On a vu, dans le cas de la compression, l'importance du chargement moyen et de l'amplitude du chargement cyclique sur le comportement de l'inclusion. Les chargements de traction (arrachement de l'inclusion) vont nous permettre d'isoler un peu mieux le comportement à l'interface sol-inclusion sous chargement cyclique, car la pointe est peu sollicitée pour ce type de chargement.

On étudie l'influence des paramètres P_m et P_c à partir des courbes donnant l'évolution du déplacement en fonction du nombre de cycles ainsi que de l'évolution des charges unitaires et notamment celle du frottement latéral.

La procédure d'essai est similaire à celle utilisée dans le cas des essais de compression.

(1) Cas pour lequel $P_m \neq P_c$

(a) Influence de la charge moyenne P_m

On présente sur la figure V.23 l'évolution du déplacement permanent en fonction du nombre de cycles pour une amplitude cyclique $P_c = 0,2 Q_t$, pour un nombre de cycles de 50 et pour trois charges moyennes ($P_m = 0,3, 0,4$ et $0,5 Q_t$). On observe que l'accumulation des déplacements augmente lorsque la charge moyenne diminue. Ceci peut s'expliquer pour les raisons décrites précédemment, à savoir le caractère d'autant plus défavorable des

chargements pour lesquels la charge minimale est proche de zéro ; le cas le plus favorable étant le cas où la charge moyenne est la plus importante ($P_m = 0,5 Q_t$) car l'amplitude des déplacements est la plus faible, entraînant moins de dégradation. Toutefois, il est à noter que le déplacement initial accumulé au cours du premier cycle (compris entre $-0,1$ mm et $-0,13$ mm pour les trois cas) représente une part plus importante du déplacement obtenu au bout des cinquante cycles (compris entre $-0,2$ mm et $-0,3$ mm) que dans les essais de compression pour un même type de chargement. Ce type de chargement isole de manière plus spécifique le comportement à l'interface sol-inclusion. L'inclusion est ainsi sollicitée en compression lors de la phase de fonçage, puis en arrachement lors du chargement monotone initial, puis en arrachement lors du chargement cyclique.

On retrouve les résultats trouvés dans le cas de la compression à savoir que le cas le plus défavorable est celui où la différence entre la charge minimale et zéro est la plus faible. Dans les cas étudiés ici, les déplacements finaux sont respectivement de $-0,30$ mm ; $-0,23$ mm et $-0,19$ mm (figure V.23) pour $P_m = 0,3 Q_t$; $P_m = 0,4 Q_t$; $P_m = 0,5 Q_t$. Ces combinaisons de chargement semblent conduire à une stabilisation des déplacements.

Pour $P_c = 0,3 Q_t$ (figure V.24), on retrouve les mêmes résultats en terme d'accumulation de déplacements à savoir une accumulation d'autant plus forte que la charge minimale ($P_m - P_c$) est proche de zéro. Avec la rupture qui est même obtenue pour $P_m = 0,4 Q_t$, résultat qui diffère fortement du cas des essais de compression. On peut parler ici de comportement différent de l'inclusion dans ce cas car seul le frottement latéral est mobilisé ici, et la rupture qui intervient pour des rapports de chargement (P_m/Q_c et P_c/Q_c) plus faibles que dans le cas des essais en enfoncement. Ainsi, une charge répétée en arrachement sur une inclusion ne peut dépasser un certain seuil au delà duquel l'accumulation des déplacements ne se stabilisera pas.

(b) Influence de l'amplitude de chargement cyclique P_c

On présente sur la figure V.25 l'évolution du déplacement permanent en fonction du nombre de cycles pour une charge moyenne $P_m = 0,5 Q_t$ et pour un nombre de cycles de 50 et pour deux amplitudes cycliques ($0,2$ et $0,3 Q_t$). Dans le premier cas ($P_c = 0,2 Q_t$) le déplacement accumulé atteint $-0,19$ mm, soit une quasi-stabilisation alors que pour $P_m = 0,3 Q_t$, il atteint $6,7$ mm pour 18 cycles soit rupture du pieu.

Pour le frottement latéral mesuré lors du chargement cyclique, on n'observe pas d'évolution significative (figure V.12), car ici aussi, c'est par le frottement latéral que l'effort est repris. Les effets du chargement cyclique se traduisent plutôt au niveau de l'accumulation des déplacements permanents. Pour les chargements les plus défavorables, le déplacement nécessaire à la reprise de l'effort appliqué augmente au fur et à mesure des cycles traduisant le

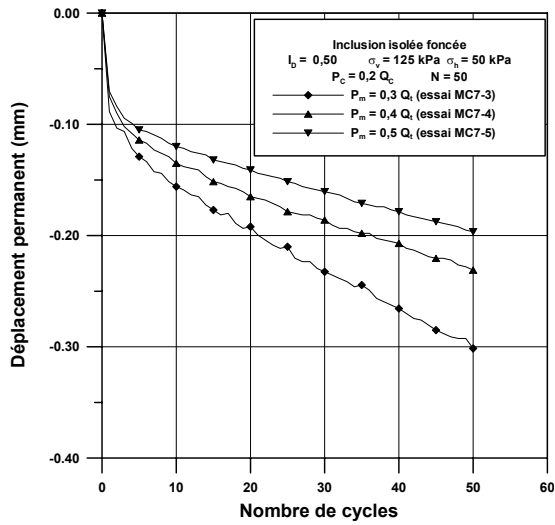


Figure V.23 Influence de la charge moyenne sur l'accumulation des déplacements pour $P_c = 0,2 Q_t$

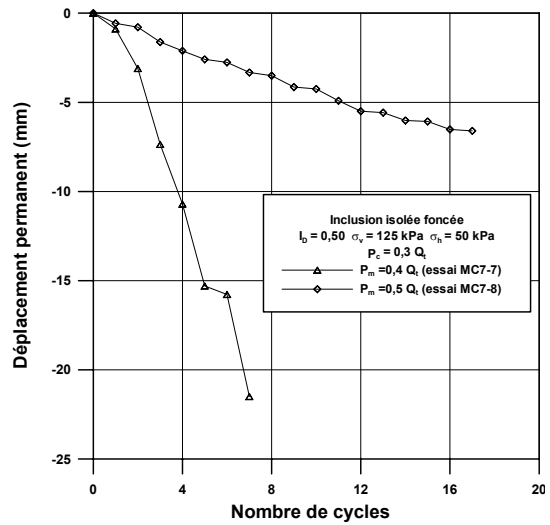


Figure V.24 Influence de la charge moyenne sur l'accumulation des déplacements pour $P_c = 0,3 Q_t$

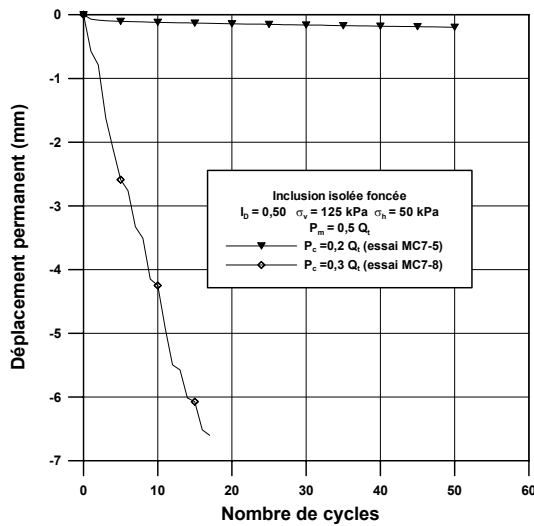


Figure V.25 Influence de l'amplitude cyclique sur l'accumulation des déplacements pour $P_m = 0,5 Q_t$

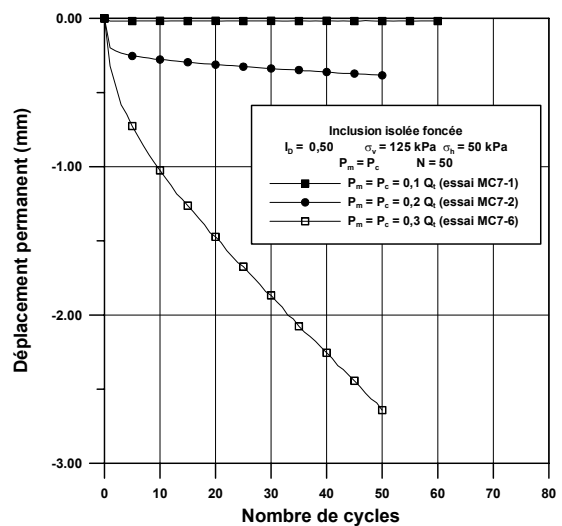


Figure V.26 Influence de l'amplitude cyclique sur l'accumulation des déplacements pour $P_m = P_c$

fait que le frottement latéral se dégrade. Dans le cas des chargements de compression, ce phénomène traduisait à la fois la dégradation du frottement latéral et de la résistance en pointe.

En outre, un chargement monotone effectué après chacune des séquences cycliques montre que l'on peut obtenir une forte diminution du frottement latéral en traction surtout pour le cas où le déplacement accumulé est le plus important (par exemple, $P_m = 0,4 Q_t$).

Comme dans le cas des essais de compression, pour les charges moyennes les plus grandes, l'augmentation de l'amplitude cyclique semble être plus défavorable que l'augmentation de la charge moyenne.

(2) Cas pour lequel $P_m = P_c$

Les déplacements permanents (figure V.26) présentent des évolutions différentes en fonction de la valeur de P_m . Pour $P_m = P_c = 0,1 Q_t$, on observe une stabilisation pratiquement immédiate, qui tend à diminuer pour arriver à une stabilisation du déplacement. Pour $P_m = P_c = 0,2 Q_t$, la stabilisation est moins nette au bout des cinquante cycles. Les déplacements obtenus sont du même ordre de grandeur que ceux obtenus dans le cas de la compression pour $P_m = P_c$. L'accumulation des déplacements augmente avec le niveau de chargement appliqué. Les deux premiers niveaux de chargement pourront être considérés comme des chargements n'altérant pas la stabilité des pieux, avec des déplacements inférieurs ou égaux à $-0,6$ mm alors que pour $P_m = P_c = 0,3 Q_t$, l'accumulation des déplacements est supérieure à $0,10d$ et est supérieure à celle obtenue dans le cas des essais de compression.

En outre, lors de la sollicitation, la valeur maximale atteinte pour le frottement mobilisé au cours des cycles varie peu pour $P_m = P_c = 0,2 Q_t$ et $P_m = P_c = 0,3 Q_t$. De plus, dans le cas $P_m = P_c = 0,3 Q_t$, le frottement mobilisé lors du chargement monotone après la séquence cyclique augmente par rapport à celui obtenu lors du chargement initial (63 kPa), avec une valeur maximale de 75 kPa, résultant de la forte accumulation des déplacements et d'une possible densification autour du fût.

V.2.1.4 Interprétation en terme de diagramme de stabilité cyclique

Les résultats présentés dans les paragraphes précédents ont permis de mettre en évidence l'influence de P_m et P_c sur l'accumulation des déplacements ainsi que sur les efforts unitaires (résistance en pointe et frottement latéral). On va maintenant faire une synthèse de ces résultats grâce au concept de diagramme de stabilité cyclique (paragraphe I.4.2.4).

Le diagramme de stabilité est divisé en trois zones : stable, métastable et instable (Poulos, 1988). Ces différentes notions ont été explicitées dans la partie I et on va faire quelques

rappels. La zone stable se caractérise par une faible accumulation des déplacements ($<0,10d$) et par le fait que la dégradation de la capacité portante de l'inclusion est négligeable. La zone métastable se caractérise également par une faible accumulation des déplacements et par une faible dégradation de la capacité portante. Quant à la zone instable, elle se caractérise par une importante accumulation des déplacements et une importante diminution de capacité portante des pieux.

Pour établir le diagramme de stabilité cyclique, le classement s'effectue sur la base des déplacements accumulés au bout d'un nombre de cycles donné (N). On présente ici le cas de $N = 50$ cycles. Si les déplacements permanents cumulés sont supérieurs à $0,10d$, l'essai correspondant est classé dans la zone instable. On traite cas par cas les essais réalisés.

On a étudié un nombre assez important de combinaisons de chargement afin de pouvoir délimiter les différentes zones. Les zones stable et instable sont assez facilement reconnaissables, mais la zone métastable est plus difficile à déterminer car elle suppose que le déplacement accumulé soit inférieur à un certain pourcentage du diamètre de l'inclusion ($0,10d$). Néanmoins, ces cas correspondent à ceux qui présentent des taux d'augmentation du déplacement les plus importants et, bien que les $0,10d$ n'aient pas été atteints pour 50 cycles, on peut se demander s'ils ne seront pas atteints pour les cycles suivants (cas $P_m = P_c = 0,2 Q_c$ et $P_m = P_c = 0,2 Q_t$ par exemple). Le diagramme est présenté sur la figure V.27.

Il est composé de deux zones : une zone stable et une zone instable (voir partie I). La zone métastable est difficile à représenter car seulement deux points peuvent correspondre au critère requis. Toutefois, comme on l'a précisé, il est fort probable que ces points, tout d'abord dans la zone métastable, vont probablement faire partie de la zone instable au bout d'un nombre de cycles plus grand.

La figure V.28 présente un diagramme de stabilité élaboré par Al-Douri and Poulos (1995) pour une inclusion foncée, pour un nombre de cycles fixé à 100. Les traits en pointillé représentent la limite de la zone stable et « F » correspond à « failure » caractérisant le fait que l'inclusion ne puisse plus reprendre l'effort appliqué en tête. Sur ce diagramme, les auteurs n'ont pas tracé de zone métastable, qui n'a pas pu être déterminée de manière claire.

La zone instable que nous obtenons est, en comparaison, plus étendue que celle présentée par Al Douri (1995). Francis (1997) a trouvé une zone instable du même ordre que celle que nous avons obtenue dans le cas d'une contrainte de consolidation verticale de 250 kPa (chapitre I).

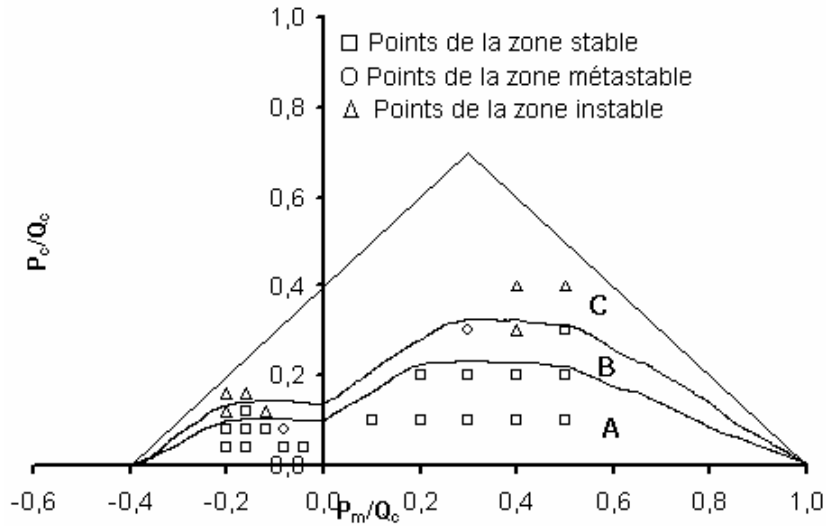


Figure V.27 Diagramme de stabilité cyclique dans le cas de l'inclusion forcée

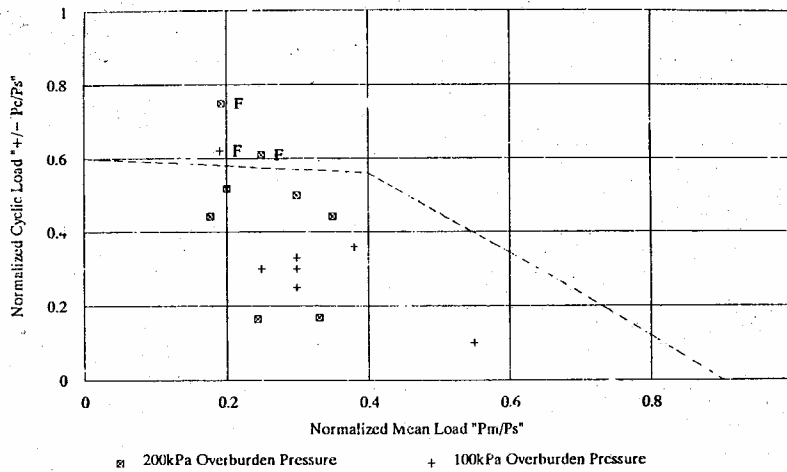


Figure V.28 Diagramme de stabilité cyclique dans le cas d'une inclusion forcée (Al Douri, 1995)

V.2.1.5 Quelques éléments sur l'influence du nombre de cycles

Dans les paragraphes précédents, on s'est intéressé à l'influence des différentes combinaisons de chargement sur la stabilité de l'inclusion pour un nombre de cycles fixé (50). Certains auteurs (Chan (1980), Poulos *et al.* (1988)) ont montré l'influence du nombre de cycles sur le comportement des pieux et surtout leur influence néfaste (partie bibliographique), même pour les combinaisons de chargement les moins défavorables. On présente ici deux essais qui sont décrits ci-dessous.

MASSIF	ESSAI	I_D	σ_v	σ_h	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N
MC12	MC12-1	0,50	125	50	0,5	0,2	250
MC13	MC13-1	0,50	125	50	0,4	0,2	3216

Tableau V.12 Influence du nombre de cycles

- Essai MC12 - 1

On présente sur les figures V.29 (a), (b) et V.30 (a) et (b) respectivement le chargement appliqué, l'évolution des déplacements en tête, l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours du chargement.

On peut voir que le déplacement accumulé atteint 1,8 mm ($>0,10d$) au bout de 250 cycles montrant que le fait que l'application de cette combinaison de chargement ne se traduit pas par une stabilisation comme pouvait le laisser supposer le cas de $N = 50$ cycles.

En ce qui concerne la résistance en pointe, on a bien une légère augmentation au départ puis une stabilisation (figure V.30 (a)).

Quant à l'évolution du frottement latéral, on constate toujours une diminution en fonction du nombre de cycles (figure V.30 (b)), caractérisant le fait que la charge reprise par la pointe augmente.

- Essai MC13 - 1

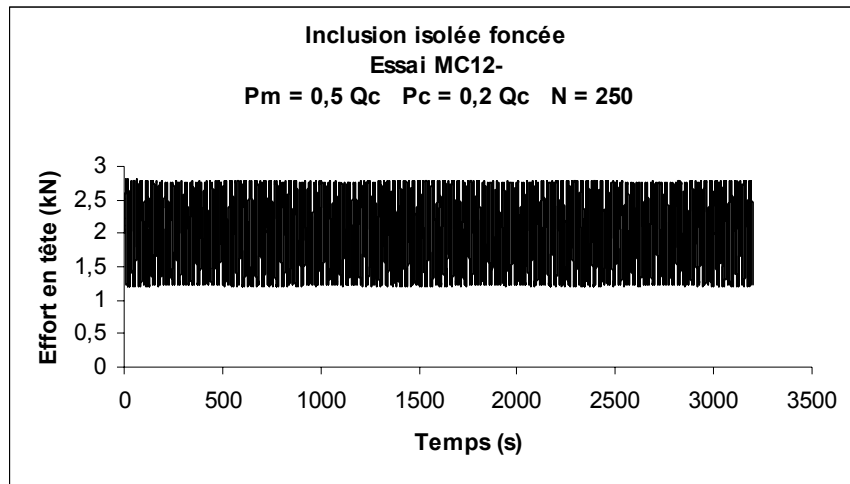
On présente en annexe 1 sur les figures 2 (a), (b), (c) et (d) respectivement le chargement appliqué, l'évolution des déplacements en tête, l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours du chargement dans le cas d'une combinaison de chargement ($P_m = 0,4 Q_c$ et $P_c = 0,2 Q_c$), pour laquelle on a appliqué 3216 cycles.

Ici aussi, on constate que l'accumulation, qui était acceptable dans le cas de cinquante cycles, (figure 2 (c)) atteint 11 mm (55% de d), traduisant un état instable.

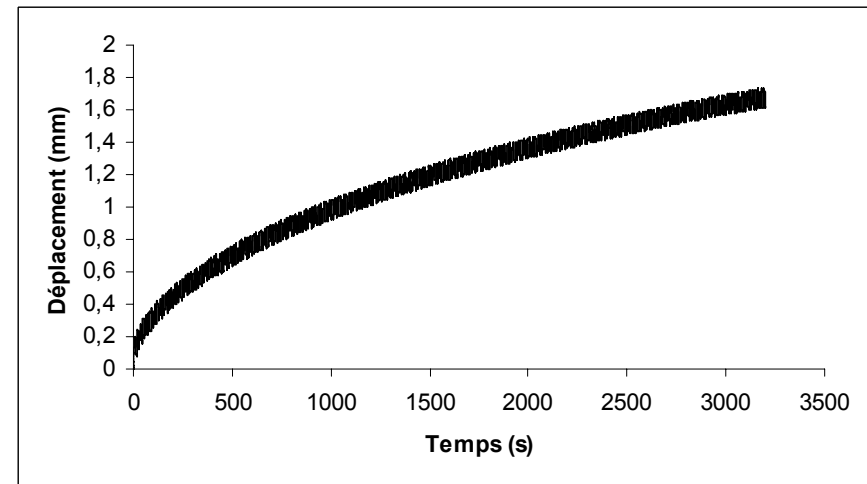
La résistance en pointe présente, comme pour l'essai précédent, une augmentation tout d'abord suivie d'une diminution mobilisée jusqu'à une stabilisation (figure 2 (c)).

En ce qui concerne le frottement latéral, on note une diminution jusqu'au nombre de cycles 1500 suivi d'une réaugmentation (figure 2 (d)). Ceci peut traduire un changement de comportement à l'interface sol-inclusion. Une explication possible est un comportement contractant dans une première phase entraînant une diminution des contraintes normales au fût et donc du frottement latéral et une seconde phase où le sol à l'interface cherche à se dilater, entraînant une augmentation du frottement latéral maximal mobilisé.

On voit donc que le nombre de cycles peut influencer de manière significative sur le comportement des pieux. Il peut conduire à des évolutions des zones du diagramme de stabilité (agrandissement ou diminution) et notamment de la zone stable, comme dans le cas présenté par Lee and Poulos (1990) (paragraphe I.4.2.). Dans notre cas, l'augmentation du nombre de cycles tendrait à réduire la surface de la zone stable dans le diagramme de stabilité.

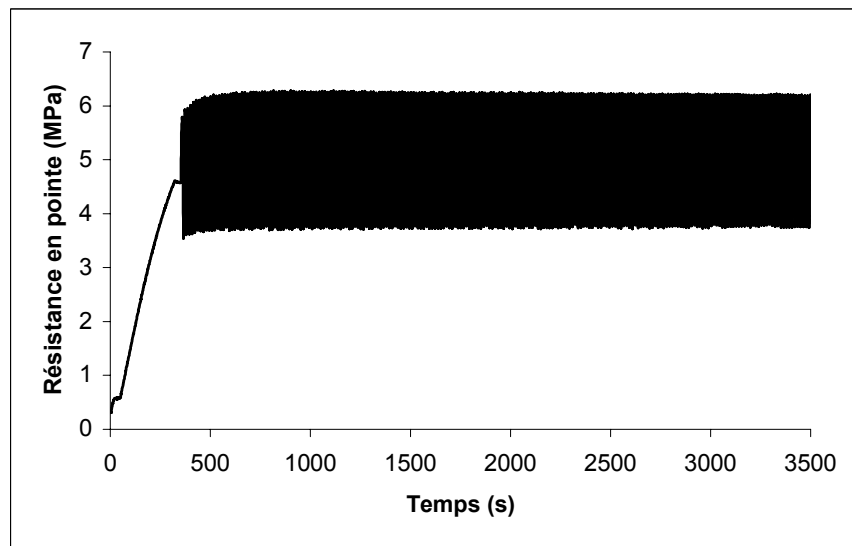


(a)

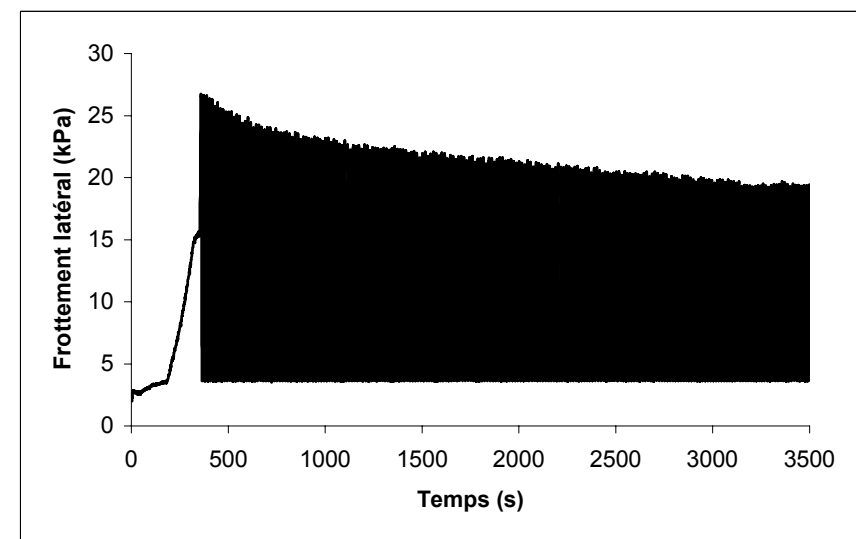


(b)

Figure V.29 Evolution de la charge en tête (a) et des déplacements en tête (b) au cours du chargement (essai MC12)



(c)



(d)

Figure V.30 Evolution de la résistance en pointe (c) et du frottement latéral (d) au cours du chargement (essai MC12)

Conclusions partielles

Dans le cadre de ce travail, on a pu mettre en évidence certains aspects du comportement des pieux isolés sous chargement cyclique avec des évolutions différentes des deux grandeurs qui constituent la capacité portante (résistance en pointe et du frottement latéral). On a de plus donné des éléments quantitatifs relatifs à l'accumulation des déplacements permanents.

En effet, dans le cas des essais de compression (enfouissement de l'inclusion), on a pu voir que la succession des cycles se traduisait par une forte accumulation des déplacements car c'est la pointe qui avait à reprendre l'effort et nécessitait un déplacement plus important pour le faire en raison des décharges successives du massif de sol sous la pointe. Pour la plupart des cas pour lesquels P_m est égale à P_c , la résistance en pointe diminuait et l'effort devait être repris par le frottement latéral ce qui se traduisait par des accumulations de déplacement encore plus importantes. Lors des rechargements monotones après les séquences cycliques, on pouvait mettre en évidence de manière plus nette la dégradation du frottement latéral et une stabilisation de la résistance en pointe, sauf pour les cas où les déplacements étaient très importants.

Dans le cas des essais de type traction (arrachement de l'inclusion), seul le frottement latéral est mobilisé. On a pu ainsi mettre en évidence l'influence du chargement cyclique sur le frottement sol-inclusion. Celui-ci se dégrade au fur et à mesure des combinaisons de chargement, ce qui se traduit par de fortes accumulations de déplacement.

De plus, pour les deux types d'essais, on a pu voir que les séquences cycliques les plus défavorables (conduisant aux accumulations de déplacement les plus importantes) étaient celles où les charges moyennes étaient supérieures à $0,3 Q_c$ (ou $0,3 Q_t$ pour la traction) et où la charge minimale sur un cycle (en valeur absolue) était proche de zéro. Ce type de combinaison de chargement a pour configuration extrême le cas où le sens de chargement (essai alterné) s'inverse et qui se caractérise par une forte dégradation de la capacité portante, confirmant ainsi les résultats obtenus par Turner *et al.* (1987).

Le diagramme de stabilité cyclique nous a permis de définir des zones stable et instable pour un nombre de cycle N fixé à 50. Et on a pu voir que lorsque l'on augmentait le nombre de cycles, on pouvait faire passer des combinaisons de chargement de la zone stable à la zone instable montrant l'influence significative de ce paramètre sur l'allure du diagramme de stabilité. Lee and Poulos (1990) ont présenté un diagramme de stabilité qui évoluait avec le nombre de cycles, avec une réduction de la zone stable lorsque le nombre de cycles augmente, ce que confirme nos résultats.

V.2.2 Cas de l'inclusion moulée

Comme on a pu le voir dans le cas du chargement monotone, la particularité de l'inclusion moulée est que la zone de sol au contact avec l'inclusion (interface sol-inclusion et zone de sol sous la pointe) n'est pas remaniée lors de l'installation de cette dernière, ce qui rend l'ordre selon lequel les chargements cycliques sont appliqués important (histoire du chargement) pour ce mode d'installation.

En ce qui concerne la réponse mécanique de l'inclusion, on s'intéresse, comme dans le cas de l'inclusion foncée, au comportement à l'interface sol-inclusion, au comportement de la zone de sol sous la pointe ainsi qu'à l'étude de l'accumulation des déplacements. L'ordre d'application des séquences est pris en compte. Dans le cas des premières séquences, on peut considérer que l'on est dans le cas de l'inclusion moulée proprement dit alors que dans le cas des séquences suivantes, on est dans un cas intermédiaire entre le cas de l'inclusion moulée et le cas de l'inclusion foncée.

Ainsi, relativement à l'étude du comportement de l'inclusion foncée sous chargement cyclique, on peut comparer les résultats obtenus dans le cas d'un mode d'installation refoulant avec ceux obtenus dans le cas d'un mode d'installation non refoulant ("moulage").

V.2.2.1 Programme expérimental

Les essais sont décrits dans les tableaux V.12 à V.20, les essais de compression étant présentés dans les tableaux V.12 à V.16, les essais en traction (arrachement de l'inclusion) dans les tableaux V.17 à V.19. Des essais cycliques alternés (traction compression) ont également été réalisés et sont présentés dans le tableau V.20. Les essais sont présentés par massif et, pour chacun des massifs les combinaisons de chargement appliquées à l'inclusion, l'ordre d'application des différents chargements étant ici encore plus important que dans le cas de l'inclusion foncée. Les caractéristiques des essais sont Indice de densité $I_D = 0,50$ et les contraintes de consolidation verticales et horizontales sont respectivement $\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa. Les notations MC représentent les massifs réalisés dans le cadre de l'étude du comportement des pieux sous chargements cycliques. Le massif noté M22-MC18 a été réalisé dans le cadre du chapitre III et de ce chapitre. Un chargement monotone jusqu'à la rupture a été réalisé avant l'application des cycles. Les chargements monotones mentionnés dans les tableaux sont les chargements monotones effectués entre certaines séquences cycliques afin de voir si après que l'inclusion ait subi certains déplacements, la capacité portante de l'inclusion est encore acceptable pour continuer les séquences cycliques.

Les déplacements accumulés, pour chacune des séquences cycliques appliquées, sont également indiqués dans les tableaux.

MASSIF	ESSAI	TYPE	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Déplacement (mm)
MC14	MC14-1	FCC	0,05	0,05	50	0,011
	MC14-2	FCC	0,19	0,125	50	0,055
	MC14-3	FCC	0,125	0,125	50	0,1
	MC14-4	FCC	0,25	0,125	50	0,05
	MC14-5	FCC	0,3125	0,125	50	0,06
Chargement monotone						
	MC14-6	FCC	0,4	0,3	50	2,6
Chargement monotone						
	MC14-7	FCC	0,3	0,3	50	0,85
Chargement monotone						
	MC14-8	FCC	0,5	0,3	50	1,01
Chargement monotone						
	MC14-9	FCC	0,1	0,1	250	0,44
Chargement monotone						
	MC14-10	FCC	0,1	0,1	250	0,51
Chargement monotone						
	MC14-11	FCC	0,15	0,15	250	0,78

Tableau V.12 Série de combinaisons de chargements de compression réalisées dans le massif MC14

MASSIF	ESSAI	TYPE	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Déplacement (mm)
MC15	Chargement monotone					
MC15	MC15-1	FCC	0,1	0,1	50	0,021
	MC15-2	FCC	0,2	0,2	50	0,28
	MC15-3	FCC	0,3	0,2	50	0,17
	MC15-4	FCC	0,3	0,3	50	0,90
	MC15-5	FCC	0,4	0,2	50	0,16
	MC15-6	FCC	0,4	0,3	50	2,26
	MC15-7	FCC	0,5	0,2	50	0,65
	MC15-8	FCC	0,5	0,3	50	6,62
	MC15-9	FCC	0,4	0,4	40	5,48
	MC15-10	FCC	0,5	0,4	40	13,01

Tableau V.13 Série de combinaisons de chargement cyclique de compression dans le massif MC15

MASSIF	ESSAI	TYPE	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Déplacement (mm)
MC16	Chargement monotone					
	MC16-1	FCC	0,2	0,2	50	0,423
	MC16-2	FCC	0,3	0,2	50	0,223
	MC16-3	FCC	0,5	0,2	50	1,01
	MC16-4	FCC	0,4	0,3	50	0,19

Tableau V.14 Série de combinaisons de chargement cyclique de compression dans le massif MC16

MASSIF	ESSAI	TYPE	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Déplacement (mm)	
MC17	MC17-1	FCC	0,1	0,1	50	0,04	
	MC17-2	FCC	0,3	0,2	50	0,52	
	MC17-3	FCC	0,2	0,2	50	0,26	
	MC17-4	FCC	0,4	0,2	50	0,19	
	MC17-5	FCC	0,5	0,2	50	0,15	
	Chargement monotone						
		MC17-6	FCC	0,4	0,3	50	5,34
	Chargement monotone						
	MC17-7	FCC	0,3	0,3	50	1,31	
Chargement monotone							
	MC17-8	FCC	0,5	0,3	50	3,06	

Tableau V.15 Série de combinaisons de chargement cyclique de compression dans le massif MC17

MASSIF	ESSAI	TYPE	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Déplacement (mm)
M22-MC18	Chargement monotone					
	MC18-1	FCC	0,1	0,05	672	0,041

Tableau V.16 Série de combinaisons de chargement cyclique de compression dans le massif MC18

MASSIF	ESSAI	TYPE	$\frac{P_m}{Q_t}$	$\frac{P_c}{Q_t}$	N	Déplacement (mm)
MC19	MC19-1	FCT	0,2	0,2	50	-1,05
	MC19-2	FCT	0,3	0,2	50	-0,29
	MC19-3	FCT	0,5	0,2	50	-0,35
	MC19-4	FCT	0,4	0,3	8	rupture

Tableau V.17 Série de combinaisons de chargement cyclique de traction dans le massif MC19

MASSIF	ESSAI	TYPE	$\frac{P_m}{Q_t}$	$\frac{P_c}{Q_t}$	N	Déplacement (mm)
MC20	Chargemen					
	MC20-1	FCT	0,1	0,1	50	-0,042
	MC20-2	FCT	0,2	0,2	50	-1,023
	MC20-3	FCT	0,3	0,2	50	-0,36
	MC20-4	FCT	0,3	0,3	8	rupture

Tableau V.18 Série de combinaisons de chargement cyclique de traction dans le massif MC20

MASSIF	ESSAI	TYPE	$\frac{P_m}{Q_t}$	$\frac{P_c}{Q_t}$	N	Déplacement (mm)
MC21	Chargement monotone					
	MC21-1	FCT	0,2	0,2	50	-1,36
	MC21-2	FCT	0,3	0,2	50	-0,38
	MC21-3	FCT	0,5	0,2	50	-0,042
	MC21-4	FCT	0,4	0,3	8	-0,50

Tableau V.19 Série de combinaisons de chargement cyclique de traction dans le massif MC21

MASSIF	ESSAI	TYPE	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Après cycles N
MC22	MC22-1	FCA	0,035	0,081	50	Compression
	MC22-2	FCA	0,035	0,09	50	Traction
	MC22-3	FCA	0,017	0,19	10	Rupture
	MC22-4	FCA	0,056	0,318	10	rupture

Tableau V.20 Série de combinaisons de chargement alterné dans le massif MC22

A noter que dans le tableau V.20, relatif aux chargements alternés, on a précisé dans la colonne « Après cycles N » la direction (déplacement) prise par au bout de 50 cycles. Car pour ce type de combinaison de chargement, l'inclusion peut tout d'abord suivre un mouvement descendant et au cours du chargement, ce mouvement s'inverse. Ainsi, on a précisé la direction prise par l'inclusion au bout des 50 cycles.

On établira ainsi un diagramme de stabilité suivant une méthode comparable à celle utilisée dans le cas de l'inclusion forcée en distinguant au mieux les zones stable, métastable et instable.

Les résultats des essais seront présentés en terme d'évolution des déplacements permanents en tête de l'inclusion avec le nombre de cycles et en terme de diagrammes de stabilité.

V.2.2.2 Cas des essais non alternés

La procédure utilisée pour étudier le comportement d'une inclusion mise en place sans refoulement (inclusion moulée), diffère de celle du cas de l'inclusion foncée (mise en place avec refoulement). Les chargements appliqués ont chacun leur importance et notamment les premiers. En effet, dans le cas du chargement monotone, on a déjà présenté le comportement typique de l'inclusion moulée pour la même procédure d'essai utilisée que dans le cas de l'inclusion foncée à savoir un chargement monotone initial, une phase de décharge et une phase de rechargement. On a pu voir la forte diminution de la capacité portante (annexe 1 figure 3 (a)), et notamment du frottement latéral (annexe 1 figure 3 (c)) lors de la phase de recharge, traduisant un comportement particulier à l'interface sol-inclusion pour ce type d'inclusion. En ce qui concerne la résistance en pointe, la phase de décharge se semble pas influencer sur celle ci, car elle revient à une valeur pratiquement identique à celle mesurée avant la décharge (annexe 1 figure 3 (b)).

La procédure de chargement sera également un paramètre à prendre en compte. Car le fait d'appliquer un chargement monotone jusqu'à la rupture, avant d'appliquer le chargement cyclique, conduira à des résultats différents de ceux que l'on obtiendrait dans le cas où on applique directement les séquences cycliques. De plus, en ce qui concerne le chargement cyclique, ici aussi, on appliquera les chargements cycliques dans le même ordre que dans le cas de l'inclusion foncée, à savoir du moins défavorable au plus défavorable. Pour la première série (cas les moins défavorables), on applique le chargement monotone à la fin de celle ci. Quant aux combinaisons les plus défavorables, elles sont appliquées à la suite et, pour chacune d'entre elles, on effectue un chargement monotone final. L'objectif est surtout de comparer la réponse de l'inclusion moulée aux mêmes sollicitations que celles qu'a subies l'inclusion foncée. On pourra parler d'inclusion moulée dans le cas des premières séquences cycliques, mais pour les suivantes, il s'agira de définir un cas intermédiaire entre l'inclusion moulée et l'inclusion foncée.

On va donc étudier, comme cela a été indiqué dans le paragraphe IV.1.2.2.1, les différents cas :

- (1) succession de séquences cycliques, puis chargement monotone final ;
- (2) chargement monotone initial, succession de séquences cycliques et chargement monotone final.

Dans notre étude, on sépare les chargements de compression et de

(a) Cas des essais de compression

On présente ici le cas de la deuxième et de la troisième séquence cyclique réalisées dans le massif MC14 (pas de chargement monotone initial) pour lequel $P_m = 0,19 Q_c$, $P_c = 0,125 Q_c$ (figures V.31 (a), (b) et (c)) et $P_m = P_c = 0,125 Q_c$ (figures V.32(a), (b) et (c)). Dans les deux cas, on constate une augmentation du frottement latéral et une diminution de la résistance en pointe mobilisés. Pour la résistance en pointe, ceci peut s'expliquer par le fait que suite à la préparation du massif et à l'installation de l'inclusion, la zone de sol sous la pointe est très lâche et la charge reprise par la pointe est très faible. Par conséquent, dans un premier temps, la charge appliquée est reprise par le fût. La diminution de la résistance en pointe traduit la densification de la zone de sol sous la pointe. Le matériau sous la pointe semble ainsi se densifier lors des phases de charge-décharge de chacune des séquences et la résistance en pointe va se mobiliser de plus en plus au fur et à mesure des accumulations des déplacements. En ce qui concerne le frottement latéral, la diminution de la résistance en pointe fait que l'effort repris par celui-ci augmente, entraînant ainsi une augmentation du déplacement pour mobiliser le frottement latéral nécessaire.

Pour illustrer le comportement de l'inclusion lors des chargements suivants, on prend le cas de l'essai MC14-6 pour lequel $P_m = 0,4 Q_c$ et $P_c = 0,3 Q_c$ (figures V.33(a), (b) et (c)). On observe, lors des premiers cycles, une faible augmentation du frottement latéral et une augmentation de la résistance en pointe puis lors des cycles suivants, la résistance en pointe continue d'augmenter tandis que la mobilisation du frottement latéral diminue. On retrouve des résultats similaires à ceux obtenus dans le cas de l'inclusion foncée, avec toutefois un taux d'augmentation de la résistance en pointe plus important que dans le cas de l'inclusion foncée entraînant ainsi une mobilisation plus rapide de la résistance en pointe (courbe déplacement-résistance en pointe). Les séquences cycliques précédentes ont ainsi suffisamment remanié la zone de sol autour de l'inclusion pour que qualitativement, les allures des courbes de mobilisation des deux grandeurs (résistance en pointe et frottement latéral) soient similaires à celles obtenues dans le cas de l'inclusion foncée.

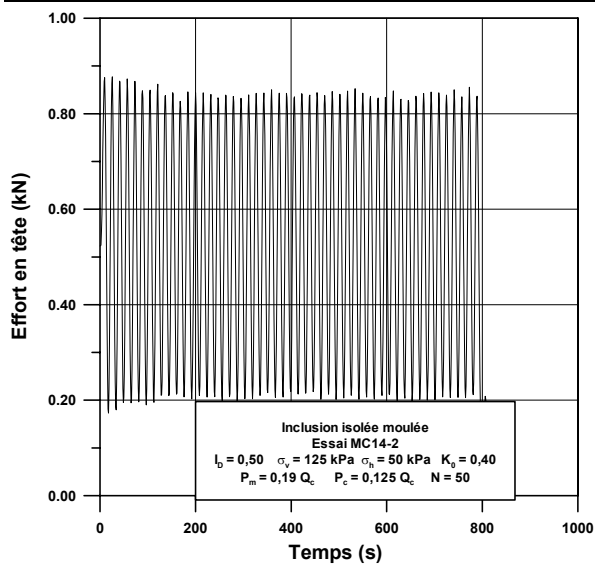
Néanmoins, dans le cas $P_m = P_c = 0,3 Q_c$ (figures V.34 (a), (b) et (c)), on observe, lors des premiers cycles, une augmentation de la résistance en pointe et une augmentation du frottement latéral coïncidant avec le cas de l'inclusion foncée. Puis, lors des cycles suivants, la résistance en pointe ré-augmente et le frottement latéral diminue, un résultat différent du cas de l'inclusion foncée. Ces phénomènes sont dus au fait que la résistance en pointe n'est pas complètement mobilisée pour le déplacement de l'inclusion induit par ces chargements alors que en revanche, dans le cas de l'inclusion foncée, elle l'était. Ainsi, dans le cas de l'inclusion

moulée, elle continue de se mobiliser au fur et à mesure de l'enfoncement de l'inclusion. Ainsi, la première phase de cette séquence se traduit par, respectivement, une augmentation du frottement latéral et une diminution de la résistance en pointe pour les mêmes raisons que dans le cas de l'inclusion foncée ($P_m = P_c$) (décharge complète sous la pointe et un déplacement plus important est nécessaire pour reprendre l'effort appliqué en tête, un déplacement induisant un frottement latéral mobilisé plus important). La seconde phase (diminution du frottement latéral et augmentation de la résistance en pointe) est différente du cas de l'inclusion foncée. La diminution du frottement latéral peut aussi être due à une densification du sol à l'interface (pouvant être assimilée à une diminution de volume et donc une diminution des contraintes normales).

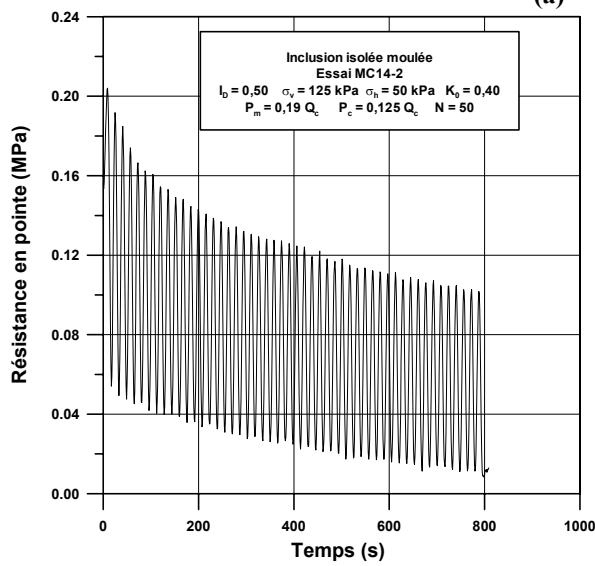
Une autre constatation est que les évolutions différentes du frottement latéral et de la résistance en pointe (augmentation ou diminution) peuvent ou doivent s'interpréter en termes d'accumulation des déplacements et non pas en termes de dégradations. En effet, lorsque l'effort en pointe mobilisé est faible, le frottement latéral mobilisé augmente pour reprendre l'effort appliqué entraînant une accumulation des déplacements. Pour certaines combinaisons de chargement, l'effort mobilisé en frottement peut être assez proche de l'effort maximum mobilisé lors du chargement monotone ($P_c = 0,3 Q_c$ figures V.33 et V.34).

On s'est intéressé à l'influence du nombre de cycles pour des combinaisons de chargement appliquées au bout d'une série et de type $P_m = P_c$ pour un nombre de cycles de 250. Cet essai a été effectué après plusieurs séquences cycliques, et donc après un important remaniement du sol autour de l'inclusion (massif MC14).

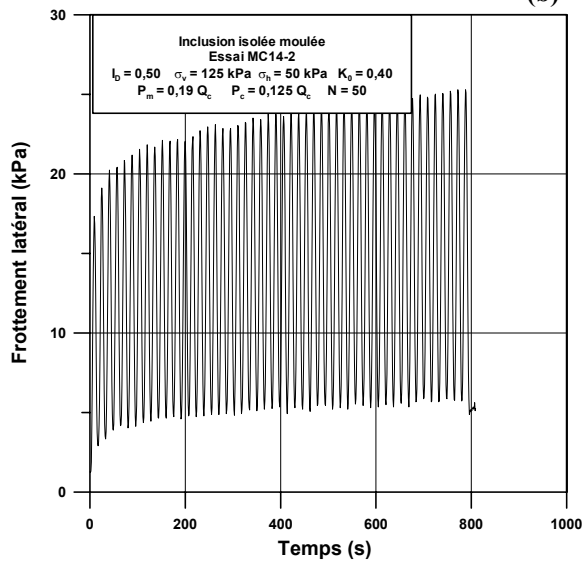
Pour $P_m = P_c = 0,1 Q_c$, (figure V.35 (a), (b) et (c)) la résistance en pointe est fortement mobilisée lors du premier cycle en raison de la forte rigidité obtenue lors du chargement précédent (faible accumulation de déplacement), puis celle-ci diminue jusqu'à une valeur minimale puis réaugmente. Cette évolution peut s'expliquer par le fait que les phases de charge-décharge complètes vont entraîner un déconfinement sous la pointe et donc une diminution de l'effort repris ; la réaugmentation qui suit résulte de la redensification du sol sous la pointe lors du chargement. Le frottement latéral a une évolution inverse à celle de la résistance en pointe, il est faiblement mobilisé au début puis il marque une augmentation jusqu'à une valeur maximale (correspondant à la valeur minimale de la résistance en pointe) qui s'accompagne d'une augmentation des déplacements. Puis il est moins mobilisé car la résistance en pointe augmente de nouveau.



