



**HAL**  
open science

# Contribution à l'étude du comportement des pieux soumis à des sollicitations axiales monotones et cycliques

Zineb Abchir

► **To cite this version:**

Zineb Abchir. Contribution à l'étude du comportement des pieux soumis à des sollicitations axiales monotones et cycliques. Matériaux et structures en mécanique [physics.class-ph]. Université Paris-Est, 2016. Français. NNT : 2016PESC1079 . tel-01459082

**HAL Id: tel-01459082**

**<https://theses.hal.science/tel-01459082v1>**

Submitted on 7 Feb 2017

**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.



**Thèse**

présentée pour l'obtention du titre de

**Docteur de l'Université Paris-Est**

Spécialité : Géotechnique

par

**Zineb ABCHIR**

**Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés soumis à des sollicitations axiales monotones et cycliques dans le sable**

Soutenue le **27 septembre 2016**

devant le jury composé de :

Rapporteurs :            Fabrice EMERIAULT  
                                 Hussein MROUEH

Examineurs :            Marc BOULON  
                                 Alain PUECH

Directeur de thèse :    Roger FRANK

Encadrants :            Sébastien BURLON  
                                 Luc THOREL



UNIVERSITÉ —  
— PARIS-EST

**Thèse**

présentée pour l'obtention du titre de

**Docteur de l'Université Paris-Est**

Spécialité : Géotechnique

par

**Zineb ABCHIR**

**Contribution à l'étude du comportement des pieux  
isolés soumis à des sollicitations axiales monotones  
et cycliques dans le sable**

Soutenue le **27 septembre 2016**

devant le jury composé de :

Rapporteurs :            Fabrice EMERIAULT  
                                 Hussein MROUEH

Examineurs :            Marc BOULON  
                                 Alain PUECH

Directeur de thèse :    Roger FRANK

Encadrants :            Sébastien BURLON  
                                 Luc THOREL



*A mes chers parents,*

*A Mounir...*



## Remerciements

Ce travail n'aurait pas vu le jour sans l'aide apportée par plusieurs personnes. Il a été financé par l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux, anciennement appelé le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Tout d'abord, je tiens à adresser mes grands remerciements à M. Roger FRANK qui a été mon directeur de thèse durant ces trois dernières années. Je le remercie pour la confiance qu'il m'a accordée et pour le soutien qu'il m'a apporté. Je le salue pour sa disponibilité malgré son emploi du temps chargé, sa rigueur scientifique et son aide précieuse pour la rédaction de ce mémoire.

Mes remerciements les plus sincères s'adressent à M. Sébastien BURLON, ingénieur de recherche à l'IFSTTAR, qui a encadré ce travail de thèse. Depuis mon arrivée à l'IFSTTAR, il a su me faire confiance et m'a apporté son grand soutien qui m'ont permis de continuer même dans les moments de doute. J'ai pu apprécier à ses côtés sa rigueur, sa pédagogie et son ouverture d'esprit durant ces trois ans. Je le remercie pour tout le temps et l'énergie consacrés pour que ce travail aboutisse.

J'adresse également mes remerciements à M. Fabrice EMERIAULT, Professeur des Universités à l'Ecole Nationale Supérieure pour l'Energie, l'Eau et l'Environnement, et à M. Hussein MROUEH, Professeur à l'Université de Lille, qui ont accepté de rapporter ce travail de thèse. Leurs remarques ont été très enrichissantes et ont permis d'améliorer de la qualité du présent mémoire.

Je tiens à remercier aussi M. Marc BOULON, Professeur Emerite au Laboratoire 3SR, et M. Alain PUECH, directeur technique à FUGRO, d'avoir accepté d'examiner ce travail de thèse.

J'exprime ma grande reconnaissance à tous les membres du département GERS à l'IFSTTAR à Marne-La-Vallée. Ce département m'a accueilli durant mes trois années de thèse et j'ai pu apprécier l'ambiance sympathique qui règne au sein de cette équipe. Je remercie plus particulièrement M. Christophe CHEVALIER, directeur du laboratoire GERS-SRO, M. Alain Le KOUBY, ingénieur de recherche au GERS-SRO, ainsi que Mme Jeannine LEROY et Mme Aurore LOCKO-BITSIKOU, secrétaires du département.

Je ne peux oublier de remercier toute l'équipe des doctorants avec qui j'ai passé de très agréables moments. Nos discussions et leur aide m'ont permis d'avancer malgré les difficultés de la thèse. Pour cela, je remercie Sara BAHAFID, Katia BELLAGH, Zineb BAJJA, Chi-Wei Chen, Youssef ABOUD, Yaghkob IKEZOUHENE, Mamadou NGOM et Malik BELMOKHTAR. Je remercie également M. Van C. PAK pour son soutien et son aide durant toute la période de thèse.



Je remercie toute ma famille, et plus particulièrement mes parents, qui m'ont été d'une grande aide et un grand support. Je les remercie pour leurs encouragements et pour leur confiance qu'ils m'on accordée depuis toujours.

Et comme on dit, il faut garder le meilleur pour la fin, j'exprime ma grande gratitude à mon époux Mounir BENCHOKROUN, qui a su m'accompagner pendant toute cette période de thèse. Son écoute, ses conseils, ses encouragements m'ont poussé pour aller de l'avant et réaliser mon rêve de devenir docteur.

Merci à tous!

## Résumé

Les fondations profondes sont largement utilisées et peuvent subir différents types de sollicitations axiales. Ces dernières peuvent avoir un caractère monotone ou cyclique. Le développement de méthodes de calcul pour prévoir le comportement des pieux sous ces deux types de chargements en termes de tassement et d'évolution de capacité portante, est d'une grande utilité pour l'ingénierie géotechnique.

Le travail de cette thèse est une contribution à une meilleure prévision du comportement des pieux sous charges axiales monotones et cycliques. La thèse comporte deux parties principales.

La première partie traite la problématique de la prévision du tassement d'un pieu sous charge axiale monotone. Un intérêt particulier est porté aux tassements car le dimensionnement d'un pieu requiert une estimation adéquate à la fois de la capacité portante et du déplacement en tête de pieu. La méthode utilisée dans cette partie est celle des courbes de transfert. L'étude commence tout d'abord par une analyse statistique du modèle habituellement utilisé en France pour le calcul de tassement de Frank et Zhao. Ensuite, deux nouveaux modèles de calcul de tassement sont proposés et analysés. Une analyse comparative entre les trois modèles de calcul de déplacement d'un pieu est réalisée dans cette étude. L'objectif de cette analyse est d'estimer la dispersion des modèles de calcul en comparant les tassements calculés aux tassements mesurés et répertoriés dans la base de données de l'IFSTTAR.

La seconde partie s'intéresse à la problématique des chargements cycliques. En effet, plusieurs types de structures sont sollicités cycliquement et peuvent subir des désordres du fait de l'accumulation de déplacements en tête des fondations. L'objectif de cette partie de la thèse est de proposer un modèle permettant de rendre compte principalement de l'évolution de la capacité portante du pieu au cours des cycles, et aussi de proposer une estimation des déplacements. Le modèle développé se base sur la méthode des courbes de transfert, et est associé à deux procédures de dégradation du frottement axial limite. Il est tout d'abord présenté et ensuite appliqué à un exemple théorique. Afin de valider ce modèle, ses résultats sont comparés aux résultats d'essais de pieux en vraie grandeur.



## Table des matières

Résumé .....	7
Liste des notations .....	15
Introduction Générale.....	19
<b>I Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des pieux sous chargement axial monotone et cyclique .....</b>	<b>23</b>
I.1 Introduction .....	23
I.2 Comportement des pieux sous chargement axial monotone .....	24
I.2.1 <i>Observations expérimentales du comportement des pieux</i> .....	24
I.2.2 <i>Méthodes de calcul de la portance des pieux sous charge axiale monotone</i> .....	28
I.2.2.1 Méthode pressiométrique .....	28
I.2.2.2 Méthode pénétrométrique.....	34
I.2.2.3 Méthode $\alpha$ - $c_u$ (méthode en contraintes totales) .....	37
I.2.2.4 Méthode $\beta$ (méthode en contraintes effectives).....	38
I.2.3 <i>Paramètres influençant la portance d'un pieu soumis à un chargement monotone</i> .....	40
I.2.3.1 Effets du mode d'installation d'un pieu .....	40
I.2.3.2 Effet du temps .....	44
I.2.3.3 Compressibilité des pieux.....	45
I.2.4 <i>Méthodes numériques de calcul du déplacement d'un pieu sous charge axiale monotone</i> 48	
I.2.4.1 Méthode des courbes de transfert (méthode t-z) .....	48
I.2.4.2 Méthode du continuum élastique.....	53
I.2.4.3 Méthode des éléments finis .....	54
I.3 Comportement des pieux sous chargement axial cyclique .....	56
I.3.1 <i>Introduction et définition d'un chargement cyclique</i> .....	56
I.3.2 <i>Comportement du sol sous chargement cyclique</i> .....	57
I.3.2.1 Nature du sol .....	57
I.3.2.2 Dégradation cyclique du sol .....	58
I.3.2.3 Type et caractéristiques du chargement cyclique .....	58
I.3.3 <i>Paramètres influençant le comportement des pieux sous chargement axial cyclique</i> .....	60
I.3.3.1 Caractéristiques du chargement cyclique .....	60
I.3.3.2 Mode de chargement .....	65
I.3.3.3 Vitesse de chargement.....	68
I.3.3.4 Compressibilité et longueur du pieu.....	69
I.3.4 <i>Effets du chargement cyclique axial sur la réponse du pieu</i> .....	71