(a)

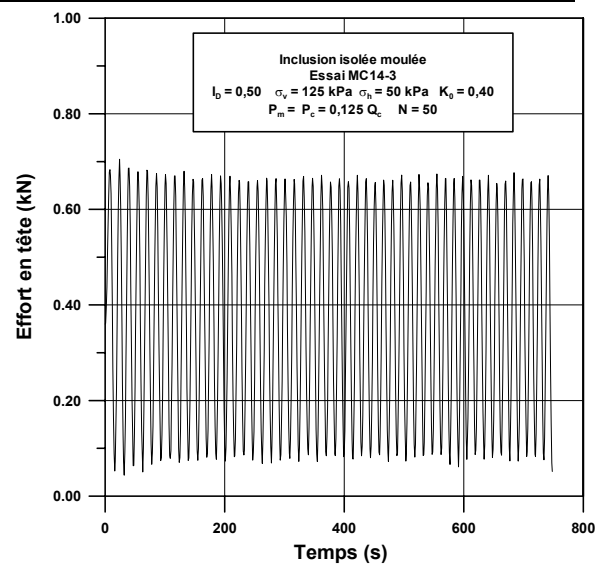


(b)

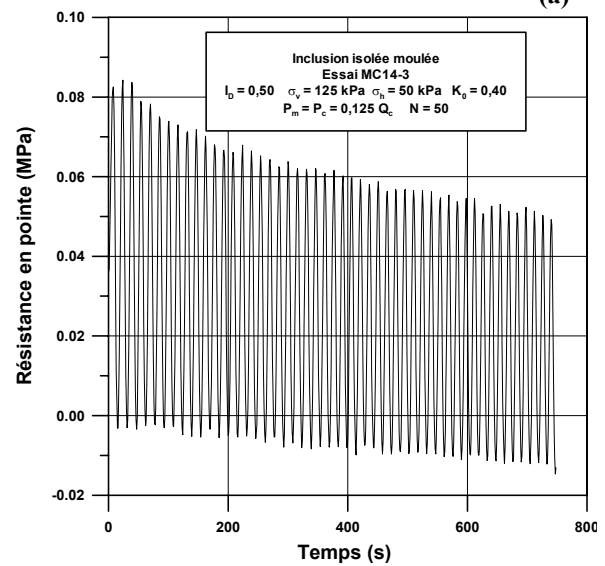


(c)

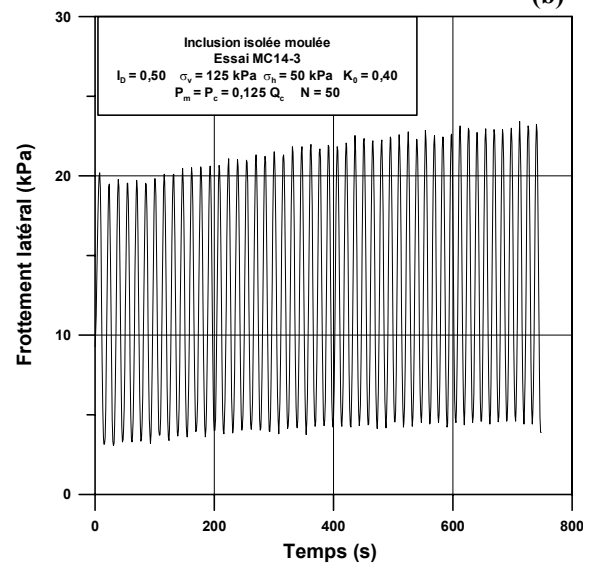
Figure V.31 Cas de l'inclusion moulée ; chargement appliqué (a), mobilisation de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) (essai MC14-2)



(a)

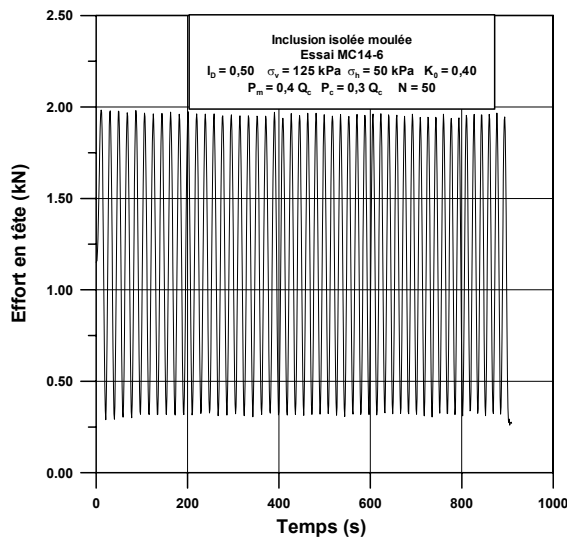


(b)

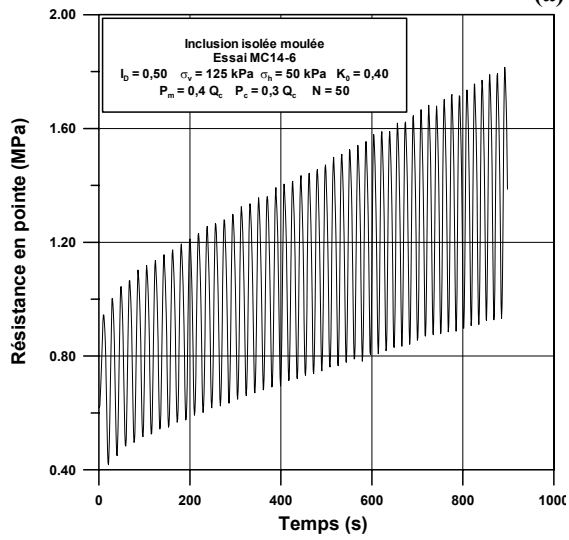


(c)

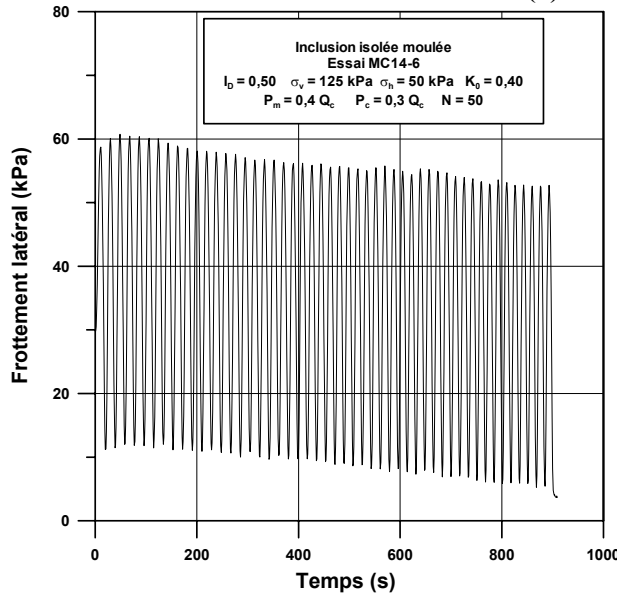
Figure V.32 Cas de l'inclusion moulée ; chargement appliqué (a), mobilisation de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) (essai MC14-3)



(a)

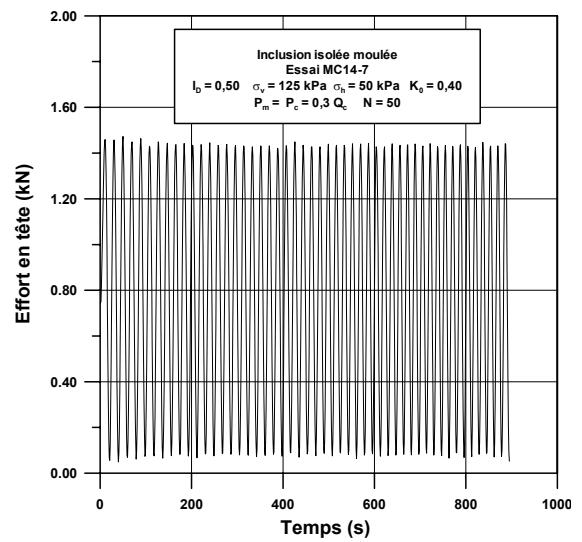


(b)

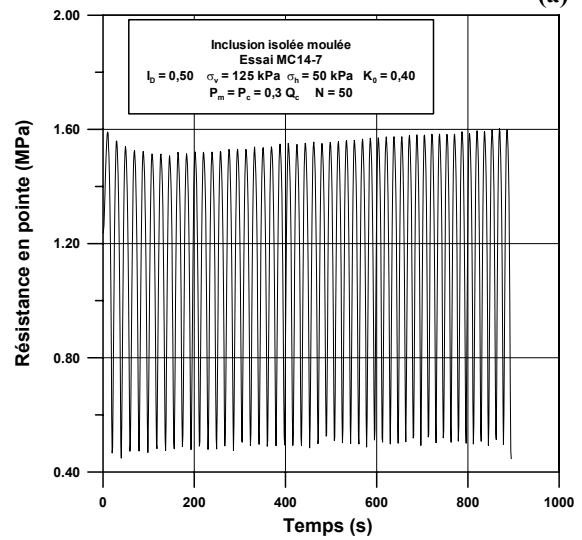


(c)

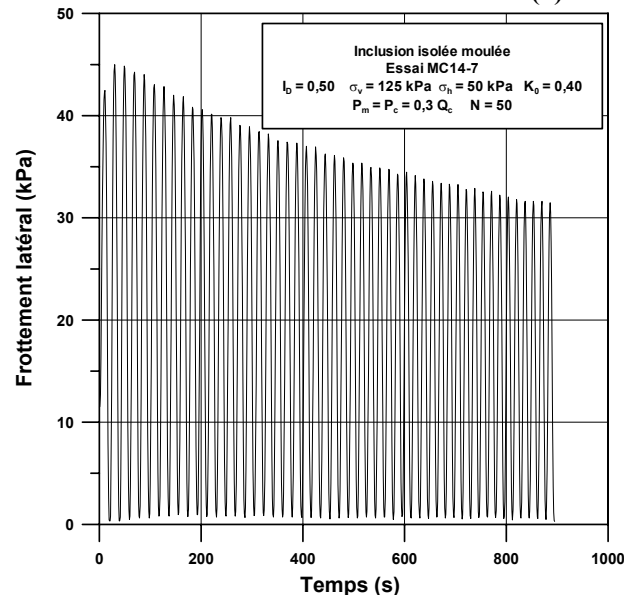
Figure V.33 Cas de l'inclusion moulée ; chargement appliqué (a), mobilisation de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) (essai MC14-6)



(a)



(b)



(c)

Figure V.34 Cas de l'inclusion moulée ; chargement appliqué (a), mobilisation de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) (essai MC14-7)

Pour un chargement avec des efforts plus importants ($P_m = P_c = 0,3 Q_c$), ces phénomènes sont accélérés car ces allures sont déjà observées pour un nombre de cycles égale à 50 (figure V.36) contrairement au cas ($P_m = P_c = 0,1 Q_c$) (figure V.35).

(b) Cas des essais de traction

On présente ici le cas de l'essai MC19-1 (seconde séquence cyclique), (figures V.36 (a) et (b)), on remarque que l'effort est essentiellement repris par le fût et que l'accumulation des déplacements est beaucoup plus importante que dans le cas de l'essai de compression notamment lors des premiers cycles. Ceci traduit le fait que lors des premiers cycles, on a une densification du sol à l'interface, qui peut entraîner une diminution des contraintes normales et donc du frottement latéral. Pour les cycles suivants, en revanche, le sol offre une résistance plus forte à ce chargement.

Quant à la résistance en pointe, celle-ci est peu mobilisée (figure V.36 (b)) montrant peu d'oscillations relatives au chargement cyclique en raison du sens de chargement qui va entraîner un déchargement complet de la pointe.

Pour les chargements suivants (figures V.37 (a) et (b)), on a une stabilisation du frottement latéral mobilisé, traduisant le déchargement complet en pointe.

Il est à noter que les conditions initiales de contrainte et de densité du sol autour de l'inclusion sont différentes pour le cas du fût et de la pointe en raison de la procédure expérimentale. En effet, il est à noter « l'effet d'écran » de la pointe qui crée une zone de sol très lâche autour de cette dernière. Dans le cas du fût, le sol s'est déposé autour de celui-ci à la hauteur de chute définie par l'essai.

Lors du chargement, la zone de sol sous la pointe se densifie et entraîne une diminution de cette dernière. Pour le frottement latéral, il en est de même mais à un niveau moindre car les conditions initiales autour du fût sont assez proches de celles du reste du massif. Ceci peut expliquer, pour les essais de compression, les différences obtenues par rapport au cas de l'inclusion foncée. Pour les essais de traction, cette densification a eu lieu au niveau du fût pour l'inclusion moulée et s'est traduite par une forte accumulation des déplacements (déplacement plus important pour que le fût reprenne l'effort) ; ce qui montre le rôle non négligeable de la pointe dans le cas des essais de compression ainsi que le caractère très défavorable vis à vis du chargement cyclique des pieux où l'interface sol-pieu est peu remaniée. Ces résultats diffèrent des essais obtenus dans le cas de l'inclusion foncée.

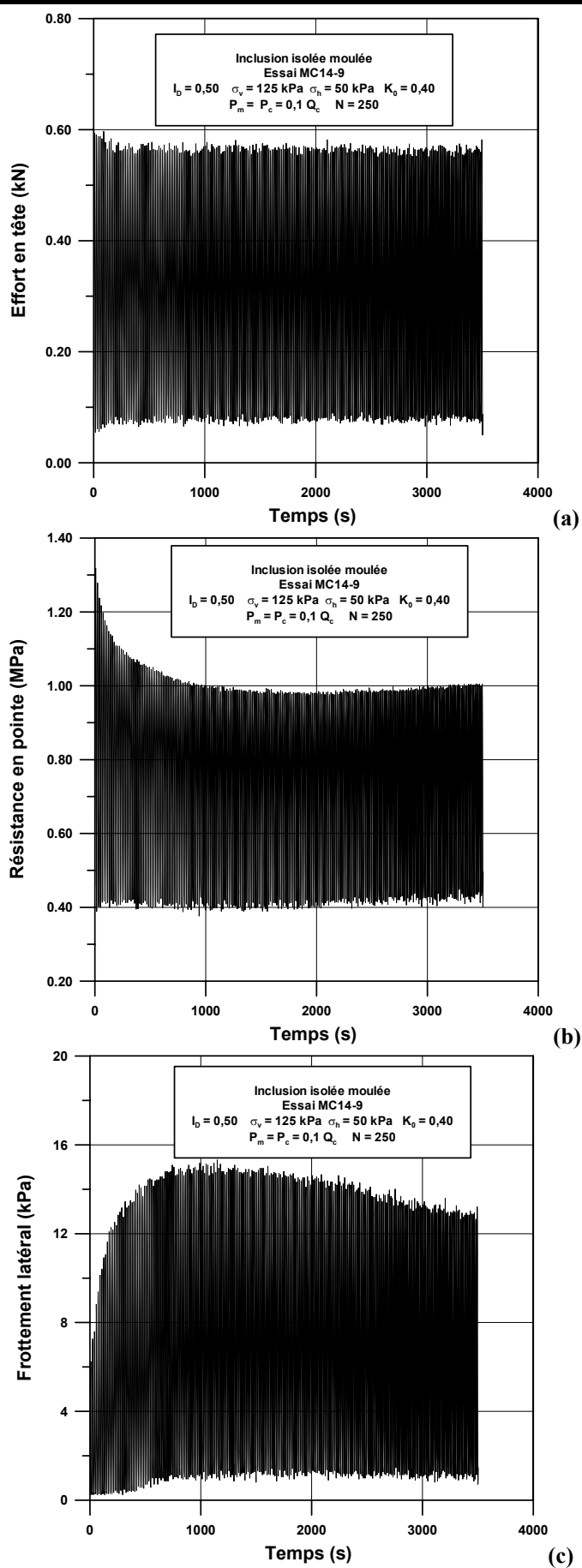
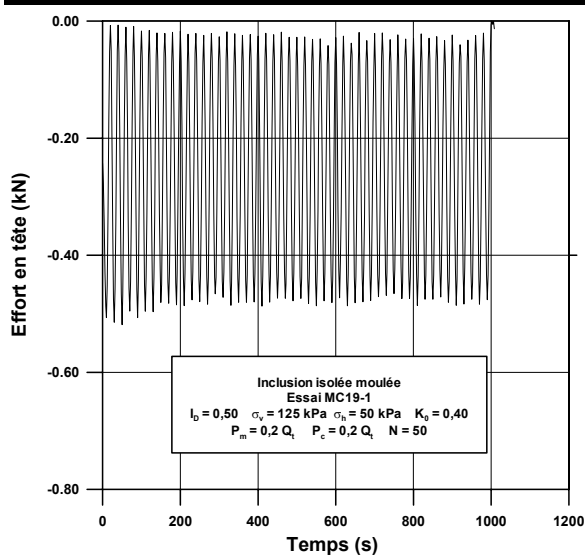
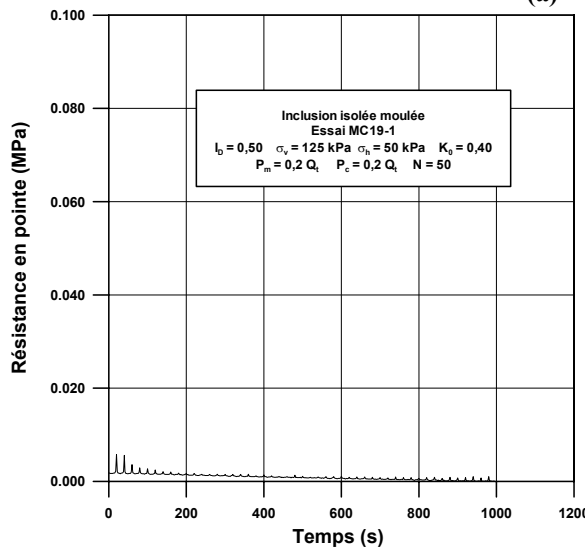


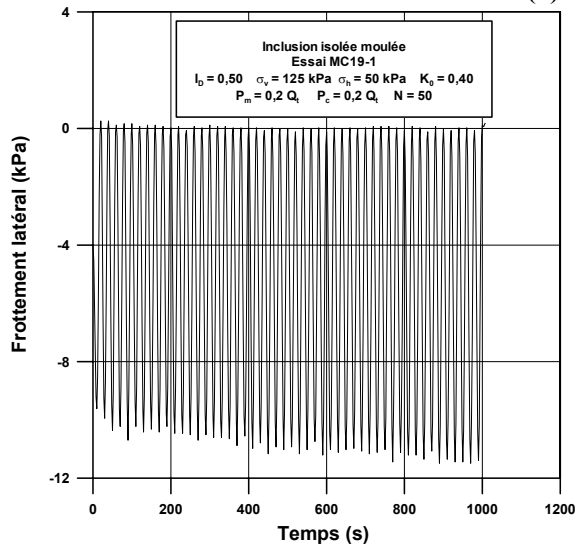
Figure V.37 Cas de l'inclusion moulée ; chargement appliqué (a), mobilisation de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) pour $N = 250$ (essai MC14-9)



(a)

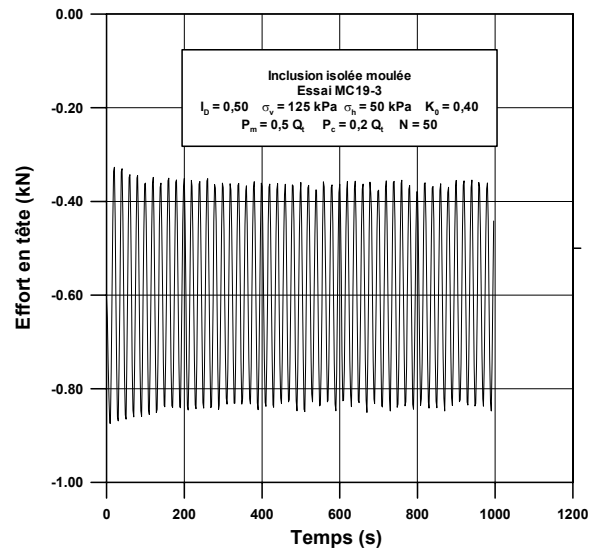


(b)

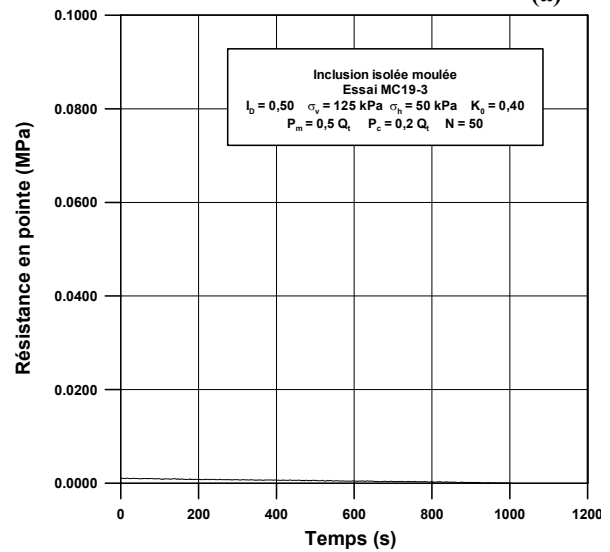


(c)

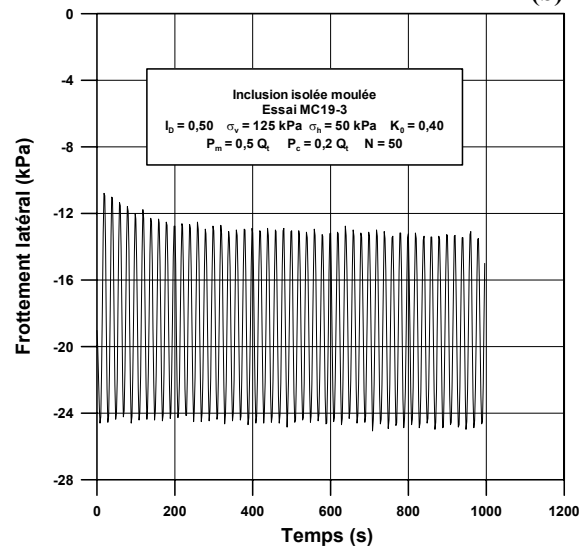
Figure V.36 Cas de l'inclusion moulée ; essai de traction : chargement appliqué (a), mobilisation de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) (essai MC19-1)



(a)



(b)



(c)

Figure V.37 Cas de l'inclusion moulée ; essai de traction : chargement appliqué (a), mobilisation de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) (essai MC19-3)

V.2.2.3 Cas des essais alternés

On a pu voir dans le chapitre I (Turner *et al.*(1990) ; Chambers (1999)), que les dégradations les plus importantes étaient observées dans le cas des essais alternés (succession de cycles de chargement avec phases de traction et de compression). Dans le cadre de notre travail, on a réalisé des essais à chargement contrôlé alterné (tableau V.20) afin de comparer l'évolution de la capacité portante et de l'accumulation des déplacements à celles obtenues dans le cas des essais non alternés.

Dans un même massif, on a effectué une série de trois combinaisons de chargements (décrites dans le tableau V.20). Si l'on compare ce chargement cyclique avec ceux effectués en compression et en traction, on remarque que les efforts appliqués sont très faibles, mais que l'accumulation de déplacement est importante marquant ainsi une nette différence avec les essais non alternés et la singularité de ce type de chargement qui est caractérisé par de fortes dégradations.

(1) Pour le premier cas ($P_m = 0,035 Q_c$; $P_c = 0,081 Q_c$ avec $P_{max} = 0,13 Q_c$ et $P_{min} = 0,08 Q_t$) (figures V.38 (a), (b) et (c)), on note une accumulation de déplacement dans le sens de l'enfoncement (tableau V.30), probablement due au fait que la pointe participe peu à la reprise de l'effort (pas d'évolution particulière de l'effort en pointe) et que l'effort de compression est le plus important. Cette augmentation du déplacement semble suivre une pente constante au cours des cinquante cycles. On remarque ainsi une augmentation progressive du frottement latéral mobilisé (mobilisation plus importante) en enfoncement et une évolution du frottement jusqu'à une valeur à peu près stable en arrachement pour reprendre les efforts appliqués. Ce palier en arrachement s'explique par le fait que, étant donné que seul le frottement est mobilisé, le fût est toujours sollicité de la même manière et en l'occurrence ici, peu sollicité, et que le déplacement induit est également toujours le même.

En ce qui concerne la réponse de l'inclusion à un chargement monotone après la séquence cyclique, on constate que la résistance en pointe atteint 1,3 MPa (par rapport au 1,2 MPa dans le cas du chargement monotone, réf. Chapitre I)) et le frottement latéral atteint 55 kPa (par rapport à 53 kPa), soit des valeurs qui ne mettent pas en évidence de dégradation.

(2) Pour le second cas ($P_m = 0,035 Q_c$; $P_c = 0,09 Q_c$ avec $P_{max} = 0,125 Q_c$ et $P_{min} = 0,08 Q_t$ avec la nouvelle valeur de $Q_c = 2 \text{ kN}$; le Q_t considéré ici est toujours le même). Cette combinaison de chargement est pratiquement identique à la première. On peut voir que l'accumulation de déplacement, dans le sens de l'enfoncement, est inférieure à celle obtenue

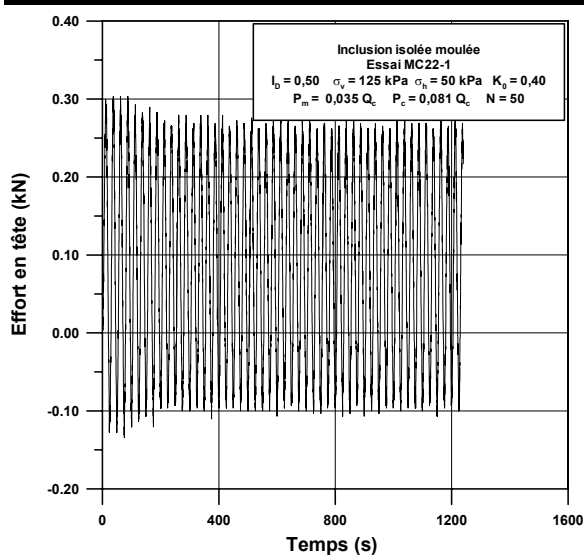
dans le premier cas (figures V.39 (a), (b) et (c)) en raison de la mobilisation plus importante de la résistance en pointe.

Sur la figure V.39 (b), on a représenté l'évolution de la résistance en pointe en fonction du temps. On constate une augmentation quasi linéaire de la résistance en pointe maximale à chaque cycle. Sur la figure V.39 (c), on a représenté l'évolution du frottement latéral en fonction du temps. On remarque une diminution de l'amplitude de variation du frottement latéral au fur et à mesure des cycles. Celle-ci peut être expliquée par l'augmentation de la résistance en pointe, qui est de plus en plus mobilisée et nécessite ainsi moins de frottement latéral pour reprendre l'effort appliqué en tête. De plus, dans le sens de l'arrachement, on observe également une diminution du frottement mobilisé, qui est uniquement due à la diminution de l'effort appliqué en tête.

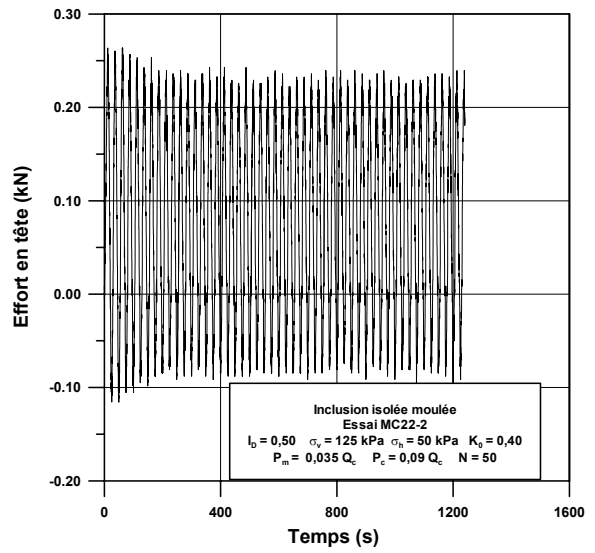
En ce qui concerne la réponse de l'inclusion à un chargement monotone en enfoncement après le chargement cyclique, on constate que la résistance en pointe atteint 2,37 MPa (tableau V.21) (par rapport au 1,2 MPa dans le cas du chargement monotone) soit une forte augmentation. Le frottement latéral, quant à lui, atteint 23 kPa (par rapport à 53 kPa, soit une perte de 56 %), témoignant de la forte dégradation du frottement latéral. L'amplitude des déplacements mis en jeu dans cet essai (0,5 mm lors des derniers cycles) est supérieure à celle du cas précédent (0,25 mm) et surtout l'alternance arrachement-enfoncement (dans le cas précédent, on restait en enfoncement) peut entraîner une dégradation plus importante à l'interface sol-inclusion.

(3) Dans le troisième cas, ($P_m = 0,017 Q_c$; $P_c = 0,19 Q_c$ avec $P_{max} = 0,21 Q_c$ et $P_{min} = 0,25 Q_t$), la rupture est obtenue au bout de cinq cycles dans le sens ascendant, traduisant une forte dégradation de l'effort dans le sens de l'arrachement. Lors de la séquence, la résistance en pointe (figure V.40 (b)) diminue fortement en raison du déconfinement de la zone de sol sous la pointe pour ce type de chargement. Quant au frottement latéral (figure V.40 (c)), on note une augmentation dans le sens descendant en raison de la diminution de la résistance en pointe et dans le sens ascendant, on n'observe pas d'évolution particulière avant la rupture.

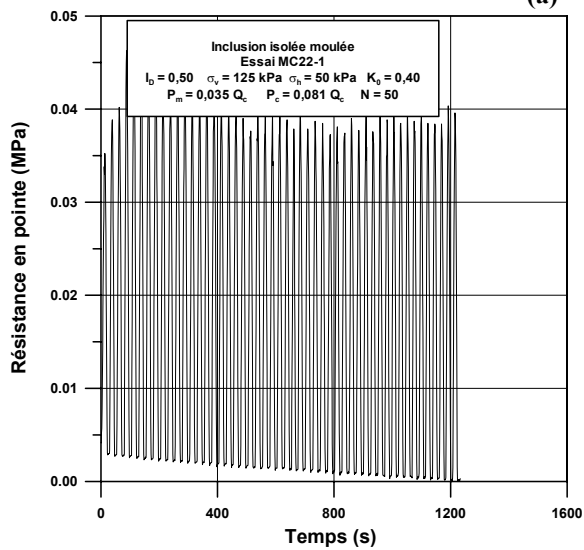
En ce qui concerne la réponse de l'inclusion à un chargement monotone en enfoncement après les séquences cycliques, on constate que la résistance en pointe atteint 1,20 MPa (par rapport au 2,37 MPa dans le cas précédent soit une perte de 49%) soit une forte diminution mais on est revenu à la valeur initiale (1,3 MPa). Le frottement latéral atteint 19 kPa (par rapport à 23 soit une perte de 20% mais par rapport à la valeur initiale : 53 kPa ; perte de 65 %), soit, encore une fois, une forte dégradation.



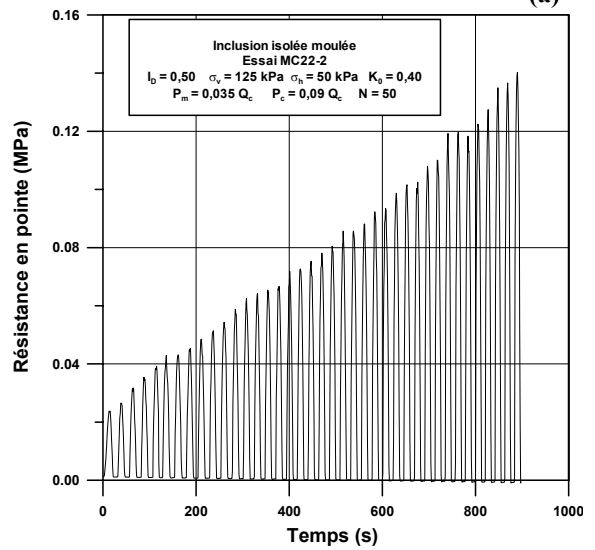
(a)



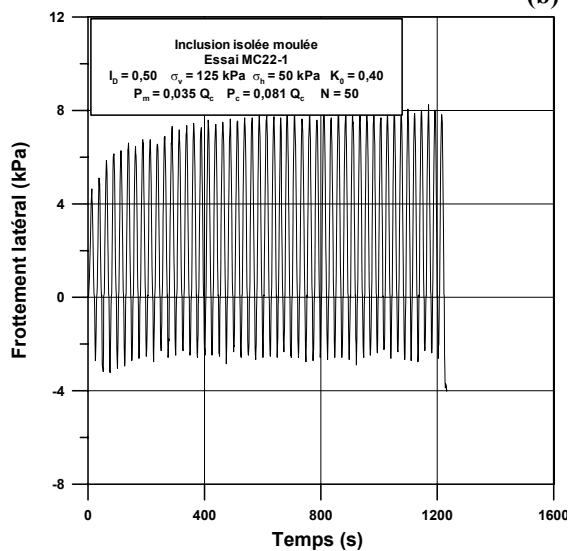
(a)



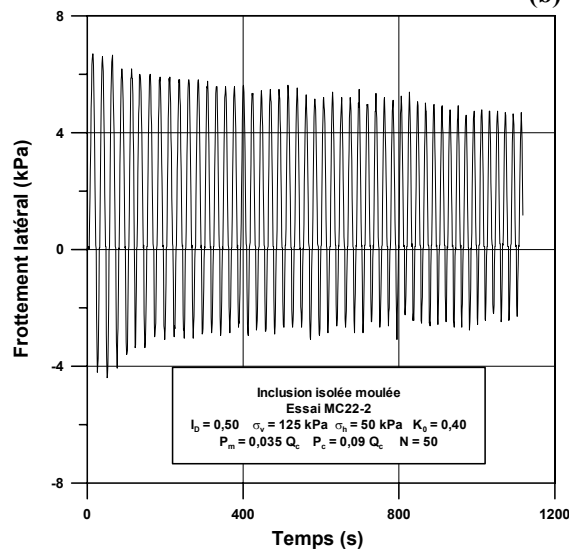
(b)



(b)



(c)



(c)

Figure V.38 Cas de la sollicitation alternée : chargement appliqué (a) ; mobilisation de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) (essai MC22-2)

Figure V.39 Cas de la sollicitation alternée : chargement appliqué (a) ; mobilisation de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) (essai MC22-2)

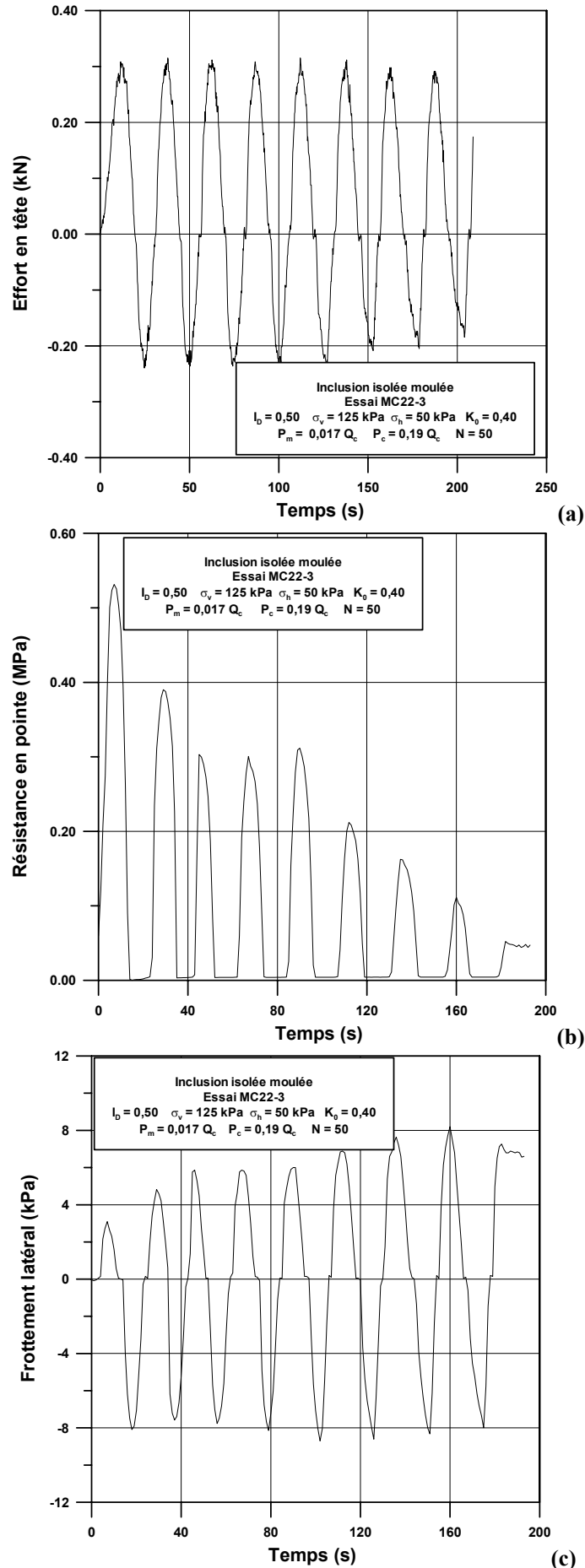


Figure V.40 Cas de la sollicitation alternée : chargement appliqué (a), mobilisation de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) (essai MC22-3)

On remarque ainsi pour ce type d'essais deux types de résultats. Dans le cas de l'essai MC22-1, une accumulation des déplacements tout d'abord dans le sens de l'arrachement puis dans le sens de l'enfoncement. En revanche, dans le cas de l'essai MC22-3, l'accumulation des déplacements se fait uniquement dans le sens de l'arrachement. Ainsi, on peut déjà considérer que, dans le cas des essais alternés, plus la charge de traction ($P_m - P_c$) est élevée, plus les déplacements vont avoir lieu dans le sens de l'arrachement et l'accumulation va ainsi avoir lieu dans ce même sens. En ce qui concerne la différence entre l'essai MC22-1 et l'essai MC22-2, elle est essentiellement due à la séquence des chargements. En effet, suite à la séquence cyclique de l'essai MC22-1, un essai de chargement monotone a eu lieu, suivi d'une autre séquence cyclique (essai MC22-2). Ces chargements ont probablement dégradé l'interface sol-inclusion, et par conséquent, le frottement latéral un peu plus que dans le cas du chargement précédent. Ainsi, dans le sens de la compression, le frottement se dégrade et la résistance en pointe augmente, ce qui peut expliquer que le comportement à la compression est meilleur que celui obtenu dans le cas de la traction. Ceci peut justifier le fait que l'accumulation des déplacements qui a plutôt lieu dans le sens de l'arrachement, alors que dans le premier cas (essai MC22-1), elle avait lieu dans le sens de la compression.

Ces essais donnent des premiers éléments sur la dégradation de la capacité portante lorsqu'une inclusion est soumise à des chargements alternés, avec une interface sol-inclusion plus propice à la dégradation que la résistance en pointe.

Dans l'annexe 2, on présente une interprétation physique des mécanismes décrits ci-dessus par l'intermédiaire d'un modèle qualitatif d'interprétation de fonctionnement de l'interface sol-structure inspiré des travaux de Chambers (1999).

ESSAI	I_D	σ_v	σ_H	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N	Q_T (kN)	f_s (kPa)	q_p (MPa)
MC22-1	0,50	125	50	0,035	0,081	50	2,01	55	1,30
MC22-2	0,50	125	50	0,035	0,09	50	1,44	23	2,37
MC22-3	0,50	125	50	0,017	0,19	10	0,85	19	1,20

Tableau V.21 Charges au palier obtenues après les chargements cycliques dans le cas des essais alternés

V.2.2.4 Interprétation en terme de diagramme de stabilité

Comme dans le cas de l'inclusion foncée, on a établi un diagramme de stabilité à partir des essais cycliques réalisés pour le cas de l'inclusion moulée.

Pour déterminer ce diagramme, on a pris en compte l'accumulation des déplacements observée pour chacune des combinaisons de chargement. Les combinaisons de chargement considérées comme stables sont celles qui ont été appliquées parmi les premières (premières séries) et qui conduisent à des déplacements permanents inférieurs à 10% de d . L'objectif est d'établir un diagramme de stabilité comparable à celui établi dans le cas de l'inclusion foncée. Il faudra toutefois prendre en compte le fait que la capacité portante en tête de l'inclusion moulée est inférieure à celle de l'inclusion foncée en raison de la particularité de la résistance en pointe pour ce mode d'installation à savoir une zone de sol sous la pointe plus faible dans le cas moulé que dans le cas foncé.

Le diagramme de stabilité est divisé en plusieurs zones : stable, métastable et instable.

Pour ce diagramme, le classement s'effectue sur la base des déplacements accumulés au bout de 50 cycles. On traitera cas par cas les essais réalisés.

On donne dans les tableaux V.12 à V.20 les déplacements permanents accumulés au dernier cycle pour les différents essais réalisés.

Le diagramme de stabilité cyclique a été établi de la manière suivante : on a pris en compte les résultats obtenus pour les séquences cycliques appliquées pour un massif ou plusieurs massifs en compression et en traction.

Les niveaux de chargement étudiés sont suffisants pour délimiter les différentes zones. Les zones stable et instable sont assez facilement reconnaissables, mais la zone métastable est plus difficile à déterminer car elle suppose que le déplacement accumulé soit inférieur à un certain pourcentage du diamètre de l'inclusion ($0,01d$). Néanmoins, ces cas correspondent à ceux qui présentent des taux d'augmentation du déplacement les plus importants et bien que les 10% de d n'aient pas été atteints pour 50 cycles on peut se douter qu'ils le seront pour les cycles suivants (cas $P_m = P_c = 0,2 Q_c$ et $P_m = P_c = 0,2 Q_t$) ainsi que l'essai alterné ($P_m = 0,035 Q_c$ et $P_c = 0,09 Q_c$). Le diagramme est présenté sur la figure V.41.

Ce diagramme de stabilité est comparable à celui obtenu par Mcmanus and Berrill (1996) (chapitre I), qui correspond à des essais réalisés sur une inclusion "moulée" dans une cuve à surface libre. On trouve bien une zone stable et une zone instable mais pas de zone métastable. Les déplacements accumulés pour les séquences appliquées se caractérisent par des valeurs obtenues au bout des 50 cycles et des allures des courbes caractéristiques de la zone instable.

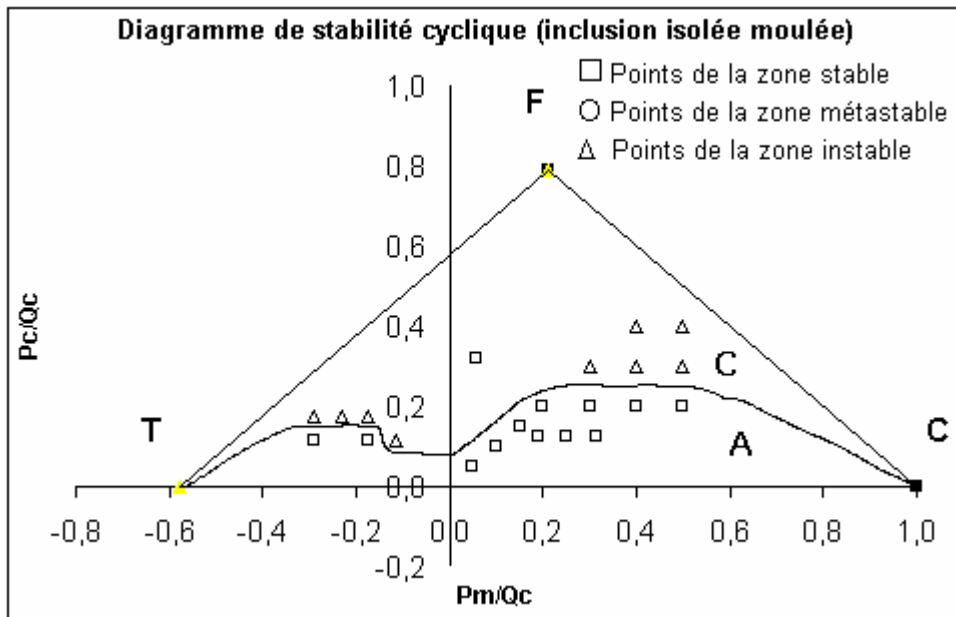


Figure V.41 Diagramme de stabilité cyclique dans le cas de l'inclusion isolée moulée

Dans le cas du diagramme obtenu par Mcmanus and Berrill (1996), la zone instable obtenue est moins étendue que dans notre cas. Ceci est probablement dû au fait que le diagramme a été tracé pour 10 cycles et les conditions étaient celles d'un massif à surface libre.

Conclusions partielles

L'inclusion moulée nous a permis, comme dans le cas du chargement monotone, d'étudier de manière plus précise les comportements en terme d'interface sol-inclusion et de comportement de sol sous la pointe. En ce qui concerne l'interface sol-inclusion, le chargement cyclique peut provoquer une dégradation du frottement latéral. Pour la pointe, lors des premiers chargements, la zone de sol autour de la pointe se densifie, la réponse en pointe pouvant être différente lors du premier chargement et lors des chargements suivants où la résistance en pointe a atteint des valeurs plus fortes. Dans le cas des essais de traction, on a pu voir la forte accumulation des déplacements lors des chargements traduisant de fortes dégradations du frottement latéral.

Les essais alternés ont confirmé les résultats obtenus par Turner *et al.* (1990), à savoir une forte dégradation de la capacité portante dans le cas des essais alternés par rapport aux essais non alternés.

Le diagramme de stabilité est clairement séparé en deux parties avec une partie correspondant à la zone stable et une partie correspondant à la zone instable, avec toutefois un point correspondant à la zone instable (combinaison $P_m = 0,035 Q_c$, $P_c = 0,09 Q_c$), mais il est fort probable que lorsque le nombre de cycles va augmenter, ce point passera dans la zone instable.

V.2.3. Synthèse des essais réalisés à force contrôlée- Comparaison foncé - moulé

On a étudié dans les parties précédentes (paragraphe V.2.1. et V.2.2.) l'influence des combinaisons de chargement (P_m , P_c) sur la réponse des inclusions soumises à des sollicitations cycliques, pour des conditions initiales du massif ($I_D = 0,50$; $\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa) et pour deux modes d'installation : le fonçage et le « moulage ». Certains éléments relatifs aux différences de comportement entre l'inclusion isolée foncée et moulée ont déjà été présentés dans le cas du chargement monotone (Chapitre III). En effet, dans la procédure relative au chargement monotone, on effectuait une charge suivie d'une décharge puis une recharge. L'objectif, dans le cas de l'inclusion foncée, était de valider le fait que le comportement après un premier chargement, restait sensiblement le même en termes de frottement latéral (f_s) et de résistance en pointe (q_p). Dans le cas de l'inclusion moulée, cette procédure conduisait à un comportement différent avec une diminution sensible de l'effort en tête dû à une forte diminution du frottement latéral, la résistance en pointe revenant à sa charge initiale.

Les procédures de chargement utilisées pour les deux modes d'installation sont un peu différentes. Dans le cas de l'inclusion foncée, les chargements cycliques sont appliqués après le chargement monotone. Et dans le cas de l'inclusion moulée, deux cas ont été étudiés : celui où l'on applique les chargements cycliques sans chargement monotone préalable et celui où on applique le chargement monotone avant les séquences cycliques, dans le but de comparer le comportement de l'inclusion dans les mêmes conditions d'essai que celles utilisées pour le cas de l'inclusion foncée.

Des comparaisons pourront être faites relativement aux efforts unitaires et, notamment, en ce qui concerne le comportement des zones de sol sous la pointe et à l'interface sol-inclusion.

Les séries de chargements appliquées pour les deux modes d'installation sont similaires dans certains cas afin de pouvoir établir des comparaisons.

V.2.3.1. Cas des essais de compression

Comme on a pu le voir pour les deux modes d'installation, les différences de comportement proviennent des différences de comportement du massif de sol à l'interface sol-inclusion et au niveau de la pointe. En effet, le fonçage se traduit par un important remaniement de la zone de sol autour de l'inclusion et par une forte évolution des conditions initiales de la zone de sol autour de l'inclusion (fût et pointe). Dans le cas du moulage, lors de la mise en place de l'inclusion, la zone de sol autour de l'inclusion n'a pratiquement pas été remaniée.

De plus, il est à noter l'importance de la résistance en pointe qui représente 60 % de la charge reprise par l'inclusion et qui a donc son importance dans l'étude du comportement sous chargement cyclique. En effet, pour ce type de sollicitation, il semble qu'elle « pilote » la réponse de l'inclusion en termes de capacité portante. La capacité portante de l'inclusion foncée est de 4 kN alors que celle de l'inclusion moulée est de 2,4 kN, cette différence étant essentiellement due à la résistance en pointe. Dans le cas de l'inclusion moulée, la résistance en pointe n'est pas complètement mobilisée au bout d'un déplacement de $0,10d$ (chapitre III).

Les premières combinaisons de chargement appliquées sont généralement choisies de telle manière que l'effort total appliqué soit assez faible par rapport à la capacité portante. Ainsi, les déplacements accumulés sont suffisamment faibles pour ne pas affecter le comportement du sol sous la pointe et à l'interface sol-inclusion.

Toutefois, pour les combinaisons de chargement suivantes, les chargements sont de plus en plus défavorables et le comportement de l'inclusion, installée par moulage, est différente de l'inclusion moulée (au chargement initial) car elle a déjà subi des chargements et peut être considérée comme étant intermédiaire entre l'inclusion foncée et l'inclusion moulée.

Les comparaisons sont effectuées pour des séries de chargement appliquées identiques dans le même ordre. De plus, on peut comparer les résultats correspondant aux deux modes d'installation pour les premières combinaisons appliquées pour un massif donné et le comportement de chacune des inclusions pour une série de séquences données.

(1) Cas des premières séquences cycliques

Lors des premières combinaisons de chargement, pour l'inclusion moulée, on constate une diminution de la résistance en pointe et une augmentation du frottement latéral et ceci quelles que soient les combinaisons de chargement ($P_m = P_c$ et $P_m \neq P_c$) (voir partie V.2.2.). Ceci est dû au fait que lors des premiers chargements la zone de sol autour de la pointe se densifie pouvant entraîner une diminution du volume total du sol dans cette zone et donc du champ de contraintes. Néanmoins, dans tous les cas, jusqu'à un palier, la résistance en pointe augmente au fur et à mesure des chargements (quels que soient leur type). Pour l'inclusion foncée, la réponse dépend du type de chargement ($P_m = P_c$ et $P_m \neq P_c$) (partie V.2.1.).

En ce qui concerne l'accumulation des déplacements, elle semble être du même ordre de grandeur pour les deux types de mise en place avec des accumulations de déplacements un plus importantes pour l'inclusion foncée (figure V.42) par rapport à l'inclusion moulée.

(2) Cas des séquences cycliques suivantes

Les efforts unitaires présentent des évolutions similaires pour les deux cas.

- Cas $P_m \neq P_c$

Dans le cas de l'inclusion foncée, les efforts unitaires (f_s et q_p), résultants de l'effort appliqué, se repartissent de la manière suivante pour un nombre de cycles de 50 ; la résistance en pointe est de plus en plus sollicitée alors que le frottement latéral l'est de moins en moins au cours des séquences. Dans le cas de l'inclusion moulée, on retrouve les mêmes phénomènes pour la résistance en pointe mais pour des raisons différentes. En effet, dans ce dernier cas, le sol autour de la pointe se densifie lors des séquences successives appliquées.

(a) Influence de la charge moyenne P_m

On présente sur la figure V.43 l'évolution des déplacements permanents en fonction du nombre de cycles et de la charge moyenne pour une amplitude cyclique ($P_c = 0,3 Q_c$). Le cas de l'amplitude de chargement ($P_c = 0,2 Q_c$) est présenté sur la figure V.42.

Pour $P_c = 0,2 Q_c$, on constate des évolutions similaires dans les deux cas avec des valeurs de déplacements maximaux assez proches dans le cas de $P_m = 0,4 Q_c$. Pour $P_c = 0,3 Q_c$, les différences sont plus nettes. Dans le cas de l'inclusion foncée, les valeurs maximales obtenues sont assez proches (1,24 mm pour $P_m = 0,4 Q_c$ et 1,06 mm pour $P_m = 0,5 Q_c$) correspondant à deux cas, toutefois, instables. Pour l'inclusion moulée, les déplacements maximaux obtenus sont 2,26 mm pour $P_m = 0,4 Q_c$ et 6,62 mm pour $P_m = 0,5 Q_c$.

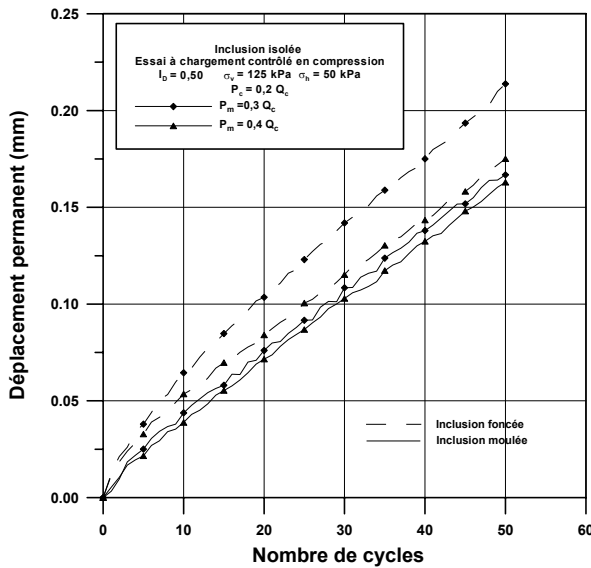


Figure V.42 Comparaison entre l'inclusion foncée et l'inclusion moulée, accumulation des déplacements

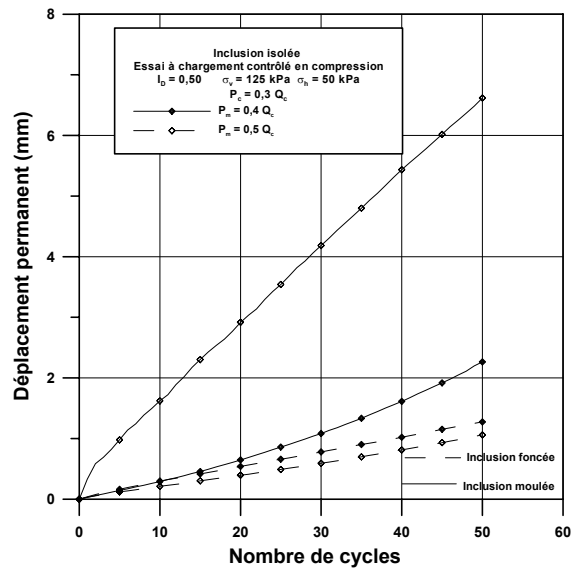


Figure V.43 Comparaison entre l'inclusion foncée et l'inclusion moulée, en termes d'accumulation des déplacements

(b) Influence de l'amplitude de chargement cyclique P_c

Pour une charge moyenne P_m fixée, égale à $0,4 Q_c$, on peut voir sur les figures V.42 et V.43, que l'évolution de l'accumulation des déplacements pour les cas deux valeurs de P_c ($0,2$ et $0,3 Q_c$). Comme on l'a vu précédemment, les déplacements pour $P_c = 0,2 Q_c$, les valeurs obtenues sont équivalentes pour les deux modes d'installation. Mais pour $P_c = 0,3 Q_c$, on voit que les mesures divergent avec dans le cas de l'inclusion foncée un déplacement maximum de $1,24$ mm et de $2,26$ mm pour l'inclusion moulée. Néanmoins, pour les deux modes d'installation, ces deux cas entrent dans les cas des zones instables.

Dans le cas de $P_m = 0,5 Q_c$, et $P_c = 0,2 Q_c$, (charge maximale appliquée qui représente 70 % de la capacité portante de l'inclusion) (figure V.44), pour l'inclusion foncée, le déplacement maximum obtenu est de $0,22$ mm correspondant à un cas stable, alors que le déplacement est de $0,65$ mm pour l'inclusion moulée correspondant à un cas métastable, mais qui deviendra probablement instable en augmentant le nombre de cycle.

- Cas $P_m = P_c$ **(1) cas des premières séquences cycliques**

Dans le cas de l'inclusion foncée, pour 50 cycles, on observe une diminution de la résistance en pointe et une augmentation du frottement latéral. Pour l'inclusion moulée, on n'observe pas de différence par rapport au cas précédent ($P_m \neq P_c$).

(2) cas des séquences cycliques suivantes

Pour l'inclusion moulée, deux phases apparaissent, avec une première phase similaire à celle de l'inclusion foncée (diminution de la résistance en pointe et augmentation du frottement latéral) traduisant les mêmes phénomènes que dans le cas de l'inclusion foncée et une seconde phase où ça s'inverse traduisant la mobilisation de la résistance en pointe au fur et à mesure des chargements.

On a déjà vu dans les parties précédentes la particularité du comportement de l'inclusion foncée, lors de ce type de chargement, avec ici une augmentation du frottement latéral et une diminution de la résistance en pointe (phase de charge-décharge complète). Les déplacements accumulés étaient supérieurs à ceux accumulés dans le cas d'un chargement avec une charge maximale appliquée supérieure. En revanche, on n'a pas retrouvé cette particularité dans le cas de l'inclusion moulée, on constate toujours une dégradation du frottement latéral et une augmentation de la résistance en pointe.