I.3.4.1	Accumulation des déplacements .....	71
I.3.4.2	Dégradation cyclique du frottement axial limite et de la résistance en pointe limite	74
I.3.5	<i>Méthodes de prévision de la dégradation cyclique</i> .....	80
I.3.5.1	Méthodes de prévision de la dégradation du frottement axial limite.....	80
I.3.5.2	Méthode de prévision de la dégradation de la capacité portante .....	85
I.3.6	<i>Modélisation des pieux sous chargement axial cyclique</i> .....	88
I.3.6.1	Généralités.....	88
I.3.6.2	Exemples de courbes t-z cycliques.....	88
I.3.7	<i>Aspects normatifs du dimensionnement des pieux sous charge axiale cyclique</i> .....	96
I.4	Conclusions et Synthèse .....	99
<b>II</b>	<b>Chapitre 2 : Prévision des déplacements d'un pieu sous chargement axial monotone .....</b>	<b>101</b>
II.1	Introduction .....	101
II.2	Analyse statistique du modèle de Frank et Zhao (1982) pour l'estimation du tassement d'un pieu	102
II.2.1	<i>Description de la base de données de l'IFSTTAR</i> .....	102
II.2.2	<i>Présentation détaillée du modèle de Frank et Zhao (1982)</i> .....	102
II.2.3	<i>Analyse statistique des résultats</i> .....	105
II.2.3.1	Principes d'analyse.....	105
II.2.3.2	Analyse des tassements selon le type de sol.....	107
II.2.3.3	Analyse des tassements selon le niveau de chargement .....	108
II.3	Développement de deux modèles AB1 et AB2 de calcul de déplacements d'un pieu soumis à une charge statique axiale à partir d'essais pressiométriques.....	109
II.3.1	<i>Développement de courbes t-z à partir des résultats d'essais pressiométriques</i> .....	109
II.3.1.1	Intérêts des essais pressiométriques .....	109
II.3.1.2	Principes de construction des courbes t-z.....	110
II.3.1.3	Modèle FZ (Frank et Zhao, 1982) .....	111
II.3.1.4	Modèle AB1 .....	113
II.3.1.5	Modèle AB2 .....	114
II.3.2	<i>Base de données de l'IFSTTAR</i> .....	116
II.3.3	<i>Analyse statistique des trois modèles t-z</i> .....	116
II.3.3.1	Comparaison des trois modèles t-z.....	116
II.3.3.2	Analyse des trois modèles sous la charge limite de service quasi-permanent (40 % $R_{c,cal}$ )	119
II.3.3.3	Influence du niveau de chargement .....	122
II.3.3.4	Influence du type de sol.....	126

II.3.3.5	Influence du type de pieu .....	127
II.4	Conclusions .....	130
<b>III</b>	<b>Chapitre 3 : Développement du modèle TZC pour la prévision du comportement des pieux sous chargement axial cyclique .....</b>	<b>133</b>
III.1	Introduction .....	133
III.2	Modèle TZC .....	133
III.2.1	<i>Formulation du modèle</i> .....	<i>133</i>
III.2.1.1	Mobilisation du frottement axial .....	133
III.2.1.2	Comportement à la base du pieu.....	141
III.2.2	<i>Procédure de calcul avec le modèle TZC</i> .....	<i>142</i>
III.2.2.1	Procédure de calcul dans le cas monotone .....	142
III.2.2.2	Procédure de calcul cycle à cycle – Couplage avec les méthodes ABC (TZC-ABC) et SOLCYP (TZC-SOLCYP).....	144
III.2.2.3	Potentialités du modèle TZC .....	152
III.3	Etude d'un cas théorique .....	154
III.3.1	<i>Présentation du cas d'étude</i> .....	<i>154</i>
III.3.1.1	Géométrie du pieu .....	154
III.3.1.2	Propriétés du massif de sol .....	154
III.3.1.3	Portance du pieu .....	156
III.3.2	<i>Paramètres et séquences de calcul</i> .....	<i>158</i>
III.3.2.1	Paramètres de calculs .....	158
III.3.2.2	Séquences de calcul.....	159
III.3.3	<i>Présentation des résultats avec la méthode TZC-ABC</i> .....	<i>159</i>
III.3.3.1	Résultats généraux.....	159
III.3.3.2	Accumulation des déplacements .....	161
III.3.3.3	Evolution de la résistance à la traction du pieu .....	162
III.3.3.4	Evolution de la contrainte normale à l'interface sol-pieu.....	166
III.3.3.5	Evolution du frottement axial.....	168
III.3.4	<i>Présentation des résultats avec la méthode TZC-SOLCYP</i> .....	<i>173</i>
III.3.4.1	Résultats généraux.....	173
III.3.4.2	Accumulation des déplacements .....	174
III.3.4.3	Evolution de la résistance à la traction .....	176
III.3.4.4	Autres résultats .....	180
III.4	Synthèse et Conclusions .....	186

<b>IV Chapitre 4 : Comparaison des résultats du modèle TZC avec les résultats d'essais de pieux en vraie grandeur .....</b>	<b>189</b>
IV.1 Introduction .....	189
IV.2 Présentation des résultats des essais de pieux en vraie grandeur.....	189
IV.2.1 <i>Les essais de Dunkerque</i> .....	189
a) Présentation du site.....	189
b) Présentation des pieux modélisés .....	192
c) Présentation des séquences et des résultats expérimentaux.....	193
IV.2.2 <i>Les essais de Loon-Plage</i> .....	194
a) Présentation du site.....	194
b) Présentation du pieu modélisé.....	195
c) Présentation des séquences et des résultats expérimentaux.....	196
IV.3 Paramètres de calculs .....	196
IV.3.1 <i>Paramètres de calculs dans le modèle TZC</i> .....	196
IV.3.1.1 Paramètres monotones.....	196
IV.3.1.2 Paramètres cycliques .....	203
IV.3.2 <i>Paramètres de calculs dans la méthode ABC</i> .....	204
IV.3.3 <i>Paramètres de calculs dans la méthode SOLCYP</i> .....	204
IV.4 Comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats calculés avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP.....	206
IV.4.1.1 Comparaison avec les essais de Dunkerque .....	206
IV.4.1.2 Comparaison avec l'essai de Loon-Plage.....	223
IV.4.1.3 Conclusions sur les comparaisons mesures/calculs.....	228
IV.5 Construction de diagrammes de stabilité cyclique .....	231
IV.5.1 <i>Exemple des pieux battus dans le sable de Dunkerque</i> .....	231
IV.5.2 <i>Exemple des pieux forés dans le sable de Loon-Plage</i> .....	239
IV.6 Discussion des résultats.....	242
IV.6.1 <i>Influence du niveau de chargement</i> .....	242
IV.6.2 <i>Influence de l'histoire de chargement</i> .....	245
IV.7 Conclusions et synthèse.....	247
<b>Conclusion Générale et Perspectives .....</b>	<b>249</b>
<b>Références Bibliographiques .....</b>	<b>253</b>
<b>Annexes .....</b>	<b>265</b>

## Liste des notations

### Propriétés du pieu

<b>A</b>	( $m^2$ )	Section du pieu
<b>A<sub>b</sub></b>	( $m^2$ )	Aire de la section de la base du pieu
<b>D</b>	( $m$ )	Diamètre du pieu
<b>E<sub>p</sub></b>	( $GPa$ )	Module d'Young du pieu
<b>h<sub>i</sub></b>	( $m$ )	Hauteur de la couche de sol i
<b>K<sub>p</sub></b>		Compressibilité du pieu
<b>L</b>	( $m$ )	Longueur du pieu
<b>P<sub>i</sub></b>	( $m$ )	Périmètre du pieu au niveau de la couche de sol i
<b>R</b>	( $m$ )	Rayon du pieu
<b>R*</b>	( $m$ )	Rayon équivalent d'un pieu battu ouvert
<b>R<sub>b</sub></b>	( $kN$ )	Résistance de pointe du pieu
<b>R<sub>c</sub></b>	( $kN$ )	Capacité portante du pieu
<b>R<sub>c,cr</sub></b>	( $kN$ )	Charge de fluage du pieu
<b>R<sub>c cyc</sub></b>	( $kN$ )	Capacité portante cyclique du pieu
<b>R<sub>c post-cyc</sub></b>	( $kN$ )	Capacité portante post-cyclique du pieu
<b>R<sub>ext</sub></b>	( $m$ )	Rayon extérieur du pieu
<b>R<sub>int</sub></b>	( $m$ )	Rayon intérieur du pieu
<b>R<sub>s</sub></b>	( $kN$ )	Résistance à la traction du pieu
<b>R<sub>s1</sub></b>	( $kN$ )	Résistance à la traction initiale avant un chargement cyclique
<b>R<sub>s cyc</sub></b>	( $kN$ )	Résistance à la traction cyclique du pieu
<b>R<sub>s post-cyc</sub></b>	( $kN$ )	Résistance à la traction post-cyclique du pieu

### Caractéristiques du sol

<b>c<sub>u</sub></b>	( $kPa$ )	Cohésion non-drainée du sol
<b>D<sub>R</sub></b>		Densité relative du sol
<b>E<sub>M</sub></b>	( $MPa$ )	Module pressiométrique Ménard
<b>E<sub>s</sub></b>	( $MPa$ )	Module d'Young du sol
<b>G</b>	( $MPa$ )	Module de cisaillement du sol
<b>I<sub>D</sub></b>		Indice de densité
<b>K<sub>0</sub></b>		Coefficient de pression des terres au repos
<b>OCR</b>		Degré de sur-consolidation dans une argile
<b>p<sub>i</sub>*</b>	( $kPa$ )	Pression limite nette
<b>p<sub>Le</sub></b>	( $kPa$ )	Pression limite équivalente
<b>q<sub>c</sub></b>	( $kPa$ )	Résistance de pointe pénétrométrique



<b>u</b>	(kPa)	Pression d'eau interstitielle
<b>YSR</b>		Degré de sur-consolidation apparent dans une argile
<b>v<sub>s</sub></b>		Coefficient de Poisson du sol
<b>σ'<sub>v</sub></b>	(kPa)	Contrainte effective verticale dans le sol
<b>φ</b>	(°)	Angle de frottement interne du sol