En ce qui concerne l'accumulation des déplacements, on présente ici deux cas (figure V.45) ($P_m = P_c = 0,2 Q_c$ et $P_m = P_c = 0,3 Q_c$).

Pour $P_m = P_c = 0,2 Q_c$, les déplacements accumulés sont respectivement de 0,28 mm et de 0,29 mm pour l'inclusion moulée et l'inclusion foncée, soient deux valeurs équivalentes. Mais pour $P_m = P_c = 0,3 Q_c$, les évolutions ne sont plus équivalentes, avec une évolution linéaire dans le cas de l'inclusion foncée (déplacement maximum de 0,45 mm) et une évolution de type hyperbolique pour l'inclusion moulée (déplacement maximum de 0,90 mm).

Les deux cas que l'on vient d'étudier montrent que les différences commencent à s'accroître quand la charge maximale appliquée ($P_m + P_c / Q_c$), lors du chargement cyclique, augmente. Ce qui traduit la difficulté pour l'inclusion moulée de reprendre des efforts importants (par rapport à sa capacité portante), confirmant ainsi les observations faites au début de ce paragraphe avec les phases de charge-recharge, qui entraînent des pertes importantes de capacité portante et nécessite donc un déplacement plus important de l'inclusion moulée pour reprendre l'effort.

V.2.3.2. Cas des essais de traction

Les essais de traction (arrachement de l'inclusion) permettent d'étudier de manière plus précise le comportement de l'interface sol-inclusion. On pourra ainsi comparer le comportement à l'interface sol-inclusion pour les deux types d'inclusion.

L'interface sol-inclusion est déjà remaniée avant le chargement cyclique dans le cas de l'inclusion foncée. Dans le cas de l'inclusion moulée, par contre, le chargement cyclique va se traduire par un remaniement du sol qui va influencer la réponse de l'inclusion d'une manière indépendante du mode d'installation, comme c'était déjà le cas lors du chargement monotone.

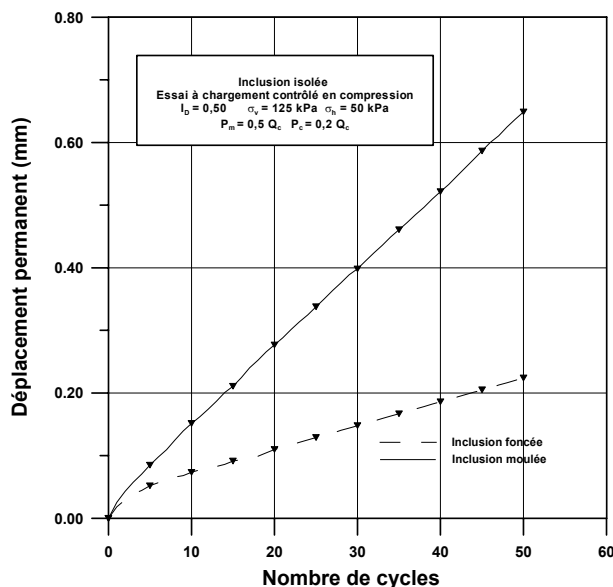


Figure V.44 Comparaison entre l'inclusion foncée et l'inclusion moulée, accumulation des déplacements

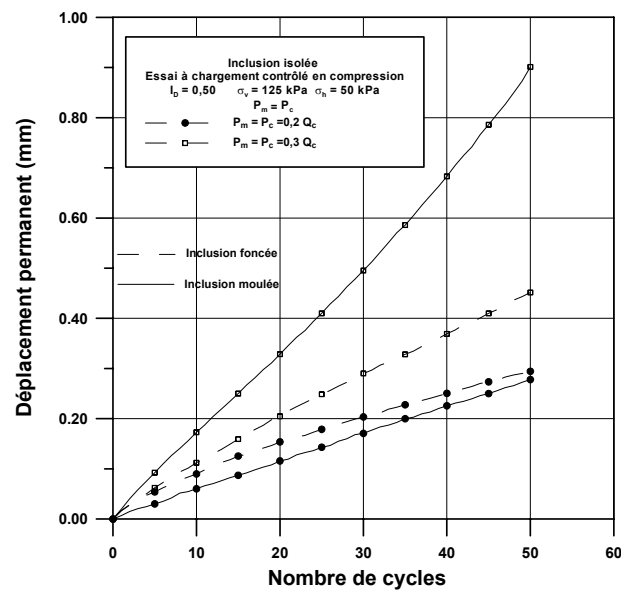


Figure V.45 Comparaison entre l'inclusion foncée et l'inclusion moulée, accumulation des déplacements

On va effectuer la même étude que dans le cas du chargement en compression. La différence ici est le fait que seul le frottement latéral est sollicité, contrairement à la compression où la pointe joue un rôle important dans la reprise des efforts.

- Cas $P_m \neq P_c$

(a) Influence de la charge moyenne P_m

Sur la figure V.46, on présente l'évolution du déplacement en fonction du nombre de cycles et de la charge moyenne pour une amplitude chargement $P_c = 0,2 Q_c$. Les évolutions sont à peu près équivalentes pour $P_m = 0,3 Q_c$ (avec des déplacements maximum respectifs de $-0,3$ mm et $-0,29$ mm pour l'inclusion foncée et l'inclusion moulée). Mais, pour $P_m = 0,5 Q_c$, les déplacements maximum sont respectivement de $-0,19$ mm et $-0,35$ mm pour l'inclusion foncée et l'inclusion moulée ; soit une différence plus importante.

(b) Influence de l'amplitude de chargement P_c

Pour le cas de la charge moyenne $P_m = 0,3 Q_c$: Pour $P_c = 0,2 Q_c$ on obtient des déplacements maximum respectifs de $-0,3$ mm et $-0,29$ mm pour l'inclusion foncée et l'inclusion moulée. Mais pour $P_c = 0,3 Q_c$, on obtient des déplacements maximum respectifs de $-2,64$ mm et $-66,45$ mm pour l'inclusion foncée et l'inclusion moulée soit une nette différence.

- Cas $P_m = P_c$

Pour les trois cas étudiés, $P_m = P_c = 0,1 Q_c$; $P_m = P_c = 0,2 Q_c$; $P_m = P_c = 0,3 Q_c$, les déplacements accumulés sont plus importants dans le cas de l'inclusion moulée, avec une différence entre les déplacements maximums qui augmentent quand la charge maximale appliquée augmente. On présente le cas de $P_m = P_c = 0,2 Q_t$ sur la figure V.47.

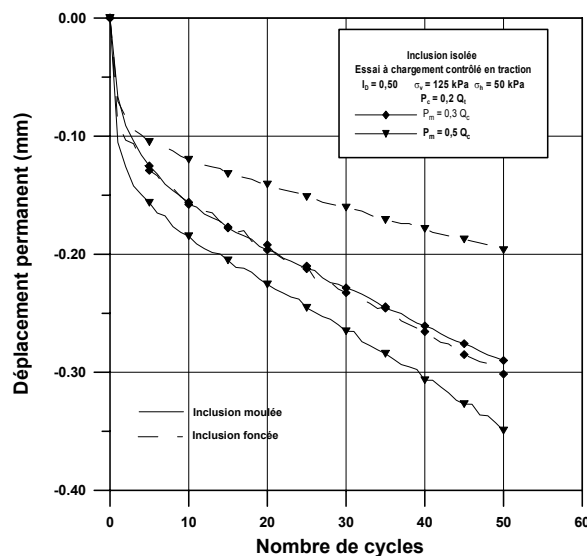


Figure V.46 Comparaison entre l'inclusion foncée et l'inclusion moulée, accumulation des déplacements

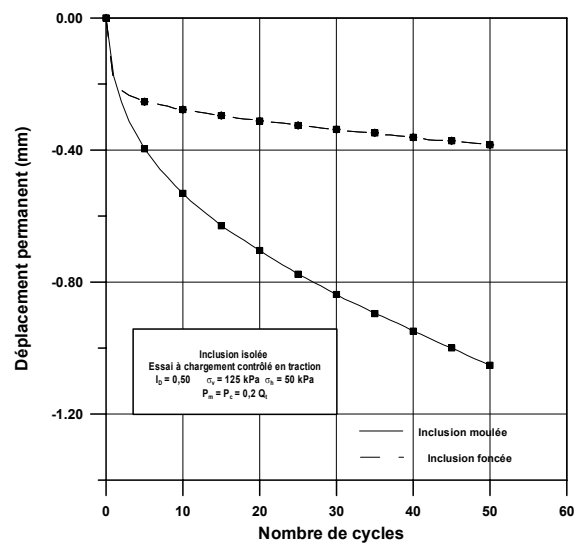


Figure V.47 Comparaison entre l'inclusion foncée et l'inclusion moulée, accumulation des déplacements

Conclusions

On observe des différences de comportement significatives entre les deux modes d'installation dans le cas des essais cycliques à chargement contrôlé.

Dans le cas de la compression, la résistance en pointe joue un rôle non négligeable car elle constitue la part la plus importante de l'effort que peut reprendre l'inclusion foncée et dans le cas de l'inclusion moulée, elle se mobilise au fur et à mesure des séquences cycliques. Le frottement latéral est ainsi mobilisé de manière différente dans les deux cas.

Dans le cas de l'arrachement, et ceci pour les deux modes d'installation, la rupture intervient pour des chargements inférieurs à ceux provoquant la rupture des inclusions en compression. Ceci car seul le frottement latéral est mobilisé ici alors que dans le cas de la compression, la résistance en pointe est également mobilisée assurant un bon équilibre entre les deux efforts dans la reprise de l'effort. Ici les forts déplacements que subit l'inclusion entraîne des dégradations du frottement latéral.

En ce qui concerne les deux modes d'installation, les déplacements accumulés dans le cas de l'inclusion moulée sont supérieurs à ceux observés dans le cas de l'inclusion foncée et cette différence augmente lorsque le chargement augmente. Ceci résulte essentiellement du comportement plus défavorable à l'interface sol-inclusion dans le cas où celle-ci n'est pas remaniée avant ce type de chargement.

V.3 ETUDE DU COMPORTEMENT DE L'INCLUSION ISOLEE A DEPLACEMENT CONTROLE

Les essais à force contrôlée nous ont permis d'étudier la stabilité du système sol-inclusion. On a pu voir dans la partie V.2.1. que, lors de ces chargements cycliques, les déplacements étaient de deux types : une accumulation des déplacements dans le sens ascendant (arrachement) ou descendant (enfoncement) et une amplitude du déplacement au cours du cycle ($2\delta_c$) caractérisant la succession de mouvement descendant-ascendant ($\pm\delta_c$) par rapport à une valeur moyenne du déplacement (prise lors de l'application de la charge moyenne pour un essai symétrique). Ces aspects caractérisent à la fois le cas non alterné (sans passage par 0 kN) et alterné (passage par zéro).

Dans le cadre des essais à déplacement contrôlé, on étudie surtout le cas des essais symétriques ($\pm\rho_c$) qui est le cas le plus défavorable en terme de dégradation (cf. partie bibliographique). Ces essais sont équivalents à des essais alternés symétriques. Dans ce cas, on s'intéresse plus particulièrement au comportement de la même zone de sol (interface sol-inclusion) au cours du chargement cyclique, car dans le cas des essais à chargement contrôlé, l'interface sol-inclusion évolue au fur et à mesure que le déplacement de l'inclusion augmente, pouvant entraîner des phénomènes différents. Comme on a déjà pu le voir dans la partie bibliographique, ce type d'essais permet de mettre en évidence la dégradation de la capacité portante en terme de frottement latéral et de résistance en pointe.

On va notamment s'intéresser à l'étude de l'influence de l'amplitude ρ_c du déplacement sur la dégradation pour un nombre de cycles N fixé. De plus, on étudiera également l'influence du mode d'installation (fonçage, moulage) sur le comportement mécanique de l'inclusion soumise à ce type de chargement.

V.3.1 Cas de l'inclusion foncée

V.3.1.1 Programme expérimental

Dans le but d'étudier la dégradation de la capacité portante de l'inclusion et notamment celle relative au frottement latéral pour le cas des micropieux, on a effectué un certain nombre d'essais à différentes amplitudes de déplacement en utilisant deux procédures. La procédure généralement suivie est la suivante : on effectue un chargement monotone sur le modèle à déplacement contrôlé (0,1 mm/min) jusqu'à un enfoncement de 2 mm. Ensuite, on réalise le chargement cyclique à déplacement contrôlé correspondant à un nombre de cycles donné. La troisième phase consiste à effectuer un rechargement monotone dans les mêmes conditions que le premier chargement. Les différences observées entre le premier et le deuxième chargement monotone constituent un moyen pour évaluer la dégradation induite par le chargement cyclique. Celle-ci est quantifiée par un facteur de dégradation défini par le rapport

entre les charges limites obtenues au deuxième et au premier chargement. Ceci constitue la première procédure utilisée. Une seconde procédure a été utilisée à savoir une succession de séquences cycliques à déplacement contrôlé avec, pour chacun des cas, un rechargement monotone après chaque séquence cyclique. Dans l'analyse des résultats, on distinguera ces deux types d'essais pour la détermination de l'évolution du facteur de dégradation en fonction de l'amplitude de déplacement et on tâchera d'expliquer les différences observées. Ces deux procédures vont permettre, comme dans le cas des essais à chargement contrôlé, d'étudier l'effet des séries de chargement sur le comportement des modèles.

Le programme expérimental est décrit dans le tableau V.22.

On a donc étudié l'influence de l'amplitude du déplacement pour les deux procédures décrites précédemment et on a fixé les paramètres relatifs au massif ($\sigma_v = 125$ kPa ; $\sigma_h = 50$ kPa ; $I_D = 0,50$).

Deux essais ont également été effectués avec un indice de densité fixé ($I_D = 0,50$) et une amplitude de déplacement de 2 mm (± 1 mm) à deux niveaux de consolidation ($\sigma_v = 125$ kPa ; $\sigma_h = 50$ kPa) et ($\sigma_v = 250$ kPa ; $\sigma_h = 100$ kPa) (essais MC26-1 et MC27-1).

MASSIF	ESSAI	I_D	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	ρ_c (mm)	N
MC23	MC23-1	0,50	125	50	0,1	50
MC24	MC24-1	0,50	125	50	0,15	50
	MC24-2	0,50	125	50	0,2	50
	MC24-3	0,50	125	50	0,3	50
	MC24-4	0,50	125	50	0,5	50
	MC24-5	0,50	125	50	0,75	50
MC25	MC25-1	0,50	125	50	0,5	50
	MC25-2	0,50	125	50	0,25	50
MC26	MC26-1	0,50	125	50	1	50
MC27	MC27-1	0,50	250	100	1	50
MC28	MC28-1	0,50	125	50	0,1	50
	MC28-2	0,50	125	50	0,2	50
	MC28-3	0,50	125	50	0,3	50
	MC28-4	0,50	125	50	0,4	50
	MC28-5	0,50	125	50	0,5	50
	MC28-6	0,50	125	50	0,75	50
	MC28-7	0,50	125	50	1	50
	MC28-8	0,50	125	50	1,25	50
	MC28-9	0,50	125	50	1,5	50
	MC28-10	0,50	125	50	2	50

Tableau V.22 Description des essais réalisés à déplacement contrôlé sur l'inclusion isolée forcée

V.3.1.2 Courbes typiques

L'essai présenté est l'essai MC26-1. L'amplitude du déplacement imposé est égale à ± 1 mm (5% de d) et le nombre de cycles imposé est 50. La figure V.48(a) présente l'évolution de l'effort en tête en fonction du déplacement. Les figures V.48 (b) et (c) présentent la réponse de l'inclusion en termes de frottement latéral et de résistance en pointe.

Une première observation est l'ampleur de la dégradation des efforts provoqués par le chargement cyclique, et ceci autant au niveau du frottement latéral que de la résistance en pointe. La forte dégradation se développe dès le premier cycle. Une forte dégradation se manifeste dès les premiers cycles.

On constate sur ces courbes la chute très importante de résistance dès le premier cycle.

En effet, le frottement latéral diminue d'une valeur de 20 kPa jusqu'à une valeur de 13 kPa au premier cycle. Au deuxième chargement monotone, on mobilise un frottement latéral de 15 kPa. En ce qui concerne la résistance en pointe, elle diminue d'une valeur de 3,8 MPa à la fin du premier cycle à une valeur de 1,8 MPa à la fin du second cycle. Ensuite, les diminutions sont moins marquées. Quant au chargement monotone réalisé après la séquence cyclique, on arrive à une résistance en pointe de 4,5 MPa par rapport aux 5,8 MPa obtenus lors du premier chargement monotone soit une diminution de 22 %.

Les figures V.49 (a) et (b) présentent l'évolution des facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe, pour les valeurs maximales mobilisées de ces grandeurs sur chaque cycle. Chaque point correspond au rapport entre l'effort maximum mesuré lors du premier cycle et la valeur maximale mesurée lors du cycle i .

Ces facteurs de dégradation intermédiaires se définissent de la manière suivante :

$$\Delta_{f,i} = \frac{f_{s,max,i}}{f_{s,max,1}}$$

$$\Delta_{q,i} = \frac{q_{p,max,i}}{q_{p,max,1}}$$

Avec $f_{s,max,i}$: Frottement latéral maximum mesuré lors du cycle i

$f_{s,max,1}$: Frottement latéral maximum mesuré lors du premier cycle

$q_{p,max,i}$: Résistance en pointe maximale mesurée lors du cycle i

$q_{p,max,1}$: Résistance en pointe maximale mesurée lors du premier cycle

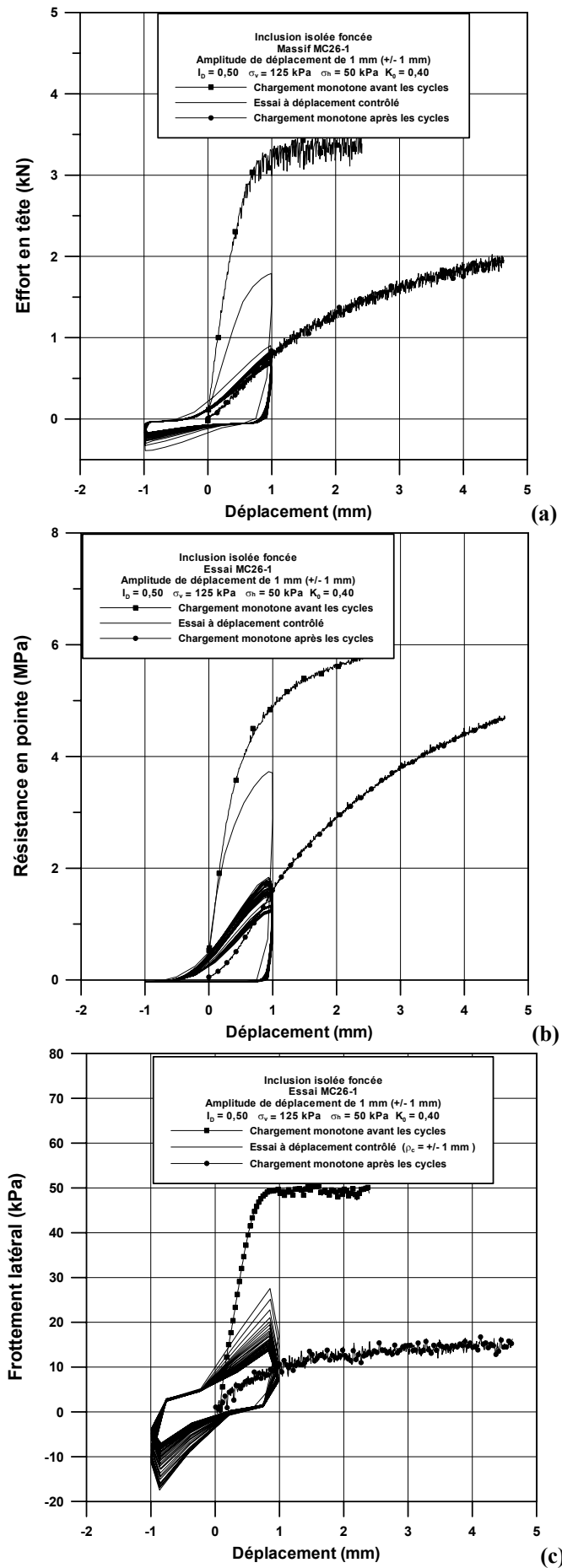


Figure V.48 Essai à déplacement contrôlé : mobilisation de l'effort en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) (essai MC26-1)

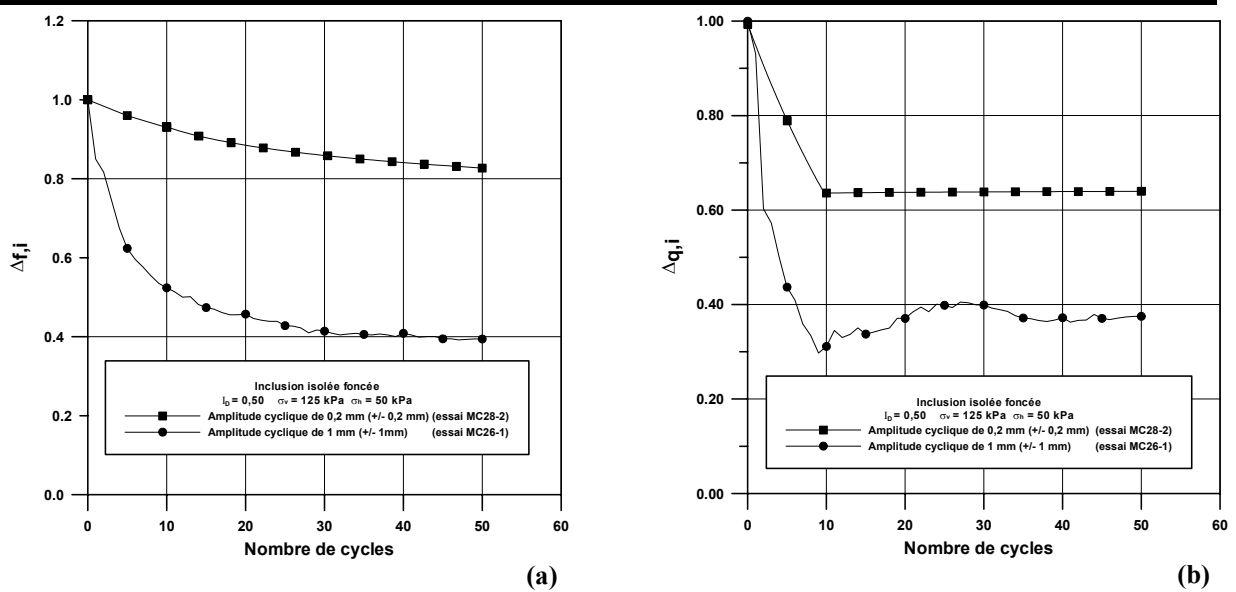


Figure V.49 Evolution des facteurs de dégradation au cours du chargement cyclique (essais)

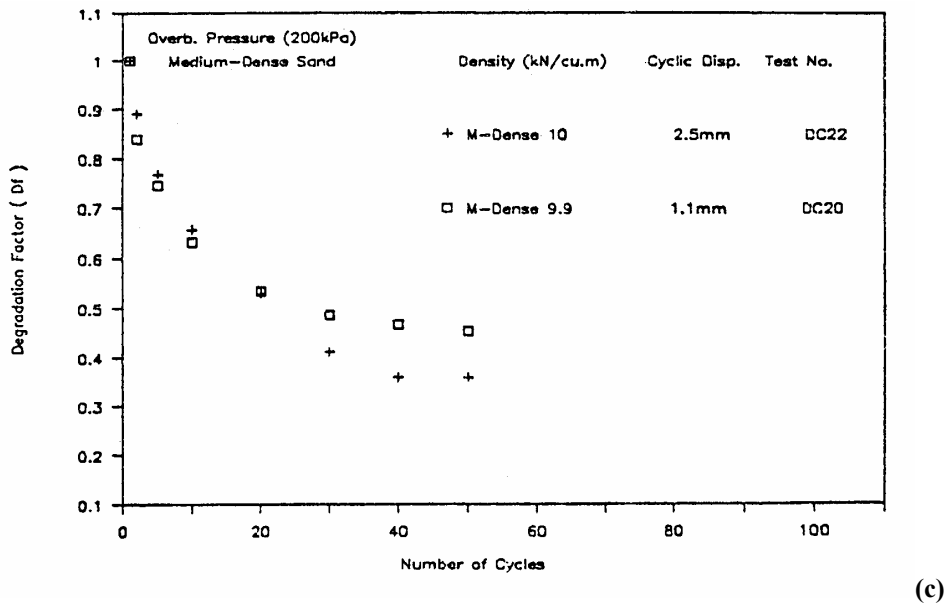


Figure V.49 (c) Evolution du facteur de dégradation ($\Delta f_i \equiv Df$) en fonction de N (Al Douri, 1992)

Dans les deux cas, on observe une diminution de l'effort en fonction du nombre de cycles. Ces résultats coïncident avec les résultats d'Al Douri (1992), obtenus dans le cas de modèles isolés fonnés dans un sable calcaire moyennement dense. En effet, sur la figure V.49 (c), on constate une évolution du frottement latéral en fonction du nombre de cycles de même nature que celle observée sur la figure V.49 (a), avec une forte diminution lors des premiers cycles suivie d'une stabilisation.

V.3.1.3 Influence de l'amplitude du déplacement ($2 \rho_c$)

On va présenter les résultats obtenus pour les deux types de procédure d'essai (paragraphe V.3.1.1.), chacune des procédures pouvant se traduire par des comportements assez différents de l'inclusion au cours des cycles. Les résultats seront présentés en terme d'évolution des facteurs de dégradation en fonction du nombre de cycles N (a) et de l'amplitude de déplacement cyclique ((b), (c), (d)). Le cas (a) présente des résultats typiques de l'évolution des facteurs de dégradation lors du chargement cyclique. Les cas ((b), (c), (d) présentent l'évolution des facteurs de dégradation représentant le rapport entre la capacité portante obtenue lors d'un essai de chargement monotone effectué après application des cycles et celle obtenue lors du chargement monotone initial.

(a) Au cours du chargement cyclique : Evolution des facteurs de dégradation $\Delta f_{f,i}$ et $\Delta q_{q,i}$

On s'intéresse ici aux deux facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe mesurés au cours des chargements cycliques $\Delta f_{f,i}$ et $\Delta q_{q,i}$. On a représenté sur les figures V.49(a) et (b), respectivement l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe en fonction du nombre de cycles pour deux amplitudes cycliques (0,4 mm et 2 mm). Les évolutions sont qualitativement similaires, montrant avec une diminution des efforts en fonction du nombre de cycles, avec, cependant, une baisse moins forte pour l'amplitude la plus faible (0,4 mm). On retrouve des évolutions comparables à celles obtenues par Al Douri (1992), (figure V.49 (c)) pour les amplitudes 1,1 mm et 2,5 mm.

(b) Facteurs de dégradation D_τ et D_q ; comparaison entre les efforts mobilisés lors du premier chargement monotone et ceux mobilisés lors des chargements monotones après cycles.

Les facteurs de dégradation D_τ et D_q se définissent de la manière suivante :

$$D_\tau = \frac{f_{s,\rho_c}}{f_{s,pal}} \quad D_q = \frac{q_{p,\rho_c}}{q_{p,pal}}$$

Avec

f_{s,ρ_c} : Frottement latéral limite mesuré sur l'inclusion isolée lors du chargement monotone effectué après application de l'amplitude de déplacement ρ_c .

q_{p,ρ_c} : Résistance en pointe limite mesurée sur l'inclusion isolée lors du chargement monotone effectué après application de l'amplitude de déplacement ρ_c .

$f_{s,pal}$: Frottement latéral limite mesuré sur l'inclusion isolée lors du chargement monotone initial

$q_{p,pal}$: Résistance en pointe limite mesurée sur l'inclusion isolée lors du chargement monotone initial

Evolution des facteurs de dégradation en fonction de l'amplitude du déplacement : cas de la série des chargements MC28-1 à MC28-10.

Pour un massif donné (MC28) (caractéristiques décrites dans le tableau V.22) pour lequel on réalise une succession de séquences cycliques avec à la fin de chaque séquence un chargement monotone afin d'évaluer l'évolution de la capacité portante de l'inclusion.

L'ordre des essais est tel que l'on a commencé par l'amplitude de déplacement la plus faible (0,1 mm) pour finir avec l'amplitude la plus élevée (2 mm). Pour le frottement latéral, le facteur de dégradation étant ici le même que celui qui a été défini dans la chapitre I (D_{τ}). On comparera donc la valeur de l'effort avant le chargement cyclique et celle obtenue après le chargement cyclique. On a, à chaque fois, divisé la valeur de l'effort à la fin du chargement par la valeur de palier lors du premier chargement. En ce qui concerne la résistance en pointe, on utilisera le facteur de dégradation suivant D_q qui est le rapport entre la valeur de palier obtenue dans le cas du chargement monotone effectué après la séquence cyclique et le chargement monotone effectué avant la séquence cyclique.

Pour le cas de la charge en tête, il sera défini de la même manière et sera noté D_Q .

Les facteurs de dégradation, relatifs aux deux efforts unitaires, sont représentés sur les figures V.50 (a) et (b) (massif MC28).

Pour le frottement latéral (figure V.50 (a)), on constate que jusqu'à une amplitude égale à 1% du diamètre de l'inclusion (soit 0,2 mm), on observe une augmentation du facteur de dégradation (jusqu'à 1,27) puis celui-ci diminue. On observe, de plus, qu'il reste supérieur ou égal à 1 jusqu'à un déplacement égal à 1,5% du diamètre de l'inclusion (soit 0,3 mm), correspondant à l'amplitude de glissement cyclique au dessous de laquelle il n'y a pas de dégradation et au delà de laquelle la dégradation du frottement latéral devient très importante. La valeur obtenue la plus faible est 0,3.

Le facteur de dégradation relatif à la résistance en pointe D_q (figure V.50(b)) présente une évolution différente de celle observée pour le frottement latéral. En effet, pour les premiers chargements (jusqu'à 0,5 mm), il est à peu près constant (autour de 0,8), puis il augmente jusqu'à une valeur de 1,3 pour une amplitude de déplacement de 2 mm. Il semble donc que lorsque l'amplitude de déplacement augmente, le facteur de dégradation relatif à la pointe augmente également avec des valeurs inférieures à l'unité dans le cas des faibles amplitudes et des valeurs supérieures à l'unité dans le cas des fortes amplitudes. On peut supposer que suite à l'installation de l'inclusion foncée, le sol sous la pointe s'est fortement densifié. Le chargement monotone effectué après l'installation accentue ce phénomène. Ainsi, l'application de faibles amplitudes de déplacements peut provoquer une diminution du champ de contraintes sous la pointe, car lors de la phase d'arrachement le sol sous la pointe peut se

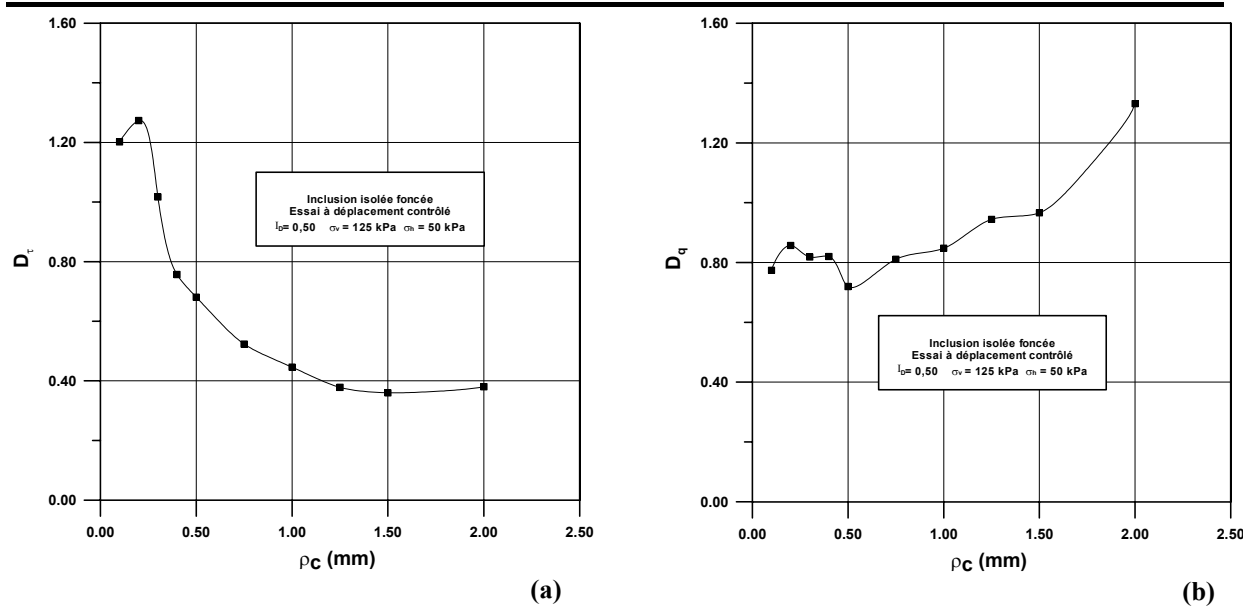


Figure V.50 Evolution des facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral (a) et à la résistance en pointe (b) pour une série de chargement à déplacement contrôlé (massif MC28)

déplacer dans l'espace « libérée » par l'inclusion et lors de la phase de compression, le déplacement imposé n'est pas assez grand pour remobiliser la résistance en pointe. En revanche, dans le cas des grandes amplitudes de déplacement, lors de la phase de compression, le déplacement imposé (1-2mm) est généralement suffisant pour remobiliser complètement la résistance en pointe.

Cas des amplitudes de déplacement décroissantes

De même, si on applique des déplacements d'amplitudes décroissantes (cas du massif MC25), on peut observer des évolutions différentes par rapport au cas précédent (tableau V.22).

En effet, on a effectué dans le même massif des essais à déplacement contrôlé avec des amplitudes respectives de 0,5 mm et 0,25 mm (essais MC25-1 et MC25-2).

En ce qui concerne le frottement latéral mobilisé lors du chargement monotone après cyclage, on constate (tableau V.22) une perte de 35 % pour l'amplitude de 0,5 mm. Puis, à la suite de l'essai d'amplitude 0,25 mm, on constate une augmentation du frottement latéral de 37% par rapport au cas précédent mais on observe toujours une perte de 11 % du frottement latéral par rapport au cas initial.

Pour la pointe, on observe dans les deux cas une perte respectivement pour les essais d'amplitude 0,5 mm et 0,25 mm de 40 % et de 61 % par rapport au cas initial. Il semblerait que la dégradation augmente lorsque l'amplitude du déplacement diminue.

Comparaison entre les facteurs de dégradation obtenus dans le cas de séries de séquences cycliques et le cas où le chargement est effectué en premier.

(massif MC28), (essais MC23-1, MC24-1, MC25-1 et MC26-1)

On a traité l'évolution des deux facteurs de dégradation (relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe) dans le cas d'une succession d'essais à différentes amplitudes dans un même massif. On va également considérer, pour chacun de ces massifs, les facteurs de dégradation, calculés après la première séquence cyclique. Les résultats sont présentés sur les figures V.51 (a) et (b) et les valeurs numériques sont récapitulées sur le tableau V.23.

En ce qui concerne le frottement latéral, l'allure des courbes dans les deux cas est similaire à savoir une augmentation entre les déplacements de 0,1 et 0,2 mm suivie d'une diminution. La seule différence significative est celle observée au niveau du maximum qui est obtenu pour une valeur du facteur de dégradation de 1,27 pour une amplitude de 0,2 mm pour le cas de la succession de chargement et 1,51 pour une amplitude de 0,15 mm dans le cas des premiers chargements. Au vue de l'allure des deux courbes, il semblerait que l'amplitude de glissement cyclique soit à peu près la même pour les deux cas (0,3 mm, soit 1,5 % de diamètre).

On retrouve des tendances analogues à celles montrées par Chan (1986) (figure V.51(c)) qui a effectué des essais sur des sables siliceux pour des inclusions foncées et moulées dans une chambre d'étalonnage où le massif était soumis à une contrainte isotrope de 207 kPa et était à un indice de densité de 0,67. La procédure d'essai était telle que chacun des chargements était appliqué en premier dans chacun des massifs. Dans le cas de l'inclusion foncée, les facteurs de dégradation obtenus sont supérieurs à l'unité dans le cas d'amplitudes de déplacement inférieures ou égales à 0,001d (0,1 % d) (caractérisant l'amplitude de déplacement cyclique). Pour les amplitudes plus grandes, le facteur de dégradation est inférieur à l'unité atteignant 0,75 pour une amplitude de 0,025d (2,5 % d).

De plus, Al Douri (1992) a effectué des essais à déplacement contrôlé, sur des inclusions isolées de 25 mm de diamètre, pour deux niveaux de consolidation isotropes (100 et 200 kPa). Les résultats sont présentés sur la figure V.51(d) en terme de relation entre le facteur de dégradation et l'amplitude du déplacement. On peut voir que les facteurs de dégradation obtenus sont inférieurs à l'unité pour des amplitudes de déplacement comprises entre 0,25 mm (1% d) et 2,5 mm (10 % d). Les évolutions sont telles que pour un niveau de consolidation de 100 kPa, on a une diminution du facteur de dégradation quand l'amplitude de déplacement augmente avec des valeurs comprises entre 0,47 et 0,62 ; mais par contre pour un niveau de consolidation de 200 kPa le facteur de dégradation évolue très peu (valeurs comprises entre 0,41 et 0,49). Ces résultats diffèrent de nos résultats car tout d'abord, ils ne présentent pas d'amplitude de glissement cyclique pour les faibles déplacements (de l'ordre de 1% d) et sont

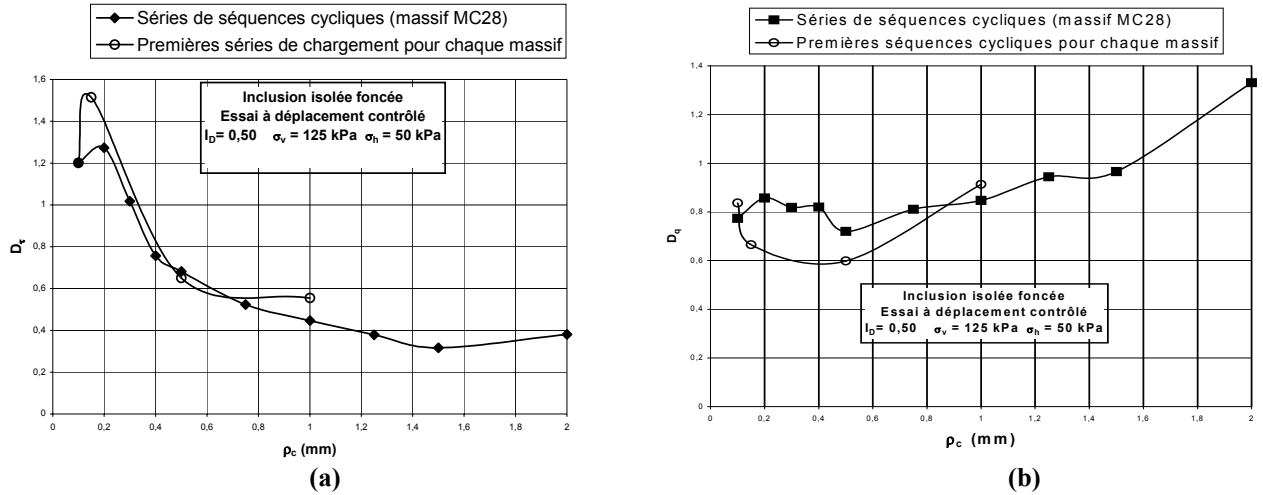


Figure V.51 Evolution des facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral (a) et à la résistance en pointe (b) après les chargements cycliques

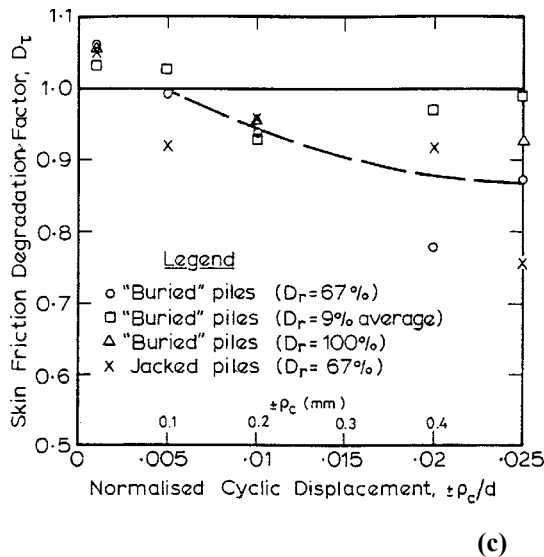


Figure V.51 (c) Facteur de dégradation pour les modèles forcés dans un échantillon de sable siliceux soumis à une contrainte de consolidation de 207 kPa (Chan, 1986)

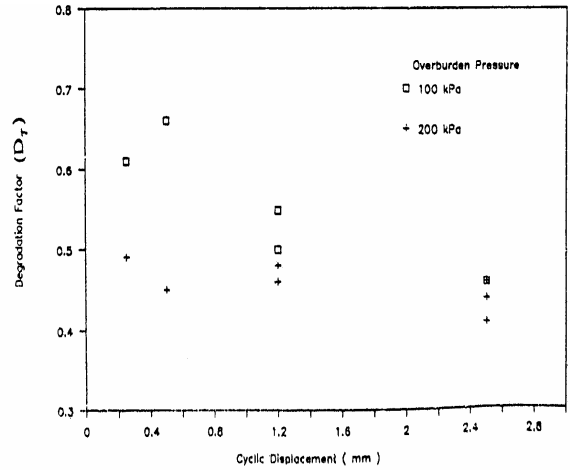


Figure V.51 (d) Evolution du facteur de dégradation en fonction du déplacement cyclique pour des sables moyennement denses (Al Douri, 1992)

donc toujours inférieurs à l'unité. Ces différences peuvent être dues à la nature du matériau qui est un sable carbonaté présentant un comportement à l'interface sol-inclusion probablement différent de celui observé dans le cas du sable siliceux.

Dans le cas de la résistance en pointe, on constate que pour les faibles amplitudes (inférieures ou égales à 0,5 mm), le facteur de dégradation est le plus faible dans le cas des séquences cycliques appliquées en premier pour un massif donné.

V.3.1.4 Quelques éléments sur l'influence de la contrainte de consolidation

On a également pu étudier l'influence de la contrainte de consolidation sur le facteur de dégradation. L'influence de ce paramètre a été étudiée pour un indice de densité de 0,50 et une amplitude de déplacement de 1 mm (5% d)(essais MC26-1 et MC27-1).

Sur les figures V.52 (a) et (b), on a représenté l'évolution du facteur de dégradation en fonction du nombre de cycles. On constate que, pour les deux contraintes, la dégradation est très forte lors des premiers cycles et a tendance à se stabiliser. Pour la résistance en pointe, les différences ne sont pas significatives entre les deux niveaux de confinement. En ce qui concerne le frottement latéral, on ne constate une différence qu'à partir du trente cinquième cycle, où le taux de dégradation semble augmenter plus vite pour la contrainte de consolidation verticale la plus forte ($\sigma_v = 250$ kPa).

En ce qui concerne l'évolution de la capacité portante en terme de charges unitaires, on peut tout d'abord constater que la dégradation est la plus importante pour la contrainte de consolidation la plus grande.

En ce qui concerne la différence entre les charges monotones obtenues avant et après cycles, on peut noter une diminution :

- Pour $\sigma_v = 125$ kPa, on passe d'un frottement latéral de 56 kPa à un frottement de 31 kPa soit une perte de 45 %. La pointe passe de 5,80 MPa à 5,30 MPa ; soit une perte de l'ordre de 1%.

- Pour $\sigma_v = 250$ kPa, on passe d'un frottement latéral de 147 kPa à un frottement de 64 kPa soit une perte de 57 %. La pointe passe de 12,02 MPa à 10,42 MPa, soit une perte de 13%.

Cette différence au niveau du frottement latéral est du même ordre de grandeur que celles trouvées par Al Douri (1992) (figure V.53) avec une évolution entre 0,63 et 0,46 (entre une contrainte de consolidation de 100 et 200 kPa) pour une amplitude de 1,1 mm (4,4 % d) dans un sable moyennement dense. Cet auteur a couvert une plage d'amplitudes de déplacement plus importante (0,25 mm ; 1,2 mm ; et 2,5 mm) (tableau V.23). On peut voir que les facteurs de dégradation sont supérieurs dans le cas de la contrainte de consolidation la plus faible, mais les différences s'atténuent quand l'amplitude du déplacement augmente.

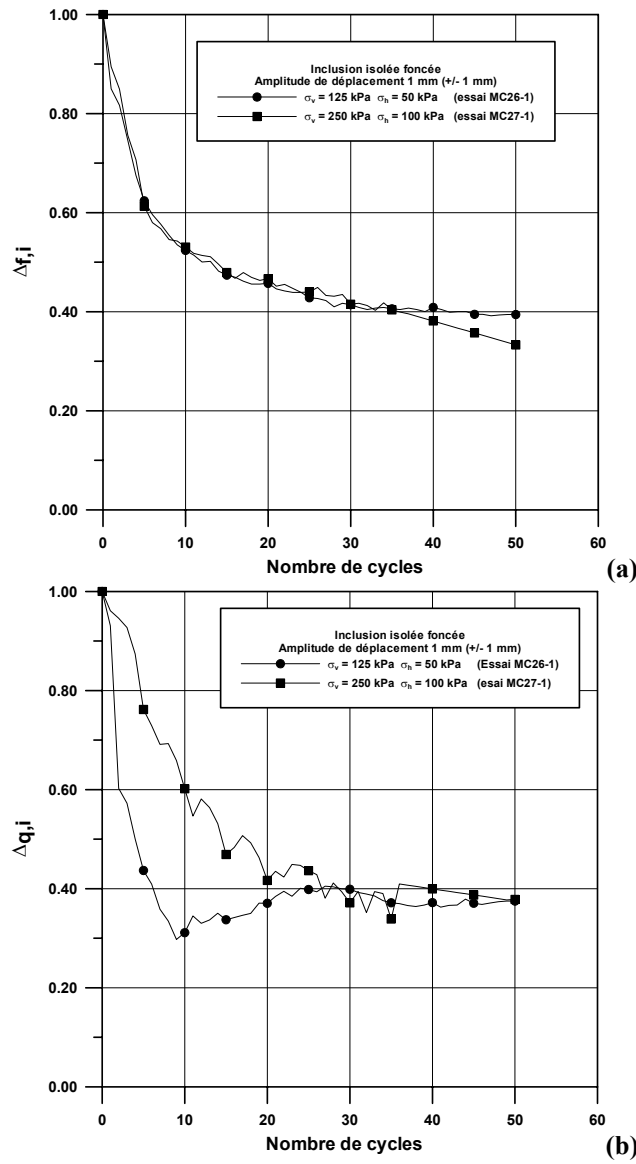


Figure V.52 Evolution du frottement latéral (a) et de la résistance en pointe (b) au cours du chargement

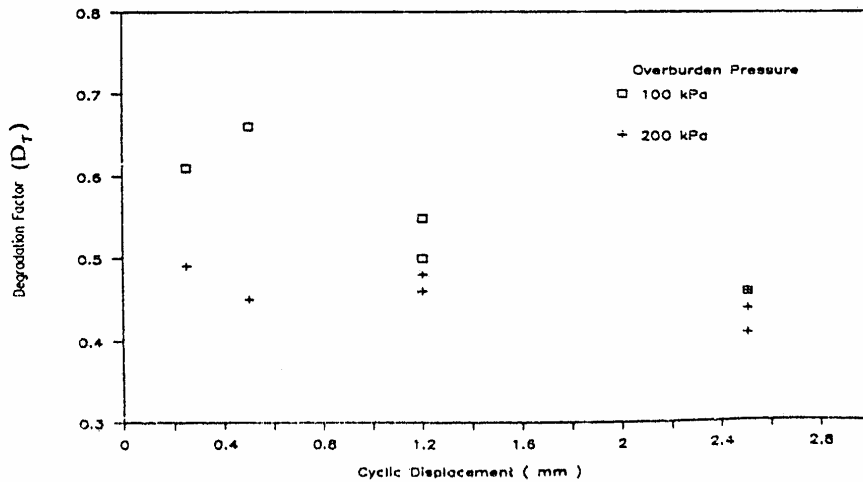


Figure V.53 Evolution du facteur de dégradation en fonction du déplacement cyclique pour des sables moyennement denses (Al Douri, 1992)

ESSAI	I_D	σ_V	σ_H	ρ_c (mm)	Q_T (kN)	q_P (MPa)	f_s (kPa)	D_Q	D_q	D_τ
MC23-1	0,5	125	50	0,1	4,11	5,17	96,04	0,90	0,83	1,20
MC24-1	0,5	125	50	0,15	3,8	4,39	92,7	0,91	0,66	1,51
MC24-2	0,5	125	50	0,2	3,72	5,137	90,21	0,89	0,778	1,47
MC24-3	0,5	125	50	0,3	2,83	4,45	58,42	0,68	0,67	0,95
MC24-4	0,5	125	50	0,5	3,18	5,74	49,48	0,76	0,87	0,81
MC24-5	0,5	125	50	0,75	2,99	6,22	36,05	0,718	0,94	0,59
MC25-1	0,5	125	50	0,5	2,17	3,89	35,21	0,57	0,6	0,65
MC25-2	0,5	125	50	0,25	2,04	2,55	48,27	0,537	0,39	0,89
MC26-1	0,5	125	50	1	2,75	5,28	31,08	0,72	0,91	0,55
MC27-1	0,5	250	100	1	6,6	10,42	63,63	0,79	0,86	0,49
MC28-1	0,5	125	50	0,1	3,14	4,55	55,75	0,88	0,77	1,20
MC28-2	0,5	125	50	0,2	3,31	5,037	59,075	0,93	0,857	1,27
MC28-3	0,5	125	50	0,3	2,78	4,81	47,18	0,78	0,818	1,017
MC28-4	0,5	125	50	0,4	2,45	4,82	35,10	0,69	0,82	0,757
MC28-5	0,5	125	50	0,5	2,17	4,23	31,6	0,612	0,72	0,68
MC28-6	0,5	125	50	0,75	2,15	4,76	24,3	0,606	0,81	0,524
MC28-7	0,5	125	50	1	2,14	4,98	20,69	0,60	0,84	0,446
MC28-8	0,5	125	50	1,25	2,25	5,55	17,55	0,63	0,94	0,378
MC28-9	0,5	125	50	1,5	2,24	5,67	14,65	0,63	0,96	0,316
MC28-10	0,5	125	50	2	3,07	7,82	17,65	0,86	1,33	0,38

Tableau V.23 Résultats des essais à déplacement contrôlé dans le cas de l'inclusion isolée foncée

V.3.2 Cas de l'inclusion moulée

Comme dans le cas de l'inclusion foncée, on va étudier l'influence de l'amplitude de déplacement cyclique sur la dégradation de la capacité portante des modèles en termes de charge en tête, de frottement latéral et de résistance en pointe pour un nombre de cycles fixé i .

Une première observation peut déjà être faite à partir des essais monotones (à déplacement contrôlé) (annexe 1 figures 3 (a), (b) et (c)). En effet, lors du chargement monotone constitué de deux phases (une première phase de chargement suivie d'une décharge puis un rechargement), l'effort en tête repris lors du second chargement était sensiblement inférieur à celui obtenu lors du premier traduisant une dégradation sensible et notamment du frottement latéral car la résistance en pointe, entre la phase de décharge et de recharge, revient à la même valeur qu'à la fin de la première phase.

La procédure d'essai est essentielle dans le cas de l'inclusion moulée.

Trois cas sont à prendre en compte dans la procédure :

- le chargement cyclique est le premier chargement appliqué à l'inclusion
- essai monotone, suivi du chargement cyclique et un rechargement monotone (procédure classique)
- série de chargement pour un même massif sans chargement monotone initial et avec des chargements monotones entre les différentes séquences cycliques (afin de pouvoir déterminer les différents facteurs de dégradation).

Les différences observées entre le premier et le deuxième chargement monotone constituent un moyen pour évaluer la dégradation induite par le chargement cyclique. Celle-ci est quantifiée par un facteur de dégradation défini par le rapport entre les charges limites obtenues au deuxième et au premier chargement (paragraphe V.3.1.2).

V.3.2.1 Programme expérimental

Dans le but d'étudier la dégradation de la capacité portante d'une inclusion et notamment celle du frottement latéral pour le cas des micropieux, nous avons effectué un certain nombre d'essais à différentes amplitudes de déplacement pour les trois cas décrits précédemment. Les essais sont présentés dans le tableau V.24. Pour chacun des massifs, un essai monotone final a été réalisé. Les essais monotones mentionnés dans les tableaux sont les chargements monotones effectués en début d'essai ou en cours d'essai.

On a réalisé cinq massifs tels que : $\sigma_v = 125 \text{ kPa}$; $\sigma_h = 50 \text{ kPa}$; $I_D = 0,50$.

MASSIF	ESSAI	I_D	σ_v	σ_h	ρ_c (mm)	N
MC29	MC29-1	0,5	125	50	0,1	50
	MC29-2	0,5	125	50	0,15	50
	MC29-3	0,5	125	50	0,2	50
	MC29-4	0,5	125	50	0,25	50
MC30	MC30-1	0,5	125	50	0,15	50
	MC30-2	0,5	125	50	0,2	50
	MC30-3	0,5	125	50	0,25	50
MC31	Chargement monotone					
	MC31-1	0,5	125	50	0,15	50
	MC31-2	0,5	125	50	0,2	50
	MC31-3	0,5	125	50	0,25	50
	MC31-4	0,5	125	50	0,3	50
MC32	MC32-1	0,5	125	50	0,5	50
MC33	MC33-1	0,5	125	50	0,75	50
	MC33-2	0,5	125	50	1	50

Tableau V.24 Programme expérimental des essais à déplacement contrôlé dans le cas de l'inclusion moulée

Dans l'analyse des résultats, on distinguera les trois types d'essais dans la détermination de l'évolution du facteur de dégradation en fonction de l'amplitude de déplacement et on tâchera d'expliquer les différences observées.

V.3.2.2 Courbes typiques

On présente ici les résultats d'un essai cyclique typique réalisé à déplacement contrôlé pour une inclusion moulée.

L'essai présenté est l'essai MC33-1. L'amplitude du déplacement imposé est égale à 0,75 mm (3,75% de d) et le nombre de cycles imposé est 50. La figure V.54 (a) présente l'évolution de l'effort en tête en fonction de l'enfoncement. Les figures V.54 (b) et V.54 (c) sont relatives aux réponses en termes de frottement latéral et de résistance en pointe.

On constate tout d'abord l'ampleur de la dégradation des efforts provoquée par le chargement cyclique, que ce soit sur le frottement latéral ou sur la résistance en pointe. Une forte dégradation se développe dès le premier cycle. Si l'on se réfère au paragraphe I.2.2.1, on peut constater que, pour un déplacement de cet ordre, les dégradations de la charge en tête et du frottement latéral observées ici sont nettement supérieures à ce que l'on avait observé dans le cas de l'inclusion foncée.

Pour le chargement monotone réalisé après la séquence cyclique, en ce qui concerne la charge en tête, on passe de 2,4 kN à 0,4 kN soit une perte de 83% de la capacité portante. Pour le frottement latéral, on passe de 55 kPa à 5 kPa soit une perte de 91 %. En ce qui concerne la résistance en pointe, on passe de 1,2 MPa à 0,64 MPa soit une perte de 46% et on

peut notamment remarquer la différence très nette entre les deux contraintes résiduelles : la contrainte résiduelle lors du chargement monotone est de 0,2 MPa alors qu'elle n'est que de 0,05 MPa après les cycles.

Les figures V.55 (a) et (b) présentent l'évolution en fonction du nombre de cycles appliqués, des facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe, calculés pour la valeur maximale de l'effort en tête. Chaque point correspond au rapport entre l'effort maximum mesuré lors du premier cycle et la valeur maximale mesurée lors du cycle N. En ce qui concerne le frottement latéral, la diminution de ce dernier en fonction du nombre de cycles traduit la diminution des contraintes radiales autour du fût comme on l'a vu dans le cas des essais grâce à nos essais, résultats analogues à ceux obtenus par Turner *et al.* (1990) (partie bibliographique). Dans le cas de l'inclusion moulée, on peut également comparer cette évolution à celles obtenus dans le cas d'essais à déplacement contrôlé réalisés à l'aide d'appareillage de cisaillement et notamment l'appareil de cisaillement annulaire (Lerat, 1997). On voit en effet sur la figure V.56, la diminution des contraintes normales en fonction du nombre de cycles, qui se produit également lors de nos essais.

Les facteurs de dégradation sont définis comme dans le cas de l'inclusion foncée.

$\Delta_{f,i}$ et $\Delta_{q,i}$ se définissent de la manière suivante :

$$\Delta_{f,i} = \frac{f_{s,max,i}}{f_{s,max,1}}$$

$$\Delta_{q,i} = \frac{q_{p,max,i}}{q_{p,max,1}}$$

Avec $f_{s,max,i}$: Frottement latéral maximum mesuré lors du cycle i
 $f_{s,max,1}$: Frottement latéral maximum mesuré lors du premier cycle
 $q_{p,max,i}$: Résistance en pointe maximale mesurée lors du cycle i
 $q_{p,max,1}$: Résistance en pointe maximale mesurée lors du premier cycle

Les facteurs de dégradation D_τ et D_q se définissent de la manière suivante :

$$D_\tau = \frac{f_{s,\rho_c}}{f_{s,pal}} \quad D_q = \frac{q_{p,\rho_c}}{q_{p,pal}}$$

Avec

f_{s,ρ_c} : Frottement latéral limite mesuré sur l'inclusion isolée lors du chargement monotone effectué après application de l'amplitude de déplacement ρ_c .
 q_{p,ρ_c} : Résistance en pointe limite mesurée sur l'inclusion isolée lors du chargement monotone effectué après application de l'amplitude de déplacement ρ_c .
 $f_{s,pal}$: Frottement latéral limite mesuré sur l'inclusion isolée lors du chargement monotone initial
 $q_{p,pal}$: Résistance en pointe limite mesurée sur l'inclusion isolée lors du chargement monotone initial

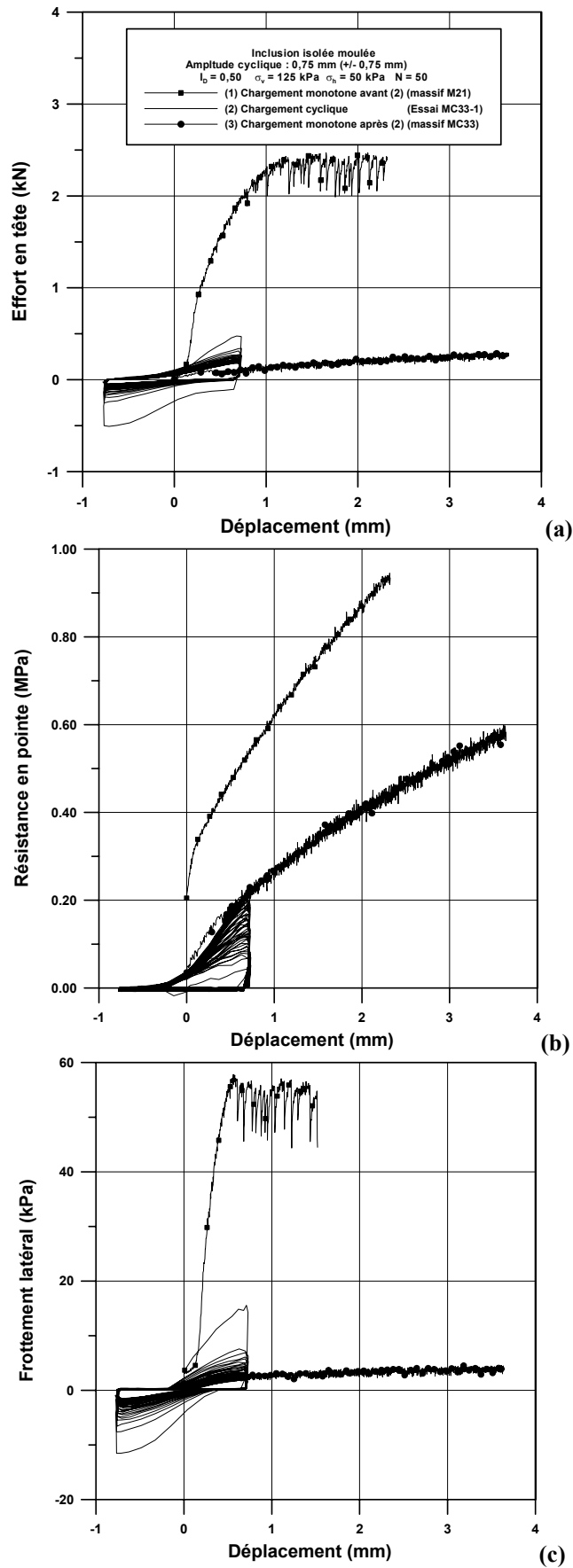


Figure V.54 Mobilisation de l'effort en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) lors d'un essai à déplacement contrôlé

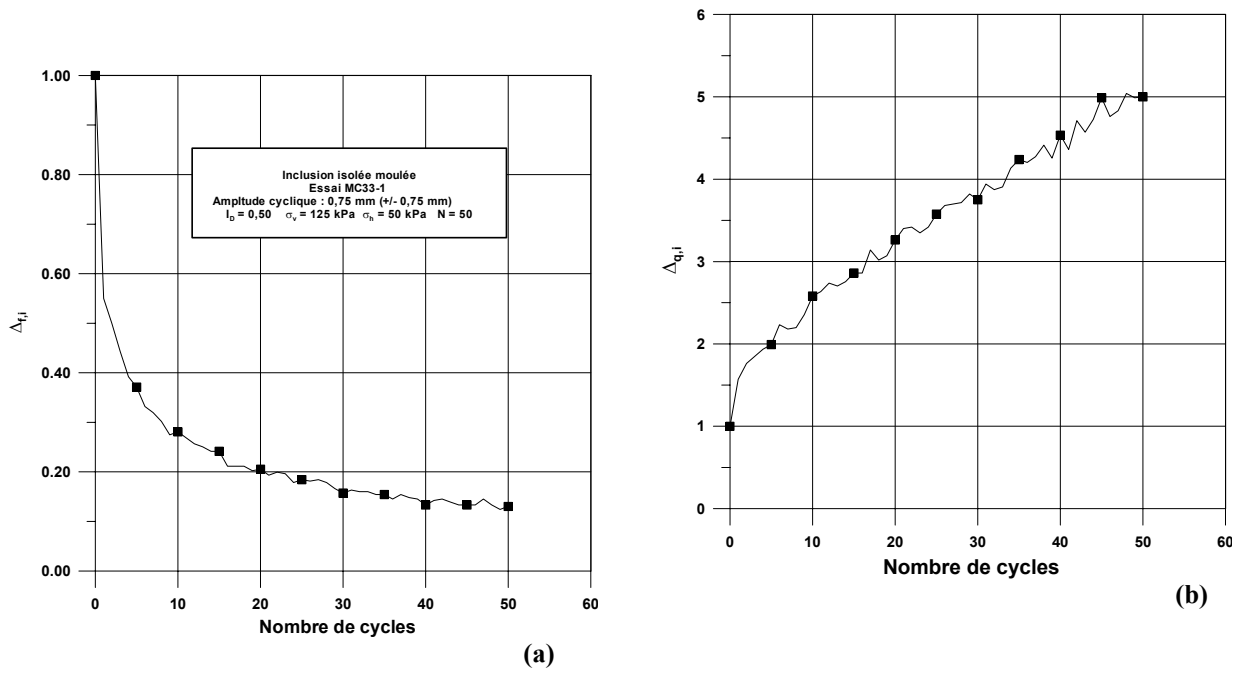


Figure V.55 Evolution du frottement latéral (a) et de la résistance en pointe (b) lors du chargement cyclique

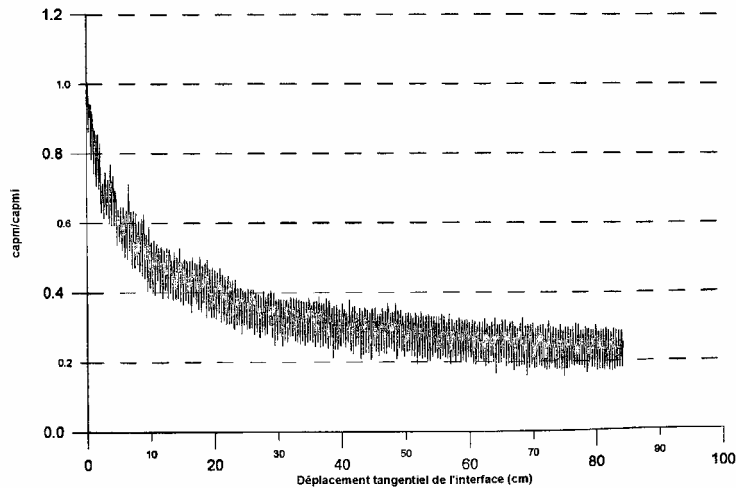


Figure V.56 Contraintes normales à l'interface en fonction du déplacement tangentiel (Lerat, 1997)

V.3.2.3 Influence de ρ_c sur les facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe

(a) Lors du chargement cyclique

Les figures V.57 (a) et (b) présentent respectivement l'évolution des facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral ($\Delta_{f,i}$) et à la résistance en pointe ($\Delta_{q,i}$) en fonction du nombre de cycles pour deux amplitudes cycliques (0,15 mm (essai MC30-1) et 0,75 mm (essai MC33-1), ces deux essais ayant été effectués en premier dans le massif étudié sans chargement monotone préalable. Le nombre de cycles appliqué est de 50. Pour le frottement latéral, on observe une diminution des caractéristiques en fonction du nombre de cycles, d'autant plus

importante que l'amplitude de déplacement est importante. En ce qui concerne la résistance en pointe, en revanche, on observe deux évolutions différentes, à savoir une augmentation dans le cas de l'essai MC33-1 pour une amplitude de déplacement appliquée de 0,3mm et une diminution dans le cas de l'essai MC30-1 pour une amplitude de déplacement appliquée de 1,5mm. Ainsi, on peut obtenir deux types de comportement différents en frottement et en pointe pour certaines amplitudes de déplacement appliquées.

Il est toutefois intéressant de constater que, ici aussi, les dégradations sont très supérieures à celles qui étaient obtenues dans le cas de l'inclusion foncée.

(b) en fonction de l'amplitude de déplacement pour un nombre de cycles donné

Les facteurs de dégradation calculés pour chacun des cas sont présentés dans le tableau V.25. En ce qui concerne l'évolution du facteur de dégradation en fonction de l'amplitude de déplacement pour l'inclusion isolée moulée, les trois procédures différentes étudiées correspondent aux trois cas présentés sur les figures V.58 (a) et (b).

Premier cas : Chargement appliqué en premier dans un massif donné

Pour le frottement latéral (figure V.58 (a)), on observe une diminution du facteur de dégradation à partir de 0,96 jusqu'à 0,09 pour des amplitudes comprises entre 0,1 et 0,75 mm. En ce qui concerne la résistance en pointe (figure V.58 (b)), on observe une augmentation du facteur de dégradation entre une amplitude de 0,1-0,15-0,2 mm puis on a une stabilisation. De plus, on voit que ce facteur de dégradation se stabilise autour d'une valeur proche de 0,6 ; traduisant la dégradation de cette grandeur après application d'un chargement cyclique.

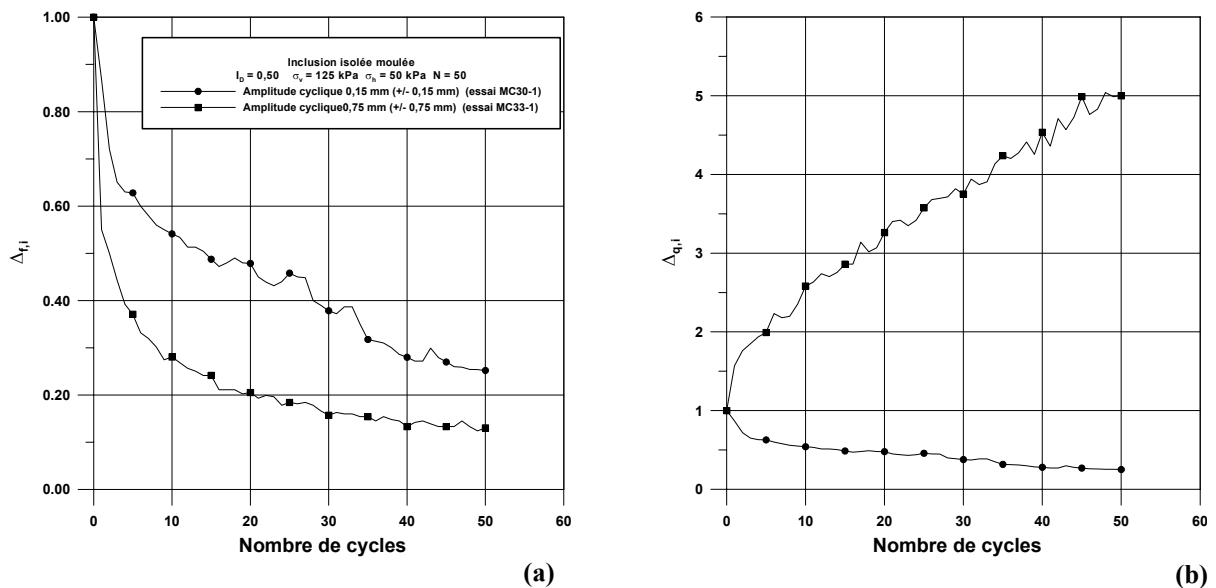


Figure V.57 Evolution du frottement latéral (a) et de la résistance en pointe (b) lors du chargement cyclique

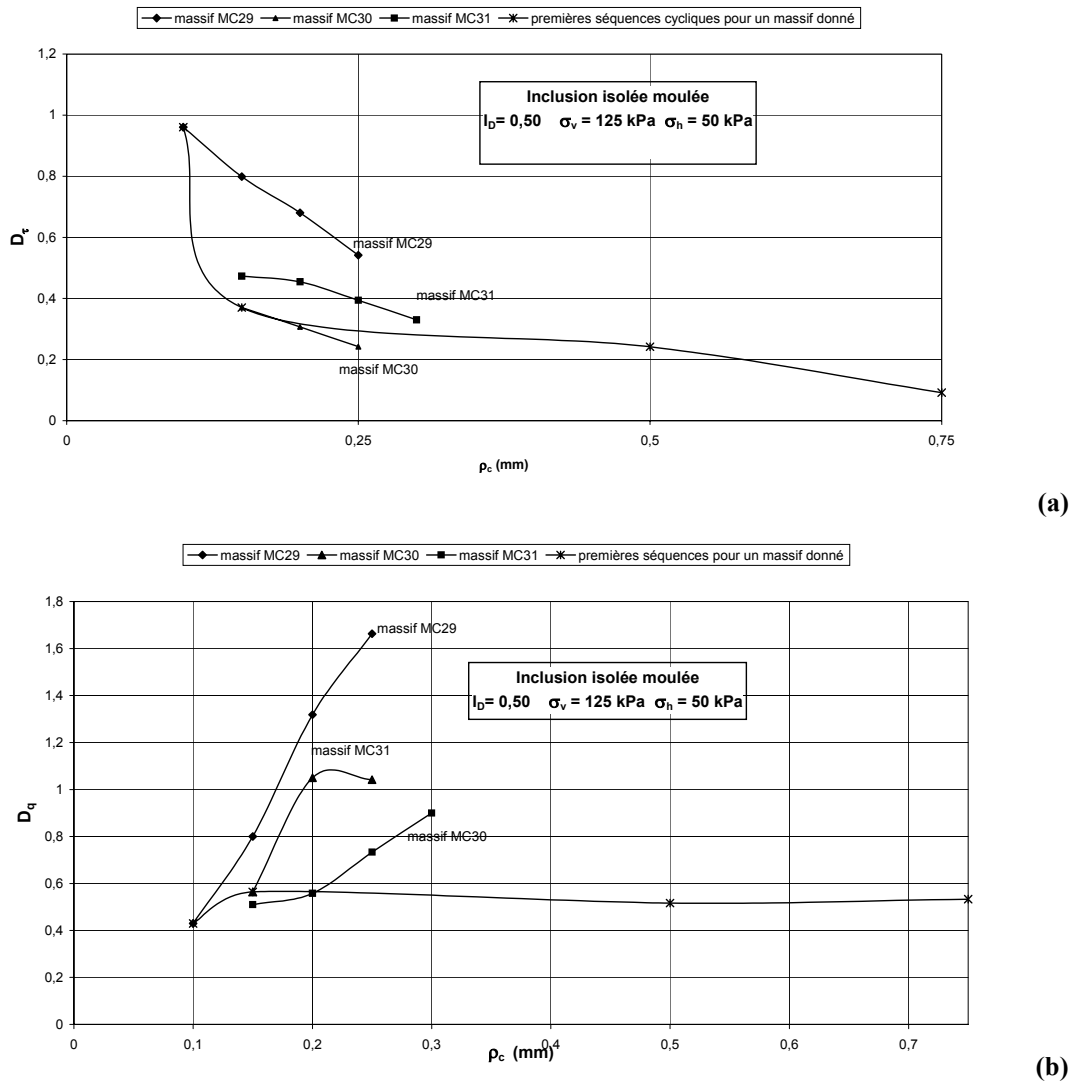


Figure V.58 Influence de l'amplitude de déplacement sur le facteur de dégradation relatif au frottement latéral (a) et à la résistance en pointe (b)

Second cas : Cas des séries de combinaisons de chargements

Dans le cas des séries de combinaisons de chargement, l'ordre des essais est tel que l'on a commencé par l'amplitude de déplacement la plus faible pour finir avec l'amplitude la plus élevée. Le facteur de dégradation étant ici le même que celui qui a été défini dans la partie bibliographique (D_r). Il consiste à comparer les efforts obtenus avant le chargement cyclique (palier) et ceux obtenus après le chargement cyclique (palier).

Pour le frottement latéral, on a toujours un facteur de dégradation inférieur à l'unité et on constate toujours une diminution du facteur de dégradation. Néanmoins, dans le cas du massif MC31 où on a effectué un chargement monotone avant d'effectuer le chargement cyclique, il est intéressant de constater que la dégradation est plus faible que celle obtenue dans le cas où l'on applique le chargement cyclique en premier chargement (massif MC30) pour des mêmes

chargements cycliques. Par contre, pour le cas où l'on commence par une amplitude plus faible (0,1 mm au lieu de 0,15 mm), les facteurs de dégradation sont plus importants mais la diminution est plus forte (massif MC29). En ce qui concerne l'évolution de ces facteurs en terme de taux d'augmentation ou de diminution, dans le cas des séries de chargement (massifs MC29 et MC30), on remarque que le taux de dégradation du frottement latéral est le plus importante pour la série qui a commencé par l'amplitude de chargement la plus importante (MC30).

Pour la résistance en pointe, on constate toujours une augmentation du facteur de dégradation en fonction de l'amplitude de déplacement. Les différences apparaissent en fonction du premier chargement appliqué. Dans le cas du massif MC29, on a commencé par une amplitude de 0,1 mm, ce qui s'est traduit par un facteur de dégradation très faible, mais l'augmentation de ce facteur est plus importante que dans le cas où on a commencé par une amplitude de 0,15 mm (massif MC30). Dans le cas de l'essai MC31, le cas est intermédiaire entre les deux premiers. En ce qui concerne l'évolution de ces facteurs en termes de taux d'augmentation ou de diminution, dans le cas des séries de chargement (massif MC29 et massif MC30), le taux d'augmentation du facteur de dégradation est d'autant plus important que l'amplitude du départ est faible (massif MC29).

Pour le frottement latéral, on n'a pas trouvé, comme dans le cas de l'inclusion foncée, d'amplitude de glissement cyclique ρ_{fs} (partie bibliographique) au-dessous de laquelle il n'y pas de dégradation. Ces résultats différent des résultats trouvés par Chan (1986) qui obtient, dans le cas des inclusions moulées, des valeurs de 0,9 pour une amplitude de déplacement de 0,2 mm ainsi que des valeurs comprises entre 0,99 et 1,03 pour des déplacements de l'ordre de 0,1 % d ; 0,25 % de d et 0,5 % de d. Les valeurs minimales atteintes sont de 0,78 pour une amplitude de déplacement de 2% de d (figure V.51 (c)).

Pour la résistance en pointe, on obtient des valeurs du facteur de dégradation inférieures à l'unité dans le cas des premières séquences ; mais par contre, pour les séries de chargement, on trouve des valeurs supérieures à l'unité au bout d'un certain nombre d'amplitudes (massifs MC29, MC30 et MC31). Ceci est due à la densification progressive du massif de sol sous la pointe.

Conclusions

Les résultats obtenus dans le cas de l'inclusion moulée présentent de nettes différences avec ceux obtenus dans le cas de l'inclusion foncée, avec notamment des évolutions des charges unitaires (frottement latéral et résistance en pointe) différentes, avec une forte diminution du frottement latéral et une forte augmentation de la résistance en pointe. Ceci est probablement dû à la nature même de cet essai qui consiste à étudier le comportement d'une inclusion mise en place sans refoulement du sol et donc sans remaniement de ce dernier. Les observations faites par Turner *et al.* (1990), à savoir une forte diminution des contraintes radiales à l'interface sol-inclusion pour des chargements alternés (passage par zéro), peuvent constituer une première explication de la forte dégradation du frottement latéral. Quant à la résistance en pointe, les faibles valeurs du facteur de dégradation obtenues pour les premiers chargements semblent être dues à la procédure d'installation des inclusions, et pour le cas des séries de chargement, on retrouve une augmentation du facteur de dégradation.

ESSAI	I_D	σ_V	σ_H	ρ_c (mm)	Q_T (kN)	q_P (MPa)	f_s (kPa)	D_Q	D_P	D_τ
MC29-1	0,5	125	50	0,1	1,44	0,52	50,33	0,62	0,43	0,96
MC29-2	0,5	125	50	0,15	1,38	0,96	41,85	0,60	0,80	0,80
MC29-3	0,5	125	50	0,2	1,45	1,58	35,67	0,63	1,32	0,68
MC29-4	0,5	125	50	0,25	1,41	2,00	28,37	0,61	1,66	0,54
MC30-1	0,5	125	50	0,15	0,87	0,68	19,40	0,37	0,56	0,37
MC30-2	0,5	125	50	0,2	0,93	1,26	16,07	0,40	1,05	0,31
MC30-3	0,5	125	50	0,25	0,77	1,25	12,70	0,33	1,04	0,24
MC31-1	0,5	125	50	0,15	0,91	0,61	24,77	0,39	0,51	0,47
MC31-2	0,5	125	50	0,2	0,87	0,67	23,80	0,38	0,56	0,45
MC31-3	0,5	125	50	0,25	0,81	0,88	20,65	0,35	0,73	0,39
MC31-4	0,5	125	50	0,3	0,77	1,08	17,28	0,33	0,90	0,33
MC32-1	0,5	125	50	0,5	0,64	0,62	12,65	0,27	0,52	0,24
MC33-1	0,5	125	50	0,75	0,40	0,64	4,79	0,17	0,53	0,09
MC33-2	0,5	125	50	1	0,53	1,41	3,57	0,23	1,17	0,07

Tableau V.25 Résultats des essais isolés à déplacement contrôlé dans le cas de l'inclusion moulée

V.3.3. Synthèse des résultats et comparaison entre l'inclusion foncée et l'inclusion moulée

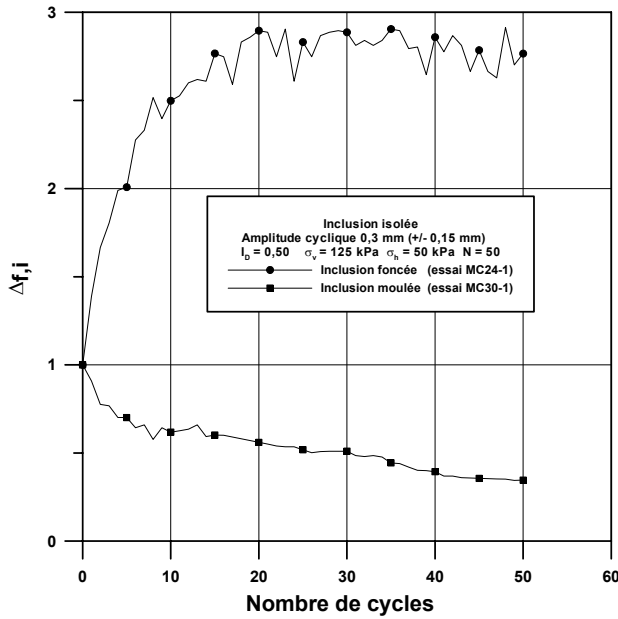
Les essais à déplacement contrôlé ont pour spécificité de permettre l'étude de la dégradation de la capacité portante. On va tenter, comme dans le cas des essais cycliques à chargement contrôlé, de comparer le comportement des inclusions pour les deux modes d'installation étudiés (foncée et moulée). Cette comparaison sera dans un premier temps quantitative, mais on essaiera dans un second temps, d'effectuer une comparaison plutôt qualitative en terme de comportement à l'interface sol-pieu.

On s'appuiera pour cela sur les différents facteurs de dégradation évalués dans chacun des cas en fonction du nombre de cycles (N) et de l'amplitude de déplacement cyclique (ρ_c).

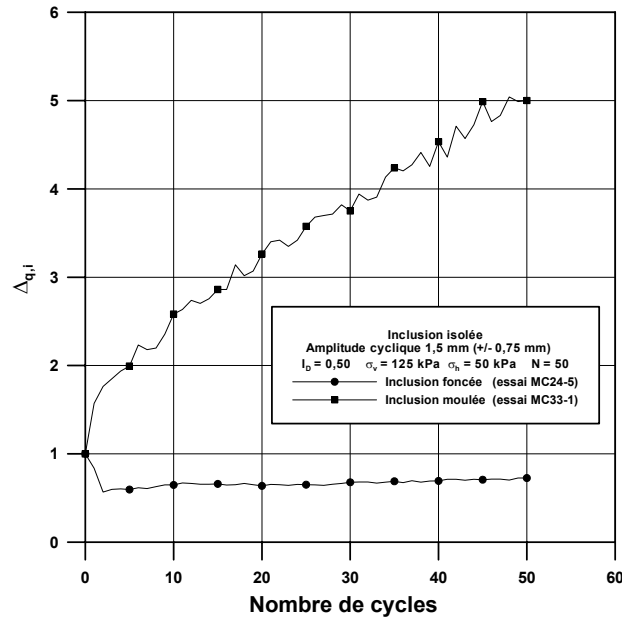
V.3.3.1. Evolution des facteurs de dégradation au cours du chargement

On s'intéresse tout d'abord à l'évolution des facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe au cours du chargement. Pour comparer les deux modes d'installation, il est intéressant de représenter l'évolution des facteurs de dégradations ($\Delta_{f,i}$ et $\Delta_{q,i}$). Ils sont représentés sur les figures V.59(a) et (b) pour deux amplitudes de déplacement cyclique : 0,3 mm pour le frottement latéral et de 1,5 mm (3,75 % de diamètre d'inclusion) pour la résistance en pointe. Deux amplitudes différentes ont été choisies afin de mettre en évidence certaines évolutions propres à chacun des cas.

Pour le frottement latéral (figure V.59(a) : amplitude de déplacement de 0,15 mm), on observe deux comportements différents et ceci dès les premiers cycles. En effet, dans le cas de l'inclusion foncée, on a une augmentation jusqu'à une valeur de l'ordre de 3 traduisant une augmentation des contraintes normales autour du fût lors de cette séquence. Dans le cas de l'inclusion moulée, on constate en revanche une diminution, sans qu'une stabilisation ne soit observable au bout des 50 cycles. Dans le cas de l'inclusion moulée, on retrouve probablement les mêmes phénomènes observés dans le cas des essais alternés (Turner *et al.*, 1990), avec ces successions de phases d'enfoncement-arrachement, où des déplacements plus importants étaient nécessaires pour la reprise des efforts. Etant donné, que l'on fixe les bornes de déplacement, les efforts mesurés sont plus faibles, car le déplacement nécessaire à la reprise de l'effort obtenu dans le cycle précédent irait en augmentant (paragraphe V.2.1.4). Le comportement à l'interface sol-pieu est également le même avec cette alternance d'arrachement-enfoncement avec le passage par zéro. De plus, le sol n'étant pas du tout remanié à la fin de l'installation de l'inclusion, le chargement cyclique va dans un premier temps entraîner un remaniement et une réorganisation de la structure granulaire qui va probablement entraîner une contractance du matériau à l'interface lors du premier chargement et diminuer le niveau des contraintes normales qu'il exerçait sur l'inclusion (Turner *et al.*, 1990).



(a)



(b)

Ces phénomènes peuvent ainsi expliquer le fait que dans le cas de l'inclusion moulée, les dégradations observées soient plus importantes que dans le cas de l'inclusion foncée.

En ce qui concerne la résistance en pointe (figure V.59(b)), on constate, dans le cas de l'inclusion foncée, lors des premiers cycles, une forte diminution du facteur de dégradation suivie d'une augmentation au fur et à mesure des cycles. Dans le cas de l'inclusion moulée, on observe, par contre, une augmentation du facteur de dégradation traduisant la densification et l'augmentation du champs de contrainte autour de la pointe, celle-ci n'ayant pas été sollicitée précédemment.

Dans le cas de l'inclusion foncée, lors des premiers cycles, la forte diminution est due au fait que la résistance en pointe atteint pratiquement sa résistance à la rupture pour un déplacement de 0,75 mm dès le début du cycle. La phase d'arrachement qui va suivre va entraîner une forte décompression du massif de sol sous la pointe ayant pour conséquence une forte diminution de la résistance en pointe car le déplacement nécessaire à la reprise du même effort serait plus important. Puis le chargement cyclique va redensifier la zone au fur et à mesure des cycles. C'est ce qui peut expliquer l'augmentation du facteur de dégradation et donc de la résistance en pointe.

Pour l'inclusion moulée, la zone de sol sous la pointe est décomprimé à la fin de l'installation de l'inclusion et le chargement cyclique va en quelque sorte entraîner la densification du massif de sol sous la pointe et donc une augmentation de la résistance en pointe.

Finalement, on obtient un facteur de dégradation de l'inclusion foncée toujours supérieur à celui de l'inclusion moulée.

V.3.3.2. Influence de l'amplitude déplacement (ρ_c)

Dans ce paragraphe, on présente l'évolution des facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe en fonction de l'amplitude de déplacement (figure V.60(a) et (b)). Comme cela a été précisé au début du paragraphe V.2.2.3, on ne s'intéresse ici qu'aux cas correspondant à des premiers chargements cycliques effectués sur une inclusion dans un massif donné. Dans le cas de l'inclusion foncée, un chargement monotone précède ce chargement cyclique alors que dans le cas de l'inclusion moulée, ce chargement cyclique est le premier chargement appliqué sur l'inclusion dans le massif considéré.

- *Frottement latéral (figure V.60(a))*

On constate, dans le cas de l'inclusion foncée, une augmentation du facteur de dégradation entre $\rho_c = 0,1$ mm et $0,15$ mm, suivie d'une diminution en passant par la valeur 1 à $0,35$ mm. On peut donc considérer qu'il existe une amplitude (Poulos, 1988 ; définie dans le paragraphe V.2.2.1.) pour l'inclusion foncée qui est telle que le chargement cyclique n'affecte pas le frottement latéral, et qui est à peu près égale à $0,35$ mm ($1,75$ % de diamètre d'inclusion). Cette augmentation peut être liée à une densification du sable à l'interface mais sans diminution du niveau de contrainte moyenne (ou faible. En petite déformation, on profite alors de l'augmentation de la rigidité (caractéristiques élastiques). Puis, ce facteur diminue jusqu'à une valeur stabilisée de $0,6$.

En ce qui concerne l'inclusion moulée, on n'observe pas d'amplitude de glissement cyclique, mais plutôt une évolution similaire à celle qui a été décrite dans la partie bibliographique, à savoir une diminution du facteur de dégradation en fonction de l'amplitude du déplacement cyclique. On peut constater qu'une amplitude de déplacement de $0,1$ mm ne provoque pas de dégradation très importante sur le frottement latéral (facteur égale à $0,96$). En revanche, pour une amplitude de déplacement de $0,15$ mm, le facteur passe déjà à $0,37$, soit une perte de 63% par rapport au cas monotone. On arrive finalement à une valeur de $0,09$ pour une amplitude de $0,75$ mm. La courbe ne montre pas de stabilisation. On ne retrouve donc pas les phénomènes liés à l'augmentation de la rigidité que l'on avait dans le cas de l'inclusion foncée.

On peut essayer de comparer nos résultats à des essais trouvés dans la littérature. Ainsi, des essais cycliques à déplacement contrôlé ont été effectués par Chan (1986) sur une inclusion isolée pour deux modes d'installation (fonçage, moulage) dans une chambre d'étalonnage où le massif était soumis à une contrainte isotrope de 207 kPa et le sable étant à des indices de densité de $0,1$, $0,67$ et 1 . L'amplitude du déplacement était égale à 1% du diamètre de l'inclusion à une fréquence de $0,016$ Hz et un nombre de cycles de 10 . La procédure d'essai utilisée était la suivante : chargement monotone initial, chargement cyclique et chargement monotone final. Les résultats sont présentés

dans le paragraphe précédent (figure V.53(c)), et on constate que l'indice de densité ne semble pas influencer pour une amplitude de 0,2 mm (1% de diamètre d'inclusion). On trouve, dans le cas de l'inclusion foncée, un facteur de dégradation de l'ordre de 0,9 pour un indice de densité de 0,67, valeur qui est inférieure à la valeur que nous avons obtenu (1,27) pour un indice de densité de 0,50 et un niveau de consolidation ($\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa) et un nombre de cycles de 50.

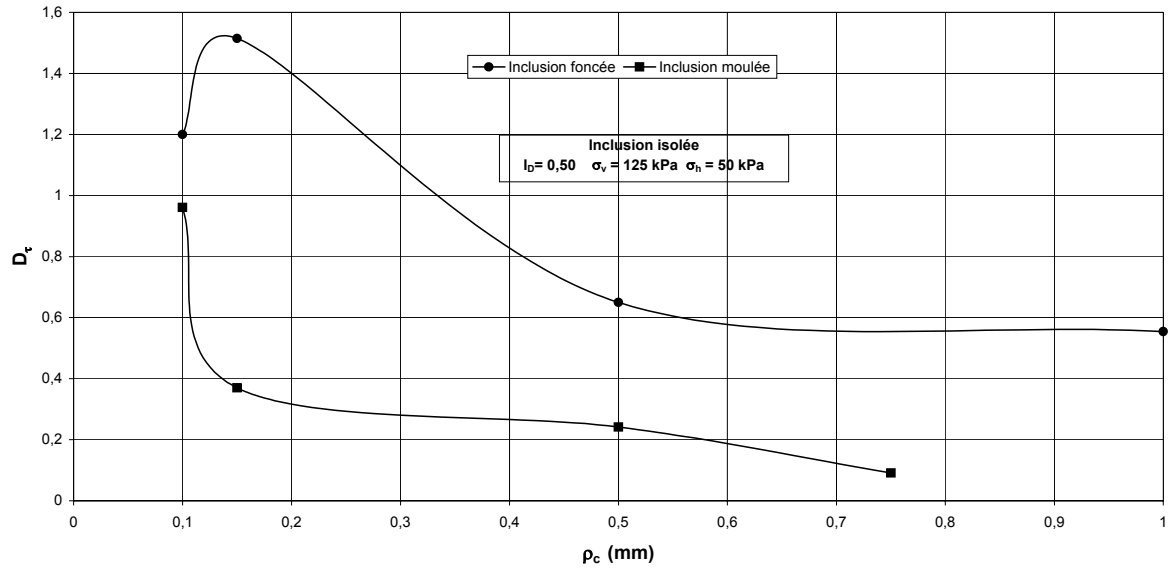
Dans le cas de l'inclusion moulée, les facteurs de dégradation sont compris entre 0,93 et 1,06, correspondant à des valeurs très supérieures à celles que nous obtenons (0,45) (pour des caractéristiques d'essai identique à celles que nous avons décrits dans le cas de l'inclusion foncée).

- Résistance en pointe (figure V.60(b))

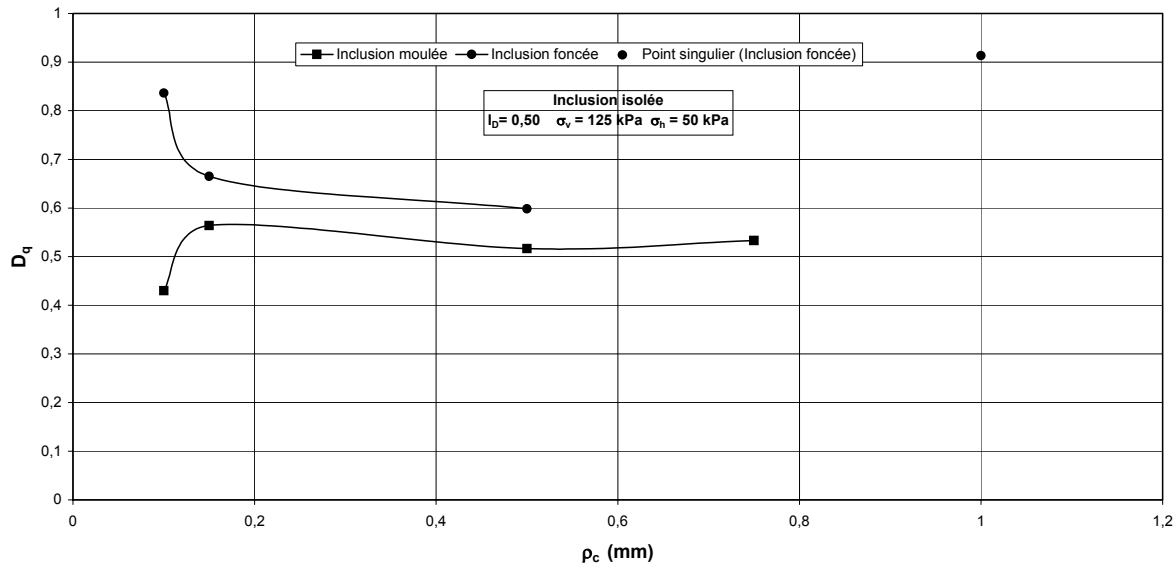
En ce qui concerne la résistance en pointe, les évolutions sont assez différentes pour les deux modes d'installation. En effet, on observe deux évolutions opposées entre 0,1 mm et 0,15 mm. Dans le cas de l'inclusion foncée, le facteur diminue de 0,83 à 0,66 alors que dans le cas de l'inclusion moulée, il augmente de 0,43 à 0,56. Ensuite, dans les deux cas, il se stabilise autour de ces dernières valeurs jusqu'à une amplitude de 0,5 mm. Pour les amplitudes supérieures, il semblerait que l'on ait des évolutions différentes avec une augmentation dans le cas de l'inclusion foncée jusqu'à une valeur proche de l'unité alors que dans le cas de l'inclusion moulée, le facteur de dégradation semble se stabiliser.

Dans le cas de l'inclusion foncée, la ré-augmentation du facteur de dégradation est probablement due à une redensification du massif de sol sous la pointe qui ne peut se produire qu'à partir d'une certaine amplitude (comme dans le cas des séries de chargement, voir paragraphe IV.2.2.1.)

En ce qui concerne l'inclusion moulée, le facteur de dégradation est toujours inférieur à l'unité traduisant le fort relâchement du sol sous la pointe après son installation. Car le chargement initial n'est pas suffisant pour densifier cette zone de sol ; celle-ci étant plutôt contractante lors du premier chargement. Et cette densification du sol sous la pointe est d'autant plus faible que l'amplitude de déplacement est faible.



(a)



(b)

Figure V.60 Evolution des facteurs de dégradations relatifs au frottement latéral (a) et à la résistance en pointe (b) en fonction de l'amplitude de déplacement cyclique

Conclusions

Dans cette partie, on a tenté d'étudier la réponse de deux types de pieux (foncés et moulés) lorsqu'ils sont soumis à des chargements cycliques à déplacement contrôlé. Ces différentes réponses ont été présentées en termes de facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe. Les paramètres étudiés les plus représentatifs sont l'amplitude de déplacement, l'ordre d'application des séquences cycliques et le mode d'installation. En outre, dans le cas de l'inclusion moulée, on a retrouvé dans cette partie certains des phénomènes observés dans le cas des essais alternés (partie V.2) avec une dégradation de la capacité portante d'autant plus importante que l'amplitude du déplacement cyclique imposé augmente.

Les principaux résultats montrent que le fort remaniement de la zone de sol autour de l'inclusion, dans le cas de l'inclusion foncée, fait que la dégradation du frottement latéral est moins importante que dans le cas de l'inclusion moulée, la zone de sol autour de cette dernière n'ayant pas subi de remaniement. Le premier chargement entraîne une densification (diminution de volume) et par conséquent un remaniement. Ainsi, les résultats relatifs à la comparaison entre l'inclusion moulée et foncée confirment certains des mécanismes de comportement à l'interface sol-pieu que l'on avait déjà observés lors des chargements monotones avec des phases de charge-décharge (chapitre I) à savoir un comportement plus dégradant dans le cas de l'inclusion moulée pour ce type de chargement.

En ce qui concerne la résistance en pointe, on observe deux types de phénomène, une diminution du facteurs de dégradation, dans le cas de l'inclusion foncée et augmentation dans le cas de l'inclusion moulée pour les faibles amplitudes de déplacement. Lorsque les amplitudes de déplacement augmentent on observe une stabilisation pour les deux types d'inclusions avec les valeurs des facteurs de dégradation les plus grandes dans le cas de l'inclusion moulée.

CHAPITRE VI
ETUDE DU COMPORTEMENT DES GROUPES DE PIEUX SOUS
CHARGEMENT CYCLIQUE

Dans le cadre de l'étude de l'effet de groupe sur les micropieux, on s'intéresse ici au cas du comportement des groupes d'inclusions lorsqu'ils sont soumis à des chargements cycliques. On fait la distinction entre les deux types de chargements cycliques déjà décrits dans le cas de l'inclusion isolée, à savoir celui des essais à force contrôlée pour étudier la stabilité de la structure et celui des essais à déplacement contrôlé pour étudier la dégradation de la capacité portante et notamment celle du frottement latéral.

Dans le cas des essais à force contrôlée, on s'intéresse aux courbes de chargement globale des groupes ainsi qu'au frottement latéral f_s et à la résistance en pointe q_p de l'inclusion centrale lors de l'application de la séquence cyclique. L'accumulation des déplacements obtenue pour chacune des combinaisons de chargement appliquée est mesurée sur le groupe et permet d'établir un diagramme de stabilité cyclique.

En ce qui concerne l'étude du comportement des groupes sous chargement cyclique à déplacement contrôlé, on s'intéressera en particulier aux facteurs de dégradation relatifs à l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe mesurés sur l'inclusion centrale.

Pour chacun des types de chargement, on comparera les résultats obtenus pour les groupes avec ceux correspondant à l'inclusion isolée afin de voir si un effet de groupe peut être mis en évidence et s'il est de même nature que celui observé dans le cas du chargement monotone. Les essais sont effectués à une fréquence de 0,05 Hz.

VI.1 COMPORTEMENT DES GROUPES SOUMIS A DES SOLLICITATIONS A FORCE CONTROLEE

On a effectué le même type de travail sur les groupes de cinq inclusions que celui réalisé pour l'inclusion isolée, relatif à la stabilité des inclusions pour différents chargements cycliques. Il s'agit de voir si, pour des chargements répétés, un effet de groupe, du même ordre que celui observé dans le cas du chargement monotone, peut être mis en évidence et si celui-ci est favorable ou non.

VI.1.1 Objectifs de l'étude et programme expérimental

Dans le but de quantifier un effet de groupe pour le comportement des inclusions sous chargement cyclique, on a réalisé des essais avec différentes configurations de groupe (entr'axe relatif, ordre d'installation...) qui ont été soumises à des essais cycliques à force contrôlée. Des groupes de cinq (massifs MC34 à MC40) et de neuf inclusions (MC45 à MC49) ont été étudiés.

La procédure d'essai est la suivante : chargement monotone préalable du groupe jusqu'à l'obtention du palier de rupture (pour la charge globale et les efforts unitaires sur les

inclusions instrumentées), suivi des séquences de chargement cyclique (combinaisons de chargement), suivi d'un rechargement monotone final.

En ce qui concerne les séquences cycliques, comme pour le cas isolé, on applique tout d'abord les combinaisons de chargement, que l'on pense être les moins défavorables, qui ont pu être déterminées à partir des essais effectués sur l'inclusion isolée, puis on réalise finalement un chargement monotone. Dans un second temps, on applique une nouvelle combinaison de chargement (plus défavorable) suivie d'un chargement monotone. On reproduit cette procédure pour chacune des combinaisons de chargement suivantes.

Les caractéristiques des essais réalisés sont présentées dans les tableaux VI.1 à VI.3.

Seize massifs ont été réalisés, un même massif correspondant à la réalisation de plusieurs essais successifs (succession de combinaisons de chargement). Pour chacun des massifs, des essais de chargement monotone ont été effectués avant et après les séquences cycliques. Les chargements monotones mentionnés dans les tableaux ci-dessous correspondent à des chargements monotones effectués après certaines séquences afin de voir si la capacité portante du groupe avait diminué ou non.

Pour chaque massif, on décrit les différentes combinaisons de chargement appliquées (une combinaison correspondant à un essai). Dans cette étude, pour chaque essai, on mesure l'accumulation du déplacement en tête du groupe ainsi que les évolutions des efforts unitaires (résistance en pointe et frottement latéral) sur l'inclusion centrale au cours du chargement.

Pour certaines configurations de groupe à cinq inclusions, on va établir des diagrammes de stabilité cyclique ; configuration ($e_R = 2,83$, C1) : massifs MC34 et MC41, configuration ($e_R = 2,83$, C5) : massifs MC35 et MC42, configuration ($e_R = 4$, C1) : massifs MC38 et MC43 et configuration ($e_R = 4$, C5) : massifs MC39 et MC44.

Les massifs MC34 à MC40 correspondent aux essais effectués sur les groupes de cinq inclusions en compression. Les massifs MC41 à MC44 correspondent aux essais effectués sur les groupes de cinq inclusions en traction. Des essais sur des groupes de neuf inclusions ont été effectués dans le cas de la compression uniquement (massifs MC45 à MC49).

Pour tous les essais présentés, l'état initial du massif était le même ($I_D = 0,50$ $\sigma_v = 125$ kPa et $\sigma_h = 50$ kPa).