***Propriétés de l'interface sol-pieu***

<b>D<sub>b</sub></b>		Facteur de dégradation de la résistance de pointe limite
<b>D<sub>E</sub></b>		Facteur de dégradation du module de cisaillement du sol
<b>D<sub>τ</sub></b>		Facteur de dégradation du frottement axial limite
<b>K</b>		Coefficient des terres à la rupture
<b>k<sub>b</sub></b>	(kPa/mm)	Rigidité initiale des courbes p-z
<b>k<sub>n</sub></b>	(kPa/mm)	Rigidité normale à l'interface sol-pieu
<b>k<sub>s</sub></b>	(kPa/mm)	Rigidité initiale des courbes t-z
<b>K<sub>ti</sub></b>	(kPa/mm)	Rigidité du sol à l'interface sol-pieu au cycle i du chargement cyclique
<b>q<sub>b</sub></b>	(kPa)	Résistance unitaire de pointe limite
<b>q<sub>s</sub></b>	(kPa)	Frottement axial limite
<b>q<sub>s max</sub></b>	(kPa)	Frottement axial limite maximal atteint par une couche de sol subissant un durcissement
<b>q<sub>s;pic</sub></b>	(kPa)	Frottement axial limite de pic
<b>q<sub>s;résiduel</sub></b>	(kPa)	Frottement axial limite résiduel dans un sol à comportement radoucissant
<b>R<sub>f</sub></b>		Taux de dégradation du frottement axial limite
<b>R<sub>fb</sub></b>		Taux de réduction de la rigidité initiale des courbes p-z
<b>R<sub>fs</sub></b>		Taux de réduction de la rigidité initiale des courbes t-z
<b>S<sub>cal</sub></b>	(mm)	Tassement calculé en tête de pieu au cours d'un chargement statique axial
<b>S<sub>m</sub></b>	(mm)	Tassement mesuré en tête de pieu au cours d'un essai statique axial
<b>[u]</b>	(mm)	Déplacement normal relatif à l'interface sol-pieu
<b>[u]<sub>i</sub></b>	(mm)	Déplacement normal relatif au cycle i
<b>w<sub>b</sub></b>	(mm)	Déplacement vertical de la base du pieu
<b>w<sub>z</sub></b>	(mm)	Déplacement vertical d'un tronçon de pieu situé à la profondeur z avec la méthode des courbes de transfert
<b>w<sub>zi</sub></b>	(mm)	Déplacement vertical de la couche de sol au cycle i
<b>δ'</b>	(°)	Angle de frottement sol-structure
<b>Δq<sub>s(i)</sub></b>	(kPa)	Dégradation du frottement axial limite au cycle i dans le modèle TZC
<b>Δw</b>	(mm)	Amplitude de déplacement
<b>Δτ<sub>cyc</sub></b>	(kPa)	Amplitude de cisaillement cyclique selon la méthode TZC-SOLCYP

$\varepsilon_i$		Déformation au tronçon $i$ du pieu avec la méthode des courbes de transfert
$\lambda_b$	(mm)	Paramètre homogène à une longueur dans la courbe p-z du modèle AB1
$\lambda_s$	(mm)	Paramètre homogène à une longueur dans la courbe t-z du modèle AB1
$\sigma_i$	(kPa)	Contrainte appliquée dans le segment $i$ du pieu
$\sigma'_n$	(kPa)	Contrainte effective normale à l'interface sol-pieu
$\sigma'_{ni}$	(kPa)	Contrainte effective normale à l'interface sol-pieu au cycle $i$
$\tau$	(kPa)	Frottement axial mobilisé au niveau d'une couche de sol à l'interface sol-pieu
$\tau_{cyc}$	(kPa)	Amplitude de cisaillement cyclique appliquée à une couche de sol au cours d'un chargement cyclique
$\tau_i$	(kPa)	Frottement axial mobilisé au cycle $i$
$\tau_{moy}$	(kPa)	Contrainte moyenne de cisaillement appliquée à une couche de sol au cours d'un chargement cyclique

#### Caractéristiques du chargement cyclique

$Q_{cyc}$	(kN)	Amplitude cyclique au cours d'un chargement cyclique
$Q_{max}$	(kN)	Charge maximale appliquée au pieu au cours d'un chargement cyclique
$Q_{min}$	(kN)	Charge minimale appliquée au pieu au cours d'un chargement cyclique
$Q_{moy}$	(kN)	Charge moyenne au cours d'un chargement cyclique
$N$		Nombre de cycles appliqué au pieu durant une séquence cyclique
$N_{éqi}$		Nombre de cycles équivalent après un nombre $i$ de paquet de cycles
$N_t$		Effort normal appliqué en tête de pieu
$N_s$		Nombre de cycles dans un paquet de cycle (égal à 10)
$T$	(s)	Période d'un chargement cyclique

#### Paramètres intervenant dans le dimensionnement des pieux

$G_k$	(kN)	Valeur caractéristique des charges permanentes
$k_p$		Facteur de portance
$N_q$		Terme de profondeur dans le calcul de la résistance de pointe avec la méthode en contraintes effectives
$Q_{ELS}$	(kN)	Chargement correspondant à l'état limite de service
$Q_k$	(kN)	Valeur caractéristique des charges variables
$S_t$		Sensibilité du sol dans la méthode ICP pour le calcul de portance d'un pieu installé dans l'argile
$\gamma_G, \gamma_Q$		Coefficients partiels de chargement des pieux

$\gamma_R$	Coefficient de résistance introduit pour le dimensionnement des pieux sous charge cyclique axiale
$\gamma_{Rd}$	Facteur de modèle utilisé dans le dimensionnement des pieux sous charge monotone
$\gamma_t$	Facteur de sécurité utilisé dans le dimensionnement des pieux sous charge monotone

## Introduction Générale

Les pieux sont utilisés depuis longtemps dans le domaine du génie civil en tant que techniques de fondations profondes. Ils sont dimensionnés pour reprendre les efforts transmis par la structure portée, lorsque les couches superficielles du sol ne sont pas suffisamment résistantes.

Deux grands types de pieux peuvent être distingués : les pieux forés qui sont mis en place sans refoulement du sol et les pieux battus mis en place avec refoulement du sol. Il est important de distinguer ces deux techniques de mise en place des pieux car elles ont une influence directe sur le comportement du sol au voisinage de l'inclusion et sur la capacité portante de la fondation. D'autres paramètres influencent la capacité portante du pieu tels que la géométrie du pieu, la nature des matériaux qui le constituent, la résistance du sol autour de la fondation et la direction et la nature de la sollicitation qui lui est appliquée.

Pour les structures habituelles telles que les ponts et les bâtiments, les fondations sont dimensionnées pour supporter principalement des charges permanentes ayant un caractère monotone. L'étude du comportement des pieux sous ce type de sollicitation a déjà fait l'objet de nombreux travaux de recherche. Ces travaux ont abouti à des méthodes de dimensionnement qui ont été introduites dans les normes. Deux principaux résultats qui contrôlent le comportement des pieux sous charge monotone sont examinés : la capacité portante et le déplacement en tête de pieu. Un dimensionnement adéquat requiert une estimation satisfaisante de ces deux résultats.

L'évolution des structures portées par les pieux (éoliennes, ponts ferroviaires, tours de grandes hauteurs, etc.), et l'expansion de l'exploitation des ressources énergétiques en mer, ont contribué à modifier le type de chargement transmis aux pieux. Ces chargements ont un caractère variable et répétitif dans le temps, et sont généralement qualifiés de « chargements cycliques ». Ils sont définis par la direction du chargement (axial ou transversal), le nombre de cycles appliqué, la période du chargement, la charge moyenne et l'amplitude cyclique appliquées et enfin le type de chargement (alterné ou non-alterné).

Les actions induisant des chargements cycliques peuvent être classées en trois catégories. La première catégorie regroupe les actions environnementales comme l'action du vent ou de la houle. Les actions dues au vent sont caractérisées par un grand nombre de cycles ( $> 100000$  cycles) et une période inférieure à 10 secondes. Les actions dues à la houle se caractérisent par un nombre de cycles plus faible, compris entre 10 et 1000 cycles, et une période plus longue, comprise entre 10 et 1000 secondes. La deuxième catégorie comporte les actions industrielles comme la rotation des pales pour les éoliennes et les hydroliennes. Ces sollicitations sont caractérisées par un nombre de cycles

important supérieur à 100000 et une période de plusieurs secondes. La troisième catégorie concerne les actions représentant une combinaison entre les actions environnementales et les actions industrielles.

Néanmoins, dans les différents règlements relatifs au dimensionnement des fondations profondes (Eurocode 7 (CEN, 2004), API (2007 et 2011), etc.), il n'existe pas de méthodologie précise pour prendre en compte le caractère cyclique du chargement. Il s'ensuit des pratiques peu harmonieuses entre les différents praticiens pouvant conduire à des solutions plus ou moins fiables et à une gestion non-maitrisée des coûts de construction.

Afin d'améliorer le dimensionnement des pieux d'une part sous charge monotone, et d'autre part sous charge cyclique, le travail de la présente thèse vise les objectifs suivants :

- proposer un état de l'art sur les méthodes de dimensionnement des pieux soumis à des chargements axiaux monotones, ainsi que sur les principes et les méthodes permettant de prendre en compte l'effet des cycles dans le cas d'un chargement axial cyclique du pieu ;
- proposer une analyse statistique du modèle de Frank et Zhao (1982) de calcul de tassement de pieu sous charge axiale monotone proposé dans la norme nationale française d'application de l'Eurocode 7 (NF P 94-262 (AFNOR, 2012)), et développer deux nouveaux modèles de calcul de tassement selon la méthode des courbes de transfert ;
- proposer une procédure pour modéliser le comportement des pieux sous charge axiale cyclique et comparer les résultats à des résultats d'essais de pieux en vraie grandeur.

Afin d'atteindre les objectifs précités, cette étude est divisée en deux parties principales. La première partie se focalise sur l'étude du comportement des pieux sous chargement axial monotone, et la seconde partie traite la problématique de dimensionnement des pieux sous charge axiale cyclique. Le présent document s'articule en quatre chapitres dont celui dédié à la synthèse bibliographique.

Le premier chapitre est une synthèse bibliographique visant à présenter l'état de l'art relatif au comportement des pieux sous charges axiales monotones et cycliques. D'une part, les différentes méthodes de calcul de portance et de tassement de pieu sous charge monotone sont présentées avec un intérêt particulier porté à la méthode des courbes de transfert. D'autre part, les différents paramètres influençant le comportement du pieu sous charge axiale cyclique, et les différentes approches permettant d'évaluer la dégradation de la capacité portante du pieu et les déplacements accumulés au cours des cycles, sont décrits.

Le second chapitre rentre dans le cadre de la première partie du mémoire traitant du comportement du pieu sous charge axiale monotone. Il propose tout d'abord, une analyse statistique du modèle de Frank et Zhao de calcul de tassement de pieu suggéré par la norme NF P 94-262. Ensuite, deux nouveaux

modèles de calcul de tassement sont présentés dans ce même chapitre, et sont comparés au modèle de Frank et Zhao.

Le troisième chapitre rentre dans le cadre de la deuxième partie du mémoire. Il détaille une nouvelle procédure développée pour prendre en compte essentiellement l'effet des cycles sur la capacité portante du pieu. La procédure se base également sur la méthode des courbes de transfert et permet de calculer les déplacements accumulés en tête de pieu et de suivre l'évolution des contraintes à l'interface sol-pieu. Cette procédure de calcul cycle à cycle a été testée sur un exemple académique afin d'évaluer ses potentialités.

Le quatrième et dernier chapitre s'insère également dans la seconde partie du présent document. Il vise à proposer une comparaison entre les résultats de la procédure développée dans le chapitre III et des résultats d'essais de pieux en vraie grandeur réalisés à Dunkerque dans le cadre du projet GOPAL, et à Loon-Plage dans le cadre du Projet National SOLCYP. L'objectif est de vérifier la validité de la procédure de calcul proposée.



# **I Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des pieux sous chargement axial monotone et cyclique**

## **I.1 Introduction**

Les pieux sont des éléments de construction permettant de fonder des bâtiments, des ouvrages de génie civil, des structures de production d'énergie, etc. Ils sont conçus pour supporter les différents types de sollicitations que ces structures leur transmettent. Lorsque les couches superficielles du sol ont une faible résistance, les pieux sont utilisés afin de transférer les charges vers les couches profondes du sol, généralement plus résistantes. Le pieu reprend la charge transmise par l'ouvrage sous forme de frottement mobilisé tout au long du fût et sous forme de résistance de pointe mobilisée à la base du pieu.

Lors du dimensionnement d'un pieu subissant un chargement axial monotone, deux éléments doivent être correctement estimés : la capacité portante et le tassement du pieu sous une charge donnée. Différentes méthodes de calcul de la capacité portante existent dans la littérature et dans les normes de dimensionnement des fondations profondes. En ce qui concerne le calcul de tassement, plusieurs méthodes et modèles de calcul ont été développés jusqu'à maintenant. Cependant, les résultats de ces méthodes ont rarement été comparés à un nombre important de résultats expérimentaux. Ainsi, la fiabilité des méthodes existantes de calcul de tassement n'a été que rarement vérifiée.

Dans le cas du dimensionnement d'un pieu sous chargement axial cyclique, un intérêt particulier doit être porté à l'évolution de la capacité portante du pieu au cours des cycles, et à l'accumulation des déplacements en tête de pieu. En effet, une dégradation excessive de la capacité portante ou une forte accumulation des déplacements peut provoquer la rupture du pieu après un certain nombre de cycles. L'évolution de ces deux paramètres (capacité portante et déplacement) est contrôlée par plusieurs facteurs tels que la résistance du sol au voisinage du pieu, les caractéristiques du chargement, le mode de chargement ou encore la vitesse du chargement cyclique. Plusieurs méthodes d'estimation de la dégradation de la capacité portante du pieu au cours du chargement cyclique existent dans la littérature. De plus, plusieurs approches visant à proposer des modélisations numériques de l'interaction sol-pieu ont été proposés. Cependant, ces modèles sont souvent complexes à appliquer, ou requièrent un grand nombre de paramètres, ou n'ont pas été confrontés à une large gamme d'essais expérimentaux pour tester leur fiabilité.

La première partie de ce chapitre vise à proposer une synthèse des méthodes de calcul de la portance et du tassement d'un pieu soumis à une charge axiale monotone. Quatre méthodes de calcul de portance



sont décrites dans cette partie. De plus, trois principaux paramètres influençant la portance du pieu sont détaillés. Ces paramètres sont le mode d'installation du pieu, l'effet du temps et la compressibilité du pieu. La première partie se termine par la présentation des méthodes numériques utilisées pour le calcul du tassement des pieux.

La seconde partie du présent chapitre propose une synthèse bibliographique du comportement d'un pieu soumis à une sollicitation cyclique axiale. Dans cette partie, le chargement cyclique est défini, ensuite les effets du mode et de la vitesse de chargement et de la compressibilité du pieu, sont détaillés. Les différentes approches permettant d'estimer la dégradation du sol et de la capacité portante d'un pieu, ainsi que les modèles reproduisant la réponse du pieu sous charge axiale cyclique, sont également abordés.

## **I.2 Comportement des pieux sous chargement axial monotone**

### ***1.2.1 Observations expérimentales du comportement des pieux***

Le comportement des pieux sous charge axiale dépend essentiellement de la nature du matériau qui les constitue et de leur mode d'installation dans le sol. Deux modes de mise en place des pieux sont généralement utilisés. Le premier mode d'installation est le fonçage où les pieux sont réalisés à l'avance et ensuite mis en place dans le sol. Le deuxième mode de mise en place est le forage où les pieux sont réalisés sur place par bétonnage dans une excavation.

Afin d'évaluer adéquatement la portance des pieux, il est plus judicieux de les classer suivant le type de sollicitation imposée au sol lors de l'installation. Ainsi, les pieux peuvent être classés en deux grandes catégories. La première regroupe les pieux provoquant le refoulement du sol tels que les pieux battus, les pieux vibro-foncés et les pieux vissés. La deuxième catégorie comprend les pieux ne provoquant pas le refoulement du sol tels que les pieux forés, les micropieux et les pieux tarière creuse. Au sein de ces deux grandes catégories de pieux, différentes techniques d'installation existent. Par exemple, la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) propose un classement avec 20 catégories de pieux réparties en 8 classes. Les différents types de pieux sont récapitulés dans le Tableau I.1.

La portance d'un pieu peut être mesurée expérimentalement en réalisant un essai de chargement statique. Le résultat de cet essai est représenté sous forme d'une courbe reliant la charge appliquée en tête de pieu à son enfoncement. La Figure I.1 est une illustration de ce type de courbe. La portance d'un pieu (charge limite)  $R_c$  est définie conventionnellement comme la résistance du pieu associée à un enfoncement en tête équivalent à  $0.1 D$ , avec  $D$  le diamètre du pieu. La Figure I.1 montre une courbe de charge/enfoncement relative à un essai de chargement statique. L'essai n'ayant pas été mené

ici jusqu'à la charge limite (l'enfoncement maximal inférieur à D/10). Une extrapolation a été utilisée afin de définir la résistance correspondante à un déplacement équivalent à D/10.

**Tableau I.1 : Classification des pieux selon l'AFNOR (2012)**

<b>Classe</b>	<b>Catégorie</b>	<b>Technique de mise en œuvre</b>	<b>Pieu Refoulant</b>	<b>Pieu Non-Refoulant</b>
1	1	Foré simple (pieux et barrettes)		x
	2	Foré boue (pieux et barrettes)		x
	3	Foré tubé (virole perdue)		x
	4	Foré tubé (virole récupérée)		x
	5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits		x
2	6	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation		x
3	7	Vissé moulé	x	
	8	Vissé tubé	x	
4	9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	x	
	10	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	x	
	11	Battu moulé	x	
	12	Battu acier fermé	x	
5	13	Battu acier ouvert	x	
6	14	Profilé H battu	x	
	15	Profilé H battu injecté	x	
7	16	Palplanches battues	x	
1 bis	17	Micropieu type I		x
	18	Micropieu type II		x
8	19	Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)		x
	20	Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)		x

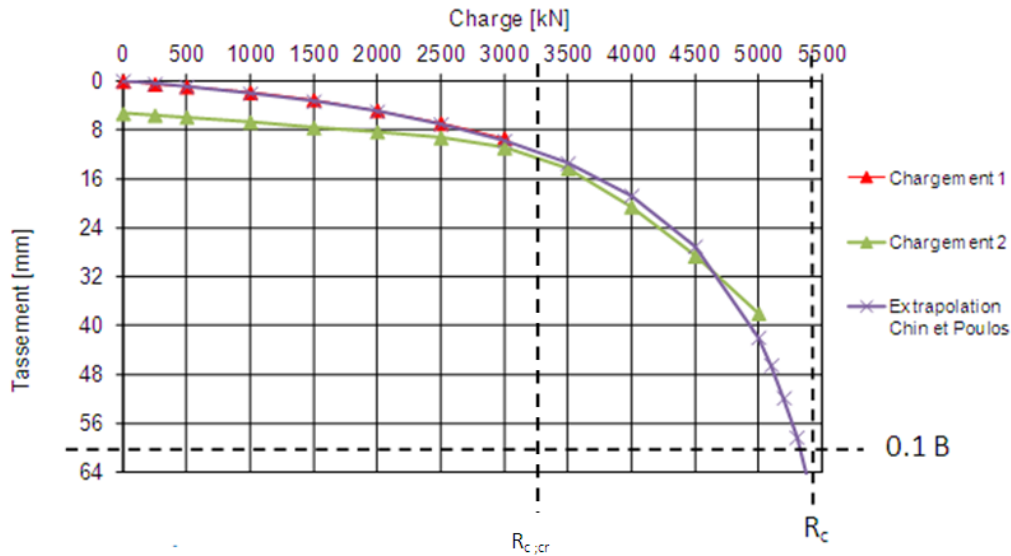


Figure I.1 : Courbe de charge/enfoncement issue d'un essai de chargement statique

Une seconde charge du pieu nommée la charge de fluage  $R_{c,cr}$  peut être également définie lors d'un essai de chargement statique. Cette charge de fluage est définie comme étant la résistance mobilisable sans variation notable dans le temps correspondant à un enfoncement faible de la tête de pieu. Elle est représentée sur la Figure I.1. Elle correspond plus ou moins à la fin de la partie de la courbe reliant linéairement le chargement en tête de pieu à son enfoncement. Elle est déterminée par les courbes de fluage, c'est-à-dire les courbes indiquant le déplacement du pieu sous une charge constante.