Massif	Essai	I_D	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	(e_R)	Ordre d'installation (C*)	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	Déplacement accumulé (mm)
MC34	MC34-1	0,50	125	50	2,83	C1	0,5	0,2	0,11
	MC34-2	0,50	125	50	2,83	C1	0,5	0,3	0,68
	MC34-3	0,50	125	50	2,83	C1	0,5	0,4	11,5
MC35	MC35-1	0,50	125	50	2,83	C5	0,5	0,2	0,08
	MC35-2	0,50	125	50	2,83	C5	0,5	0,3	0,70
	MC35-3	0,50	125	50	2,83	C5	0,5	0,4	19,45
MC36	MC36-1	0,50	125	50	2	C1	0,5	0,2	0,10
	MC36-2	0,50	125	50	2	C1	0,5	0,3	0,635
	MC36-3	0,50	125	50	2	C1	0,5	0,4	5,3
MC37	MC37-1	0,50	125	50	2	C5	0,5	0,2	0,064
	MC37-2	0,50	125	50	2	C5	0,5	0,3	0,45
	MC37-3	0,50	125	50	2	C5	0,5	0,4	1,18
MC38	MC38-1	0,50	125	50	4	C1	0,3	0,2	0,12
	MC38-2	0,50	125	50	4	C1	0,3	0,3	0,25
	MC38-3	0,50	125	50	4	C1	0,4	0,2	0,21
	MC38-4	0,50	125	50	4	C1	0,4	0,3	0,77
	MC38-5	0,50	125	50	4	C1	0,5	0,2	0,015
	MC38-6	0,50	125	50	4	C1	0,5	0,3	0,10
MC39	MC39-1	0,50	125	50	4	C5	0,3	0,3	0,17
	MC39-2	0,50	125	50	4	C5	0,4	0,4	0,74
	MC39-3	0,50	125	50	4	C5	0,5	0,2	0,05
	MC39-4	0,50	125	50	4	C5	0,5	0,3	0,17
	MC39-5	0,50	125	50	4	C5	0,5	0,4	1,88
MC40	MC40-1	0,50	125	50	2,83	C1	0,1	0,1	-0,014
	MC40-2	0,50	125	50	2,83	C1	0,2	0,2	0,051
	MC40-3	0,50	125	50	2,83	C1	0,3	0,2	0,32
	MC40-4	0,50	125	50	2,83	C1	0,4	0,2	0,28
	MC40-5	0,50	125	50	2,83	C1	0,5	0,2	0,25
		Chargement monotone							
	MC40-6	0,50	125	50	2,83	C1	0,4	0,3	1,65
		Chargement monotone							
	MC40-7	0,50	125	50	2,83	C1	0,3	0,3	0,84
		Chargement monotone							
	MC40-8	0,50	125	50	2,83	C1	0,5	0,3	5,51

Tableau VI.1 Programme expérimental pour les groupes de cinq inclusions en compression

*: Ordre d'installation, C1 : Ordre d'installation pour lequel l'inclusion centrale est installée en premier, C5 : Ordre d'installation pour lequel l'inclusion centrale est installée en dernier

Massif	Essai	I_D	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	(e_R)	Ordre d'installation (C)	$\frac{P_m}{Q_t}$	$\frac{P_c}{Q_t}$	Déplacement accumulé (mm)
MC41	MC41-1	0,50	125	50	2,83	C1	0,1	0,1	-0,04
	MC41-2	0,50	125	50	2,83	C1	0,3	0,2	-0,55
	MC41-3	0,50	125	50	2,83	C1	0,2	0,2	-0,25
	MC41-4	0,50	125	50	2,83	C1	0,4	0,2	-0,30
	MC41-5	0,50	125	50	2,83	C1	0,5	0,2	-0,19
		Chargement monotone							
	MC41-6	0,50	125	50	2,83	C1	0,4	0,3	rupture
MC42	MC42-1	0,50	125	50	2,83	C5	0,1	0,1	0,028
	MC42-2	0,50	125	50	2,83	C5	0,3	0,2	-0,55
	MC42-3	0,50	125	50	2,83	C5	0,2	0,2	-0,33
	MC42-4	0,50	125	50	2,83	C5	0,4	0,2	-0,30
	MC42-5	0,50	125	50	2,83	C5	0,5	0,2	-0,18
		Chargement monotone							
	MC42-6	0,50	125	50	2,83	C5	0,4	0,3	-1,01
		Chargement monotone							
	MC42-7	0,50	125	50	2,83	C5	0,3	0,3	-0,79
		Chargement monotone							
	MC42-8	0,50	125	50	2,83	C5	0,5	0,3	rupture
MC43	MC43-1	0,50	125	50	4	C1	0,1	0,1	-0,04
	MC43-2	0,50	125	50	4	C1	0,3	0,2	-0,29
	MC43-3	0,50	125	50	4	C1	0,2	0,2	-0,10
	MC43-4	0,50	125	50	4	C1	0,4	0,2	-0,27
	MC43-5	0,50	125	50	4	C1	0,5	0,2	-0,21
		Chargement monotone							
	MC43-6	0,50	125	50	4	C1	0,4	0,3	-0,80
		Chargement monotone							
	MC43-7	0,50	125	50	4	C1	0,3	0,3	-0,60
		Chargement monotone							
	MC43-8	0,50	125	50	4	C1	0,5	0,3	-0,70

Tableau VI.2 (a) Programme expérimental pour les groupes de cinq inclusions en traction

Massif	Essai	I_D	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	(e_R)	Ordre d'installation (C)	$\frac{P_m}{Q_t}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	Déplacement accumulé (mm)
MC44	MC44-1	0,50	125	50	4	C5	0,1	0,1	-0,05
	MC44-2	0,50	125	50	4	C5	0,3	0,2	-0,35
	MC44-3	0,50	125	50	4	C5	0,2	0,2	-0,13
	MC44-4	0,50	125	50	4	C5	0,4	0,2	-0,33
	MC44-5	0,50	125	50	4	C5	0,5	0,2	-0,24
		Chargement monotone							
	MC44-6	0,50	125	50	4	C5	0,4	0,3	-1,8
		Chargement monotone							
	MC44-7	0,50	125	50	4	C5	0,3	0,3	-0,72
		Chargement monotone							
	MC44-8	0,50	125	50	4	C5	0,5	0,3	rupture

Tableau VI.2 (b) Programme expérimental pour les groupes de cinq inclusions en traction

Massif	Essai	I_D	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	(e_R)	Ordre d'installation (C)	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	Déplacement accumulé (mm)
MC45	MC45-1	0,50	125	50	2,83	C1	0,5	0,2	0,045
	MC45-2	0,50	125	50	2,83	C1	0,5	0,3	0,056
	MC45-3	0,50	125	50	2,83	C1	0,5	0,4	0,57
MC46	MC46-1	0,50	125	50	2,83	C9	0,4	0,2	-0,02
	MC46-2	0,50	125	50	2,83	C9	0,4	0,3	-0,034
	MC46-3	0,50	125	50	2,83	C9	0,5	0,2	-0,012
	MC46-4	0,50	125	50	2,83	C9	0,5	0,3	0,10
	MC46-5	0,50	125	50	2,83	C9	0,5	0,4	0,58
MC47	MC47-1	0,50	125	50	2	C1	0,2	0,1	-0,30
	MC47-2	0,50	125	50	2	C1	0,2	0,2	-0,45
	MC47-3	0,50	125	50	2	C1	0,3	0,2	0,04
	MC47-4	0,50	125	50	2	C1	0,3	0,3	0,32
	MC47-5	0,50	125	50	2	C1	0,4	0,3	0,22
	MC47-6	0,50	125	50	2	C1	0,4	0,4	0,86
	MC47-7	0,50	125	50	2	C1	0,5	0,2	0,04
	MC47-8	0,50	125	50	2	C1	0,5	0,3	0,08
	MC47-9	0,50	125	50	2	C1	0,5	0,4	0,52
MC48	MC48-1	0,50	125	50	2	C9	0,5	0,2	-0,03
	MC48-2	0,50	125	50	2	C9	0,5	0,3	0,27
	MC48-3	0,50	125	50	2	C9	0,5	0,4	1,27
MC49	MC49-1	0,50	125	50	2,83	C1	0,2	0,2	-0,33
	MC49-2	0,50	125	50	2,83	C1	0,3	0,2	-0,022
	MC49-3	0,50	125	50	2,83	C1	0,3	0,3	-0,12
	MC49-4	0,50	125	50	2,83	C1	0,4	0,3	0,07
	MC49-5	0,50	125	50	2,83	C1	0,4	0,4	0,22
	MC49-6	0,50	125	50	2,83	C1	0,5	0,2	-0,02
	MC49-7	0,50	125	50	2,83	C1	0,5	0,3	0,011

Tableau VI.3 Programme expérimental des essais effectués sur les groupes de neuf inclusions

VI.1.2 Résultats typiques

On présente dans ce paragraphe quelques résultats typiques d'essais cycliques à chargement contrôlé en compression et en traction, pour deux configurations particulières à savoir celle où la charge moyenne est différente de l'amplitude de la charge cyclique et celle où la charge moyenne est égale à celle-ci. On s'intéressera seulement ici aux courbes relatives à la charge globale en tête du groupe ainsi qu'au frottement latéral et à la résistance en pointe sur l'inclusion centrale.

(a) Cas de la compression

On présente ici des résultats obtenus dans le massif MC40.

(1) Pour le premier cas ($P_m = 0,5 Q_c$, $P_c = 0,3 Q_c$), on présente la réponse de la charge en tête au cours du chargement sur la figure VI.1 (a). Les figures VI.1 (b) et (c) présentent la mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral sur l'inclusion centrale en fonction du déplacement au cours du chargement cyclique.

Pour les efforts unitaires mesurés sur l'inclusion centrale, les évolutions sont assez similaires à celles observées dans le cas de l'inclusion isolée. En effet, en ce qui concerne le frottement latéral, on note une diminution du frottement latéral mobilisé avec le nombre de cycles et ceci à la fois pour le maximum et le minimum, au fur et à mesure que l'accumulation de déplacement. Le déplacement nécessaire pour la reprise de l'effort augmente. Quant à la résistance en pointe, on note une augmentation avec le nombre de cycles et ceci aussi bien pour la valeur minimale que pour la valeur maximale à chaque cycle. Cette augmentation peut s'expliquer par une densification du massif de sol sous la pointe. On retrouve ainsi le même type de comportement que dans le cas isolé.

L'accumulation des déplacements atteint 5-6 mm (soit à peu près 30% du diamètre de l'inclusion) au bout de 50 cycles, correspondant à la catégorie des essais instables.

(2) Pour le second cas ($P_m = P_c = 0,3 Q_c$), on présente la réponse de la charge en tête au cours du chargement sur la figure VI.2 (a). Les figures VI.2 (b) et (c) présentent la mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral en fonction du déplacement au cours du chargement cyclique.

Pour la résistance en pointe, on observe un comportement inverse au cas précédent à savoir une diminution de l'effort de pointe mobilisé avec le nombre de cycles et ceci à la fois pour la valeur minimale et pour la valeur maximale de chaque cycle.

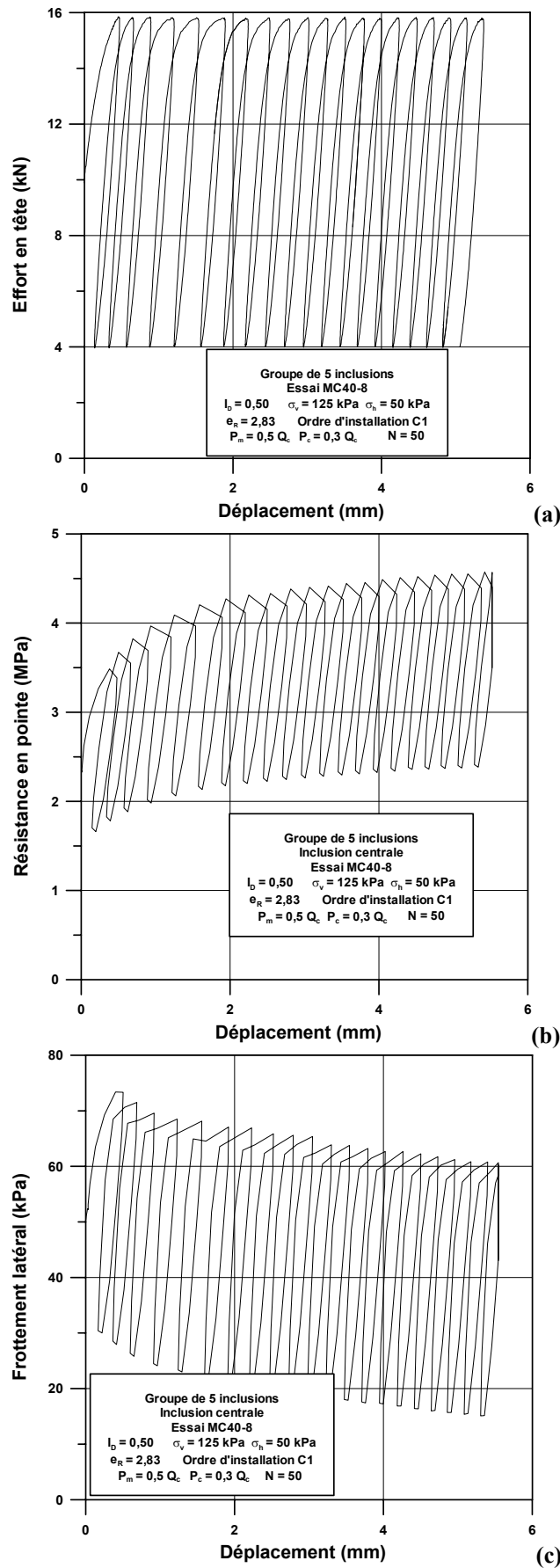


Figure VI.1 Cas des groupes : (a) chargement appliqué en tête du groupe, (b) mobilisation de la résistance en pointe et du (c) frottement latéral pour l'inclusion centrale (essai MC40-8)

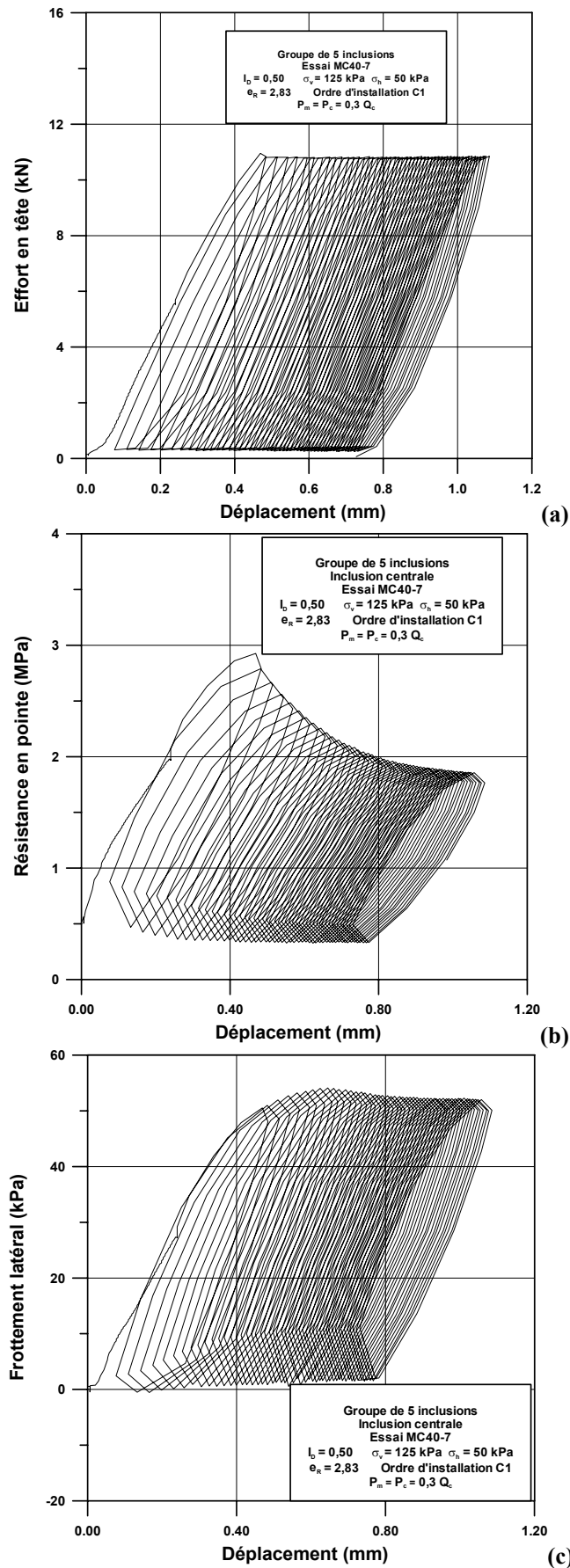


Figure VI.2 Cas des groupes : (a) chargement appliqué en tête du groupe, (b) mobilisation de la résistance en pointe et du (c) frottement latéral pour l'inclusion centrale (essai MC40-4)

En ce qui concerne le frottement latéral, on note cette fois-ci une petite augmentation du frottement latéral mobilisé avec le nombre de cycles, suivie d'une stabilisation.

L'accumulation de déplacement atteint 0,65 mm (soit 3,25% du diamètre de l'inclusion) au bout de 50 cycles.

On constate que, pour les deux types de combinaison, les évolutions des efforts unitaires mesurés sur l'inclusion centrale, les évolutions semblent être similaires à celles observées dans le cas de l'inclusion isolée.

(b) Cas de la traction

(1) Pour le premier cas ($P_m \neq P_c$ avec $P_m = 0,5 Q_c$ et $P_c = 0,2 Q_c$), on présente la réponse de la charge en tête au cours du chargement sur la figure VI.3 (a). La figure VI.3 (b) présente la mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement au cours du chargement cyclique. On note une augmentation de ce dernier avec le nombre de cycles et ceci à la fois pour les valeurs maximales et minimales sur chaque cycle. Ce cas est différent du cas isolé pour lequel on n'observait pas d'évolution particulière car le frottement était seul à reprendre l'effort. Dans le cas des groupes, il est repris par les différentes inclusions du groupe dans des proportions différentes et le sol enserré entre les inclusions peut présenter un comportement particulier lorsqu'il est soumis à ce chargement cyclique.

En outre, le frottement mobilisé, lors du chargement cyclique, est plus important en valeur absolue que celui mobilisé dans le cas des essais de compression et l'évolution de cette grandeur dépend probablement du comportement sous chargement cyclique du sol enserré entre les inclusions adjacentes et l'inclusion centrale.

L'accumulation de déplacement atteint 0,19 mm (soit 0,95% du diamètre de l'inclusion), cette combinaison de chargement peut être considéré comme stable.

(2) Pour le second cas ($P_m = P_c$), on présente la réponse de la charge en tête au cours du chargement sur la figure VI.4 (a). La figure VI.4 (b) montre la mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement au cours du chargement cyclique. On note dans le cas présenté ($P_m = P_c = 0,2 Q_c$) une faible augmentation du frottement latéral mobilisable avec le nombre de cycles et ceci à la fois pour le maximum et le minimum.

L'accumulation des déplacements atteint 0,25 mm au cours des 50 cycles traduisant un comportement stable.

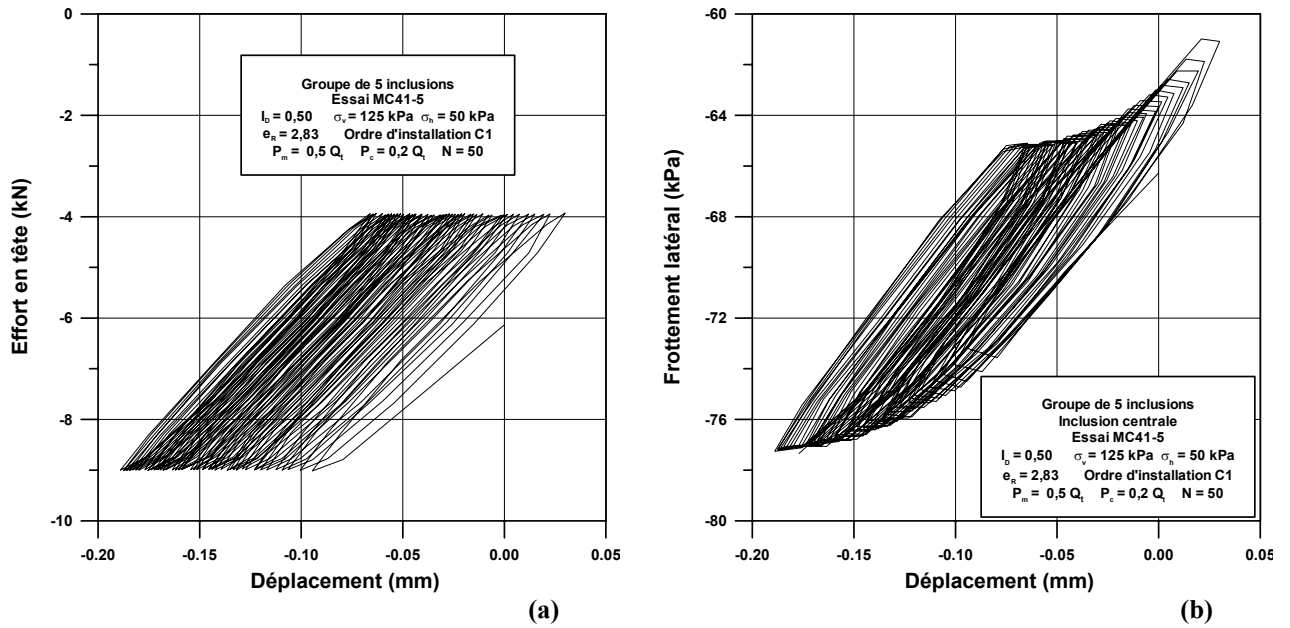


Figure VI.3 Cas des groupes : (a) chargement appliqué en tête du groupe et (b) frottement latéral mesuré sur l'inclusion centrale (essai MC41-5)

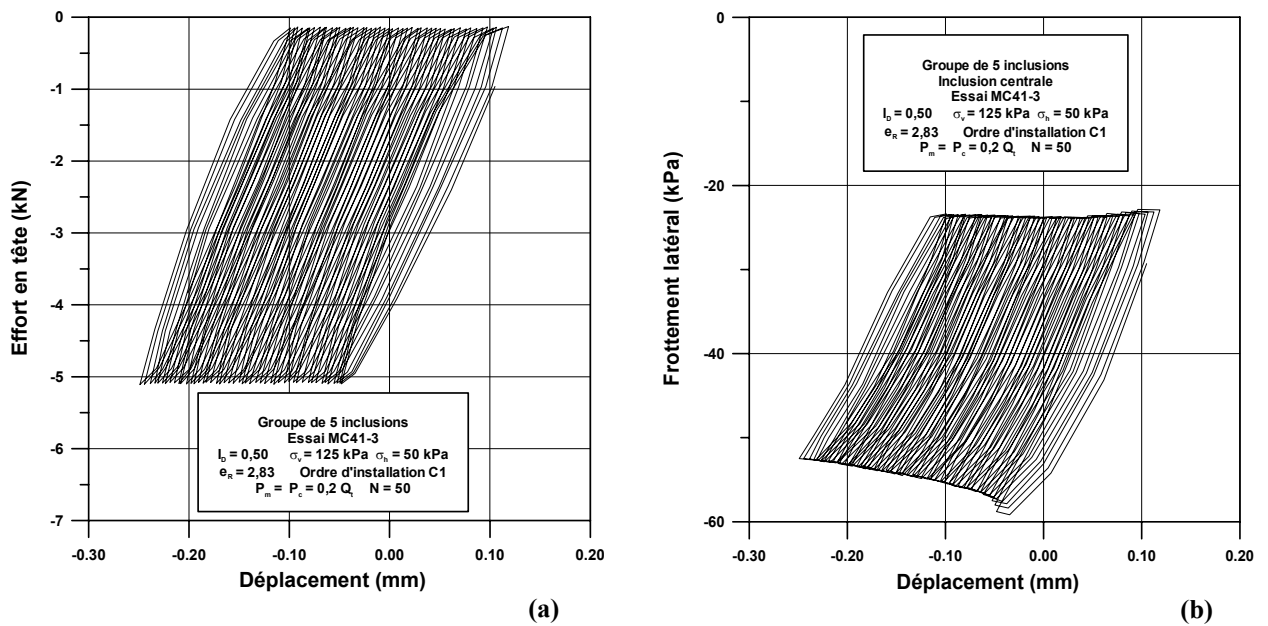


Figure VI.4 Cas des groupes : (a) chargement appliqué en tête du groupe et (b) frottement latéral mesuré sur l'inclusion centrale (essai MC41-3)

VI.1.3 Influence des paramètres d'essai sur le comportement du groupe en compression

L'influence des différents paramètres sera étudiée à partir des courbes relatives à l'accumulation des déplacements mesurés en tête du groupe et à l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral de l'inclusion centrale lors du chargement cyclique.

On abordera successivement l'influence de la combinaison de chargement (P_m , P_c), de l'entr'axe relatif, de l'ordre d'installation, du nombre d'inclusions (5 et 9) et du nombre de cycles appliqués.

Dans l'étude des différents paramètres, on s'intéressera essentiellement au cas des groupes de cinq inclusions et l'on donnera simplement quelques éléments sur les groupes de neuf inclusions dans le paragraphe (d).

(a) Influence combinée de P_m et P_c

Sur la figure VI.5, on présente l'influence de l'amplitude de chargement cyclique P_c appliquée sur l'accumulation des déplacements observée en fonction du nombre de cycles (massif MC38) pour une charge moyenne fixée ($P_m = 0,5 Q_c$). On note une augmentation du taux d'accumulation du déplacement avec l'augmentation de l'amplitude de chargement, avec une évolution linéaire du déplacement résiduel accumulé. Sur la figure VI.6, on présente l'influence de la charge moyenne (P_m) pour une amplitude cyclique P_c fixée de $0,2 Q_c$. On observe, comme dans le cas de l'inclusion isolée, que plus la charge minimale ($P_{min} = P_m - P_c$) est faible (proche de zéro), plus l'accumulation des déplacements est importante, car le cas de

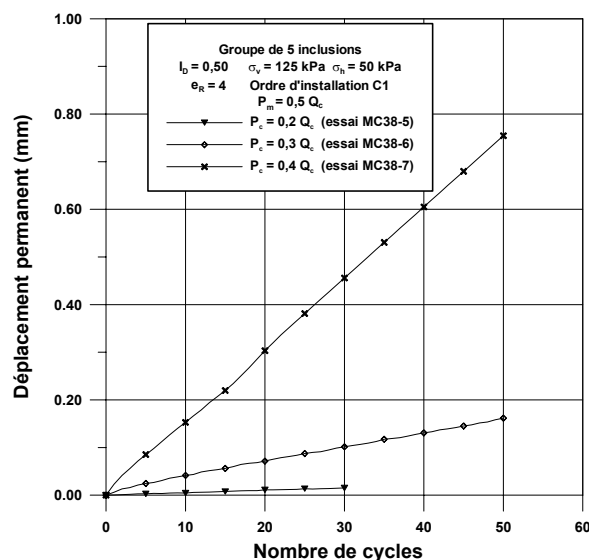


Figure VI.5 Influence de l'amplitude cyclique sur les déplacements permanents au cours du chargement cyclique (massif MC38)

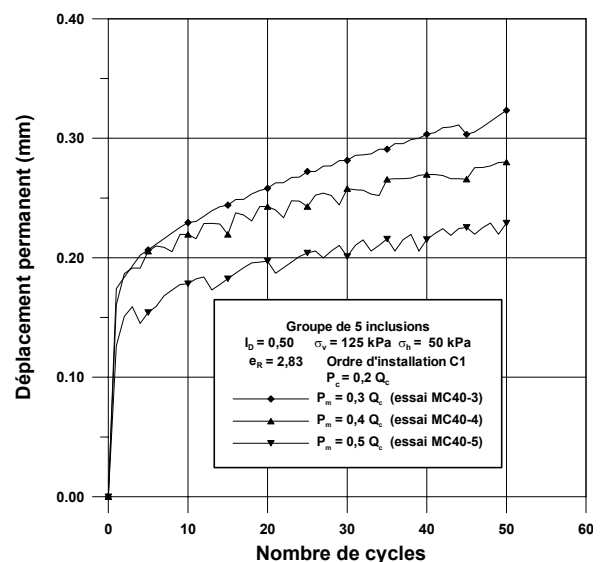


Figure VI.6 Influence de la charge moyenne sur l'accumulation des déplacements lors du chargement cyclique (massif MC40)

chargement est tel que, à la fin de la décharge, la valeur atteinte est proche de zéro et ainsi on se rapproche du cas limite du chargement cyclique alterné.

Pour le cas correspondant à $P_m = P_c$, on note également une augmentation du taux d'accumulation du déplacement en fonction du nombre de cycles quand la charge totale appliquée augmente (figure VI.7), avec des déplacements accumulés totaux équivalents à ceux obtenus dans les cas où ($P_m \neq P_c$) mais avec des charges totales supérieures (figure VI.5). En effet, dans le cas où $P_m = 0,5 Q_c$ et $P_c = 0,3 Q_c$, le déplacement total accumulé atteint 0,16 mm soit une valeur inférieure à celle obtenue dans le cas de $P_m = P_c = 0,3 Q_c$ (0,25 mm).

(b) Influence de l'entr'axe relatif

On présente sur la figure VI.8 quelques éléments relatifs à l'influence de l'entr'axe sur l'accumulation de déplacement pour un ordre d'installation C5 des inclusions. Pour ($P_m = 0,5 Q_c$ et $P_c = 0,2 Q_c$), on constate une évolution similaire entre $e_R = 2$ et 2,83 avec un taux d'augmentation un peu plus élevé pour l'entr'axe le plus grand, les valeurs des déplacements obtenues dans le cas de l'entr'axe le plus grand étant les plus importantes. Dans le cas de $e_R = 4$, on note une forte augmentation lors des premiers cycles, suivie d'un ralentissement de l'accumulation (faible taux).

Une différence de comportement semble ainsi se manifester entre les entr'axes relatifs ($e_R = 2 ; 2,83$) et $e_R = 4$. L'accumulation des déplacements présente à la fois des différences quantitatives et qualitatives entre les deux cas.

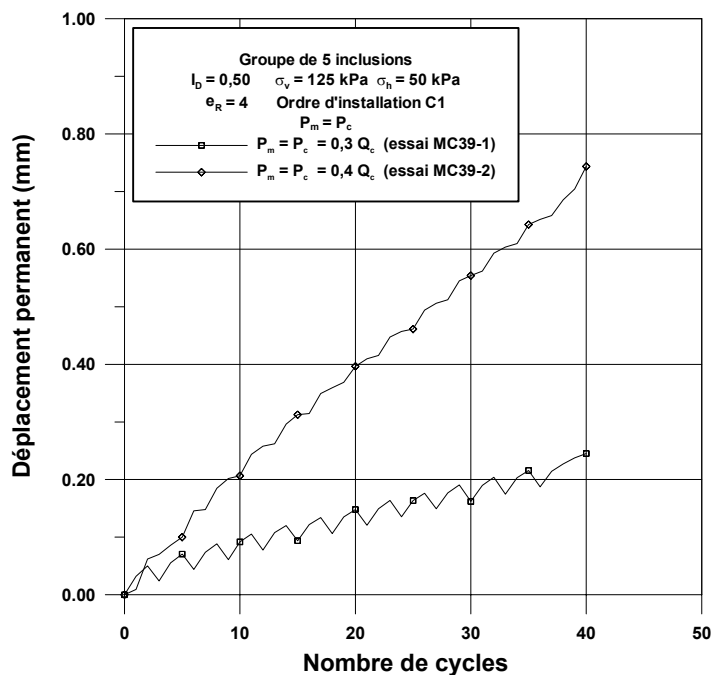


Figure VI.7 Evolution du déplacement permanent au cours des cycles (massif MC39)

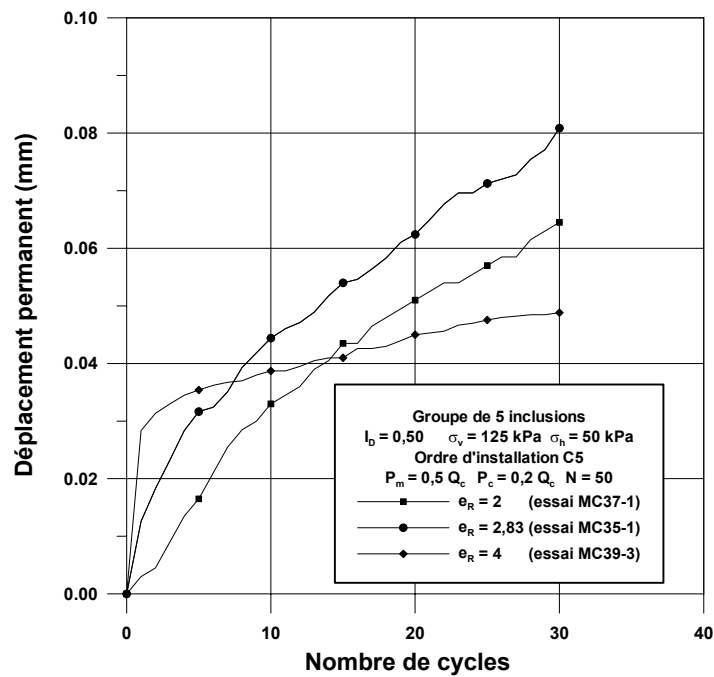


Figure VI.8 Influence de l'entr'axe relatif sur l'accumulation des déplacements pour la combinaison de chargement ($P_m = 0,5 Q_c$ et $P_c = 0,2 Q_c$)

Dans les cas de $e_R = 2$ et $2,83$, l'accumulation des déplacements est plus importante que dans le cas de $e_R = 4$. De plus, on note dans les trois cas une forte accumulation des déplacements lors des premiers cycles, suivie d'une diminution assez faible pour $e_R = 2$ et $2,83$ alors que dans le cas de $e_R = 4$ la réduction du taux d'augmentation des déplacements est importante. En ce qui concerne la détermination du diagramme de stabilité, les accumulations de déplacements sont très faibles ($< 1 \text{ mm}$; $5\% d$) et permettent de placer les deux points ($P_m = 0,5 Q_c$; $P_c = 0,2 Q_c$ et $P_m = 0,5 Q_c$; $P_c = 0,3 Q_c$) dans la partie stable du diagramme de stabilité.

(c) Influence de l'ordre d'installation

Sur la figure VI.9, on présente une comparaison entre les modes d'installation C1 et C5 sur l'évolution des déplacements en fonction du nombre de cycles pour un entr'axe relatif e_R égal à $2,83$) dans le cas de la combinaison de chargement ($P_m = 0,5 Q_c$; $P_c = 0,2 Q_c$). On note des déplacements accumulés du même ordre entre les deux ordres d'installation étudiés avec dans le cas de l'ordre d'installation C5 avec un déplacement maximum de $0,11 \text{ mm}$ et dans le cas C1 un déplacement accumulé de $0,08 \text{ mm}$. Comme, on peut le voir dans le tableau VI.1 (à la fin de la partie VI.1), on note peu de différence entre les valeurs de déplacement obtenus dans le cas de C1 et C5 sauf dans le cas de $P_m = 0,5 Q_c$; $P_c = 0,4 Q_c$. En effet, dans ce cas, les déplacements accumulés sont supérieurs dans le cas de C5 pour $e_R = 2,83$ et 4 alors que c'est l'inverse pour $e_R = 2$.

Il semble donc que, dans le cas des groupes, pour ce type de chargement, l'ordre d'installation ne semble pas être un facteur déterminant comme dans le cas du chargement monotone. Dans

le cas du chargement cyclique, on peut supposer que lors des nombreuses phases de charge-décharge, la distribution des efforts au sein du groupe lors du chargement cyclique s'homogénéise pour aboutir à des réponses similaires.

(d) Influence du nombre d'inclusions

On va présenter maintenant quelques éléments de comparaison relatifs à l'influence du nombre d'inclusions sur les comportements observés. Le cas présenté est celui des essais MC40-8 et MC49-7 pour $P_m = 0,5 Q_c$ et $P_c = 0,3 Q_c$. Sur la figure VI.10, on note une accumulation de déplacement plus importante pour le groupe de cinq inclusions avec un déplacement maximum atteint de 0,68 mm, par rapport à 0,011 mm pour le groupe de neuf.

Une particularité du groupe de 9 inclusions est que pour certains chargements, l'accumulation des déplacements se fait dans le sens ascendant (tableau VI.3 qui se trouve à la fin de la partie VI.1) avec par exemple le cas de $P_m = P_c = 0,3 Q_c$ où le déplacement en fin de chargement atteint $-0,12$ mm (figure VI.11). En général, l'accumulation des déplacements obtenus dans le cas des groupes de 9 inclusions est inférieure à celle observée dans le cas des groupes de cinq inclusions (tableaux VI.1 et VI.3). La distribution des efforts sur l'ensemble des inclusions au cours du chargement cyclique est telle que dans le cas de cinq inclusions par rapport à une inclusion isolée, les inclusions ne sont pas toutes chargées au même moment. Ainsi, lorsqu'une inclusion a déjà subi un déplacement important et ne peut pas reprendre plus d'efforts, alors d'autres inclusions, qui n'étaient pas beaucoup sollicitées au début vont prendre des efforts plus grands, ceci peut expliquer que le déplacement des groupes est inférieur à celui d'une inclusion isolée. Dans le cas d'un plus grand nombre d'inclusions, ce phénomène est accentué et c'est la raison pour laquelle les groupes de neuf inclusions, pour

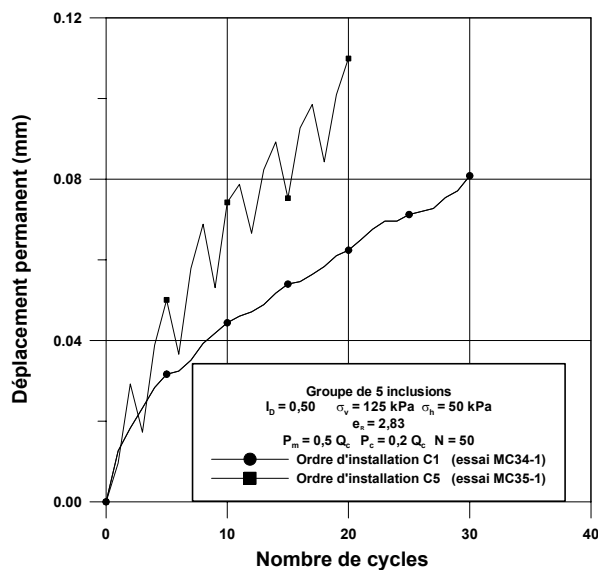


Figure VI.9 Influence de l'ordre d'installation sur l'accumulation des déplacements pour la combinaison de chargement ($P_m = 0,5 Q_c$ et $P_c = 0,2 Q_c$)

un même rapport de chargement, se déplacent moins. En effet, la distribution des efforts entre les inclusions dépend fortement des conditions de liaison entre le vérin et les inclusions. Dans le cas des essais de compression, un effort vertical était imposé en tête du groupe et en tête de chaque inclusion on avait une liaison simple (pas de moments). Chaque inclusion se déplaçait verticalement en fonction de l'effort qui lui était appliqué en tête, un effort qui dépendait de l'espacement et de l'ordre d'installation des inclusions.

(e) Influence du nombre de cycles

En vue d'étudier l'influence du nombre de cycles sur l'accumulation des déplacements des groupes, des essais ont été réalisés sur quatre configurations de groupe de cinq inclusions (C1, $e_R = 2,83$: essai MC34-4 ; C5, $e_R = 2,83$: essai MC 35-4 ; C1, $e_R = 4$: essai MC38-8 et C5, $e_R = 4$: essai MC39-6) pour une combinaison de chargement : $P_m = 0,4 Q_c$ et $P_c = 0,2 Q_c$. Ces essais sont présentés dans le tableau VI.4.

Sur la figure VI.11, on présente l'influence de l'entr'axe et de l'ordre d'installation pour la combinaison de chargement $P_m = 0,4 Q_c$ et $P_c = 0,2 Q_c$. On remarquera, dans un premier temps, qu'au bout d'un grand nombre de cycles, et ceci pour les quatre configurations étudiées, l'accumulation des déplacements fait passer l'essai de la zone stable dans la zone instable quand on augmente le nombre de cycles. On peut constater que l'accumulation de déplacement la moins grande intervient pour le cas de (C1 ; $e_R = 4$) et la plus importante pour (C1 ; $e_R = 2,83$). Pour le cas de (C5 ; $e_R = 2,83$), l'accumulation des déplacements est supérieure au cas de (C1 ; $e_R = 4$) mais reste inférieure au cas de (C5 ; $e_R = 4$). Un enserrement important autour de l'inclusion centrale ne semble pas se traduire par une meilleure réponse du groupe contrairement au cas des chargements monotones.

Ainsi, à partir de ces résultats, il est difficile d'établir une hiérarchie dans le cas de l'effet de groupe relatif au chargement cyclique, comme on l'avait fait dans le cas du chargement monotone.

Massif	Essai	I_D	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	(e_R)	C	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	N
MC34	MC34-4	0,50	125	50	2,83	C1	0,4	0,2	1680
MC35	MC35-4	0,50	125	50	2,83	C5	0,4	0,2	4000
MC38	MC38-8	0,50	125	50	4	C1	0,4	0,2	2559
MC39	MC39-6	0,50	125	50	4	C5	0,4	0,2	4000

Tableau VI.4 Essais réalisés pour étudier l'influence du nombre de cycles sur l'accumulation des déplacements

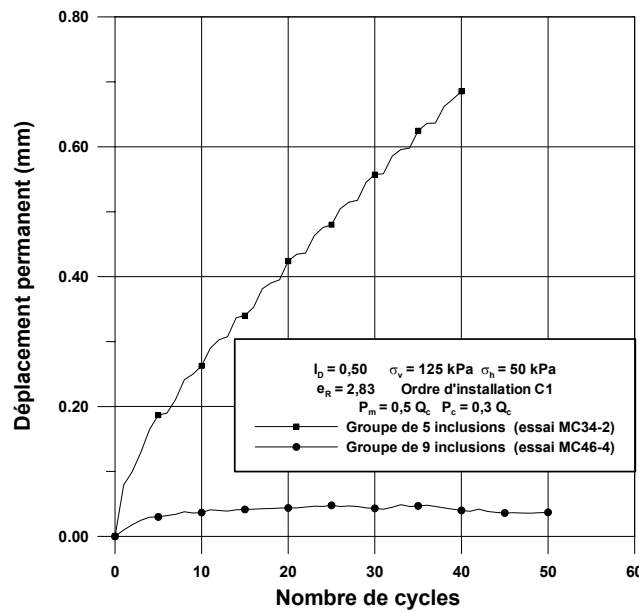


Figure VI.10 Influence du nombre d'inclusions sur l'accumulation des déplacements pour une combinaison de chargement ($P_m = 0,5 Q_c$ et $P_c = 0,3 Q_c$)

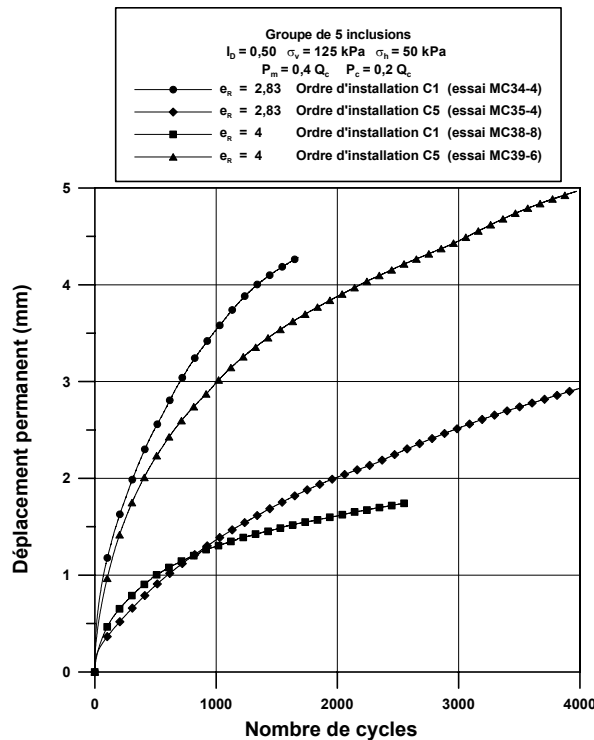


Figure VI.11 Influence du nombre de cycles sur l'accumulation des déplacements ($P_m = 0,4 Q_c$ $P_c = 0,2 Q_c$)

VI.1.4 Influence des paramètres d'essai sur le comportement du groupe en traction

Comme dans le cas de la compression, on s'intéresse, dans ce paragraphe, à l'influence de la combinaison de chargement ($P_m P_c$), de l'entr'axe relatif et de l'ordre d'installation sur les comportements observés. Cette étude a été faite sur les groupes de cinq inclusions.

(a) Influence des combinaisons de chargement

Sur la figure VI.12, on présente l'influence de la charge moyenne P_m sur l'accumulation de déplacement en fonction du nombre de cycles (massif MC41) pour une amplitude de chargement fixée ($P_c = 0,2 Q_t$) et trois charges moyennes ($P_m = 0,3 Q_t$, $0,4 Q_t$ et $0,5 Q_t$). On note un taux d'accumulation d'autant plus élevé que P_m est petite, traduisant le fait que les combinaisons de chargement sont d'autant plus défavorables que l'on se rapproche du cas alterné (traction/compression) lorsque la valeur minimale de la charge cyclique appliquée se rapproche de zéro. Ainsi, dans notre cas, la charge minimale est $0,3 - 0,2 = 0,1 Q_t$ ($P_m = 0,3 Q_t$) correspond à l'accumulation de déplacement la plus importante ($-0,55$ mm) par rapport aux $-0,3$ mm pour $P_m = 0,4 Q_t$ (charge minimale est $0,2 Q_t$) et $-0,19$ mm pour $P_m = 0,5 Q_t$ (charge minimale est $0,3 Q_t$). Il est également à noter qu'un autre facteur peut intervenir et qui peut justifier cette diminution de l'accumulation des déplacements, c'est un phénomène de type accommodation. En effet, les combinaisons de chargement sont appliquées selon l'ordre indiqué dans les tableaux VI.1 à VI.3 et dans le cas du massif MC41 la combinaison de chargement $P_m = 0,5 Q_c$ et $P_c = 0,2 Q_c$ est appliquée après les combinaisons $P_m = 0,3 Q_c$ et $P_m = 0,4 Q_c$ ce qui peut également expliquer le caractère plus favorable de cette combinaison de chargement. Dans le tableau VI.2, on voit que c'est le cas pour les quatre configurations de groupe étudiés en traction.

Pour $P_m = P_c$, on peut observer différents cas de figure. Une stabilisation du déplacement en fonction du nombre de cycles pour $P_m = P_c = 0,1 Q_t$.

Cependant, on retrouve toujours que lorsque les efforts globaux augmentent, l'accumulation des déplacements augmente également. (figure VI.13).

(b) Influence de l'entr'axe relatif

L'ordre d'installation présenté ici est C5. On présente sur la figure VI.14 quelques éléments relatifs à l'influence de l'entr'axe sur l'accumulation des déplacements. Pour $P_m = 0,5 Q_t$ et $P_c = 0,2 Q_t$, on constate une évolution similaire entre $e_R = 2,83$ et 4 lors des premiers cycles puis un taux d'augmentation plus important pour $e_R = 4$. Dans le cas de $P_m = P_c = 0,2 Q_t$, la tendance est inversée, avec une accumulation des déplacements plus importante pour l'entr'axe le plus faible (figure VI.15).

On peut voir à partir des valeurs numériques présentées dans le tableau VI.2 que ces deux aspects sont vérifiés dans le cas C5. Dans le cas de C1, le cas $e_R = 4$ est le plus favorable.

En ce qui concerne la stabilité des structures étudiées, les accumulations de déplacements sont très faibles (< 1 mm ; 5% d) dans la plupart des cas (zone stable du diagramme) ; sauf pour les cas ($P_m = 0,4 Q_c$; $P_c = 0,3 Q_c$ et $P_m = 0,5 Q_c$; $P_c = 0,3 Q_c$) ce qui diffère des essais de compression.

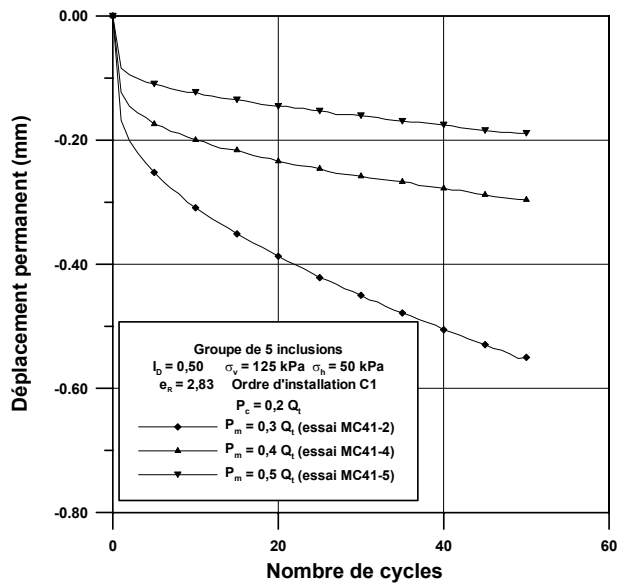


Figure VI.12 Influence de la charge moyenne (P_m) sur l'accumulation des déplacements (massif MC41)

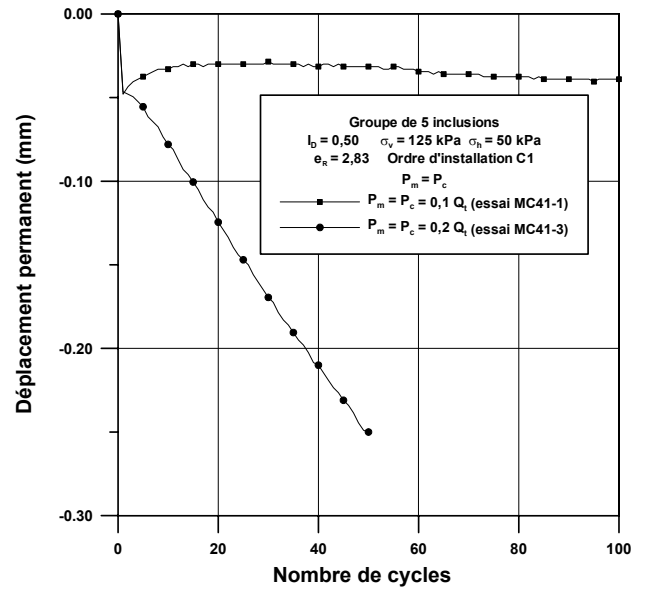


Figure VI.13 Influence du chargement cyclique sur l'accumulation des déplacements (massif MC41) dans le cas $P_m = P_c$

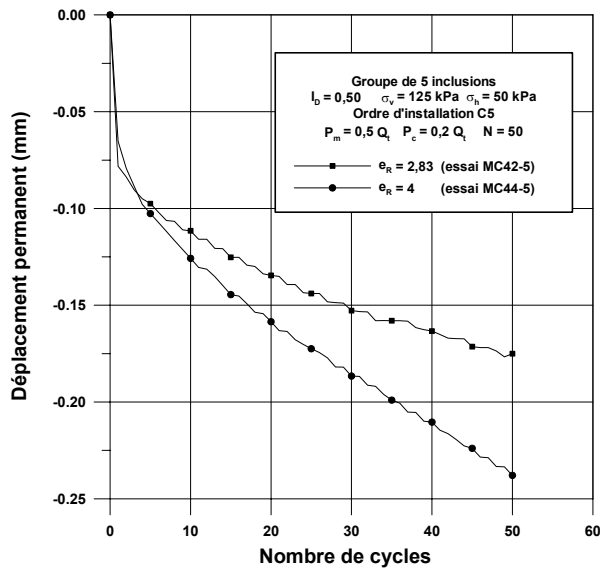


Figure VI.14 Influence de l'entr'axe relatif sur l'accumulation des déplacements ($P_m = 0,5 Q_c$ et $P_c = 0,2 Q_c$)

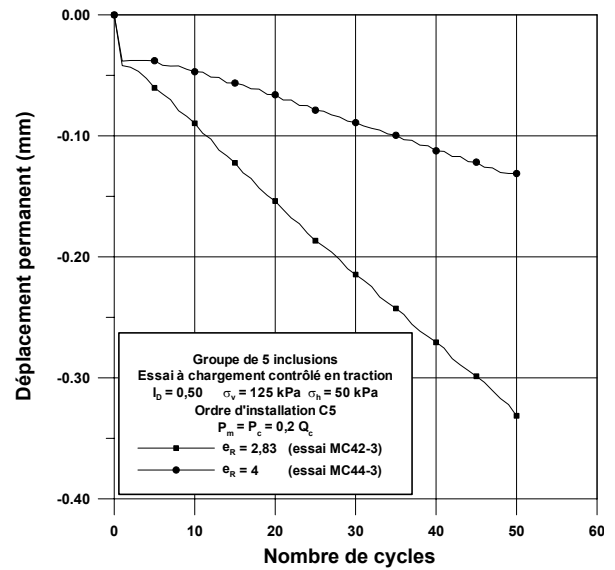


Figure VI.15 Influence de l'entr'axe relatif sur l'accumulation des déplacements ($P_m = P_c = 0,2 Q_c$)

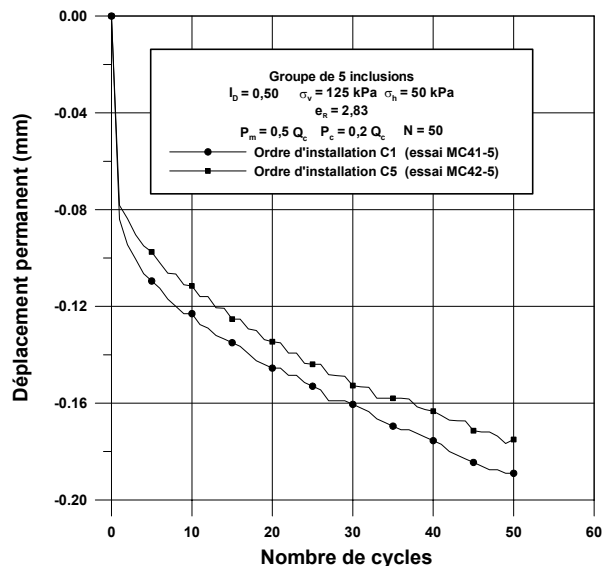


Figure VI.16 Influence de l'ordre d'installation sur l'accumulation de déplacements ($P_m = 0,5 Q_c$ et $P_c = 0,2 Q_c$)

(c) Influence de l'ordre d'installation

Sur la figure VI.16, on présente une courbe typique de l'évolution des déplacements en fonction du nombre de cycles pour un entr'axe relatif e_R de 2,83 dans le cas de la combinaison ($P_m = 0,5 Q_c$, $P_c = 0,2 Q_c$). On note une faible différence dans l'évolution des déplacements en fonction du nombre de cycles, avec toutefois des déplacements résiduels légèrement plus importants pour l'ordre d'installation C1 (-0,175 mm pour C5 et -0,189 mm pour C1).