Les pieux utilisés au cours d'un essai de chargement statique peuvent être instrumentés. Si les pieux sont instrumentés, la distribution de l'effort normal le long du pieu en fonction de la profondeur peut être obtenue, pour chaque palier de chargement (Figure I.2). Sur cette figure, il est clair que l'effort normal diminue avec la profondeur. Cette réduction de l'effort normal est due au frottement mobilisé à l'interface sol-pieu. L'effort normal dans un pieu décroît d'autant plus que le frottement mobilisable à l'interface est important. Lorsque le chargement appliqué en tête atteint la résistance du pieu  $R_c$ , l'écart entre l'effort normal en tête de pieu et celui à la base du pieu est la résistance de frottement du pieu  $R_s$  (résistance à la traction). L'effort mobilisé à la base du pieu est appelé la résistance de pointe  $R_b$ . La portance du pieu (résistance de compression)  $R_c$  est alors définie selon l'équation (I.1). La résistance de pointe  $R_b$  est calculée selon l'équation (I.2) où  $A_b$  est la section de la base du pieu et  $q_b$  est la résistance unitaire limite sous la base du pieu. L'équation (I.3) définit la relation permettant de calculer la résistance de frottement du pieu  $R_s$ . Dans cette équation,  $P_i$  est le périmètre du pieu dans la couche de sol  $i$ ,  $h_i$  est l'épaisseur de la couche de sol et  $q_{s,i}$  est le frottement axial limite dans la couche de sol  $i$ .

$$R_c = R_b + R_s \quad (I.1)$$

$$R_b = q_b A_b \quad (I.2)$$

$$R_s = \sum P_i h_i q_{s,i} \quad (I.3)$$

Si le pieu est instrumenté, les courbes de mobilisation du frottement axial  $q_s$  en fonction du déplacement du pieu peuvent être construites, pour différents niveaux de profondeur du pieu. Ces courbes sont aussi appelées « courbes t-z ». La Figure I.3 illustre les courbes de mobilisation issues de l'exploitation des résultats d'un essai de chargement statique. Ces courbes permettent de déterminer le frottement axial limite  $q_s$  et la résistance unitaire limite sous la base du pieu  $q_b$ .

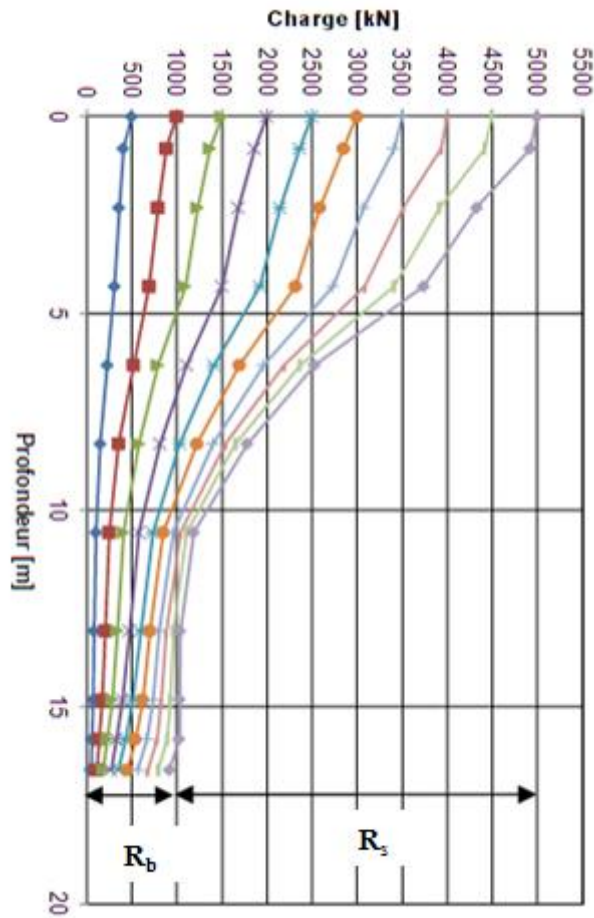


Figure I.2 : Distribution de l'effort normal le long du pieu au cours d'un essai de chargement statique, pour différents paliers de chargement

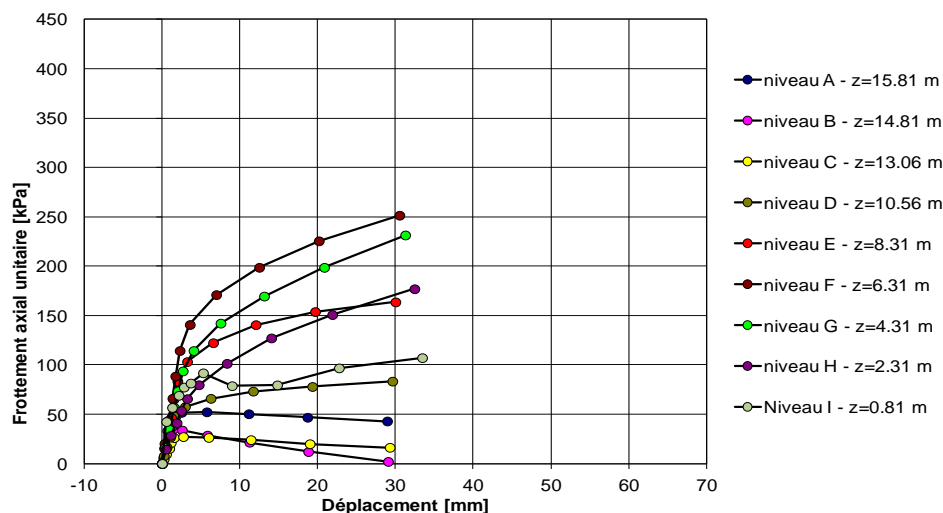


Figure I.3 : Courbes de mobilisation du frottement axial en fonction du déplacement à différents niveaux du pieu

Si le pieu n'est pas instrumenté, le calcul de  $R_s$  et de  $R_b$  nécessite une estimation des valeurs de  $q_s$  et  $q_b$ . Ces deux derniers paramètres peuvent être calculés selon différentes méthodes. En effet, chaque pays préconise une méthode de calcul pour le dimensionnement des pieux. Ces méthodes peuvent se baser sur des résultats d'essais in-situ ou sur des essais de laboratoire. Les essais in-situ sont généralement l'essai pressiométrique ou l'essai pénétrométrique. Les paramètres utilisés à partir de ces essais sont la pression limite  $p_1$  ou la résistance de pointe pénétrométrique  $q_c$ . Dans le paragraphe I.2.2, deux méthodes basées sur des essais in-situ (méthode pressiométrique et méthode pénétrométrique), ainsi que deux méthodes basées sur les essais de laboratoire, sont décrites.

## I.2.2 Méthodes de calcul de la portance des pieux sous charge axiale monotone

### I.2.2.1 Méthode pressiométrique

Le Fascicule 62 Titre V (MELT, 1993) a été adopté depuis 1993 par le ministère de l'Équipement. Il regroupe des règles de calcul de portance des pieux à partir d'essais pressiométriques et pénétrométriques.

Cependant, de nombreux essais de chargement statique de pieux ont été réalisés depuis 1990 et n'ont pas été pris en compte lors de l'élaboration des règles du Fascicule 62-V (MELT, 1993). Bustamante et Gianceselli (2006) se sont basés sur ces essais de pieux et sur les essais plus anciens pour proposer de nouvelles règles de calcul de portance de pieux. Ces règles proposées par Bustamante et Gianceselli (2006) ont permis d'inclure des techniques de mise en place de pieux plus récentes et postérieures à la publication des anciennes règles. Elles ont permis également de proposer un réajustement des paramètres de calcul de frottement axial limite de coefficient de portance utilisés dans les règles de calcul. Bustamante et Gianceselli (2006) ont proposé 20 catégories de pieux (contre 17 catégories de pieux présentées dans le Fascicule 62-Titre V). Ces catégories ont été regroupées en 8 classes.