Comme on peut le voir dans le tableau VI.6, pour l'entr'axe de 2,83, le cas C5 semble être plus favorable que C1. En revanche, dans le cas de $e_R = 4$, c'est l'inverse.

Si on compare ces résultats à ceux obtenus en monotone, on observe que, dans le cas de la traction, pour $e_R = 2,83$, le cas C5 semble être le plus favorable alors que dans le cas du chargement monotone, c'était plutôt C1. Pour $e_R = 4$, c'est plutôt l'ordre d'installation C1 qui est le plus favorable comme dans le cas monotone.

VI.1.5 Synthèse des résultats en terme de diagramme de stabilité cyclique

On va procéder de la même manière que dans le cas isolé à savoir, que l'on va placer dans le diagramme les points correspondants aux différentes combinaisons de chargement en fonction des valeurs mesurées d'accumulation des déplacements. On va s'attacher ci dessous, à élaborer un diagramme de stabilité cyclique dans le cas des groupes élémentaires étudiés. Les points représentés dans le diagramme correspondent aux combinaisons de chargement appliquées en tête du groupe. On travaillera à partir des essais cycliques réalisés pour les

quatre configurations de groupe de cinq inclusions (tableaux VI.1 et VI.2), pour lesquelles on a étudié à la fois le cas des chargements en compression et en traction ce qui va nous permettre d'établir quatre diagrammes de stabilité (massifs MC34 et MC41 ; massifs MC35 et MC42 ; massifs MC38 et MC43 ; massifs MC39 et MC44).

On rappelle que le diagramme de stabilité est divisé en trois zones : stable, métastable et instable.

Pour ce diagramme, on va garder la même classification, au niveau des zones, que celle utilisée dans le cas de l'inclusion isolée. Le classement s'effectue sur la base des déplacements accumulés au bout de 50 cycles. Si les déplacements permanents cumulés sont supérieurs à $0,10d$, d étant le diamètre de l'inclusion, l'essai correspondant est classé dans la zone instable. On traitera cas par cas les différents essais réalisés.

En ce qui concerne le diagramme de stabilité, les combinaisons de chargement ($P_m = 0,4 Q_c$, $P_c = 0,3 Q_c$) et ($P_m = 0,5 Q_c$, $P_c = 0,3 Q_c$) font partie des cas instables comme dans le cas isolé. On peut également voir que la hiérarchie établie dans le cas du chargement monotone pour l'effet de groupe, semble être modifiée.

Dans le cas de la compression, l'entr'axe $e_R = 4$ semble être le plus favorable. Et en ce qui concerne l'influence de l'ordre d'installation, elle n'est pas nette.

On donne dans les tableaux VI.1 et VI.2 les déplacements permanents accumulés au dernier cycle pour les différents essais réalisés.

Les déplacements permanents obtenus ne permettent pas de manière claire, pour les groupes de cinq inclusions de mettre en évidence un effet de groupe positif ou négatif, mais, pour les configurations de groupe les plus favorables (paragraphe précédent) les déplacements accumulés sont moins importants que dans le cas isolé. Toutefois, on a gardé les mêmes critères (critères de déplacements accumulés de $0,1d$, diminution de la capacité portante) que ceux utilisés pour l'inclusion isolée afin de définir les zones stables et instables pour les diagrammes de stabilité relatifs aux groupes. Si on considère le critère de stabilité défini ci-dessus, la répartition des zones stables et instables se répartissent de la même manière dans le cas de l'inclusion isolée et des groupes car, même si, dans certains cas l'accumulation des déplacements est inférieure dans un ou l'autre des cas, les différences ne sont pas assez importantes pour entraîner de fortes évolutions entre chacun des cas.

Sur les figures VI.17 à VI.20, on a représenté les quatre diagrammes de stabilité pour les configurations suivantes :

- $e_R = 2,83$; ordre d'installation C1 (figure VI.17)
- $e_R = 2,83$; ordre d'installation C5 (figure VI.18)
- $e_R = 4$; ordre d'installation C1 (figure VI.19)
- $e_R = 4$; ordre d'installation C5 (figure VI.20)

Dans le cas des groupes de neuf inclusions, les déplacements mesurés sont très faibles en valeur absolue, car le groupe de neuf peut présenter un mouvement soit ascendant soit descendant lorsqu'il est soumis à un chargement en compression.

On a pu donner quelques éléments de comparaison entre les différentes configurations de groupe et l'inclusion isolée relativement au chargement cyclique. Un effet de groupe semble donc difficile à mettre en évidence dans le cas des essais cycliques à chargement contrôlé. Ces résultats coïncident avec ceux trouvés par Al Douri (1992), qui n'a pas trouvé de différences significatives dans le comportement de ces inclusions (isolées et groupes) en terme de critère de stabilité. Les diagrammes de stabilité obtenus par cet auteur pour les groupes de 2 et 4 inclusions ne présentaient pas de réelles différences par rapport à celui obtenu dans le cas de l'inclusion isolée (chapitre I, partie bibliographique).

En ce qui concerne l'influence du nombre de cycles, si on compare les résultats obtenus dans le cas de l'inclusion isolée et d'un groupe de cinq inclusions pour la combinaison de chargement suivante ($P_m = 0,4 Q_c$; $P_c = 0,2 Q_c$). En prenant le cas du groupe de cinq inclusions le plus défavorable (ordre d'installation C1 ; $e_R = 2,83$; voir VI.1.3 (e)), on peut voir que l'accumulation des déplacements est beaucoup plus importante dans le cas isolé. Ainsi on a pu déjà voir que dans les cas classiques avec un nombre de cycles de 50 et les mêmes rapports de charges appliquées, la réponse du groupe semblait plus favorable, et ce résultat semble aussi se confirmer lorsque le nombre de cycles augmente. Ceci laisse supposer la possibilité d'obtenir un effet de groupe positif pour ce type de chargement.

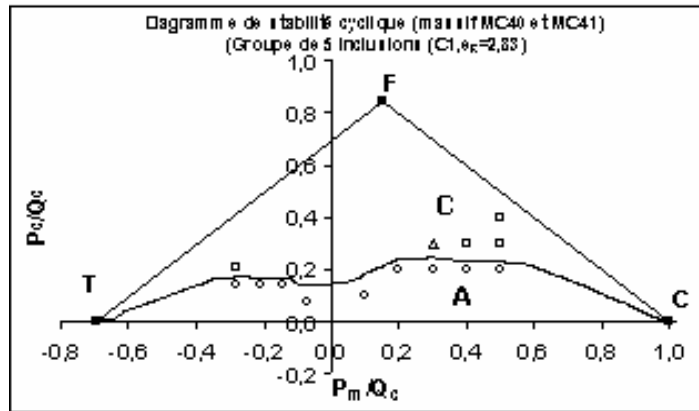


Figure VI.17 Diagramme de stabilité cyclique pour le groupe de configuration (C1, $e_R = 2,83$)

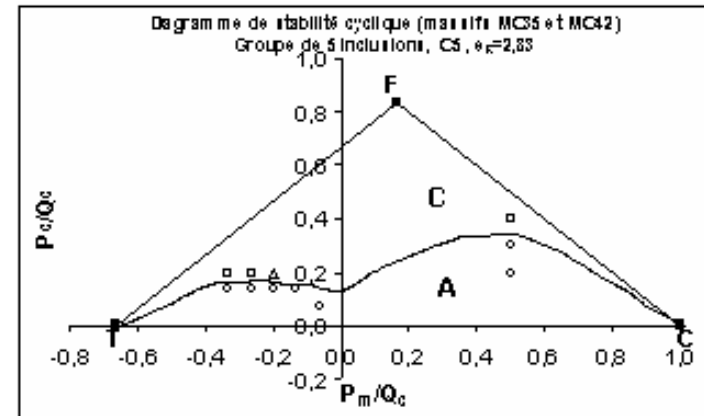


Figure VI.18 Diagramme de stabilité cyclique pour le groupe de configuration (C5, $e_R = 2,83$)

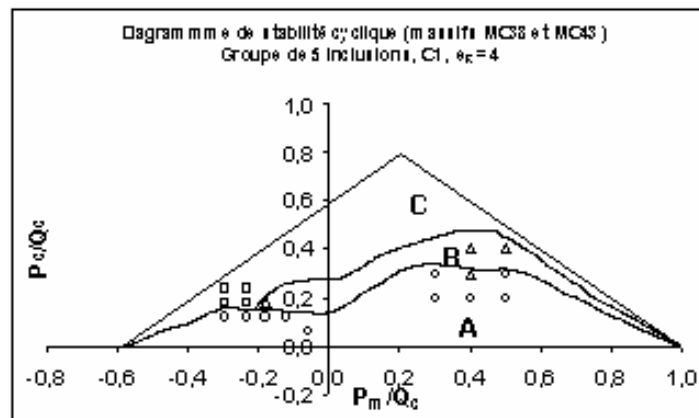


Figure VI.19 Diagramme de stabilité cyclique pour le groupe de configuration (C1, $e_R = 4$)

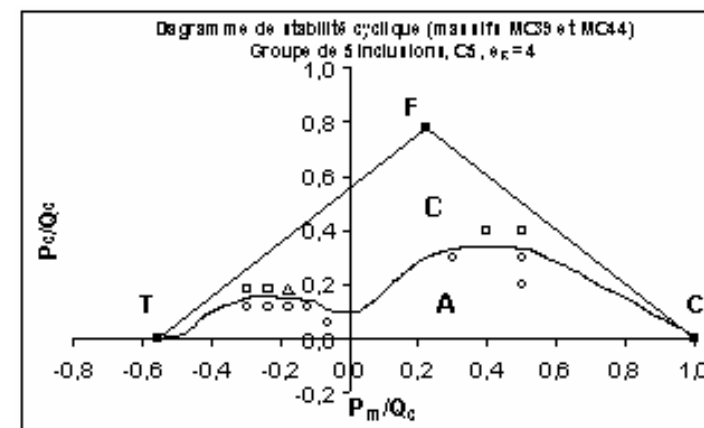


Figure VI.20 Diagramme de stabilité cyclique pour le groupe de configuration (C5, $e_R = 4$)

VI.2 COMPOTEMENT DES GROUPES SOUMIS A DES SOLLICITATIONS CYCLIQUES A DEPLACEMENT CONTROLE

On va s'intéresser à l'évolution de la capacité portante d'un groupe lorsqu'il est soumis à des essais à déplacement contrôlé. On va plus particulièrement s'intéresser au comportement de l'inclusion centrale (inclusion au sein du groupe) afin de voir si l'enserrement du massif de sol autour de cette dernière a une influence sur les comportements observés par rapport à l'inclusion isolée.

VI.2.1 Objectifs de l'étude et programme expérimental

Dans le but de quantifier l'effet de groupe dans le cas des chargements cycliques à déplacement contrôlé, on va étudier le comportement de différentes configurations de groupe. On pourra ainsi comparer le comportement de l'inclusion centrale et celui de l'inclusion isolée. Notamment, les facteurs de dégradation obtenus pour l'inclusion centrale pourront être comparés à ceux obtenus dans le cas de l'inclusion isolée. Les essais effectués sont présentés dans le tableau VI.8.

Les essais ont été effectués sur des groupes de cinq inclusions. Les paramètres étudiés sont l'entr'axe relatif (2,83 et 4) et l'ordre d'installation (C1 et C5).

La procédure d'essai utilisée est la suivante : on effectue tout d'abord un premier chargement monotone, qui va nous servir de référence pour le calcul des différents facteurs de dégradation. Puis, on applique un chargement cyclique correspondant à une amplitude de déplacement fixée, à une fréquence donnée. Enfin, on effectue un nouveau chargement monotone afin d'évaluer le facteur de dégradation pour la capacité portante du groupe ainsi que ceux des deux grandeurs (frottement latéral et résistance en pointe) relatifs à l'inclusion centrale. Dans le cas où l'on applique une série de combinaisons de chargement, on applique la même procédure pour chacune d'entre elles. Chacun des chargements monotones finaux permettra d'évaluer les différents facteurs de dégradation en divisant les valeurs obtenues au palier par celles obtenues dans le cas du premier chargement monotone.

Ainsi, contrairement aux cas des essais à force contrôlée, un chargement monotone sera effectué après chaque séquence cyclique car il s'agit d'évaluer de manière suffisamment précise l'évolution de la capacité portante de l'inclusion centrale.

Les amplitudes de déplacement étudiées sont au nombre de 8 et le nombre de cycles appliqués est de 50 dans chacun des cas.

MASSIF	ESSAI	I_D	σ_v	σ_h	e_R	Ordre d'installation	ρ_c (mm)
MC50	MC50-1	0,5	125	50	2,83	C1	0,1
	MC50-2	0,5	125	50	2,83	C1	0,2
	MC50-3	0,5	125	50	2,83	C1	0,3
	MC50-4	0,5	125	50	2,83	C1	0,4
	MC50-5	0,5	125	50	2,83	C1	0,5
	MC50-6	0,5	125	50	2,83	C1	0,75
	MC50-7	0,5	125	50	2,83	C1	1
	MC50-8	0,5	125	50	2,83	C1	2
MC51	MC51-1	0,5	125	50	2,83	C5	0,1
	MC51-2	0,5	125	50	2,83	C5	0,2
	MC51-3	0,5	125	50	2,83	C5	0,3
	MC51-4	0,5	125	50	2,83	C5	0,4
	MC51-5	0,5	125	50	2,83	C5	0,5
	MC51-6	0,5	125	50	2,83	C5	0,75
	MC51-7	0,5	125	50	2,83	C5	1
	MC51-8	0,5	125	50	2,83	C5	2
MC52	MC52-1	0,5	125	50	4	C1	0,1
	MC52-2	0,5	125	50	4	C1	0,2
	MC52-3	0,5	125	50	4	C1	0,3
	MC52-4	0,5	125	50	4	C1	0,4
	MC52-5	0,5	125	50	4	C1	0,5
	MC52-6	0,5	125	50	4	C1	0,75
	MC52-7	0,5	125	50	4	C1	1
	MC52-8	0,5	125	50	4	C1	2
MC53	MC53-1	0,5	125	50	4	C5	0,1
	MC53-2	0,5	125	50	4	C5	0,2
	MC53-3	0,5	125	50	4	C5	0,3
	MC53-4	0,5	125	50	4	C5	0,4
	MC53-5	0,5	125	50	4	C5	0,5
	MC53-6	0,5	125	50	4	C5	0,75
	MC53-7	0,5	125	50	4	C5	1
	MC53-8	0,5	125	50	4	C5	2

Tableau VI.8 Programme expérimental des essais cycliques à déplacement contrôlé dans le cas des groupes

VI.2.2 Courbes typiques

On présente dans ce paragraphe des résultats typiques d'essais à déplacement contrôlé en terme de charge globale en tête du groupe (figure VI.21 (a)), de frottement latéral et de résistance en pointe mesurés sur l'inclusion centrale (figures VI.21 (b) et (c)) pour une amplitude de 0,4 mm (ordre d'installation C1, entr'axe relatif de 2,83 (essai MC50-4)). Le cas présenté ici est tel que la capacité portante du groupe est supérieure après le chargement cyclique, traduisant un facteur de dégradation supérieur à l'unité (figure VI.21 (a)). On mesure également une augmentation du frottement latéral mobilisé par l'inclusion centrale (figure VI.21 (b)). On peut supposer que le déplacement imposé est tel qu'il a eu pour effet de densifier la zone de sol autour de l'inclusion centrale, qui a été préalablement remanié (cas de l'ordre d'installation C1).

En revanche, pour la résistance en pointe, le facteur de dégradation est inférieur à l'unité. Les phases de charge-décharge avec passage par zéro sont très défavorables en termes de résistance en pointe car elles provoquent un relâchement du champ de contraintes autour de la pointe de l'inclusion centrale.

VI.2.2.1. Influence de l'amplitude du déplacement cyclique

On étudie ci dessous l'influence de l'amplitude de déplacement sur la réponse du groupe pendant et après chacun des chargements cycliques en déterminant le facteur de dégradation. Notre étude concerne principalement la réponse de l'inclusion centrale au sein du groupe

On rappelle les notations utilisées

D_τ : Facteur de dégradation relatif au frottement latéral

D_q : Facteur de dégradation relatif à la résistance en pointe

D_Q : Facteur de dégradation relatif à la charge en tête

$\Delta_{f,i}$: Facteur de dégradation relatif au frottement latéral au cours de la séquence cyclique

$\Delta_{q,i}$: Facteur de dégradation relatif à la résistance en pointe au cours de la séquence cyclique

$f_{s,max,i}$: Frottement latéral maximum mesuré au cours du cycle i

$f_{s,max,1}$: Frottement latéral maximum mesuré au cours du cycle 1

$q_{p,max,i}$: Résistance en pointe mesurée au cours du cycle i

$q_{p,max,1}$: Résistance en pointe mesurée au cours du cycle 1

On distingue comme pour le cas de l'inclusion isolée deux types de facteurs de dégradation, les facteurs de dégradation déterminés au cours de la séquence cyclique (Δ) et les facteurs traduisant la dégradation de la capacité portante après cycles (D) (voir partie IV.2).

(a) Au cours de la séquence cyclique

Les facteurs de dégradation ($\Delta_{f,i}$ et $\Delta_{q,i}$) sont calculés en divisant la valeur obtenue lors du cycle i par celle obtenue lors du premier cycle.

$f_{s,max,i}$: Frottement latéral maximum mesuré au cours du cycle i

$f_{s,max,1}$: Frottement latéral maximum mesuré au cours du cycle 1

$q_{p,max,i}$: Résistance en pointe mesurée au cours du cycle i

$q_{p,max,1}$: Résistance en pointe mesurée au cours du cycle 1

Sur les figures VI.22 (a) et (b), on a représenté les facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe en fonction du nombre de cycles pour deux amplitudes de déplacement (0,4 mm et 2 mm). Pour le frottement latéral, on compare le facteur de dégradation pour deux amplitudes de déplacement (0,4 mm et 2 mm). Les allures présentées correspondent à deux types de comportement. Dans le cas de 0,4 mm, on constate une augmentation de ce facteur, avec le nombre de cycles, jusqu'à un pic puis il décroît. Dans le cas de l'amplitude de déplacement 4 mm cependant, on observe une diminution du facteur en fonction du nombre de cycles, jusqu'à une valeur de l'ordre de 0,7, soit une valeur supérieure à celle que l'on obtenait dans le cas de l'inclusion isolée.

En ce qui concerne la résistance en pointe, les évolutions sont similaires à celles obtenues dans le cas du frottement avec toutefois une augmentation moins importante pour l'amplitude de 0,4 mm.

Les phénomènes, mis en évidence au cours de ces chargements, peuvent être différents de ceux mis en évidence dans le cas isolé, avec un déplacement relatif sol-inclusion différent entre l'inclusion isolée et l'inclusion au sein du groupe (enserrement), pouvant occasionner une dégradation de la capacité portante plus ou moins importante.

(b) Facteurs de dégradation D_τ et D_q ; comparaison entre les efforts mobilisés lors du premier chargement monotone et ceux mobilisés lors des chargements monotones après cycles. Cas de l'inclusion centrale

$$D_\tau = \frac{f_{sgc,\rho_c}}{f_{sgc}} \quad D_q = \frac{q_{pgc,\rho_c}}{q_{pgc}}$$

Les facteurs de dégradation D_τ et D_q se définissent de la manière suivante :

Avec

D_τ : Facteur de dégradation relatif au frottement latéral de l'inclusion centrale

D_q : Facteur de dégradation relatif à la résistance en pointe de l'inclusion centrale

$f_{sgc,pc}$: Frottement latéral limite mesuré sur l'inclusion centrale lors du chargement monotone effectué après application de l'amplitude de déplacement ρ_c .

$q_{pgc,pc}$: Résistance en pointe limite mesurée sur l'inclusion lors du chargement monotone effectué après application de l'amplitude de déplacement ρ_c .

f_{sgc} : Frottement latéral limite mesuré sur l'inclusion centrale lors du chargement monotone initial

q_{pgc} : Résistance en pointe limite mesurée sur l'inclusion centrale lors du chargement monotone initial

On s'intéresse ici à l'évolution du facteur de dégradation (D) dans le cas de l'inclusion centrale en fonction de l'amplitude de déplacement. Il est obtenu en divisant la valeur de l'effort obtenue lors du chargement monotone (effectué à la fin du chargement cyclique) par celui obtenu lors du chargement monotone initial. Les valeurs sont présentés dans les tableaux VI.9 à VI.12.

- Influence de l'entr'axe relatif sur le comportement de l'inclusion centrale

- Ordre d'installation C1

- Frottement latéral (figure VI.23 (a)) :

On constate dans le cas l'entr'axe de 4d, un maintien au dessus de l'unité (entre 1,04 et 1,09) pour des amplitudes de déplacement comprises entre 0,1 mm et 0,5 mm ; puis une diminution jusqu'à 0,62 pour une amplitude de 2 mm. Pour l'entr'axe de 2,83d, on a plutôt une diminution de l'amplitude de déplacement entre 0,1 mm et 0,5 mm jusqu'à une stabilisation entre 0,92 et 0,93 puis une diminution jusqu'à 0,68. Il n'y a que pour le premier cas (0,1 mm) que le facteur obtenu (1,14) est supérieur à celui obtenu dans le cas de 4d.

- Résistance en pointe (figure VI.23 (b)) :

On constate dans les deux cas une évolution identique, tout d'abord une diminution jusqu'à une valeur de stabilisation (0,64 pour 2,83d et 0,57 pour 4d), et les valeurs obtenues dans le cas de 2,83d sont supérieures à celles obtenues dans le cas de 4d, puis pour les amplitudes supérieures à 1,5 mm, le facteur de dégradation augmente et reprend ainsi une partie de la perte de frottement latéral et traduit le fait qu'à partir d'un certain déplacement, ces chargements répétés entraînent un re-densification du sol sous la pointe (entre 1,5 et 2 mm).

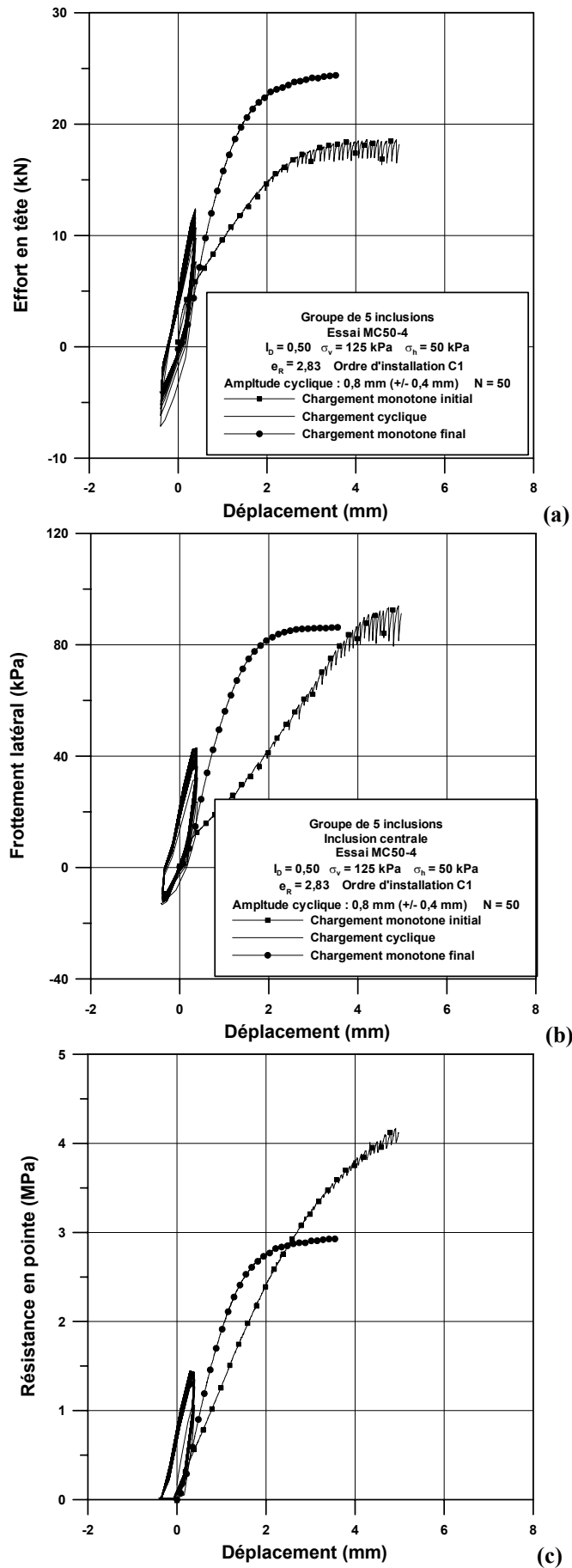


Figure VI.21 Courbes typiques de mobilisation de l'effort en tête du groupe (a), du frottement latéral (b) et de la résistance en pointe (c) mesurés sur l'inclusion centrale lors du chargement cyclique à déplacement contrôlé (essai MC50-4)

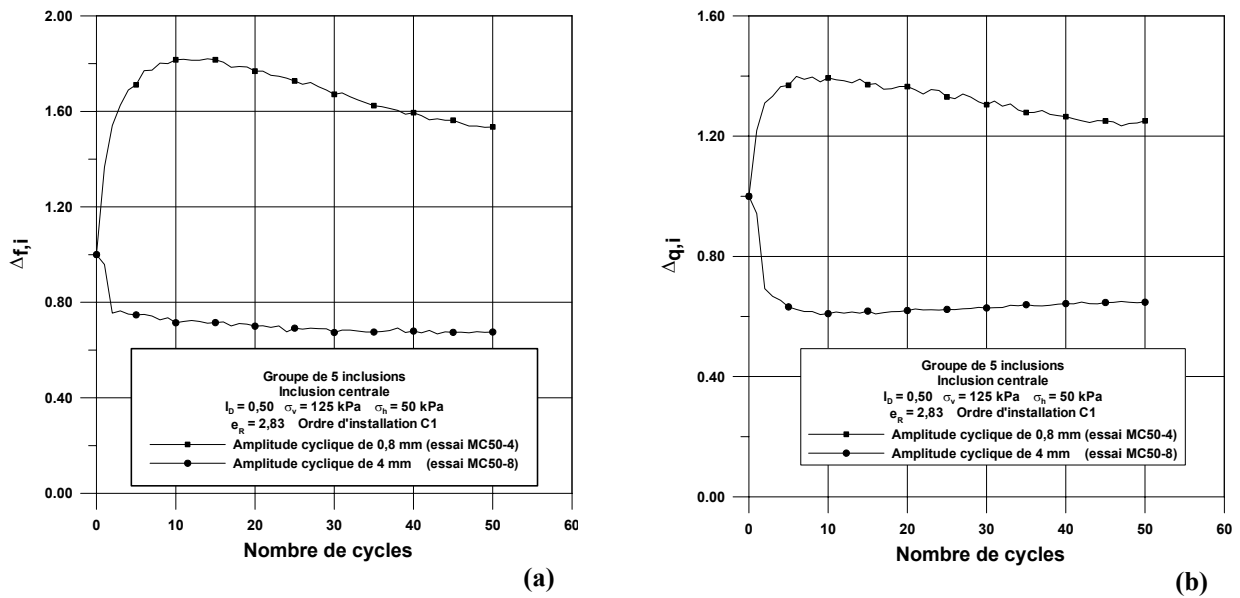


Figure VI.22 Courbes typiques d'évolution des facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral (a) et à la résistance en pointe (b) mesurés sur l'inclusion centrale lors de la séquence cyclique

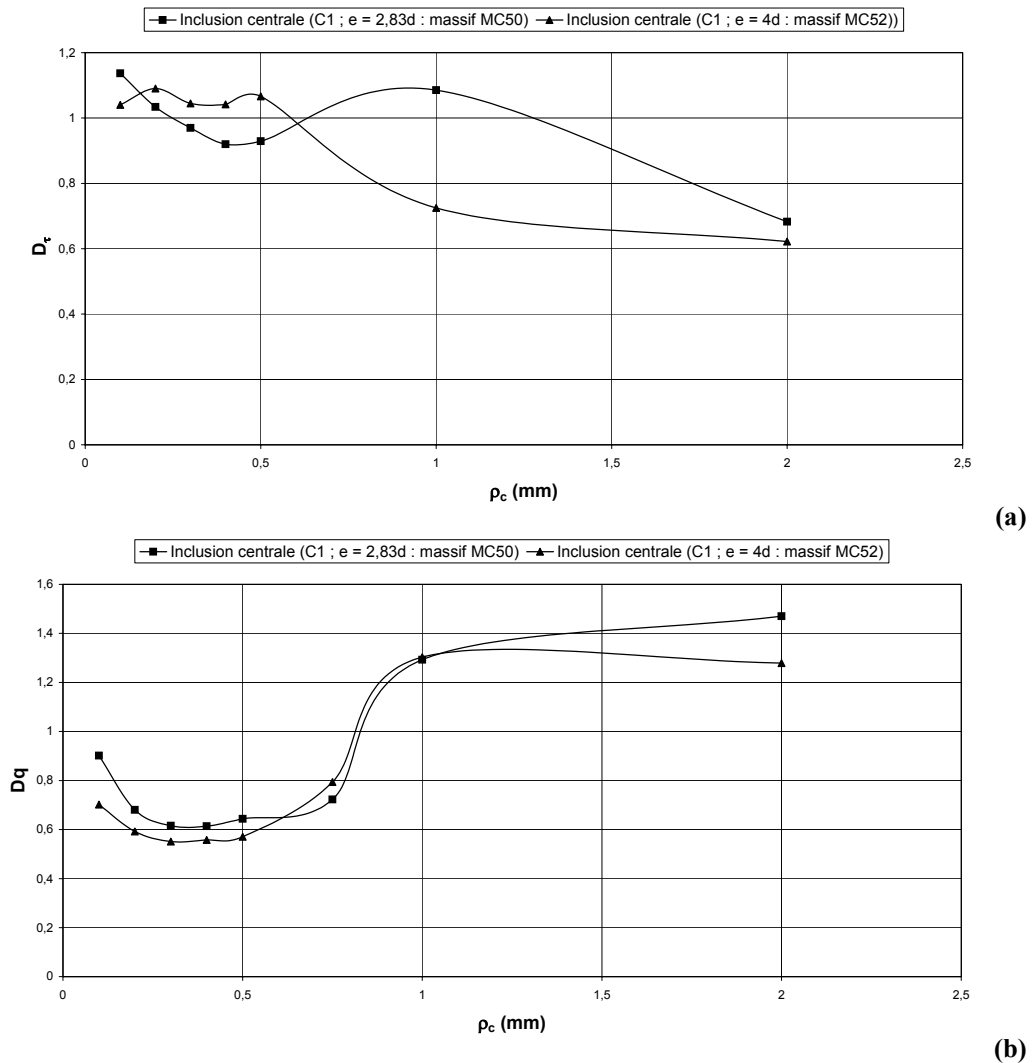


Figure VI.23 Influence de l'entr'axe relatif sur l'évolution du facteur de dégradation (a) et du facteur de dégradation relatif à la résistance en pointe (b) pour l'inclusion centrale dans le cas de l'ordre d'installation C1

- *Ordre d'installation C5*

- Frottement latéral (figure VI.24 (a)) :

La figure présente les facteurs de dégradation obtenus dans le cas des séries de séquences à déplacement imposé (amplitudes comprises entre 0,2 et 1,5mm) (massif MC52). Dans le cas d'un espacement de 2,83d, les valeurs obtenues sont toujours inférieures à l'unité avec une diminution de 0,91 à 0,68, alors que pour le cas de 4, on a une augmentation jusqu'à un maximum de 1,56 puis une diminution entre des déplacements de 0,5 et 0,75 suivi d'une diminution jusqu'à 0,62. Dans le cas de l'entr'axe de 4, les valeurs obtenues sont supérieures à l'unité jusqu'à un déplacement de l'ordre de 0,75 mm puis elles diminuent.

- Résistance en pointe (figure VI.24 (b)) :

Le facteur de dégradation obtenu dans le cas de l'entr'axe relatif de 4 est toujours supérieur à celui obtenu dans le cas de 2,83. De plus, dans le cas de 4, on constate une stabilisation entre des valeurs de 1,64 et 1,71 pour des déplacements imposés compris entre 0,1 et 0,5 mm. Dans le cas de 2,83, on constate une diminution de 0,91 (pour 0,1 mm) jusqu'à 0,5 (pour 1 mm), suivi d'une réaugmentation du même ordre dans les deux cas.

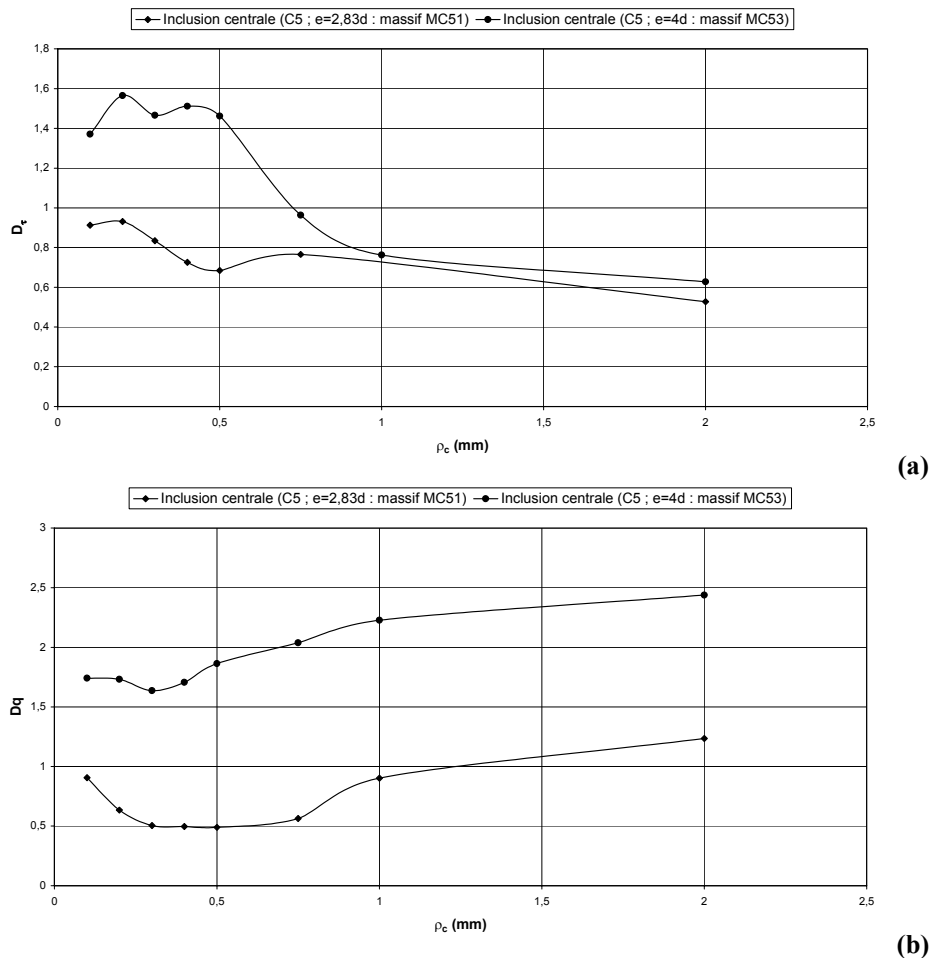


Figure VI.24 Influence de l'entr'axe relatif sur l'évolution du facteur de dégradation relatif au frottement latéral (a) et du facteur de dégradation relatif à la résistance en pointe (b) pour l'inclusion centrale dans le cas de l'ordre d'installation C5

- Influence de l'ordre d'installation

- Cas de l'entr'axe relatif $e_R = 2,83$

- Frottement latéral (figure VI.25 (a)) :

L'ordre d'installation C1 semble être plus favorable que l'ordre d'installation C5.

Pour les deux ordres d'installation, on remarque que les facteurs de dégradation présentent les mêmes évolutions. En effet, on observe tout d'abord une augmentation jusqu'à un premier pic (entre 0,1 mm et 0,2 mm) suivi d'une diminution jusqu'à un déplacement imposé de 0,5mm. Un second pic apparaît après un déplacement imposé compris entre 0,5 et 1 mm, puis les facteurs de dégradation diminuent pour des amplitudes plus élevées.

Ainsi, pour les déplacements imposés compris entre 0,1 et 0,75 mm, dans le cas de C1, on constate une diminution de 1,14 à 0,92. Puis, le facteur de dégradation atteint 0,68 pour une valeur de déplacement imposé de 2 mm. Dans le cas de l'ordre d'installation C5, le facteur de dégradation est toujours inférieur à l'unité. En effet, on a une stabilisation pour des déplacements de 0,1 et 0,2 mm (autour de 0,9) puis on a une diminution jusqu'à 0,53.

Ceci traduit la forte dégradation que subit l'interface de l'inclusion centrale, qui était dans une zone de sol de bonnes caractéristiques mécaniques, suite à l'installation des inclusions adjacentes, comme on a pu le voir dans le cas du chargement monotone (chapitre IV). Ainsi, il semble que lorsque le groupe de pieux est soumis à des chargements cycliques à déplacements contrôlés, la capacité portante de l'inclusion centrale se dégrade d'autant plus que le massif de sol autour de l'inclusion est dense.

- Résistance en pointe (figure VI.25 (b)):

Pour les amplitudes de déplacement comprises entre 0,2 et 1 mm, on constate une diminution entre 0,2 mm et 0,4 mm puis les valeurs des facteurs de dégradation se stabilisent autour de 0,6 pour C1 et de 0,5 pour C5. Les valeurs obtenues sont identiques dans le cas de l'amplitude de 0,2 mm, mais ensuite les valeurs obtenues dans le cas de C1 sont un peu supérieures. A partir d'une amplitude de 1,5 mm, le facteur de dégradation réaugmente jusqu'à des valeurs supérieures à l'unité pouvant traduire une réaugmentation du champ de contraintes sous la pointe, d'autant plus importante que le relâchement était important au départ (cas C1). La réaugmentation du facteur de dégradation est donc plus importante dans ce dernier cas.

- Cas de l'entr'axe relatif $e_R = 4$

- Frottement latéral (figure VI.26 (a)):

Pour les deux ordres d'installation, on remarque que les facteurs de dégradation présentent les mêmes évolutions. En effet, on observe tout d'abord une augmentation jusqu'à un premier pic

(entre 0,1 mm et 0,2 mm) suivi d'une stabilisation jusqu'à un déplacement imposé de 0,5mm. Puis, les facteurs de dégradation diminuent pour des amplitudes plus élevées. Jusqu'à une amplitude de 0,5 mm, le cas C5 est plus favorable que le cas C1, puis les deux cas deviennent équivalents. Ces résultats diffèrent du cas de l'entr'axe de 2,83. L'entr'axe étant plus grand dans le cas étudié ici, les différences observées entre le comportement à l'interface pour les deux ordres d'installation C1 et C5 sont moins importantes que dans le cas de l'entr'axe de 2,83d. Ceci peut justifier que la même « hiérarchie », que dans le cas du chargement monotone, soit conservée pour l'entr'axe de 4d.

- Résistance en pointe (figure VI.26 (b)):

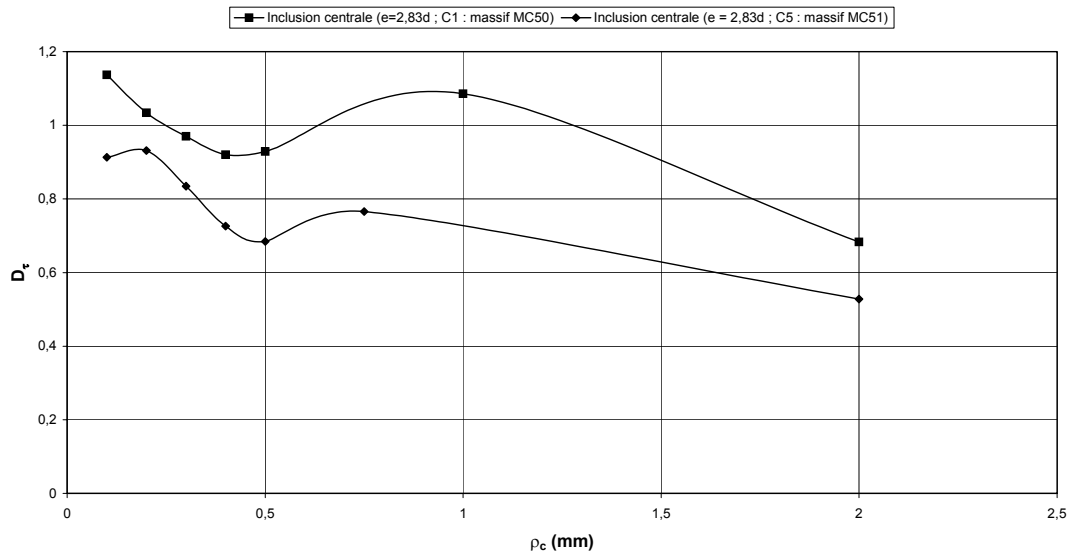
On a également le même type de comportement pour les deux ordres d'installation ; avec une diminution du facteur de dégradation entre les amplitudes de 0,1 mm et 0,5 mm suivie d'une augmentation . Et les valeurs obtenues dans le cas de C5 sont supérieures à l'unité alors que pour l'ordre d'installation C1, les valeurs obtenues sont inférieures à l'unité.

En ce qui concerne le frottement latéral, on peut voir que l'effet de groupe est le plus favorable, dans les cas présentés, pour un entr'axe de 4d et un ordre d'installation C5, et le cas le plus défavorable est le cas de l'entr'axe de 2,83 d et l'ordre d'installation C5. Ces résultats diffèrent de ceux obtenus dans le cas monotone témoignant de la particularité de ce type de chargement. En effet, c'est dans le cas le plus défavorable que l'enserrément initial du sol est le plus important (coefficient d'efficacité le plus important dans le cas monotone).

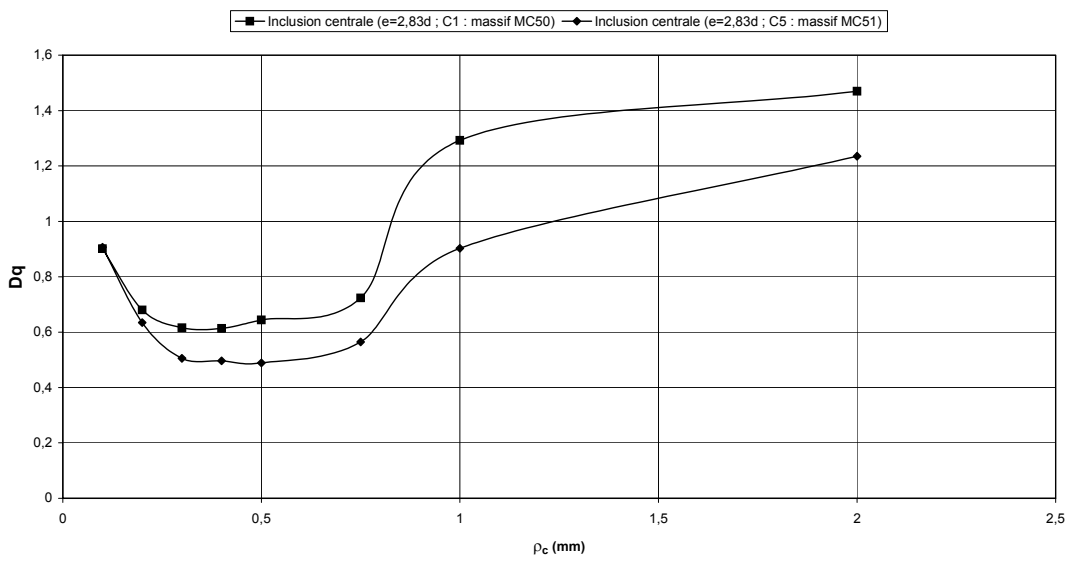
Dans le cas du frottement latéral et de la résistance en pointe, si on essayait d'établir une hiérarchie entre les différentes configurations de groupe, on aurait du plus favorable au plus défavorable :

- $e_R = 4$; ordre d'installation C5
- $e_R = 2,83$; ordre d'installation C1
- $e_R = 4$; ordre d'installation C1
- $e_R = 2,83$; ordre d'installation C5

Ainsi pour les deux grandeurs, on trouve une même hiérarchie entre les différentes configurations de groupe avec les cas extrêmes étant les groupes avec un ordre d'installation C5. Cette hiérarchie est différente de celle obtenue dans le cas du chargement monotone.



(a)



(b)

Figure VI.25 Influence de l'ordre d'installation sur l'évolution du facteur de dégradation (a) et du facteur de dégradation relatif à la résistance en pointe (b) pour l'inclusion centrale dans le cas de l'entraxe relatif $e_R = 2,83$

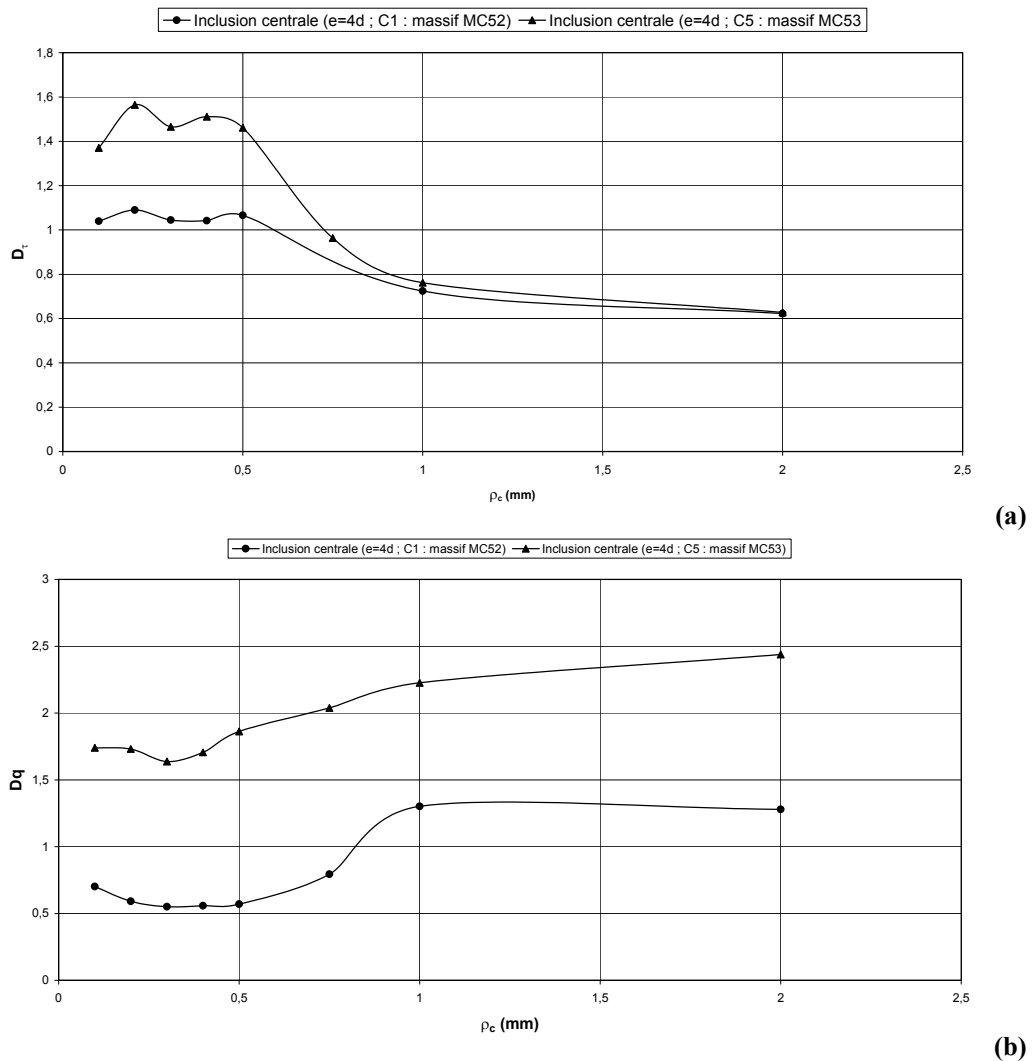


Figure VI.26 Influence de l'ordre d'installation sur l'évolution du facteur de dégradation (a) et du facteur de dégradation relatif à la résistance en pointe (b) pour l'inclusion centrale dans le cas de l'entraxe relatif $e_R = 4$

VI.2.2.2. Comparaison des résultats avec l'inclusion isolée : quantification des interactions sur l'inclusion centrale

On présente sur les figures VI.27 (a) et (b) une comparaison typique entre les facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe ($\Delta_{f,i}$ et $\Delta_{q,i}$) correspondant à l'inclusion isolée et à l'inclusion centrale au sein du groupe (pour une amplitude de 0,8mm). Les courbes représentent ces facteurs de dégradation mesurés au cours de la séquence en fonction du nombre de cycles pour une amplitude de déplacement donnée. En ce qui concerne le frottement latéral, on note une augmentation du facteur de dégradation (supérieur à l'unité) suivie d'une diminution jusqu'à un palier dans le cas de l'inclusion au sein du groupe alors que, pour l'inclusion isolée, on note plutôt une diminution jusqu'à un palier (facteur de dégradation inférieur à l'unité). Une première explication pouvait être que l'enserrement du massif de sol autour de l'inclusion centrale entraîne une forte augmentation des contraintes normales autour de l'inclusion et par conséquent une augmentation de la

résistance du sol au déplacement de l'inclusion (faible déplacement) provoquant une augmentation du frottement latéral.

Pour la résistance en pointe, on note les mêmes allures que pour le frottement latéral. Dans le cas des groupes, on note généralement un fort relâchement des contraintes sous la pointe, et le chargement cyclique va entraîner une densification de ce massif "relâché".

Les valeurs des facteurs de dégradation sont données dans les tableaux VI.9 à VI.12.

On a représenté sur les figures VI.28 (a) et (b) l'évolution des facteurs de dégradation relatif aux deux grandeurs (résistance en pointe et frottement latéral) déterminés sur l'inclusion centrale du groupe de configuration $e_R = 4$ et C5 (massif MC53) et sur l'inclusion isolée, en fonction de l'amplitude de déplacement.

En ce qui concerne le frottement latéral, une première constatation est que, le facteur de dégradation relatif à l'inclusion au sein du groupe est supérieur à celui obtenu dans le cas isolé. De plus, le déplacement à partir duquel le facteur de dégradation est inférieur à l'unité, est supérieur dans le cas du groupe (3,75% de d par rapport à 0,75% de d dans le cas de l'inclusion isolée). Les deux facteurs de dégradation présentent toutefois la même allure avec une augmentation jusqu'à un maximum, suivie d'une diminution jusqu'à un palier.

Quant à la résistance en pointe, les allures sont les mêmes avec une phase quasi-stable jusqu'à une amplitude de 1 mm ($\pm 0,5$ mm) suivie d'une légère augmentation. Dans le cas du groupe, le facteur de dégradation est supérieur à l'unité alors que dans le cas de l'inclusion isolée, il est inférieur à l'unité sauf dans le cas de l'amplitude de 2 mm (1,33).