Plus récemment, les anciennes règles de calcul ainsi que celles présentées par Bustamante et Gianceselli (2006) ont été révisées par Burlon et al. (2014). L'objectif de cette révision est la mise en conformité des règles de calcul françaises aux exigences de l'Eurocode 7. Dans cette partie, les nouvelles règles mises en place dans la norme d'application nationale française relative au dimensionnement des fondations profondes NF P 94-262 (AFNOR, 2012) sont présentées. Les règles établies dans cette norme sont basées sur les travaux menés par Burlon et al. (2014).

a) Calcul du frottement axial limite

L'expression du frottement axial limite  $q_s$  proposée par Burlon et al. (2014) est donnée par l'équation (I.4).

$$q_s = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}(p_l^*) \quad (\text{I.4})$$

Dans cette équation,  $p_l^*$  est la pression limite nette mesurée dans le sol,  $\alpha_{\text{pieu-sol}}$  est un paramètre adimensionnel dépendant de l'interface sol-pieu, et  $f_{\text{sol}}$  est une fonction dépendant du type de sol. Les valeurs  $\alpha_{\text{pieu-sol}}$  sont précisées dans le Tableau I.3 et dépendent de la nature du sol et du mode de mise en place du pieu.

La figure I.4 illustre l'évolution de la fonction  $f_{\text{sol}}$  en fonction de la pression limite nette pour cinq types de sol distincts. L'expression de la fonction  $f_{\text{sol}}$  est donnée dans l'équation (I.5). Les paramètres a, b et c intervenant dans cette équation sont des paramètres dépendant de la nature du sol. Les valeurs de a, b et c sont données dans le Tableau I.2.

$$f_{\text{sol}}(p_l^*) = (a * p_l^* + b)(1 - e^{-c * p_l^*}) \quad (\text{I.5})$$

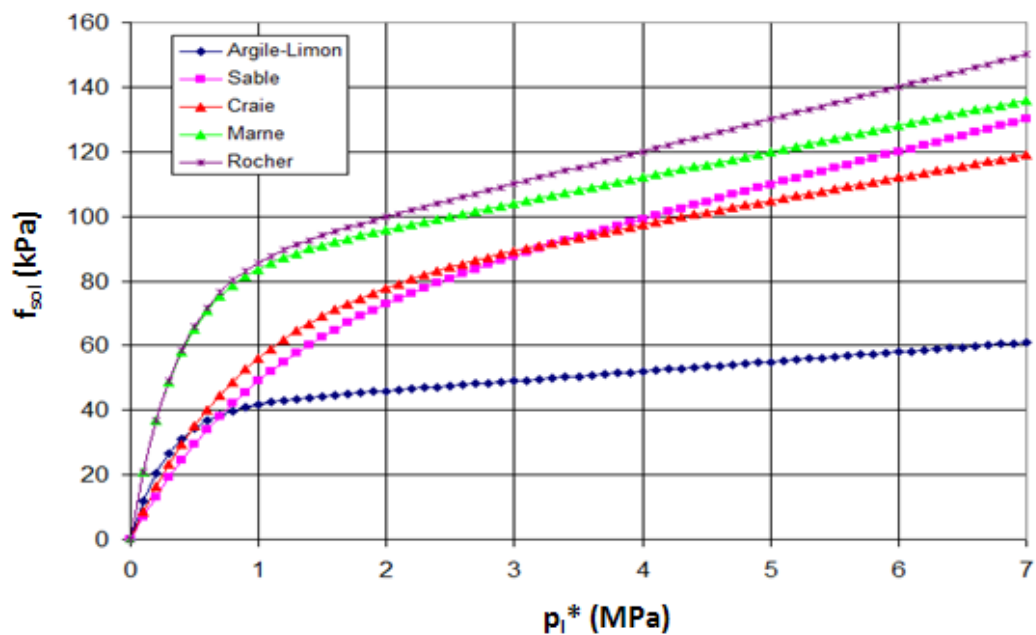


Figure I.4. Abaques des courbes  $f_{sol}$  en fonction de  $p_i^*$  proposées par Burlon et al. (2013) (AFNOR, 2012)

Tableau I.2 : Valeurs des paramètres a, b et c dans les règles proposées par Burlon et al. (2013)

Type de sol	Argile % $CaCO_3 < 30\%$ Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée ou fragmentée
Choix de la courbe	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
a	0,003	0,01	0,007	0,008	0,01
b	0,04	0,06	0,07	0,08	0,08
c	3,5	1,2	1,3	3	3

**Tableau I.3 : Valeurs du paramètre  $\alpha_{\text{pieu-sol}}$  proposées par Burlon et al. (2014), (AFNOR, 2012)**

N°	Technique de mise en œuvre	Argile % CaCO <sub>3</sub> < 30% Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée ou fragmentée
1	Foré simple (pieux et barrettes)	1.1	1	1.8	1.5	1.6
2	Foré boue (pieux et barrettes)	1.25	1,4	1,8	1,5	1,6
3	Foré tubé (virole perdue)	0.7	0.6	0.5	0.9	—
4	Foré tubé (virole récupérée)	1.25	1.4	1.7	1.4	—
5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	1.3	—	—	—	—
6	Foré tarière continue simple rotation ou double rotation	1.5	1.8	2.1	1.6	1.6
7	Vissé moulé	1.9	2.1	1.7	1.7	—
8	Vissé tubé	0.6	0.6	1	0.7	—
9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	1.1	1.4	1	0.9	—
10	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	2	2.1	1.9	1.6	—
11	Battu moulé	1.2	1.4	2.1	1	—
12	Battu acier fermé	0.8	1.2	0.4	0.9	—
13	Battu acier ouvert	1.2	0.7	0.5	1	1
14	H battu	1.1	1	0.4	1	0.9
15	H battu injecté IGU ou IRS	2.7	2.9	2.4	2.4	2.4
16	Palplanches battues	0.9	0.8	0.4	1.2	1.2
17	Micropieu type I	—	—	—	—	—
18	Micropieu type II	—	—	—	—	—
19	Pieu ou micropieu injecté (type III)	2.7	2.9	2.4	2.4	2.4
20	Pieu ou micropieu injecté (type IV)	3.4	3.8	3.1	3.1	3.1



A partir de l'expression du frottement axial limite unitaire  $q_s$  dans l'équation (I.4), la résistance de frottement  $R_s$  du pieu peut être calculée selon l'équation (I.6). Dans cette équation,  $D$  est le diamètre du pieu et  $L$  est sa longueur.

$$R_s = \pi D \int_0^L q_s(p_t) dz \quad (I.6)$$

b) Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe  $R_b$  des pieux est calculée selon l'équation (I.7). Dans cette équation,  $A_b$  est l'aire de la section de la base du pieu et  $p_{Le}^*$  est la pression limite nette équivalente caractérisant la compacité du sol autour de la pointe du pieu et est calculée selon l'expression générale (I.8). Dans cette expression,  $b$  est le minimum entre  $a$  et  $h$ ,  $h$  étant la hauteur de la fondation dans la couche porteuse (Figure I.5). De plus, le paramètre  $k_p$  dans l'équation (I.7) est le facteur de portance. Il dépend de la hauteur d'encastrement effective  $D_{ef}$  définie selon l'équation (I.9). Si l'encastrement relatif  $D_{ef}/D$  est supérieur à 5, alors  $k_p$  est égal à  $k_{pmax}$  dont les valeurs sont données dans le Tableau I.4. Si  $D_{ef}/D$  est inférieur à 5, alors  $k_p$  est calculé selon l'équation (I.10).

$$R_b = k_p * (p_{Le}^*) * A_b \quad (I.7)$$

$$p_{Le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{L-b}^{L+3a} p^*_L(z) dz \quad \text{avec } a = B/2 \text{ si } B > 1m$$

$$a = 0.5m \text{ si } B < 1m \quad (I.8)$$

$$D_{ef} = \frac{1}{p_{Le}^*} \int_{L-h_D}^L p^*_L(z) dz \quad (I.9)$$

$$h_D = 10D$$

$$k_p = 1 + (k_{pmax} - 1) * \frac{D_{ef}}{D} \quad (I.10)$$

Tableau I.4 : Valeurs du facteur de portance  $k_{pmax}$  pour un encastrement relatif ( $D_{ef}/D$ ) supérieur à 5 (AFNOR, 2012)

Terrain	Argile % $CaCO_3 < 30$ % Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et calcaire- marneux	Roche altérée et fragmentée (a)
1	1.15	1.1	1.45	1.45	1.45
2	1.3	1.65	1.6	1.6	2.0
3	1.55	3.2	2.35	2.10	2.10
4	1.35	3.1	2.30	2.30	2.30
5	1.0	1.9	1.4	1.4	1.2
6	1.20	3.10	1.7	2.2	1.5
7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.2
8	1.15	1.1	1.45	1.45	1.45

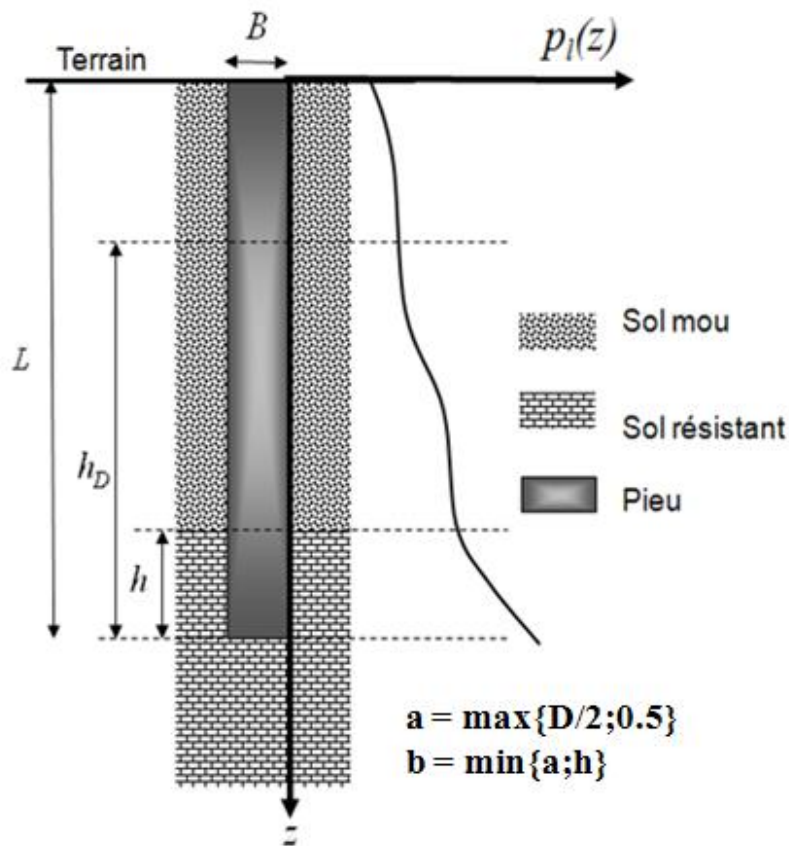


Figure I.5 : Signification des paramètres intervenant dans le calcul de la pression limite nette équivalente  $p_{Lc}^*$

### I.2.2.2 Méthode pénétrométrique

La norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) propose également une méthode de calcul de portance des pieux à partir d'essais pénétrométriques (CPT). Cependant, certains travaux montrent que les règles proposées ont un caractère plus incertain que les règles relatives à la méthode pressiométrique présentée ci-dessus. Cette incertitude est due au nombre plus réduit de résultats d'essais pénétrométriques dans la base de données utilisée.

#### a) Calcul du frottement axial limite

Le frottement axial limite d'une couche située à la cote  $z$  noté  $q_s$  est donné dans l'équation (I.11). Dans cette équation,  $\alpha_{\text{pieu-sol}}$  est un paramètre adimensionnel dépendant du type de sol et du type de pieu. Les valeurs de  $\alpha_{\text{pieu-sol}}$  sont données dans le Tableau I.5. La fonction  $f_{\text{sol}}$  dépend du type de sol dans lequel la fondation est mise en place et des valeurs de résistance de pointe lissée à la profondeur à partir de l'essai CPT notée  $q_c$ . L'évolution de  $f_{\text{sol}}$  en fonction de  $q_c$  est tracée sur la Figure I.6.

$$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}(q_c) \quad (\text{I.11})$$

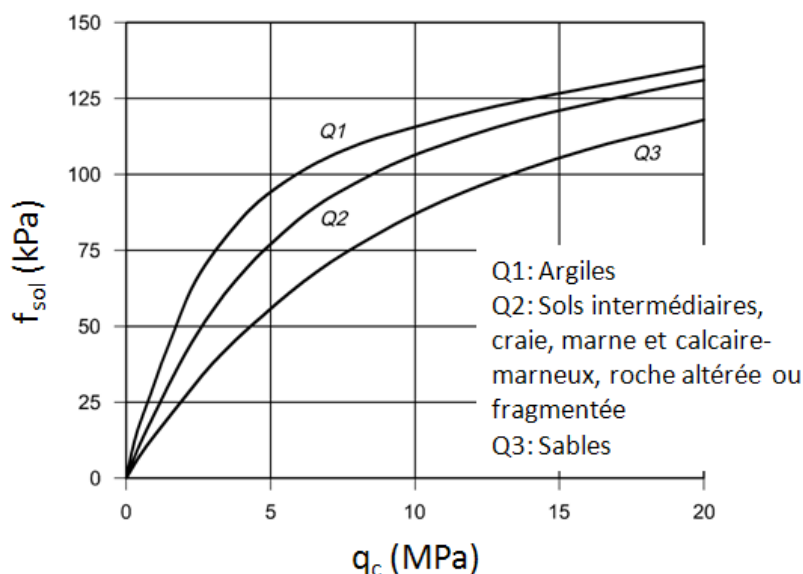


Figure I.6 : Fonctions  $f_{\text{sol}}$  pour la méthode pénétrométrique (AFNOR, 2012)

L'expression de la fonction  $f_{\text{sol}}$  est donnée dans l'équation (I.12). Les valeurs des paramètres  $a$ ,  $b$  et  $c$  dépendent du type de sol et sont données dans le Tableau I.6.

$$f_{\text{sol}}(q_c) = (a * q_c + b)(1 - e^{-c * q_c}) \quad (\text{I.12})$$

**Tableau I.5 : Valeurs du paramètre  $\alpha_{\text{pieu-sol}}$  selon la méthode pénétrométrique (AFNOR, 2012)**

N°	Technique de mise en œuvre	Argile % CaCO <sub>3</sub> < 30 % Limon	Sols intermédiaires	Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire-Marneux	Roche altérée ou fragmentée
1	Foré simple (pieux et barrettes)	0.55	0.65	0.70	0.80	1.40	1.50
2	Foré boue (pieux et barrettes)	0.65	0.80	1.00	0.80	1.40	1.50
3	Foré tubé (virole perdue)	0.35	0.40	0.40	0.25	0.85	—
4	Foré tubé (virole récupérée)	0.65	0.80	1.00	0.75	0.13	—
5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	0.70	0.85	—	—	—	—
6	Foré tarière continue simple rotation ou double rotation	0.75	0.90	1.25	0.95	1.50	1.50
7	Vissé moulé	0.95	1.15	1.45	0.75	1.60	—
8	Vissé tubé	0.30	0.35	0.40	0.45	0.65	—
9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	0.55	0.65	1.00	0.45	0.85	—
10	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	1.00	1.20	1.45	0.85	1.50	—
11	Battu moulé	0.60	0.70	1.00	0.95	0.95	—
12	Battu acier fermé	0.40	0.50	0.85	0.20	0.85	—
13	Battu acier ouvert	0.60	0.70	0.50	0.25	0.95	0.95
14	H battu	0.55	0.65	0.70	0.20	0.95	0.85
15	H battu injecté IGU ou IRS	1.35	1.60	2.00	1.10	2.25	2.25
16	Palplanches battues	0.45	0.55	0.55	0.20	1.25	1.15
17	Micropieu type I	—	—	—	—	—	—
18	Micropieu type II	—	—	—	—	—	—
19	Pieu ou micropieu injecté (type III)	1.35	1.60	2.00	1.10	2.25	2.25
20	Pieu ou micropieu injecté (typeIV)	1.70	2.05	2.65	1.40	2.90	2.90

**Tableau I.6 : Valeurs des paramètres a, b et c dans la fonction  $f_{sol}$  – méthode pénétrométrique (AFNOR, 2012)**

Type de sol	Argiles	Sols intermédiaires	Sables	Craie	Marne et Calcaire-Marneux	Roche altérée ou fragmentée
Choix de la courbe	Q1	Q2	Q3	Q2	Q2	Q2
a	0.0018	0.0015	0.0012	0.0015	0.0015	0.0015
b	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
c	0.4	0.25	0.15	0.25	0.25	0.25

A partir des valeurs des frottements axiaux limites  $q_s$ , la résistance à la traction  $R_s$  du pieu peut être calculée selon l'équation (I.13).

$$R_s = \pi B \int_0^L q_s(z) dz \quad (I.13)$$

b) Calcul de la résistance de pointe

La norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) propose l'équation (I.14) pour calculer la résistance de pointe  $R_b$ . Dans cette équation,  $A_b$  est la section de la base du pieu et  $q_{ce}$  est la résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique. Ce dernier paramètre est calculé selon l'équation (I.15) où  $q_{cc}$  correspond au profil pénétrométrique corrigé. Les valeurs de a et b sont les mêmes que celles qui ont été définies sur la Figure I.5.

$$R_b = A_b k_c q_{ce} \quad (I.14)$$

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a} \int_{L-b}^{L+3a} q_{cc}(z) dz \quad (I.15)$$

Le paramètre  $k_c$  dans l'équation (I.14) correspond au facteur de portance et dépend de la hauteur d'encastrement effective  $D_{ef}$  donnée par l'équation (I.16).

$$D_{ef} = \frac{1}{q_{ce}} \int_{L-h_D}^L q_c(z) dz \quad (I.16)$$

$$h_D = 10D$$

Ainsi, lorsque l'encastrement relatif  $D_{ef}/D$  est supérieur 5, le paramètre  $k_c$  est égal à  $k_{cmax}$  dont les valeurs sont données dans le Tableau I.7. Si  $D_{ef}/D$  est inférieur à 5, alors :

- $k_c = 0,3 + (k_{cmax} - 0,3)(D_{ef}/D)/5$  pour les argiles/limons ;
- $k_c = 0,2 + (k_{cmax} - 0,2)(D_{ef}/D)/5$  pour les sols intermédiaires ;

- $k_c = 0,1 + (k_{cmax} - 0,1)(D_{ef}/D)/5$  pour les sables et graves ;
- $k_c = 0,15 + (k_{cmax} - 0,15)(D_{ef}/D)/5$  pour la craie, les marnes et les roches altérées ou fragmentées.

**Tableau I.7 : Valeurs du paramètre  $k_{cmax}$  – Méthode pressiométrique (AFNOR, 2012)**

Terrain	Argile % CaCO <sub>3</sub> < 30 % Limon	Sol intermédiaire	Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée ou fragmentée
1	0.4	0.3	0.2	0.3	0.3	0.3
2	0.45	0.3	0.25	0.3	0.3	0.3
3	0.5	0.5	0.5	0.4	0.35	0.35
4	0.45	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
5	0.35	0.3	0.25	0.15	0.15	0.15
6	0.4	0.4	0.4	0.35	0.2	0.2
7	0.35	0.25	0.15	0.15	0.15	0.15
8	0.45	0.3	0.2	0.3	0.3	0.25

### I.2.2.3 Méthode $\alpha$ - $c_u$ (méthode en contraintes totales)

La méthode des contraintes totales est généralement utilisée pour calculer la portance des pieux installés dans l'argile. L'influence du mode de mise en place du pieu est prise en compte dans un paramètre noté  $\alpha$ .