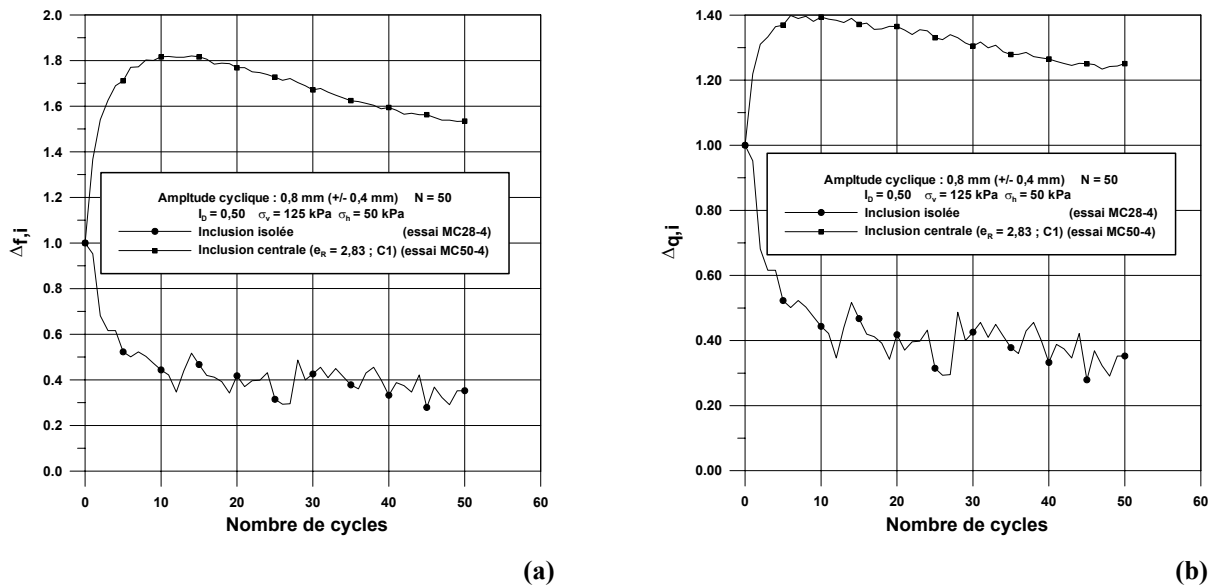


Figure VI.27 Comparaison entre l'évolution des facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral (a) et à la résistance en pointe (b) au cours du chargement cyclique entre l'inclusion au sein d'un groupe et l'inclusion isolée (cas de $\rho_c = +/-0,4$ mm)

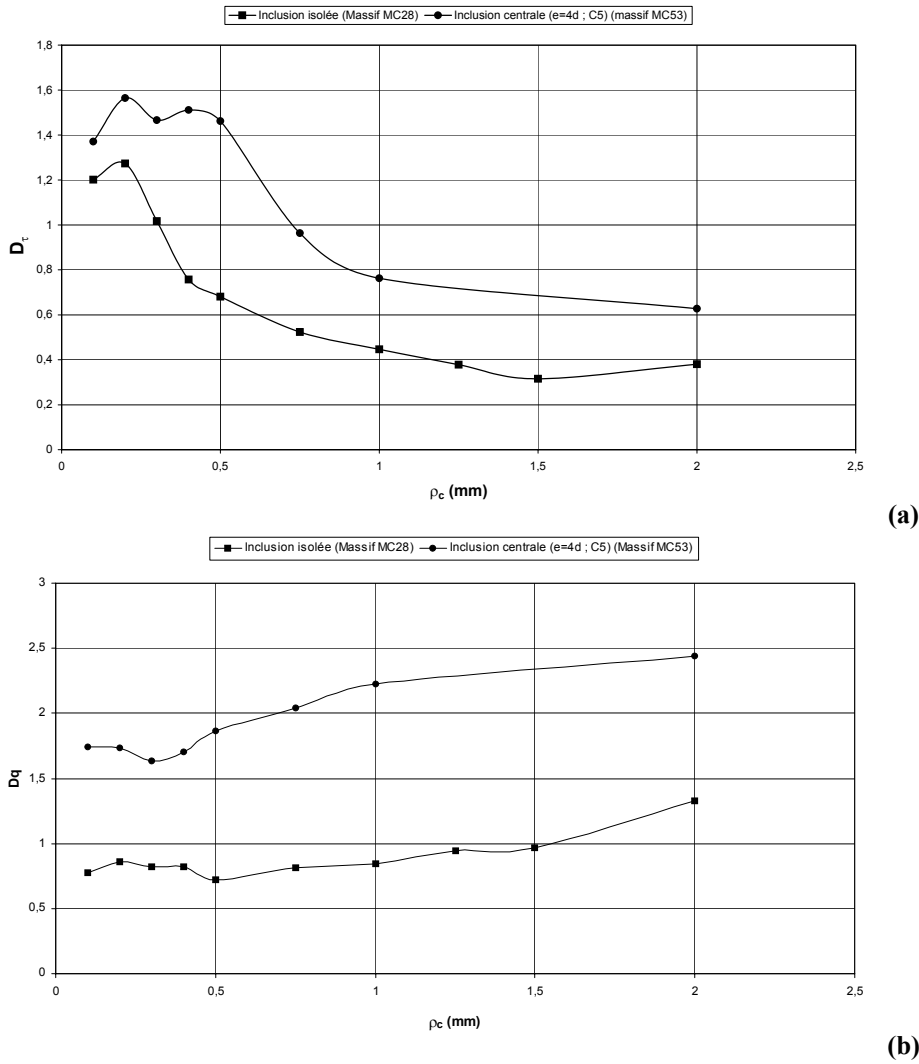


Figure VI.28 Comparaison entre l'évolution des facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral (a) et à la résistance en pointe (b) en fonction de l'amplitude cyclique entre l'inclusion au sein d'un groupe (configuration $e_R = 4$, C5) et l'inclusion isolée

Pour mettre en évidence un effet de groupe relativement aux quatre configurations de groupe présentées ici, on a déterminé deux nouveaux coefficients R_τ et R_q relatifs respectivement au frottement latéral et à la résistance en pointe. Ils sont définis comme étant le rapport entre le facteur obtenu dans le cas des groupes et celui obtenu dans le cas isolé pour une amplitude de déplacement donnée.

Ces deux facteurs de dégradation se définissent de la manière suivante :

$$R_\tau = \frac{D_\tau (\text{inclusion} - \text{centrale})}{D_\tau (\text{inclusion} - \text{isolée})} \quad (\text{Frottement latéral})$$

$$R_q = \frac{D_q (\text{inclusion} - \text{centrale})}{D_q (\text{inclusion} - \text{isolée})} \quad (\text{Résistance en pointe})$$

On va maintenant principalement s'intéresser à ces deux facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral et la résistance en pointe.

(a) *Frottement latéral* (figure VI.29 (a)):

- Influence de l'entr'axe relatif

Dans le cas de l'ordre d'installation C5, on voit que la courbe représentant le facteur de dégradation présente la même allure dans le cas des deux entr'axes relatifs étudiés (2,83 et 4). Dans le cas d'un espacement de 4d, on observe une augmentation du facteur de dégradation entre 0,1 à 0,5 mm suivie d'une diminution et d'une stabilisation autour d'une valeur supérieure à l'unité (effet de groupe positif entre 0,75 et 2 mm). Avec un facteur de dégradation relatif qui est supérieur à l'unité dans le cas de l'entr'axe relatif de 4 par rapport à l'inclusion isolée, l'effet de groupe est positif dans ce cas. Dans le cas de 2,83d ; le facteur de dégradation relatif est inférieur à celui obtenu dans le cas d'un espacement de 4d. Jusqu'à une amplitude de déplacement de 0,5 mm, le facteur de dégradation est inférieur à l'unité, traduisant un effet de groupe négatif. Mais au delà, le facteur de dégradation est supérieur à l'unité, l'effet de groupe est cette fois ci positif. Le groupe semble donc pouvoir supporter des déplacements supérieurs à ceux que peuvent supporter les inclusions isolées. En effet, comme on a pu le voir dans le cas du chargement monotone, au bout de 0,5mm de déplacement, l'inclusion isolée a pratiquement mobilisé ses efforts maximums en pointe et en frottement. En revanche, le groupe atteint sa charge maximale au bout d'un déplacement plus important, En ce qui concerne l'ordre d'installation C1, les facteurs de dégradation obtenus présentent des évolutions similaires avec une stabilisation à des valeurs inférieures à l'unité pour des déplacements imposés inférieures à 0,3 mm. Au delà, ils sont supérieurs à l'unité. Puis, on note une augmentation jusqu'à un déplacement de 0,4mm pour $e_R = 4$ et de 1mm pour $e_R = 2,83$. En outre, les valeurs obtenues dans les deux cas sont similaires sauf pour des déplacements imposés compris entre 0,5mm et 2mm. Ceci traduit un effet de groupe positif pour des déplacements imposés supérieurs à 0,4mm.

- Influence de l'ordre d'installation

Pour $e_R = 2,83$; on note un facteur de dégradation plus important dans le cas de l'ordre d'installation C5 avec des valeurs de ce facteur supérieures à l'unité à partir d'une amplitude de déplacement de 0,4 mm ; traduisant un effet de groupe positif à partir de cette amplitude. Les valeurs obtenues dans le cas de C1 sont supérieures à celles obtenues dans le cas de C5. Dans le cas de $e_R = 4$, pour des amplitudes de déplacement de 0,1 , 0,2 et 0,3 mm, on note un facteur de dégradation supérieur à l'unité dans le cas de C5 et inférieur à l'unité dans le cas de C1. Pour des amplitudes de déplacement plus élevées, le facteur de dégradation est supérieur à l'unité et il est supérieur dans le cas de C5. Quand l'amplitude de déplacement augmente, les valeurs convergent pour 1 et 2 mm vers un facteur de dégradation égale à 0,62-0,63.

(b) *Résistance en pointe* (figure VI.29 (b)):

- Influence de l'entr'axe relatif

Dans le cas de l'ordre d'installation C1, les allures des deux courbes sont similaires, avec une diminution de 0,1 mm à 0,2 mm, puis une stabilisation, suivi d'une augmentation de 0,75 mm à 1 mm (jusqu'à 1,3) et finalement une diminution entre 1 mm et 2 mm pour des valeurs proches de l'unité. Pour les amplitudes de déplacement comprises entre 0,1 et 0,5 mm, le facteur de dégradation est le plus élevé dans le cas de C1. Pour les valeurs de déplacement supérieures, on obtient dans les deux cas des valeurs pratiquement identiques.

Pour l'ordre d'installation C5, les différences obtenues entre les deux entr'axes sont assez nettes. Les valeurs obtenues dans le cas de l'entr'axe relatif 4d sont supérieures à celle obtenue dans le cas de l'entr'axe 2,83 (inférieures ou égales à l'unité sauf dans le cas de 0,1 mm). Et on retrouve à peu près les mêmes allures que dans le cas de l'ordre d'installation C1 (voir ci dessus), avec une diminution suivie d'une stabilisation ; puis une augmentation ; celle ci intervenant entre 0,4 et 0,5 mm dans le cas de 4d alors qu'elle n'intervenait qu'entre 0,75 et 1 mm dans le cas de 2,83. Puis, on a une stabilisation autour de l'unité dans le cas d'un espacement de 2,83. Dans le cas d'un espacement de 4d, le facteur de dégradation reste supérieur à l'unité mais il subit une diminution entre 1 mm (2,6) à 2 mm (1,4). L'effet de groupe semble donc être le plus profitable dans le cas de 4d.

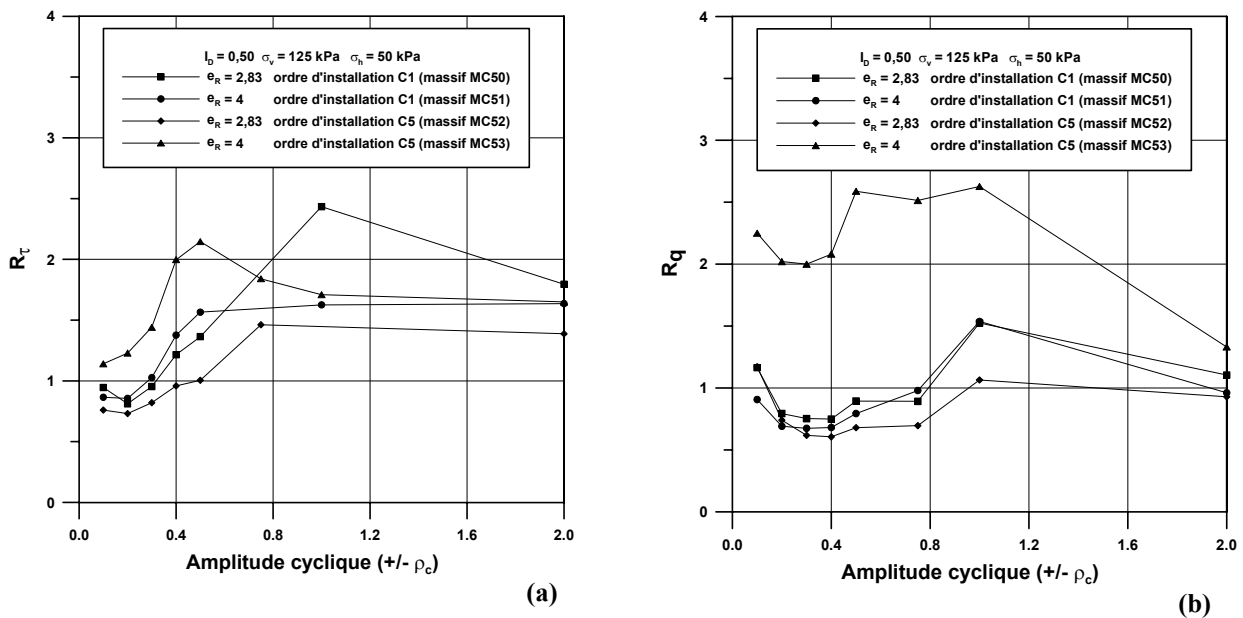


Figure VI.29 Evolution des deux facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral (R_r) (a) et à la résistance en pointe (R_q) (b) pour l'inclusion centrale en fonction de l'amplitude des déplacements

- Influence de l'ordre d'installation

Dans le cas de $e_R = 2,83$, on retrouve la même allure que celle décrite précédemment. Les valeurs obtenues dans le cas de C1 sont supérieures à celles du cas C5 sauf pour le cas de 0,1 mm où les deux valeurs sont identiques (1,2). Les valeurs obtenues dans le cas de C5 sont inférieures à l'unité (sauf pour 0,1 mm) et celles obtenues dans le cas C1 sont supérieures à l'unité dans le cas de 0,1-1 et 2 mm.

Dans le cas de $e_R = 4$, l'allure des courbes est la même et les valeurs obtenues dans le cas de C5 sont plus élevées que celles obtenues dans le cas de C1. Elles sont toujours supérieures à l'unité dans le cas de C5 et inférieures à l'unité dans le cas de C1, sauf pour le cas de 1 mm. Dans ce cas, l'ordre d'installation C5 est plus favorable que l'ordre d'installation C1.

L'effet de groupe est le plus favorable dans le cas de l'ordre d'installation C5 et l'entr'axe 4d si on compare les facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral obtenus pour les configurations de groupes étudiées. L'influence est apparemment négative dans le cas des faibles amplitudes de déplacement. Mais lorsque l'amplitude de déplacement augmente, on note une augmentation des facteurs de dégradation alors que dans le cas de l'inclusion isolée (chapitre III), ils diminuent.

En ce qui concerne le frottement latéral, les allures des courbes obtenues sont toutes du même type avec une augmentation suivie d'une diminution ou d'une stabilisation.

Les différences entre le comportement des groupes et celui de l'inclusion isolée doivent probablement être dues aux différences de mouvement du massif de sol enserré autour de l'inclusion centrale ; un mouvement différent au sein du groupe et à l'extérieur du groupe; lors du chargement cyclique. Dans le cas de l'inclusion isolée, la dégradation était essentiellement due à la diminution de du champ de contraintes normales au fur et à mesure du cyclage. Dans le cas du groupe, lors du chargement initial, le sol au sein du groupe se déplace avec le groupe, mais au bout d'un certain nombre de cycles le massif de sol à l'interface se dégrade (comme on l'a vu pour le cas isolé) provoquant une forte dégradation de l'effort mesuré. Le comportement de l'inclusion au sein du groupe est telle que le massif de sol autour de l'inclusion centrale n'est pas uniforme en terme de répartition du champ de contrainte et de la densité (en raison de l'ordre d'installation) ce qui va se traduire par des conditions limites pour le massif de sol différentes à celles du cas isolé. Dans notre cas, c'est pour l'enserrement le plus important ($e=2,83d$ et ordre d'installation C5) que la dégradation est la plus importante. Dans ce cas, l'effort maximum est mobilisé lors des premiers cycles entraînant une dégradation plus forte dès le début.

Matlock *et al.* (1982) ont trouvé le même type d'évolution pour des groupes de 6 inclusions

(espacés de 1,75d) dont certains étaient instrumentés ; le sol utilisé était de l'argile (chapitre I). Les efforts de frottement mesurés présentent une augmentation pour les amplitudes de déplacement les plus faibles (le facteur de dégradation augmente) puis on constate une diminution à partir d'un déplacement de l'ordre de 0,05 d (pour nous ce serait 1 mm) et ces auteurs trouvent que la dégradation est la plus importante pour l'inclusion installée en premier. Ces résultats sont comparables aux nôtres concernant l'évolution du frottement latéral en fonction de l'amplitude de déplacement, mais en ce qui concerne l'ordre d'installation ça dépend des cas, le cas de C1 étant plus favorable pour l'entr'axe la plus faible (2,83d et eux 1,75d).

Par contre, nos résultats sont un peu différents de ceux obtenus par Al Douri (1992), qui a étudié l'effet des chargements cycliques à déplacement contrôlé sur les groupes de 2 et 4 inclusions (entr'axe relatif de 4) et a trouvé que la dégradation était d'autant plus importante que le nombre d'inclusions augmentait (chapitre I).

Ceci témoigne de la complexité du problème et de l'importance de prendre en compte ce type de chargement pour le dimensionnement.

En effet, nos résultats montrent que, pour les faibles amplitudes de déplacement, l'inclusion au sein du groupe bénéficie également d'une augmentation de sa capacité portante (facteur de dégradation supérieur à l'unité), mais celle ci est inférieure à celle obtenue dans le cas de l'inclusion isolée.

En revanche, pour les amplitudes de déplacement plus importantes, l'inclusion isolée atteint la rupture et ainsi ce type de chargement altère la capacité portante de celle ci. Pour le groupe, la mobilisation des efforts intervient pour des déplacements plus importants et ainsi pour des amplitudes allant jusqu'à 0,1d, on peut avoir un facteur de dégradation supérieur à l'unité.

ESSAI	I_D	σ_v	σ_H	ρ_c (mm)	Q_T (kN)	$q_{Pg,pc}$ (MPa)	$f_{Sgc,pc}$ (kPa)	D_Q	D_q	D_τ
MC50-1	0,5	125	50	0,1	21,97	4,2	107	1,18	0,90	1,14
MC50-2	0,5	125	50	0,2	24,36	3,17	97	1,31	0,68	1,03
MC50-3	0,5	125	50	0,3	24,7	2,87	91	1,33	0,62	0,97
MC50-4	0,5	125	50	0,4	24,53	2,86	86	1,32	0,61	0,92
MC50-5	0,5	125	50	0,5	26,31	3	87	1,41	0,64	0,93
MC50-6	0,5	125	50	0,75	25,12	3,37	107	1,35	0,72	1,14
MC50-7	0,5	125	50	1	20	6,02	102	1,07	1,29	1,09
MC50-8	0,5	125	50	2	17,86	6,85	64	0,96	1,47	0,68

Tableau VI.9 Résultats des essais obtenus dans le cas de la configuration de groupe ($e_R = 2,83$, C1)

ESSAI	I_D	σ_V	σ_H	ρ_c (mm)	Q_T (kN)	$q_{Pgc,pc}$ (MPa)	$f_{Sgc,pc}$ (kPa)	D_Q	D_q	D_τ
MC51-1	0,5	125	50	0,1	22,16	4,93	133	1,0585	0,91	0,91
MC51-2	0,5	125	50	0,2	25,20	3,45	136	1,2037	0,63	0,93
MC51-3	0,5	125	50	0,3	24,40	2,75	122	1,1655	0,51	0,83
MC51-4	0,5	125	50	0,4	24,66	2,7	106	1,1779	0,50	0,73
MC51-5	0,5	125	50	0,5	24,93	2,66	100	1,1906	0,49	0,68
MC51-6	0,5	125	50	0,75	24,87	3,07	112	1,188	0,56	0,77
MC51-7	0,5	125	50	1	25,96	4,91	221	1,24	0,90	1,51
MC51-8	0,5	125	50	2	20,02	6,72	77	0,9561	1,24	0,53

 Tableau VI.10 Résultats des essais obtenus dans le cas de la configuration ($e_R = 2,83$, C5)

ESSAI	I_D	σ_V	σ_H	ρ_c (mm)	Q_T (kN)	$q_{Pgc,pc}$ (MPa)	$f_{Sgc,pc}$ (kPa)	D_Q	D_q	D_τ
MC52-1	0,5	125	50	0,1	23,5	3,27	104	1,15	0,70	1,04
MC52-2	0,5	125	50	0,2	24,14	2,76	109	1,19	0,59	1,09
MC52-3	0,5	125	50	0,3	24	2,57	104	1,18	0,55	1,04
MC52-4	0,5	125	50	0,4	24,26	2,60	104	1,19	0,56	1,04
MC52-5	0,5	125	50	0,5	24,56	2,66	106	1,21	0,57	1,07
MC52-6	0,5	125	50	0,75	24,28	3,70	156	1,19	0,79	1,56
MC52-7	0,5	125	50	1	19,38	6,07	72	0,95	1,30	0,73
MC52-8	0,5	125	50	2	17,81	5,96	62	0,87	1,28	0,62

 Tableau VI.11 Résultats des essais obtenus dans le cas de la configuration de groupe ($e_R = 4$, C1)

ESSAI	I_D	σ_V	σ_H	ρ_c (mm)	Q_T (kN)	$q_{Pgc,pc}$ (MPa)	$f_{Sgc,pc}$ (kPa)	D_Q	D_q	D_τ
MC53-1	0,5	125	50	0,1	21,62	5,45	120	1,71	1,74	1,37
MC53-2	0,5	125	50	0,2	25,51	5,42	137	2,02	1,73	1,56
MC53-3	0,5	125	50	0,3	28,03	5,12	128	2,22	1,64	1,47
MC53-4	0,5	125	50	0,4	29,17	5,34	132	2,31	1,71	1,51
MC53-5	0,5	125	50	0,5	29,70	5,83	128	2,35	1,86	1,46
MC53-6	0,5	125	50	0,75	22,52	6,38	84	1,78	2,04	0,96
MC53-7	0,5	125	50	1	21,40	6,97	67	1,69	2,23	0,76
MC53-8	0,5	125	50	2	20,70	7,63	55	1,64	2,44	0,63

 Tableau VI.12 Résultats des essais obtenus dans le cas de la configuration de groupe ($e_R = 4$, C5)

Conclusions

Dans cette partie, on a présenté les résultats des essais cycliques à force contrôlée et à déplacement contrôlée effectués sur des groupes d'inclusions.

On a essayé, comme dans le cas du chargement monotone, de mettre en évidence un effet de groupe dans le cas du chargement cyclique. On a ainsi séparé l'étude du comportement des groupes sous chargements cycliques en deux parties : le cas des essais à force contrôlée et le cas des essais à déplacement contrôlé.

Dans le cas des essais à force contrôlée, on a pu constater que l'augmentation du nombre d'inclusions apportait un plus en termes de stabilité de la structure. En effet, les diagrammes de stabilité dans le cas des groupes, pour les mêmes caractéristiques de chargements que l'inclusion isolée (Nombre de cycles, P_m , P_c), présentent des zones stables plus étendues que celles obtenues pour l'inclusion isolée. Toutefois, on ne peut pas établir une relation claire entre l'étendue de la zone stable et les paramètres du groupe (ordre d'installation et entr'axe relatif) comme on avait pu établir une hiérarchie entre les paramètres du groupe et la capacité portante de l'inclusion centrale dans le cas du chargement monotone.

Dans le cas des essais à déplacement contrôlé, on a présenté les résultats en termes des facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe. Il semble qu'il soit difficile de mettre en évidence un effet de groupe significatif.

Pour le frottement latéral, un résultat important est que plus la zone de sol autour de l'inclusion centrale est dense, plus la dégradation est importante. Un exemple est pour $e_R = 2,83$ le facteur de dégradation est plus faible pour l'ordre d'installation C5 par rapport à l'ordre d'installation C1. Dans le cas de l'entr'axe relatif ($e_R = 4$) en revanche, le cas C5 est plus favorable que le cas C1. La hiérarchie obtenue est différente de celle obtenue dans le cas du chargement monotone.

En ce qui concerne l'effet de groupe, il a été étudié par l'intermédiaire d'un nouveau facteur de dégradation R_τ , la hiérarchie présentée ci-dessus reste la même avec un effet de groupe toujours positif pour des déplacements imposés supérieurs à 0,4mm.

En ce qui concerne la résistance en pointe, on retrouve la même hiérarchie que celle obtenue pour le frottement latéral. Pour l'effet de groupe, il est clairement positif pour la configuration ($e_R = 4$, ordre d'installation C5). Pour les autres configurations, les maximums des facteurs de dégradation R_q sont proches de l'unité.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

On présente ci-dessous les principales conclusions et remarques auxquelles nos travaux nous ont permis d'arriver et l'on donne finalement quelques perspectives de poursuite de ces travaux.

A partir de l'approche de modélisation physique utilisée dans le cadre de ce travail, basée sur l'utilisation d'un dispositif du type chambre d'étalonnage, on a pu arriver aux principales conclusions suivantes :

En ce qui concerne le cas de l'inclusion isolée, l'étude des chargements monotones a eu pour objectif de comparer le comportement des inclusions dont le mode d'installation entraîne un fort remaniement de la zone de sol autour de celle-ci (inclusions foncées) et celles dont le mode d'installation n'entraîne pas de remaniement (inclusion moulée). Un résultat important est que, pour des caractéristiques de massif données, le frottement latéral mesuré dans le cas de l'inclusion installée sans refoulement est assez proche de celui mesuré dans le cas de l'inclusion avec refoulement. En revanche, en ce qui concerne la résistance en pointe, celle-ci est à peine mobilisée dans le cas de l'inclusion sans refoulement car l'effet « écran » du à l'inclusion installée avant le matériau, crée une zone de sol très lâche autour la pointe, pour laquelle un déplacement de l'inclusion très important sera nécessaire pour mobiliser complètement la résistance en pointe. Dans le cas de l'inclusion avec refoulement, la zone de sol sous la pointe à la fin de l'installation a déjà été fortement remaniée et ainsi la résistance en pointe est mobilisée pour des déplacements moins importants. Les valeurs mesurées pour le frottement latéral et la résistance en pointe dans le cadre de nos essais se sont montrées être assez proches de celles mesurées lors d'essais *in situ*.

Dans le cas des groupes d'inclusions sous chargement monotone, on a limité notre étude aux inclusions foncées. Le travail a eu principalement pour objectif de comparer le comportement d'une inclusion isolée avec celui d'une inclusion au sein d'un groupe, soumise à l'influence des inclusions adjacentes lors de l'installation et du chargement.

Ce chapitre s'est organisé en deux parties :

- On a mis en évidence un effet de groupe en termes de chargement, c'est à dire que l'on a comparé le cas d'un groupe dont on chargeait toutes les inclusions et le cas où l'on ne chargeait que l'inclusion centrale. Des différences significatives en termes de comportement à

l'interface sont apparus. L'effet de groupe semble donc être également lié à la phase de chargement de l'ensemble et pas seulement à la proximité de pieux installés assez proches.

- On a tenté de mettre en évidence une analogie entre le comportement à l'interface sol-inclusion et le cas d'un échantillon de sable soumis à un essai triaxial en conditions non drainées. En effet, on a remarqué de fortes similarités de comportement, en termes d'évolution des contraintes de cisaillement lors du chargement.

L'influence des paramètres les plus significatifs tels que l'entr'axe relatif, l'ordre d'installation, le nombre d'inclusions, l'indice de densité et la contrainte de consolidation a été étudié. En ce qui concerne l'entr'axe relatif, on retrouve certains des résultats présentés dans la littérature à savoir un effet de groupe d'autant plus favorable que l'espacement est faible pour le frottement latéral et un effet de groupe d'autant plus défavorable que l'espacement entre les inclusions est faible pour la résistance en pointe d'une inclusion au sein d'un groupe. L'ordre d'installation, déjà mis en évidence par Francis (1997), est un paramètre déterminant avec un effet de groupe pour l'inclusion centrale favorable dans le cas où l'inclusion centrale est installée en dernier. L'augmentation du nombre d'inclusions de cinq à neuf ne semblent pas avoir d'influence dans le cas d'un espacement de $2,83d$ ce qui confirme notre hypothèse selon laquelle les inclusions au sein d'un groupe sont principalement influencées par les inclusions les plus proches. Alors que pour le cas de $2d$ (assez extrême), le cas des groupes de cinq inclusions semble être plus favorable. Ce dernier cas doit provoquer des phénomènes d'attrition des grains lors de l'installation des inclusions pouvant entraîner une forte diminution du champ de contraintes autour de l'inclusion centrale. L'indice de densité ainsi que l'état de contrainte ne semblent pas avoir d'effets significatifs sur l'effet de groupe. Les résultats ont été présentés en termes de coefficients d'efficacité afin de comparer les groupes à l'inclusion isolée et montrent généralement un effet de groupe positif pour le frottement latéral et négatif pour la résistance en pointe.

Une étude comparative a été effectuée sur les groupes (verticaux) et les réseaux (inclinés) afin de comparer le comportement de ces structures sous chargement monotone vertical. Une procédure expérimentale différente a été développée. Les groupes présentent des capacités portantes verticales plus importantes que celles des réseaux sauf dans le cas des essais à surface libre. Ces résultats diffèrent de ceux trouvés par Lizzi (1979).

Le travail relatif à l'étude des inclusions isolées soumises à des chargements cycliques, a eu pour objectif de comparer le comportement des inclusions foncées et moulées. Dans le cas des essais à force contrôlée, on n'a pas trouvé de différences en termes de stabilité entre les deux types d'inclusions pour des mêmes rapports de chargements cycliques P_c/Q_c . En ce qui concerne les essais à déplacement contrôlé, on observe une dégradation de la capacité portante plus importante dans le cas de l'inclusion moulée surtout en ce qui concerne le frottement latéral. En effet, ces phases de charge-décharge entraînent une densification du massif de sol autour de l'inclusion, une diminution de volume et par conséquent une diminution du champ de contraintes autour de l'inclusion. En ce qui concerne la pointe, on constate le même type de résultats.

Dans le cas des groupes d'inclusions sous chargement cyclique, on a limité notre étude aux inclusions foncées. Comme dans le cas de l'inclusion isolée, on s'est intéressé aux essais à force contrôlée et à déplacement contrôlé. Les essais à force contrôlée ont permis de mettre en évidence l'avantage d'un effet de structure en termes de diagrammes de stabilité cyclique. On n'a pas pu établir de hiérarchie claire entre les différentes configurations de groupe comme on avait pu le faire dans le cas du chargement monotone. De plus, l'évolution de la distribution des efforts au cours du chargement ne nous a pas permis d'isoler parfaitement le comportement de l'inclusion au sein du groupe en termes de diagramme de stabilité.

Pour les essais à déplacement contrôlé, comme dans le cas du chargement monotone, les travaux ont eu pour objectif principal de comparer le comportement d'une inclusion isolée avec celui d'une inclusion au sein d'un groupe, soumise à l'influence des inclusions adjacentes lors de l'installation et du chargement. On a pu mettre en évidence un effet de groupe positif en termes de facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral. Pour la résistance en pointe, on a pu mettre en évidence un effet de groupe négatif pour les petites amplitudes de déplacement et un effet de groupe positif pour les grandes amplitudes de déplacement. En ce qui concerne les différentes configurations de groupe, la hiérarchie est différente de celle établie pour le chargement monotone.

En ce qui concerne les perspectives, on peut citer les points suivants :

- Le dispositif expérimental pourrait être modifié afin de permettre la réalisation d'un modèle de type foré que l'on pourrait comparer à notre cas moulé afin d'établir la véritable représentativité de ce type de modèle ;

- Pour les groupes sous chargements monotones, en ce qui concerne l'analogie observée entre le comportement à l'interface sol-pieu de l'inclusion centrale et le résultat d'un essai triaxial dans le cas non drainé, une étude théorique pourrait être entreprise afin d'établir des corrélations entre les modèles théoriques permettant de représenter le comportement d'un échantillon de sol soumis à un chargement de compression triaxial et celles modélisant le comportement de l'inclusion centrale au sein d'un groupe dans le cas du chargement monotone ;
- Pour les essais sur les groupes soumis à des chargements monotones, il faudrait faire des essais avec une chambre d'étalonnage plus grande afin de confirmer l'hypothèse faites dans la méthodologie adoptée pour les groupes de cinq et neuf inclusions ;
- Dans le cas du chargement cyclique, pour les essais sur les groupes à force contrôlée, il faudrait que le chargement puisse être piloté par la réponse de l'inclusion centrale afin que l'on puisse directement comparer l'inclusion au sein d'un groupe avec l'inclusion isolée.
- Pour les essais sur les groupes à déplacement contrôlé, il faudrait tester d'autres espacements pour les groupes de cinq inclusions afin de pouvoir déterminer l'espacement optimum pour ce type de chargement.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Al-Douri, R.H., Hull, T.S. et Poulos, H.G. (1990). Preparation and measurement of uniform sand beds in the laboratory. Research Report N° R609. University of Sydney, Australia.

Al Douri, R.H. (1992). Behaviour of single piles and pile groups in calcareous sediments. Ph.D. Thesis, University of Sydney. Australia

Al-Douri, R.H., Hull, T.S. & Poulos, H.G. (1993). Influence of test chamber boundary conditions on sand bed response. Geotechnical Testing Journal, pp. 550-562.

Al-Douri, R.H. & Poulos, H.G. (1994a). Interaction between jacked piles in calcareous sediments. Comptes rendus de treizième Congrès International de Mécanique des sols et des travaux de Fondations, New Delhi, Vol. 4, pp. 1669-1672.

Al-Douri, R.H. & Poulos, H.G. (1994b). Cyclic behaviour of pile groups in calcareous sand. Soils and Foundations, Vol. 34, N° : 2, pp. 49-59.

Al-Douri, R. H. and Poulos, H. G. (1995). Predicted and observed cyclic performance of piles in calcareous sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, N°1, pp. 1-16.

Amar, S. (1993). Les micropieux. Rapport interne, division mécanique des sols et géologie de l'ingénieur. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

American Petroleum Institute. (1989). Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms.

Argema (1988). Capacité portante des pieux. Guides pratiques sur les ouvrages en mer. Publication de l'Association de Recherche en Géotechnique Marine.

Balachowski, L. (1995). Différents aspects de la modélisation physique du comportement des pieux : Chambre d'Etalonnage et Centrifugeuse. Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble.

Bea, R.G. (1992). Pile Capacity For Axial Cyclic Loading. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, N°1.

Been, K., Crooks, J. H. A., Becker, D. E. & Jefferies, M. G. (1986). The cone penetration test in sands : part I, state parameter interpretation. Géotechnique, Vol.36, N° : 2, pp. 239-249.

Been, K. & Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. Géotechnique, Vol.35, N° : 2, pp.99-112.

Benahmed, N. (2001). Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique : application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Thèse de Doctorat obtenue au Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols à l'école nationale des ponts et Chaussées.

- Boulon, M., Desrues, J., Foray, P. & Forgue, M. (1980). Numerical model for foundation under cyclic loading. Application to piles. Proceedings of the International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, PP. 681-694.
- Boulon, M., Plytas, C. & Foray, P. (1986). Comportement d'interface et prévision du frottement latéral le long des pieux et tirants d'ancrage. Revue française de géotechnique. N° 35, pp. 31-48.
- Boulon, M. (1995). Le rôle des interfaces sol-structure dans le calcul des ouvrages. Séminaire européen « De la Géologie au calcul des ouvrages : Reconnaissance des propriétés mécaniques des terrains » Université Joseph Fourier-Institut national Polytechnique, Grenoble, France.
- Brandon, T.L. & Clough, G.W. (1991). Methods of sample fabrication in the virginia tech calibration chamber. Proceedings of the first international symposium on calibration chamber testing, Potsdam, New York, pp. 119-133.
- Briaud, J.L., Tucker, L.M. & E. Ng. (1989). Axially loaded 5 pile group and a single pile in sand. Comptes-rendus du douzième Congrès International de Mécanique des Sols et des travaux de Fondations, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 1121-1124.
- Bruce, D. A., Juran, I. (1997). Drilled and grouted micropiles : State of practice review, Volume I to IV.
- Bustamante, M. & Gianceselli, L. (1987). Le dimensionnement des fondations profondes; l'expérience des Ponts et Chaussées. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 149, pp. 13-21.
- Canou, J. (1989). Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction des sables. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Chambers, A. (1999). The seismic response of drilled shaft foundations. Ph.D. Thesis, University of Canterbury. New Zealand.
- Chambers, A., McManus, M., Yang, J. and Berrill, J. B.(1999). The dynamic behaviour of drilled shaft micropiles. Rapport interne du P. N. FOREVER No. FO/97/05.
- Chan, S. and Hanna, T.H.. (1980). Repeated Loading On Single Piles In Sand, Journal of The Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 106, N°. GT2.
- Chin, J.T. & Poulos, H.G. (1996). Test on model jacked piles in calcareous sand. Geotechnical Testing Journal, Vol. 19, N° 2, pp. 164-180.
- Chow, F. (1996). Investigations into the behaviour of displacement piles for offshore foundations. Ph.D. Imperial College of Science, Technology & medicine.
- Chow, F. (1995). Field measurements of stress interactions between displacement piles in sand. Ground Engineering, July/August 1995, pp. 36-40.

- Chow, Y. K. and Teh, C.I. (1990). A theoretical study of pile heave, *Géotechnique* 40, No. 1, 1-14.
- Combarieu, O. (1988). Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l'édification de remblais sur sols médiocres. *Revue Française de Géotechnique*, N° : 44, pp. 57-79.
- Cowburn, S.J. (1993). An experimental investigation of cyclically, axially loaded piles in sand. M. Sc. Report. Department of Civil Engineering, University of Cape Town.
- De Beer, E. (1988). Different behaviour of bored and driven piles. Deep foundations on bored and auger piles, Van Impe (ed.), Balkema, Rotterdam, pp. 47-82.
- De Gennaro, V. (1999). Etude du comportement mécanique des interfaces sol-structure. Application à l'analyse du comportement des pieux. Thèse de Doctorat obtenue au Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols à l'école nationale des ponts et Chaussées.
- De Nicola, A. and Randolph, M. F. (1993). Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand. *Journal of Geotechnical Engineering* Vol. 119, No. 12.
- Desai, C.S., Drumm, E.C. & Zaman, M.M. (1985). Cyclic testing and modeling of interfaces. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 111, N° : 6, pp. 793-815.
- Diyaljee, V. A. and Raymond, G. P. (1982). Repetitive Load Deformation Of Cohesionless Soil. *Journal Of The Geotechnical Engineering Division, Proceedings of The American Society of Civil Engineers, ASCE*, Vol. 108, N°. GT10.
- D.T.U.13.2 (1978). Travaux de fondations profondes pour le bâtiment. Additif Modificatif N° 2 au cahier des charges du D.T.U.13.2 de Juin 1978 (1991). Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, Paris.
- Dubreucq, T., Garnier, J., Favraud, C. (1995). Effet de groupe de micropieux sous charge axiale. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/94/06, 22.
- Dupla, J.C. (1995). Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction des sables. Thèse de Doctorat obtenue au Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols à l'école nationale des ponts et Chaussées.
- El Naggar, M. H. and Jin Qi Wie, (2000). Cyclic Response of Axially Loaded Tapered Model Piles, *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 23, N°. 1, pp. 100-115.
- El Naggar, M. H. and Wei, J. Q. (1999). Uplift behaviour of tapered piles established from model tests. *Canadian Geotechnical Journal*, No. 37, pp. 56-74.
- Eissautier, M. (1986). Frottement latéral des pieux en milieu pulvérulent. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble.

Foray, P., Genevois, J.M., Labanieh, S. & Goulois, A. (1989). Effet de la mise en place sur la capacité portante des pieux dans les sables. *Compte-rendu du douzième Congrès International de Mécanique des sols et des travaux de Fondations*. Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 913-914.

Foray, P. (1991). Scale and boundary effects on calibration chamber pile tests. *Proceedings of the First International Symposium on Calibration Chamber Testing/ISOCCT1*, Potsdam, New York, pp. 147-160.

Foray, P. & Maire du Poset, A. (1994). Essais de micropieux isolés en chambre d'étalonnage. *Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° FO/93/07*.

Foray, P., Balachowski, L and Colliat, J-L. (1998). Bearing capacity of model piles driven into dense overconsolidated sands. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 35, pp. 374-385.

FOREVER. Cyna, H., Schlosser, F., Frank, R., Plumelle, C., Estephan, R. , Altmayer, F., Goulesco, N., Juran, I., Maurel, C., Sharour, I. et Vezole, P. (2002). Synthèse des résultats et recommandations du projet national sur les micropieux (1993-2001)

Francis, R., Canou, J., Dupla, J.C. et Le Kouby, A. (1997). Essais de chargement de micropieux modèles instrumentés en chambre d'étalonnage : mise en évidence des effets de groupe. *Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° FO/96/04*.

Francis, R. (1997). Etude du comportement mécanique de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe. Thèse de Doctorat obtenue au Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols à l'école nationale des ponts et Chaussées.

Francis, R., Canou, J., Dupla, J.C. et Le Kouby, A. (1999). Comportement de micropieux modèles en chambre d'étalonnage sous chargement vertical monotones et cyclique : application aux effets de groupe. *Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° FO/97/06*.

Francis, R., Le Kouby, A. Canou, J. et Dupla, J.C. (2001). Comportement de pieux modèles soumis à des chargements cycliques. *Comptes rendus du 15^{ème} Congrès International de Mécanique des Sols*, Istanbul, Vol. 2, pp. 898-900.

Frank, R. (1975). Etude théorique du comportement des pieux sous charge verticale. Introduction de la dilatance. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*. Rapport de recherche N° 46.

Frank, R. & Zhao, S.R. (1982). Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans les sols fins. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, N° : 119, pp. 17-24.

Frank, R. (2001). *Fondations profondes Techniques de l'ingénieur*.

Golait, Y. S., Katti, R. K. (1988). Some aspects of behaviour of piles in calcareous soil media under off-shore loading conditions. *Engineering For Calcareous Sediments*, Jewell & Andrews, Balkema, pp. 199-207.

Guilloux, A. (1984). Estimation du frottement latéral sol-inclusion dans le clouage des sols. Comptes Rendus du Colloque International sur le Renforcement en place des Sols et des Roches, Paris, pp. 65-70.

Guilloux, G., Schlosser, F. & Long, N.T. (1979). Etude du frottement sable-armature en laboratoire. Comptes Rendus du Colloque International sur le Renforcement des sols, Paris, Vol. I, pp. 35-40.

Haza E., Garnier J., Favraud C. et Thétiot N. (2001). Etude expérimentale de la portance de réseaux de micropieux en modèles réduits centrifugés – Deuxième série d'essais. Rapport interne du P. N. Forever N°FO/98-99/07.

Haza E., Garnier J., Favraud C. et Thétiot N. (2002). Etude expérimentale de la portance de réseaux de micropieux en modèles réduits centrifugés – Troisième série d'essais. Rapport interne du P. N. Forever N°FO/98-99/10.

Herbst, F.T. (1994). The Gewi – Pile. A micropile for retrofitting, seismic upgrading and difficult installation. Proceedings of the International Conference on Design and Construction of Deep Foundations, Vol. 2, pp. 913-930.

Hirayama, H. (1990). Load settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer function. Soils and Foundations, Vol. 30, N° : 1, pp. 55-64.

Hirayama, H. (1991). Closure of the discussions on the paper « Load settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer function ». Soils and Foundations, Vol. 31, N° : 3, pp. 144-146.

Ismael, N.F. (2001). Axial load tests on bored piles and pile groups in cemented sands. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127 No. 9, pp. 766-773.

Jardine, R.J. (1994). Review of Offshore pile design for cyclic loading : North sea clays. GCG report.

Jardine, R.J. and Chow, F.C. (1996). New design methods for offshore piles. The Marine Technology Directorate Ltd.

Jardine, R.J., Standing, J. R., Jardine, F.M., Bond, A.J. and Parker, E. (2001). A competition to assess the reliability of pile prediction methods. Proceedings of the fifteenth international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Vol. 2, pp. 911-914.

Karlsrud, , F., Haugen, T., (1986). Behaviour of Piles in Clay under Cyclic Axial Loading-Results of Field Model Tests, publication N° 166, Norwegian Geotechnical Institute.

Karlsrud, K., Nadim, F., Haugen, T., (1987). Piles in Clay under Cyclic Axial Loading Field Tests and Computational Modelling, publication N° 169, Norwegian Geotechnical Institute.

Karlsrud, K., Kalnes, B. and Nowacki, F. (1992). Response of piles in soft clays and silt deposits to static and cyclic axial loading based on recent instrumented pile load tests. Proceedings, Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour, Advances in Underwater

Technology, Ocean Science and Offshore Engineering, London, England, Vol. 28 (SUT-conference), pp. 549-584.

Katzenbach, R., Arslan, U., Holzhäuser, J. (1998). Group-efficiency of a large pile group in rock. Proceedings of the conference on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Balkema, Rotterdam, pp. 223-229.

Kérisel, & ADAM. (1962). Fondations profondes. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, série SF, N° : 39.

Lee, C.Y. and Poulos, H.G. (1990). Experimental investigations of axial capacity of model grouted piles in marine calcareous sediments, The University Of Sydney, School Of Civil And Mining Engineering, Research Report No. R618.

Lee C.Y. and Poulos, H.G. (1991) Axial response analysis of piles in vertically and horizontally non-homogeneous soils. Research Report No. R633.

Lee, C.Y. and Poulos, H.G.. (1991). Tests on model instrumented grouted piles in offshore calcareous soil. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 11.

Lee, C. Y. and Poulos, H. G. (1991). Behaviour of Offshore Piles Subjected to Storm Loading. The University of Sydney, School of Civil and Mining Engineering, Research Report N°. R632.

Lee, C. Y. (1993). Cyclic Response of Axially Loaded Pile Groups, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, N°. 9.

Lee, J. H. and Salgado, R. (1999). Determination of pile base resistance in sands. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 125, No. 8, pp. 673-683.

Lehane, B.M. (1992). Experimental investigations of displacement pile behaviour using instrumented field piles. PhD Thesis, Imperial College of Science, Technology & medicine.

Lehane, B.M., Jardine, R.J., Bond, A.J. & Frank, R. (1993). Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 119, N° : 1, pp. 19-35.

Le Kouby, A., Canou, J. et Dupla, J.C. (2001). Etude comparative du comportement mécanique de groupe et de réseaux de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° FO/98-99/05.

Lerat, P.(1996). Etude de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement annulaire. Thèse de Doctorat obtenue au Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols à l'école nationale des ponts et Chaussées.

Lerat, P., Boulon, M., & Schlosser, F. (1997b). Etude expérimentale de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires. Revue française de génie civil, Vol. 1, N° : 2, pp.345-366.

Li, X. S. and Dafalias, Y. F. (2000). Dilatancy for cohesionless soils. *Géotechnique*, Vol. 50, No.°4, pp. 449-460.

Li, S., Zheng, J. and Pu, J. (2001). Effects of different driving sequences on capacity of pile group. *Proceedings of the fifteenth international conference on soil mechanics and geotechnical engineering*, Vol. 2, pp. 955-957.

Liu, J. L., Zhang, K. P. (1985). Cap-pile-soil interaction of bored pile groups. *Proceedings of the eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Vol. 3, pp. 1433-1436.

Lizzi, F. (1982a). The « pali radice » (root pile). A state-of-the-art report. *Proceedings of symposium on Recent Development in ground Improvement Techniques*, Bangkok, pp. 417-432.

Lizzi, F. (1982b). *The static restoration of monuments*. Sagep Publisher, Genova, 146 pages.

Lizzi F. & Carneval, G. (1979). Les réseaux de pieux racines pour la consolidation des sols. Aspects théoriques et essais sur modèles. *Comptes-rendus du Colloque International sur le renforcement des sols*, Paris, Vol. 2, pp. 317-324.

Lunne T. & Lacasse, S.(1987). *Use of in Situ Tests in North Sea Soils Investigations*, publication N° 169, Norwegian Geotechnical Institute.

McManus, K. J. and Kulhawy, F.H. (1993). Cyclic axial loading of drilled shafts in cohesive soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 9, pp. 1481-1497.

Maléki, K. (1995). Contribution à l'étude du comportement des micropieux isolés et en groupe. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 350 pages.

Maléki, K. & Frank, R. (1994). Groupes de pieux chargés axialement. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/93/06.

Matlock, H., Bogard, D. and Cheang, L. (1982). a laboratory study of axially loaded piles and pile groups including pore pressure measurements. *Proceeding of the third International Conference on the Behavior of Offshore Structure (BOSS)*, Vol. 1, pp. 105-121.

Matlock, H. and Foo, S. H. C. (1980). Axial analysis of piles using a hysteretic and degrading soil model. *Numerical Methods in Offshore Pilling*. ICE, London, pp. 127-133.

Mokrani, L. (1991). Simulation physique du comportement des pieux à grande profondeur en chambre d'étalonnage. Thèse de Doctorat de l'institut National Polytechnique de Grenoble.

Nauroy, J. F., Brucy, F. and Le Tirant, P. (1985). Static and cyclic load tests on a drilled and grouted pile in calcareous sand. *Behaviour Of Off-Shore Structures*, Elsevier Science Publishers B.V. .

O'Neill, M.W. (1983). Group action in offshore piles. *Proceedings ASCE conference, Geotechnical Practice in Offshore Engineering*, Austin, pp. 25-64.

- O'Neill, M. W., Hawkins, R.A. and Mahar, L.J. (1982). Load transfer mechanisms in piles and pile groups. *Journal Of Geotechnical Engineering Division, Proceedings Of The American Society Of Civil Engineers, ASCE, Vol. 108, No. GT12.*
- O'Neill, M. W., Hawkins, R.A. and Audibert, M. E. (1982). Installation of pile group in overconsolidated clay. *Journal Of Geotechnical Engineering Division, Proceedings Of The American Society Of Civil Engineers, ASCE, Vol. 108, No. GT11, pp. 1369-1386.*
- Parkin, A.K. & Lunne, T. (1982). Boundary effects in the laboratory calibration of a cone penetrometer for sand. *Proceedings of the second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, pp. 761-767.*
- Pello, T., Plumelle, C. & Raynaud, D. (1995). Expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux. Réalisation des micropieux. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/94/05.
- Pitt, J.M. & Rohde, J.R. (1984). Fly ash micro-piles. An alternative for railway substructure reinforcements. *Proceedings of the International Conference in Situ Soil and Rock Reinforcements, Paris, pp. 91-96.*
- Plumelle, C. (1994). Etude de faisabilité d'une expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/93/12.
- Plumelle, C. & Raynaud, D. (1996). Essais de chargement des micropieux isolés et de groupes. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/95/03.
- Poulos, H.G. (1981). The steady state of deformation. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT5, pp. 553-562.*
- Poulos, H.G. (1981)., Cyclic axial response of single pile. *Journal Of The Geotechnical Engineering Division, Proceedings of The American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 107, N°. GT1.*
- Poulos, H.G. and Chan, F.K. (1986). Model pile skin friction in calcareous sand. *Journal of Geotechnical Engineering, pp. 235-257.*
- Poulos, H.G. (1987). Analysis of residual stress effects in piles. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 113, N° 3, pp. 216-229.*
- Poulos, H.G. (1988). Cyclic stability diagram for axially loaded piles. *Journal of Geotechnical Engineering Division, Research Report No. R574, Vol. 114, N° 8, pp. 877-895.*
- Poulos, H.G. (1989). Cyclic axial loading analysis of piles in sand. *Journal of geotechnical engineering, Vol. 115, N° 6, pp. 836-852.*
- Poulos, H.G. (1989). Twenty-ninth Rankine Lecture : Pile behaviour – theory and application. *Géotechnique, Vol. 39, No.°3, pp. 363-415.*

- Poulos, H.G. and Lee, C.Y. (1989). Behaviour of grouted piles in offshore calcareous sand. Proceeding of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering; Balkema, The Netherlands, Vol. 2, pp. 955-958.
- Poulos, H. G. (1994). Effect of pile driving on adjacent piles in clay. Canadian Geotechnical Journal, No. 31, 856-867.
- Puech, A., Foray, P., Boulon, M. & Desrues, J. (1979). Calcul des pieux à l'arrachement à partir d'un modèle numérique en contraintes effectives-premiers résultats. Proceeding of the 7th European Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Vol. 1, pp. 227-233.
- Rad, N.S. & Tumay, M.T. (1987). Factors affecting sand specimen preparation by raining. Geotechnical Testing Journal, Vol. 10, N° : 1, pp. 31-37.
- Randolph, M. F. & Jewell, R.J. (1989). Load transfer model for piles in calcareous soil. Compte-Rendus du douzième Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 479-484.
- Randolph, M.F. and Joer, H.A. (1996). Field and laboratory data from pile loads tests in calcareous soil. Proceeding of the 28th OTC, Texas, pp. 327-336.
- Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Fascicule N° 62 - Titre V (1993).
- Robinsky, E.I. & Morrison, C.F. (1964). Sand displacement and compaction around model friction piles. Revue Canadienne de Géotechnique, Vol 1, N° : 2, pp. 81-93.
- Rojas, E. Valle, C. and Romo, M.P. (1999). Soil-Pile interface model for axially loaded single piles. Soils and Foundations, Vol. 39, No. 4, pp. 35-45.
- Shakhirev, V., Magnan, J.P. & Ejjaaouani, H. (1996). Etude expérimentale du comportement du sol lors du fonçage des pieux. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, N° : 206, pp. 95-116.
- Schlosser, F., et Guilloux A. (1981). Le frottement dans le renforcement des sols. Revue française de géotechnique , N°16, pp 65-67.
- Schlosser, F., Frank, R., Unterreiner, P. Plumelle, C. (1992). Renforcement des sols par micropieux. Rapport du projet national de recherche FOREVER.
- Schnaid, F. & Houlsby, G. T. (1992). Measurement of the properties of sand in a calibration chamber by the cone pressuremeter test. Géotechnique, Vol. 42, N° : 4, pp.587-601.
- Serratrice, J.F. & Vallanchon, H. (1996). Essais oedométriques K_0 sur le sable de Fontainebleau. Laboratoire Regional des Ponts et Chaussées, Aix en Provence, Dossier N° : 11145.01/43.
- Shublaq, E.W. (1992). Soil disturbance due to installation of model piles and piles groups. Soils and Foundations, vol 32, N° : 4, pp. 17-26.

Sid-Ahmed, R. (1989). Frottement latéral des pieux dans les sables. Thèse de doctorat, Université de Nantes, 183 pages.

Tabucanon, J.T. & Airey, D.W. (1992). Interface tests to investigate pile skin friction in sands. School of civil and mining engineering, centre for Geotechnical Research. Research Report, N° : R662, 23 pages.

Tejchman, A. & Tejchman, J. (1994). Scale effect in pile model tests due to different pile and grain diameters. Comptes rendus du treizième Congrès International de Mécanique des Sols et des travaux de Fondations, New Delhi, Vol. 2, pp. 717-720.

Turner, J.P. and Kulhawy, F. H. (1990). Drained uplift capacity of drilled shafts under repeated axial loading. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, N° 3.

Turner, J.P. and Kulhawy, F.H. (1987). Predictions of drilled shaft displacements under repeated axial loads. Prediction And Performance In Geotechnical Engineering, pp. 105-112.

Uesugi, M. & Kishida, H. (1986a). Influential factors of friction between steel and dry sands. Soils and foundations, Vol. 26, N° : 2, pp. 33-46.

Uesugi, M. & Kishida, H. (1986b). Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel. Soils and Foundations, Vol. 26. N° : 4, pp. 139-149.

Van Weele, A. F. (1979). Pile bearing capacity under cyclic loading compared with that under static loading. Second International Conference On Behaviour Of Off-Shore Structures, Paper 36, pp. 475-488.

Vesic, A.S. (1969). Experiments with instrumented pile groups in sand. Performance of deep foundations, ASTM STP.444, pp. 177- 222.

Vesic, A.S. (1977). Design of pile foundations. National co-operative highway research program. Synthesis of highway practice.

Wernick, E. (1978). Skin friction of cylindrical anchors in non-cohesive soils. Symposium on soil reinforcing and stabilising techniques, Sydney, Australia, pp. 201-219.

Whitaker, T. (1957). Experiments with model piles in groups. Géotechnique, Vol. VII, n°4, pp. 147-167.

ANNEXE 1

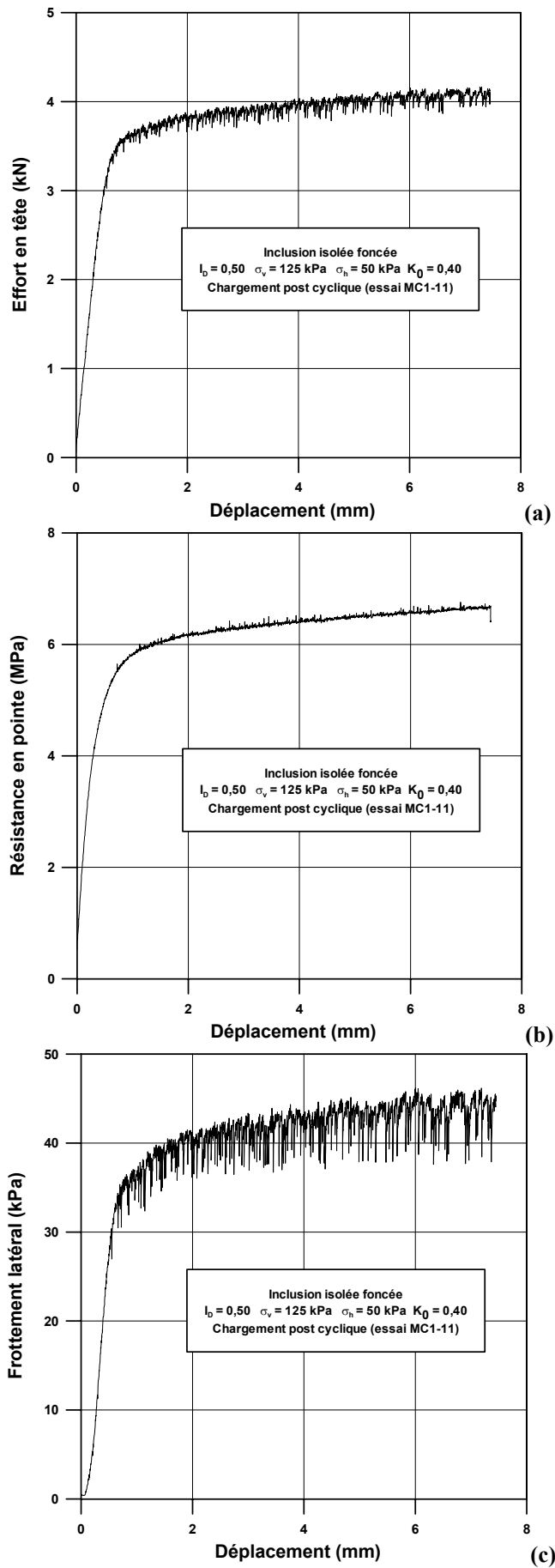
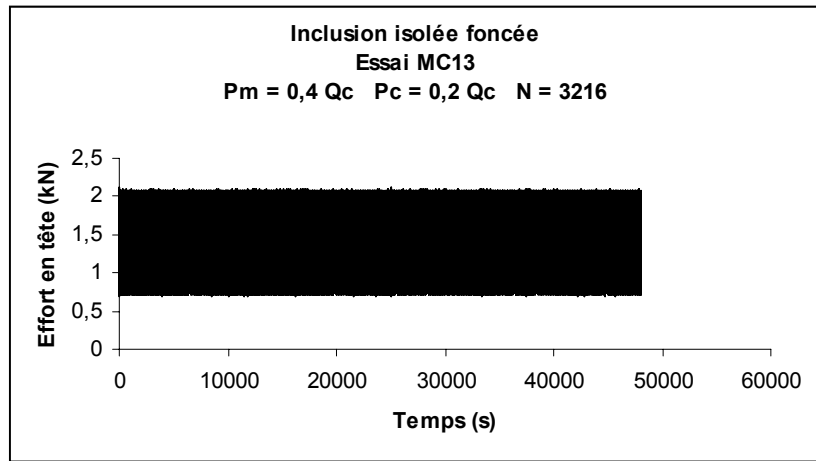
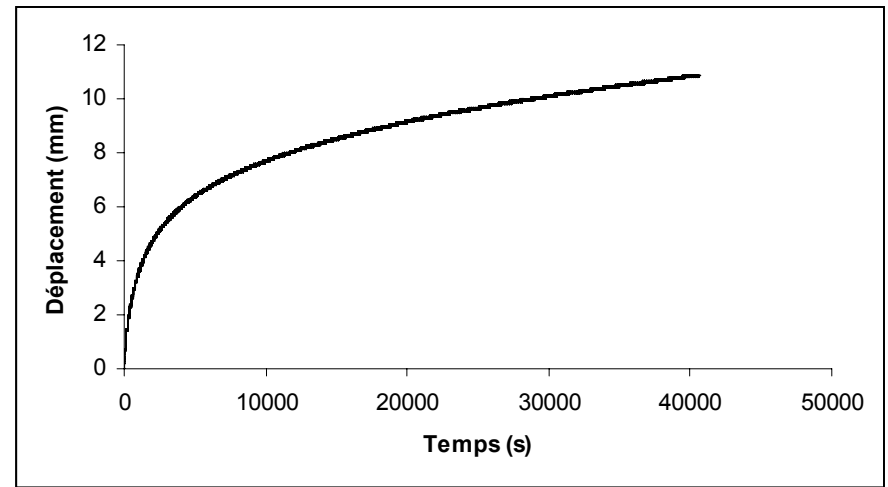


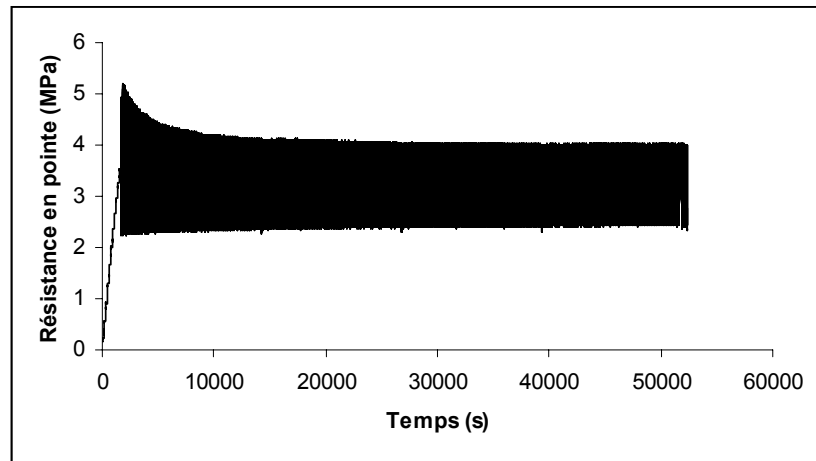
Figure 1 Mobilisation de l'effort en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) lors du chargement post-cyclique (essai MC1-11)



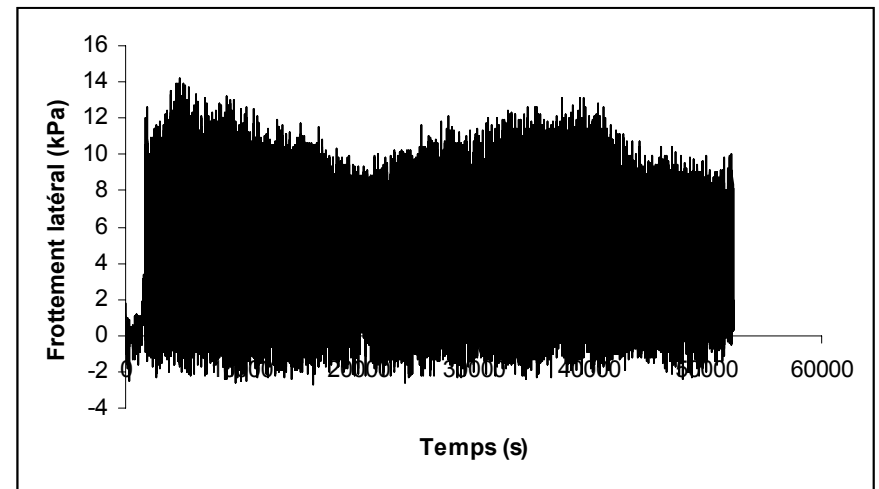
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 2 Evolution de la charge en tête (a), des déplacements en tête (b), de la résistance en pointe (c) et du frottement latéral (d) au cours du chargement (essai MC13)

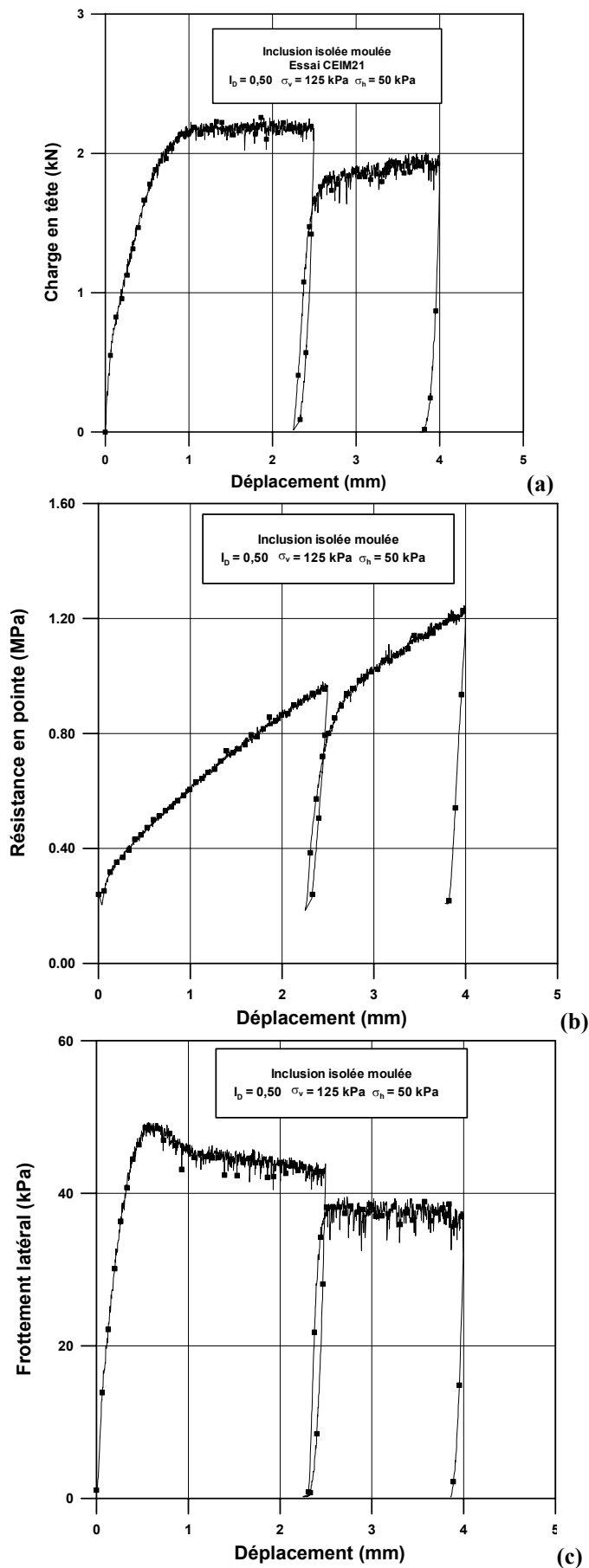


Figure 3 Mobilisation de l'effort en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) dans le cas d'un essai de chargement monotone (essai CEIM21)

ANNEXE 2

**Modèle qualitatif d'interprétation des comportements observés sous
chargement cyclique**

I ETUDE DU SYSTEME SOL-PIEU	382
------------------------------------	------------

II RUPTURE EN TRACTION LORS D'UN CHARGEMENT CYCLIQUE AXIAL	388
---	------------

Les résultats obtenus dans le chapitre V ont montré la particularité du comportement des pieux sous chargement cyclique. La rupture (forte accumulation de déplacement et forte diminution de la capacité portante) de ces derniers pouvant se produire pour des charges très inférieures à la charge à la rupture obtenue dans le cas monotone.

On a déterminé, dans les parties précédentes, les combinaisons de chargement qui provoquent l'instabilité de la structure, la prochaine étape est d'identifier les mécanismes qui provoquent cette instabilité. On présente dans cette annexe une interprétation physique de ces mécanismes inspirée des travaux de Chambers (1999), qui va nous permettre d'interpréter certains de nos résultats.

Ce modèle prend en compte les mécanismes de rupture et décrit de manière qualitative la rupture du pieu sous chargement cyclique.

I ETUDE DU SYSTEME SOL-PIEU

Le modèle proposé consiste à considérer une zone de cisaillement d'interface, dont le volume peut varier, qui se forme autour du fût lors du chargement cyclique. Au contact de cette zone (figure 1), le fût est soumis à un chargement cyclique en se comportant comme un élément rigide avec une rugosité proche de celle du massif de sol. A l'extérieur de cette zone, le massif de sol se comporte de manière élastique lorsqu'on lui applique des chargements normaux et en cisaillement, et si la zone de cisaillement se contracte suffisamment, elle peut même assurer son propre équilibre.

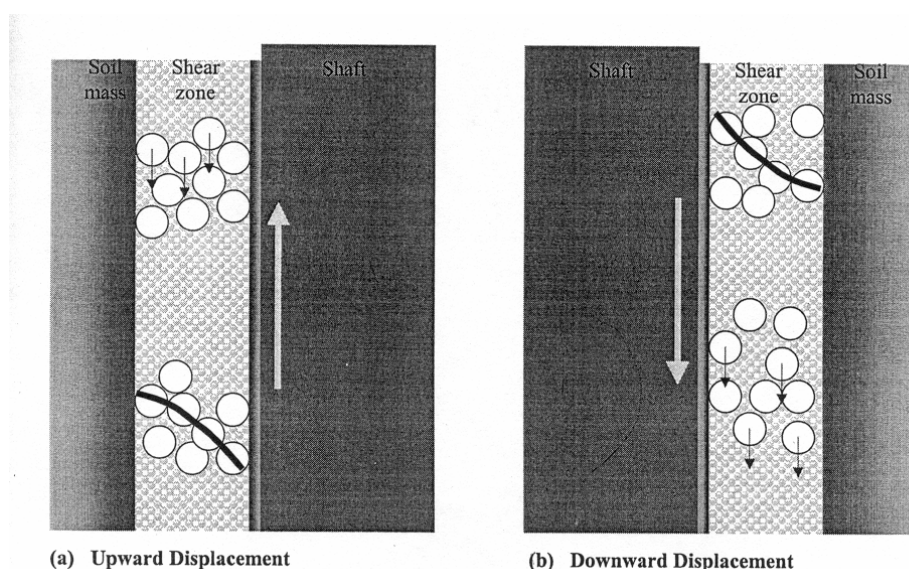


Figure 1 Modèle qualitatif d'interprétation de fonctionnement de l'interface sol-structure

Au début du chargement cyclique, le pieu se déplace élastiquement. Puis le sol entourant le pieu se déforme plastiquement en cisaillement et se dilate, augmentant ainsi les contraintes radiales dans le sol environnant et sur le pieu lui-même. Le sol environnant est obligé de se déplacer vers l'extérieur sous l'augmentation de contraintes radiales lorsque le pic en dilatance est atteint ; le pieu continuant de se déplacer mais avec une raideur plastique plus faible.

Le sol dans la zone d'interface se contracte quand la déformation en cisaillement augmente. Les contraintes radiales diminuent lorsque la zone de cisaillement se contracte. Ceci peut entraîner des effets de voûte et le développement de contraintes horizontales dans le sol. Le matériau dans la zone de cisaillement, au voisinage du pieu, peut maintenant se déformer plus facilement car les contraintes normales au plan de cisaillement ont diminué.

Le comportement du système est le même dans les 2 directions, mais les résultats présentent des différences importantes entre ces 2 directions de chargement.

Pour illustrer ces phénomènes, nous allons nous intéresser aux essais à chargement contrôlé alternés (figure 2). On présente ici un des cycles d'une des séquences effectuées dans le massif MC22 en termes d'évolution de la charge en tête et du frottement latéral. Chambers (1999) présente des allures de courbes similaires à celle montrée sur la figure 2 pour des essais alternés réalisés dans une cuve de sable siliceux. En ce qui concerne l'évolution des contraintes horizontales avec le temps, on présente sur la figure 3 (a) l'évolution du frottement latéral au cours d'un cycle ; ce dernier est lié aux contraintes horizontales par la relation $K_s \tan \delta$. Chambers (1999) (figure 3 (b)) a représenté les courbes charge-déplacement et contraintes horizontales-temps (par l'intermédiaire d'un capteur situé à 20 mm du fût l'inclusion). On va tenter d'expliquer les différents mécanismes intervenant lors des chargements cycliques.

Quand le pieu subit un mouvement descendant, on assiste à une augmentation du volume du sol à l'interface et la raideur initiale augmente. Cependant, au delà du pic, le système n'est plus du tout stable car le déplacement du pieu agit maintenant dans la même direction que le poids des particules de la zone d'interface.

Après le pic, le matériau dans la zone d'interface et le pieu vont avoir tendance à « glisser » jusqu'à rencontrer une portion de sol à l'équilibre. A ce niveau, la contrainte normale diminue beaucoup et des contraintes orthoradiales se développent dans le sol. Turner & Kulhawy (1987) ont montré que les contraintes radiales normales peuvent atteindre zéro.

Les contraintes normales radiales continuent de diminuer jusqu'à ce que le pieu atteigne la fin du cycle, mais le déplacement rapide est ralenti lorsque la charge devient compressive. Le système se raidit en compression car la charge n'est plus supportée par le fût mais plutôt par la pointe.

Un tel transfert de charge est progressif car le sol, qui est tombé dans la cavité autour de la pointe lors du forage, va commencer à supporter la charge.

Quand le pieu subit un mouvement ascendant, la dilatance se produit et les particules de grain dans la zone de cisaillement interagissent. Ils ont tendance à former des arcs de voûte entre le pieu et le sol. La rigidité initiale est également très importante jusqu'au pic, puis elle subit une diminution mais l'effort continue à augmenter, contrairement au cas du mouvement descendant où on a une baisse très forte de l'effort. Après le pic, les arcs formés se brisent mais ils se reforment sous le propre poids des particules. En effet, les particules se fixent entre le pieu et le sol, maintenant ainsi un niveau correct de contraintes radiales dans le sol définissant la capacité portante du pieu.

Nous allons maintenant présenter les principales observations faites à partir de chaque étape du cycle de chargement. Et ensuite en discuter en terme de conception de modèle de comportement d'interface.

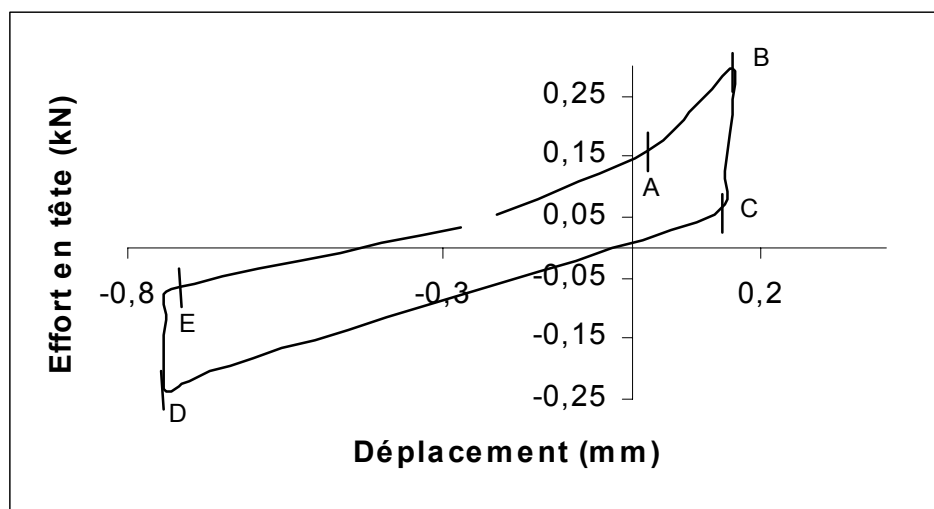


Figure 2 Courbe effort en tête - déplacement (massif MC22)

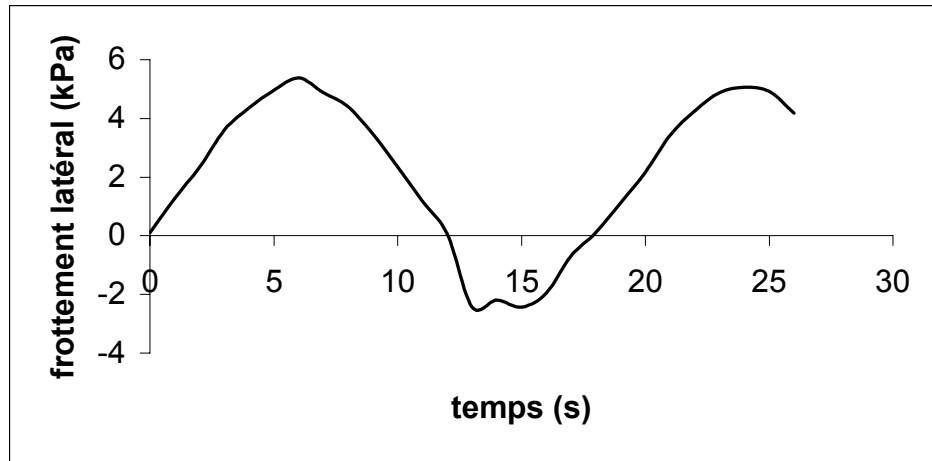


Figure 3 (a) Evolution du frottement latéral au cours d'un cycle de chargement (massif MC22)

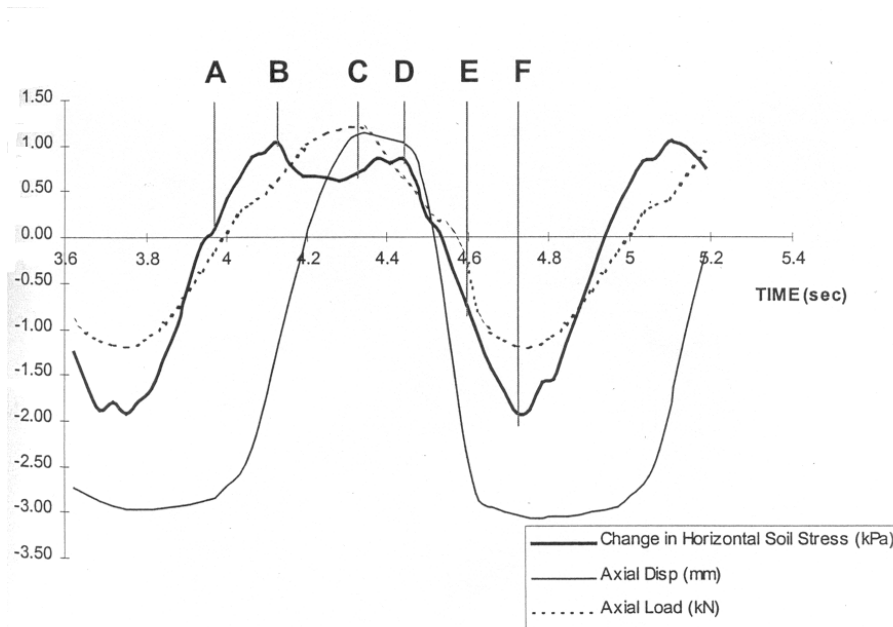


Figure 3 (b) Pour un cycle de chargement, mesure de l'effort appliqué, du déplacement induit et des contraintes horizontales (Chambers, 1999)

A-B

Le cycle commence par un chargement en compression (un peu avant le point A). Le chargement est marqué par un très faible déplacement dans le sens descendant, en raison de la raideur initiale qui est très élevée. Le maximum est atteint au point B.

De plus, le point A marque un changement dans le comportement de l'inclusion, car on observe un changement du taux d'augmentation de l'effort en fonction du déplacement. En effet, comme on vient de le voir, le système se raidit en compression car la charge n'est plus supportée par le fût mais plutôt par la pointe.

B-C

Charge/Déplacement : La charge en compression diminue, la charge en traction est croissante et le fût subit un mouvement ascendant. La figure 2 montre que la raideur initiale est grande, suite au chargement en compression, mais qu'elle a tendance à diminuer avant C. Cette forte diminution lors du passage de la compression à la traction est probablement due au déchargement de la pointe.

En ce qui concerne les contraintes dans le sol, elles augmentent et atteignent un pic avant C.

Le sol autour du fût se dilate lorsqu'il est cisailé. La zone de sol dilatante va augmenter en volume, entraînant une augmentation des contraintes radiales du sol.

C-D

Charge/Déplacement : La charge continue d'augmenter quand le taux de déplacement augmente. La figure 2 montre que la raideur est réduite dans cette zone ; le pic, en chargement et en déplacement, étant atteint au point D.

Les contraintes au sein du sol présentent tout d'abord une diminution puis se maintiennent à une valeur constante.

Le sol a atteint sa limite en dilatance et atteint la rupture le long d'une surface de rupture en cisaillement, qui se développe. La poursuite du cisaillement entraîne une diminution du volume de la zone cisailée, avec en parallèle une diminution des contraintes radiales dans le sol. On peut considérer que le cisaillement au sein de cette zone commence à se faire à volume constant, et par conséquent permet le maintien d'une contrainte radiale constante sur le sol environnant.

D-E

Charge/Déplacement : La charge diminue (phase de déchargement) et le pieu subit un léger mouvement descendant. La raideur apparente est très forte.

Les contraintes radiales augmentent, atteignant un pic en E.

Le déplacement étant inversé, cela provoque une sorte de blocage en déplacement du matériau au sein de la zone de cisaillement ; par conséquent, le sol se dilate encore quand la direction du cisaillement est inversée. La dilatance est constatée avec une seconde augmentation des contraintes dans le sol.

E-A

Charge/Déplacement : La charge passe en compression tandis que le taux de déplacement lors du mouvement descendant augmente de manière assez importante. La raideur apparente est faible.

Les contraintes radiales diminuent fortement.

Le sol subit un déplacement qui est supérieur à celui nécessaire à l'obtention du pic ; et une fois de plus, une rupture est amorcée le long d'une surface de rupture en cisaillement. L'essai étant poursuivi au delà de la rupture, le volume de matériau contenu dans la surface de rupture se réduit, entraînant également une réduction des contraintes horizontales. Cependant, au lieu d'atteindre une valeur constante (comme dans le cas de l'arrachement), les contraintes dans le sol continuent de diminuer lorsque le pieu est soumis à de la compression. La différence entre les déplacements descendants et ascendants peuvent être expliqués en se référant à la figure 1.

De plus, lors du mouvement descendant, la réponse du sol, est telle que la zone de cisaillement et le massif de sol se dilate lors du cisaillement et la raideur initiale est élevée. Cependant, cette réponse change quand le pic est dépassé sur le partie du cycle en compression. En effet, au delà du pic, les arcs de voûte formés par les grains se rompent, comme cela a été décrit précédemment, entraînant un forte chute de l'effort mesuré.

Et au fur et à mesure des cycles, leur tendance à se reformer évolue en fonction des paramètres du chargement, mais en général, elle se dégrade. La raison de cette instabilité est que le propre poids des grains de la zone de cisaillement agit maintenant dans la même direction que le déplacement du fût. Tout déplacement du fût sert à l'extension et la cassure des arcs de voûte plutôt qu'à la compression et leur maintien. Ceci entraîne une diminution des contraintes radiales appliquées par cette zone sur le fût et le sol environnant. Son volume va diminuer et va s'auto équilibrer grâce aux contraintes horizontales. Et la résistance au cisaillement tend à diminuer provoquant la rupture du système sol-pieu.

De plus, lors du mouvement descendant, la réponse du sol, est telle que la zone de cisaillement et le massif de sol se dilate lors du cisaillement et la raideur initiale est élevée. Cependant, cette réponse change quand le pic est dépassé sur le partie du cycle en compression. En effet, au delà du pic, les arcs de voûte formés par les grains se rompent, comme cela a été décrit précédemment, entraînant un forte chute de l'effort mesuré.

Et au fur et à mesure des cycles, leur tendance à se reformer évolue en fonction des paramètres du chargement, mais en général, elle se dégrade. La raison de cette instabilité est que le propre poids des grains de la zone de cisaillement agit maintenant dans la même direction que le déplacement du fût. Tout déplacement du fût sert à l'extension et la cassure des arcs de voûte plutôt qu'à la compression et leur maintien. Ceci entraîne une diminution des contraintes radiales appliquées par cette zone sur le fût et le sol environnant. Son volume va diminuer et va s'auto équilibrer grâce aux contraintes horizontales. Et la résistance au cisaillement tend à diminuer provoquant la rupture du système sol-pieu.

Et quand le pieu est soumis à de la traction, on observe une variation de volume du sol et les grains dans la zone de cisaillement se bloquent les uns les autres (les uns en montée, les autres en descente). Ils ont tendance à former des arcs de voûte entre le fût et le massif de sol (figure 1). A la rupture, ces arcs se rompent mais le propre poids des particules fait que les arcs sont sans cesse renouvelés. Les grains ont tendance à se loger entre le fût et le sol. Il y a une poussée dans le sens de la zone de cisaillement du côté du sol et vers le fût du côté du pieu maintenant ainsi un niveau raisonnable de contraintes radiales.

II RUPTURE EN TRACTION LORS D'UN CHARGEMENT CYCLIQUE AXIAL

Le diagramme de stabilité de Poulos et le diagramme de stabilité, obtenu à partir des essais, ont montré que la capacité portante du fût dépend de la nature de la charge appliquée. Les diagrammes montrent que la capacité portante peut diminuer si le chargement appliqué est cyclique. Le modèle physique présenté peut fournir quelques éléments d'explication sur les phénomènes observés. La modélisation physique, présentée ci dessus, traite essentiellement le comportement à l'interface sol-pieu. Nous allons donc à partir d'un essai cyclique alterné, dont la rupture va se produire dans le sens de la traction, traduisant la dégradation de la résistance mécanique à l'interface sol-pieu.

On étudiera l'essai à chargement contrôlé alterné ($P_m = 0,017 Q_c$ et $P_c = 0,19 Q_c$). Sur les figures 4 (a), (b) et (c), on présente l'évolution de la charge en tête en fonction du déplacement et on peut noter le déclenchement de la rupture en traction à partir du quatrième cycle marquée par une forte accumulation de déplacement dans le sens ascendant. Cette allure de courbe est similaire à celles obtenues par Chambers (1999) et El Naggar (2000). Dans le cas étudié par Chambers (figure 4 (a)), la rupture pour un essai cyclique alterné en arrachement

intervient pour une charge d'amplitude 57% de la charge de rupture obtenue lors du chargement monotone. El Naggar a effectué un essai alterné sur une inclusion isolée moulée ($P_{\min} = 0,99 Q_t$; $P_{\max} = 0,65 Q_t$) dans un massif soumis à un niveau de consolidation de 20 kPa (figure 4 (b)).

On présente également l'évolution du déplacement en fonction du temps sur la figure 5 (a). On obtient le même type de résultat que Chambers (1999) (figure 5 (b)) où les contraintes horizontales (en fonction du temps) sont mesurées à une distance de 20 mm de l'inclusion à l'aide d'un capteur de pression. Cette courbe nous servira de complément dans l'interprétation du comportement de l'interface sol-pieu et la description des mécanismes de rupture.

Sur la figure 4 (c), on peut constater que lors du premier cycle de chargement, la structure est stable (peu de déplacements). Pendant ce cycle, la réponse du fût en terme de charge-déplacement présente une succession de déplacements élastiques et inélastiques autour d'un déplacement moyen. Et dès le deuxième cycle, la charge en traction n'atteint la valeur prévue qu'au bout d'un déplacement plus important. Et lors du rechargement en compression, le pieu subit un déplacement identique au cycle précédent. L'augmentation du nombre de cycles entraîne des réductions de charge au pic et une augmentation des déplacements (ascendants). Le déplacement ascendant total traduit, au bout d'un certain nombre de cycles, la rupture du pieu en traction.

On va tenté d'expliquer à l'aide du modèle décrit précédemment les mécanismes de rupture en traction à l'interface sol-pieu. Le comportement peut être expliqué en décrivant les cycles de chargement jusqu'à la rupture.

On décrit maintenant l'évolution des deux paramètres évoqués, lors des cycles de chargement jusqu'à la rupture, à l'aide du modèle physique.

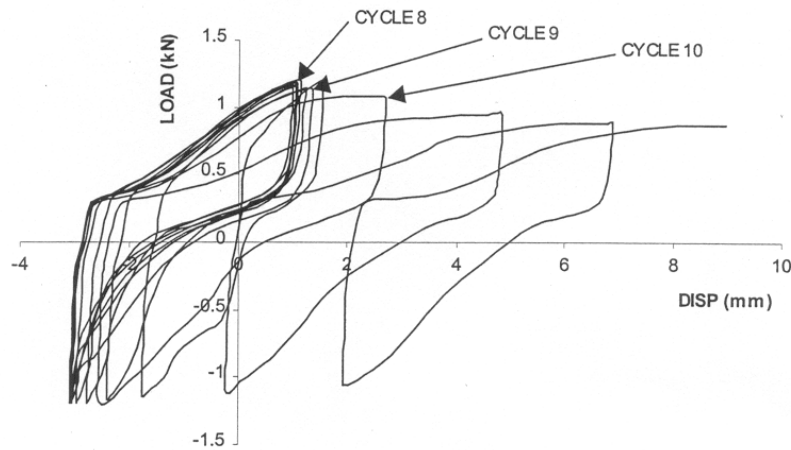


Figure 4 (a) Courbe Effort – Déplacement dans le cas d’un essai alterné à surface libre (Chambers, A 1999)

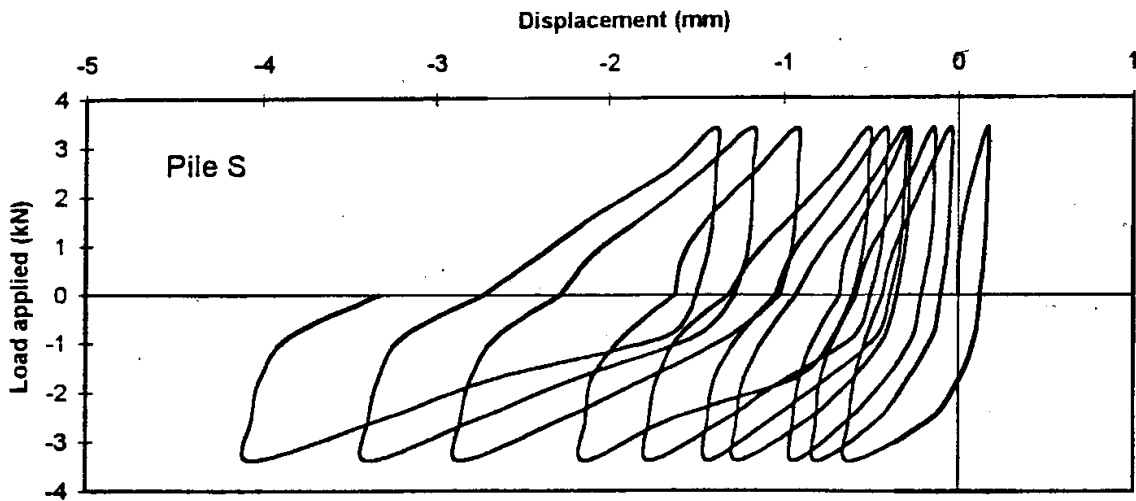


Figure 4 (b) Courbe Effort – Déplacement dans le cas d’un essai alterné pour une pression de consolidation de 20 kPa (El Naggar, 2000)

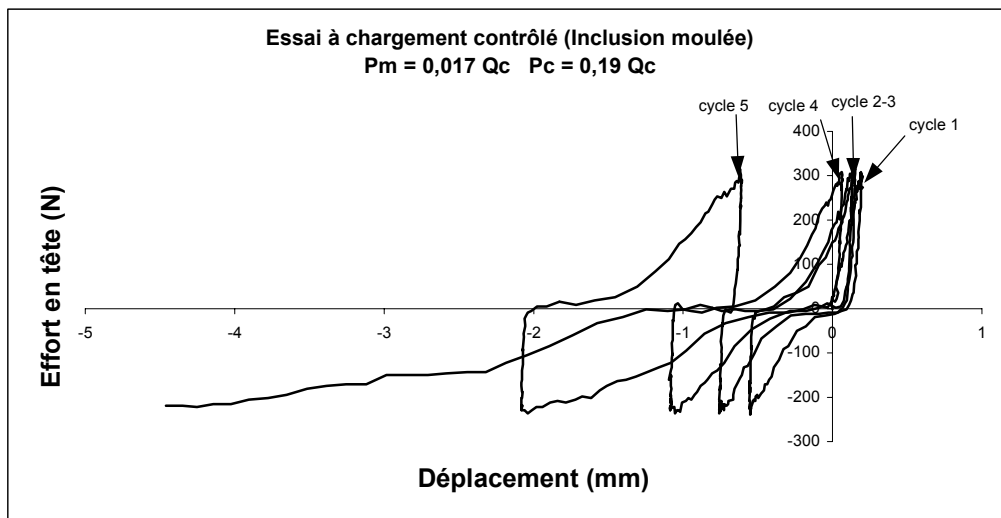


Figure 4 (c) Massif MC22 : Courbe Effort en tête – Déplacement pour les 5 premiers cycles

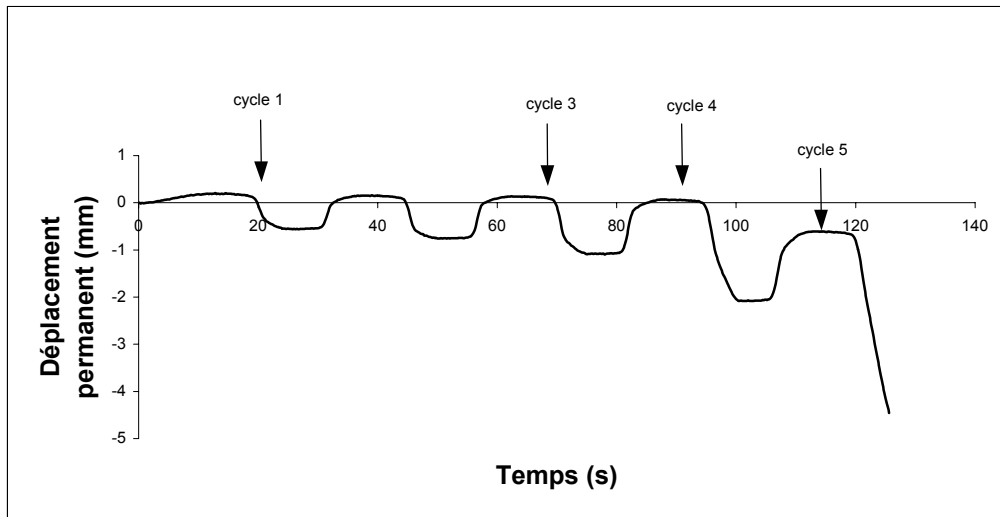


Figure 5 (a) Massif MC22 : Courbe Déplacement en tête – Temps pour les 5 premiers cycles

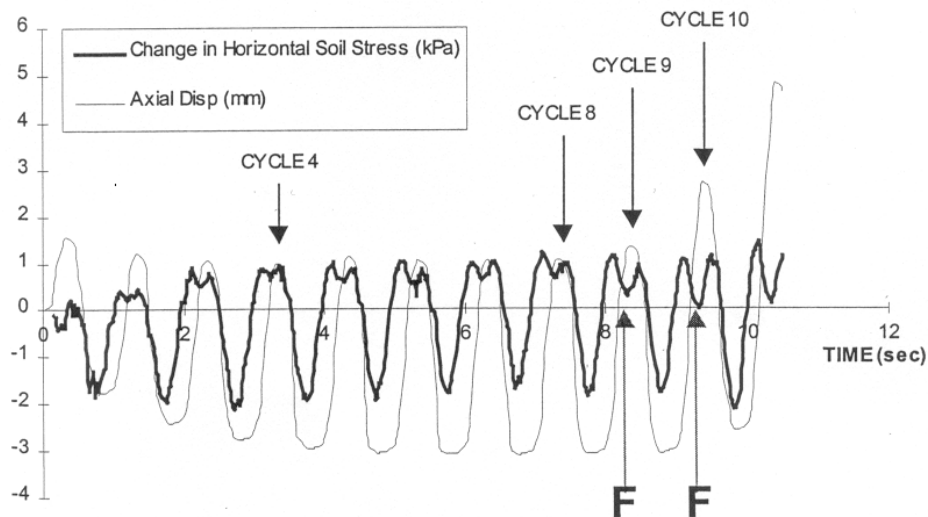


Figure 5 (b) Courbe Déplacement en tête – Temps et Variation des contraintes horizontales – Temps (Chambers, 1999).

Cycle 1

L'inclusion cycle autour d'un déplacement descendant faible et un déplacement ascendant élevé. A ce niveau, cette évolution est encore acceptable. De plus, la réponse en contraintes est similaire à celle qui a été décrite précédemment, avec un pic de chargement apparaissant juste avant l'inversion du sens de chargement.

La figure 5 (b) montre que, pour les 8 premiers cycles, l'amplitude des deux pics augmente avec le nombre de cycles ainsi qu'une forte réduction de contraintes après le second pic. tandis que l'amplitude du creux du second cycle semble atteindre une valeur constante à partir

du premier cycle. Le comportement de l'inclusion est probablement similaire à celui décrit dans la partie précédente avec le volume de sol de la zone de cisaillement se dilatant à chaque changement de sens de déplacement et se contractant après le pic à chaque moitié de cycle. L'amplitude de la diminution de contraintes lors du mouvement descendant indique que des contraintes orthoradiales apparaissent dès le premier cycle. Ces cycles sont caractérisés par les petits pics de contraintes pendant la variation de volume de la zone de cisaillement. Ceci indique que la zone de cisaillement peut se cisailier avec une petite augmentation de volume avec le massif de sol qui se contracte, entraînant une augmentation des contraintes normales appliquées sur la zone de cisaillement. L'augmentation du nombre de cycles entraîne de plus grands pics de dilatance et des plus petits déplacements pics-pics ; avec la raideur du système sol/fût qui augmente, atteignant un état quasi stable dès le quatrième cycle.

L'ensemble des mouvements du fût est probablement due à la densification du sol sous la pointe, qui est mobilisée dès le premier cycle. Ceci est observé par l'importante réduction de contraintes horizontales apparaissant dès le premier cycle.

Cycles 2-3

L'inclusion cycle autour d'une valeur moyenne constante en déplacement. La réponse en contraintes correspond généralement, avec des pics à chaque inversion de déplacement et un creux apparaissant dans la partie compression du cycle (figure 5 (b)). Le système sol-pieu semble avoir atteint une réponse stable. Les contraintes maximales et minimales ne semblent pas varier lorsque la zone de cisaillement se dilate ou se contracte lors de cisaillement élastique et inélastique. Les contraintes radiales minimum ne varient pas de manière significative de telle façon que le massif de sol atteint également un état stable.

Cycles 4-5

Le déplacement maximum en arrachement augmente lors du quatrième cycle. De grandes augmentations du déplacement ascendant apparaissent dès ce quatrième cycle et le pieu atteint la rupture en arrachement.

Chambers montre que pour les cycles (9-11 ; correspondant aux mêmes cas), les contraintes dans le sol sont les mêmes que celles des cycles précédents sauf après le premier pic pendant le déplacement ascendant. En ce point (point F), les diminutions de contraintes augmentent lors des cycles suivants. Le pieu atteint la rupture en arrachement lors de ces cycles car le sol autour du pieu n'exerce plus un confinement suffisant après le pic en dilatance. Chaque cycle

de chargement entraîne des mouvements radiaux extérieurs du sol lors de la phase de dilatance, et des mouvements radiaux intérieurs lors de la phase de contractance. Ces sols n'étant pas complètement élastiques, après la phase de contractance le sol ne revient pas à sa position initiale. Les contraintes orthoradiales qui se développent lors, au sein du massif de sol, agissent contre la contractance du sol.

Quand le déplacement ascendant est amorcée, le sol dans l'interface sol-pieu se dilate et subit un cisaillement alors qu'il est soumis à des contraintes de consolidation du massif de sol environnant. Au delà du pic, le volume de sol à l'interface se contracte et le massif de sol autour du fût se contracte également. Cependant, à chaque fois que ça se produit, le massif de sol se raidit et se contracte un peu réduisant ainsi le confinement de la zone d'interface et la capacité portante du fût. Si le nombre de cycles de chargement est suffisant, alors la capacité portante du fût sera réduite jusqu'à la charge appliquée et le fût va atteindre la rupture en arrachement.

La rupture en arrachement décrite à travers la perte de confinement est mise en évidence lorsque les résultats d'essais instables et stables sont comparés. Les figures suivantes comparent l'accumulation de déplacement permanent et les variations de contraintes pour l'essai stable et instable (figure 6).

Les quatre premiers cycles de l'essai instable montrent une augmentation du déplacement pic-pic et un déplacement moyen descendant. Pour les cycles de 5 à 8, les déplacements pic-pic et totaux restent constants. A partir du cycle 9, le déplacement pic-pic augmente rapidement conduisant à la rupture en arrachement. Pour l'essai stable, le déplacement pic-pic décroît et présente un déplacement descendant dès le premier cycle.

La figure suivante montre l'évolution des contraintes horizontales dans le sol. Les quatre premiers cycles de chargement montrent une augmentation de la contrainte moyenne pour l'essai instable, mais de petites variations des contraintes moyennes pour l'essai stable. Les différentes contraintes moyennes résultent des différentes conditions initiales autour du capteur d'effort. L'essai stable a une charge moyenne inférieure et donc un pic en arrachement tel que le niveau de dilatance sera inférieure, et les contraintes moyennes horizontales également. Les contraintes minimum pendant le déplacement en compression peut aussi être du à la différence de charge moyenne. L'essai stable avec ces charges moyennes plus faibles supportera des charges en compression plus grandes. Ces charges sont transférées du fût vers la pointe tel que les contraintes horizontales sont inférieures pendant le pic de charge en compression.

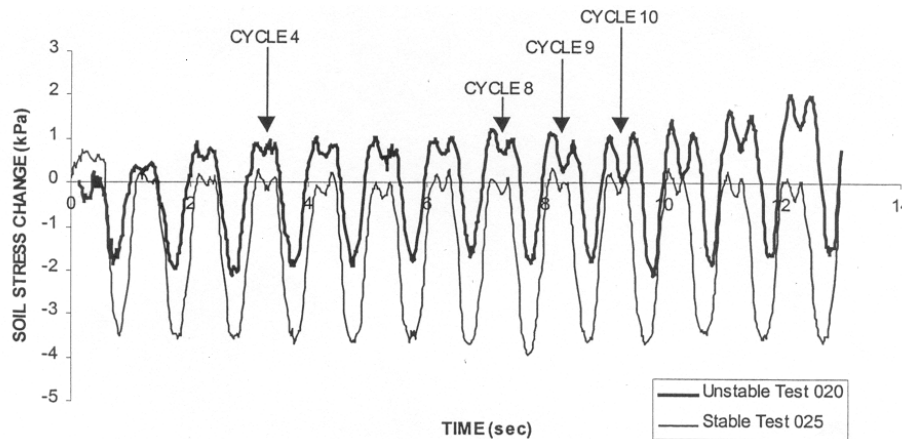


Figure 6 Evolution des contraintes dans le sol autour de l'inclusion dans le cas d'un essai « stable » et « instable » Chambers (1999)

Du cycle 4 au cycle 8, l'essai instable présente une réponse approximativement constante. Il y a une faible diminution de contraintes dans le sol après le pic de dilatance en arrachement et une importante réduction des contraintes dans le sol après le pic de dilatance en compression. L'apparente stabilité est brisée, cependant lors du neuvième cycle, quand les diminutions de contraintes après la dilatance en arrachement commencent à augmenter et le pieu se rompt en arrachement. En comparaison, l'essai stable montre aussi des diminutions de contraintes après le pic en dilatance dans chacune des directions, mais les réductions et la réponse en terme de contrainte reste constante tout au long de l'essai.

Les comparaisons soulignent la différence entre la stabilité et l'instabilité. Ils montrent que la stabilité en arrachement dépend du confinement adéquat lors du déplacement en arrachement. Si on se réfère au modèle physique décrit précédemment, la stabilité en arrachement est obtenue si la zone de cisaillement et le fût du pieu continuent d'être suffisamment confiné par le sol autour du fût. Si le sol se raidit et ne confine plus la zone de cisaillement contractante après la dilatance, alors la zone de cisaillement se déplacera plus facilement et le pieu atteindra la rupture en arrachement.

Conclusions

Nous avons voulu ici, à partir de l'étude d'un essai à force contrôlée alterné conduisant à une rupture en arrachement, essayer d'expliquer le comportement de l'interface sol-pieu en compression et en traction au cours d'un essai. Les essais alternés, étant les plus défavorables en terme d'accumulation des déplacements et de dégradation de la capacité portante, entraînent le développement de l'ensemble des mécanismes de comportements décrits précédemment, qui peuvent être décrit par le modèle qualitatif proposé.