#### a) Calcul du frottement axial limite

L'Institut Américain du Pétrole API (2011) propose l'équation (I.17) pour estimer le frottement axial limite  $q_s$  à une profondeur donnée  $z$  de l'interface sol pieu. Dans cette équation  $c_u$  est la résistance de cisaillement du sol non-drainée et  $\alpha$  est un facteur adimensionnel.

$$q_s = \alpha * c_u \quad (I.17)$$

Les équations (I.18) et (I.19) ont été proposées par l'API (2011) pour calculer le facteur  $\alpha$  pour les pieux métalliques battus des plateformes offshore.

$$\alpha = 0.5 \left( \frac{c_u}{\sigma'_v} \right)^{-0.5} \text{ avec } \left( \frac{c_u}{\sigma'_v} \right) \leq 1 \quad (\text{I.18})$$

$$\alpha = 0.5 \left( \frac{c_u}{\sigma'_v} \right)^{-0.25} \text{ avec } \left( \frac{c_u}{\sigma'_v} \right) > 1 \quad (\text{I.17})$$

b) Calcul de la résistance de pointe

La résistance unitaire limite à la base du pieu  $q_b$  est calculée selon l'équation (I.19) d'après les règles de l'API (2011).

$$q_b = 9c_u \quad (\text{I.19})$$

### I.2.2.4 Méthode $\beta$ (méthode en contraintes effectives)

a) Calcul du frottement axial limite

La méthode des contraintes effectives est ancienne et est notamment référencée pour le dimensionnement des pieux offshore. Les règles données par l'API (2011) s'appuient sur le critère de rupture de Coulomb. La contrainte de cisaillement au fût à la rupture  $q_s$  est exprimée dans l'équation (I.21).

$$q_s = \sigma'_n \tan(\delta') = K \tan(\delta') * \sigma'_v = \beta * \sigma'_v \quad (\text{I.21})$$

Dans cette équation,  $K$  est le coefficient de pression des terres à l'interface sol-pieu,  $\sigma'_n$  est la contrainte normale effective à la rupture (incluant ainsi les effets éventuels de contractance et de dilatance),  $\sigma'_v$  est la contrainte verticale effective et  $\delta'$  est l'angle de frottement sol-structure. Le coefficient  $\beta$  prend des valeurs différentes selon que le pieu est installé dans le sable ou dans l'argile.

Pour les pieux battus ouverts dans le sable, l'API (2011) propose des valeurs pour  $\beta$  données dans le Tableau I.8. Pour des pieux battus fermés dans le sable, les valeurs préconisées pour  $\beta$  sont majorées de 25%.

Pour l'argile, la méthode des contraintes effectives est applicable dans les argiles normalement consolidées à légèrement sur-consolidées. Burland (1973) a proposé l'équation (I.22) pour calculer le coefficient  $\beta$  dans les argiles normalement consolidées au voisinage des pieux battus. Dans cette équation,  $\varphi$  est l'angle de frottement interne du sol.

$$\beta = (1 - \sin(\varphi)) \tan(\varphi) \quad (\text{I.22})$$

Meyerhoff (1976) a modifié la relation précédente en introduisant le degré de surconsolidation. Il exprime le coefficient  $\beta$  selon l'équation (I.23).

$$\beta = (1.5 \pm 0.5)K \tan(\delta)\sqrt{OCR} \quad (I.23)$$

**Tableau I.8 : Paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sable (API, 2011)**

Densité Relative	Description du sol	Facteur de frottement axial $\beta$	Valeurs limites de frottement axial (kips/ft <sup>2</sup> )	Facteur de résistance de pointe $N_q$	Valeurs limites de résistance de pointe MPa (kips/ft <sup>2</sup> )
Très lâche Lâche Lâche Moyennement dense Dense	Sable Sable Sable-Limon Limon Limon	Pas applicable	Pas applicable	Pas applicable	Pas applicable
Moyennement dense	Sable-Limon	0.29	1.4	12	60
Moyennement dense Dense	Sable Sable-Limon	0.37	1.7	20	100
Dense Très dense	Sable Sable-Limon	0.46	2.0	40	200
Très dense	Sable	0.56	2.4	50	250

Burland (1993) confirme la relation liant le coefficient  $\beta$  au degré de sur-consolidation du sol. Il suggère qu'il est logique de lier le coefficient  $\beta$  au rapport  $(c_u/\sigma'_{v0})$  avec  $c_u$  la cohésion non-drainée du sol. Il considère que pour des argiles normalement consolidées à légèrement sur-consolidées  $\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \leq 0.4\right)$ , le coefficient  $\beta$  est compris entre 0.2 et 0.3. Pour des argiles de degré de sur-consolidation intermédiaire  $\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \leq 1\right)$ , le coefficient  $\beta$  est compris entre 0.3 et 0.5. Pour des argiles fortement sur-consolidées  $\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} > 1\right)$ , le coefficient  $\beta$  est supérieur à 0.5.

Jardine et al. (2005) se sont basés sur la méthode des contraintes effectives pour proposer une méthode nommée ICP pour dimensionner les pieux battus dans l'argile et dans le sable. Pour l'argile, ils proposent l'équation (I.24) pour des pieux battus fermés et l'équation (I.25) pour des pieux battus ouverts. Dans ces équations  $YSR$  est le degré de sur-consolidation apparent,  $S_t$  est la sensibilité du sol,  $h$  est la distance par rapport à la pointe du pieu,  $R$  est le rayon du pieu et  $R_{ext}$  et  $R_{int}$  sont respectivement les rayons extérieurs et intérieurs pour un pieu battu ouvert.

$$\beta = 0.8 \tan(\delta) K_c = 0.8 \tan(\delta) \left[ (2.2 + 0.016 YSR - 0.871 \log(S_t)) YSR^{0.42} \left(\frac{h}{R}\right)^{-0.20} \right] \quad (I.24)$$



$$\beta = 0.8 \tan(\delta) K_c = 0.8 \tan(\delta) \left[ (2.2 + 0.016 YSR - 0.871 \log(S_r)) YSR^{0.42} \left( \frac{h}{R_{ext}^2 - R_{int}^2} \right)^{-0.20} \right] \quad (I.25)$$

#### b) Calcul de la résistance de pointe

L'API (2011) propose l'équation (I.26) pour le calcul de la résistance en pointe  $q_b$  selon la méthode des contraintes effectives. Dans cette équation,  $\sigma'_{v0}$  est la contrainte effective verticale à la pointe du pieu et  $N_q$  est le facteur de résistance de pointe. Les valeurs recommandées pour  $N_q$  par l'API pour des sols granulaires sont récapitulés dans le Tableau I.8.

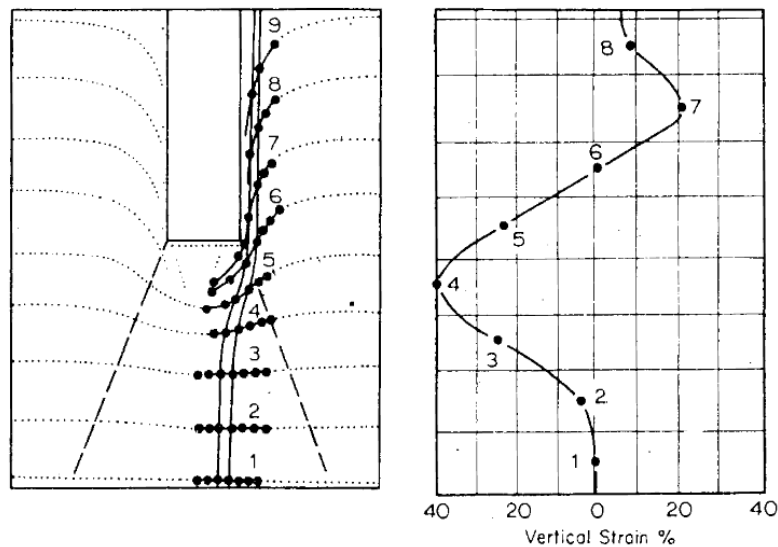
$$q_b = N_q \sigma'_{v0} \quad (I.26)$$

### ***1.2.3 Paramètres influençant la portance d'un pieu soumis à un chargement monotone***

#### **1.2.3.1 Effets du mode d'installation d'un pieu**

Les études entreprises pour analyser les effets du mode d'installation d'un pieu distinguent entre deux principaux aspects : le changement d'état du sol au voisinage de la fondation en termes de déplacements, de déformations et de densification, et la réponse mécanique du pieu en termes de capacité portante. Cependant, les études liées aux effets du mode d'installation d'un pieu ne sont pas très nombreuses et sont souvent basées sur des études expérimentales effectuées en laboratoire et réalisées sur des modèles réduits. En effet, la visualisation en grandeur réelle demeure difficile.

Robinsky et Morrison (1964) étudient l'impact du fonçage de pieux modèles de forme cylindrique dans un sable lâche (indice de densité  $I_D$  égal à 0.17) sur le comportement du sol au voisinage du fût et au dessous de la pointe. Les séries d'essais réalisées ont permis de visualiser, grâce à des techniques de radiographie, d'une part une zone de compaction ou de densification du sol située au-dessous de la pointe du pieu et, d'autre part, des déplacements de grains de sable se trouvant au voisinage du fût dans la direction du fonçage (Figure I.7). La distance dans la direction transversale pour laquelle les déplacements des grains sont quantifiables est estimée à 3.0 ou 4.0 diamètres. Dans la direction verticale, cette distance est plus faible et est de l'ordre de 2.5 ou 3.5 diamètres en-dessous de la pointe (Robinsky et Morrison, 1964). Pour des indices de densité plus élevés (de l'ordre de 0.35), la zone de déplacement est plus large : de 4.5 à 5.5 diamètres dans la direction latérale et de 3.0 à 4.5 diamètres en-dessous de la pointe. Meyerhof (1959) et Vesic (1977) confirment ces résultats et indiquent que les zones de déformations horizontales et verticales augmentent avec la densité relative du sable lors du fonçage de pieux modèles.

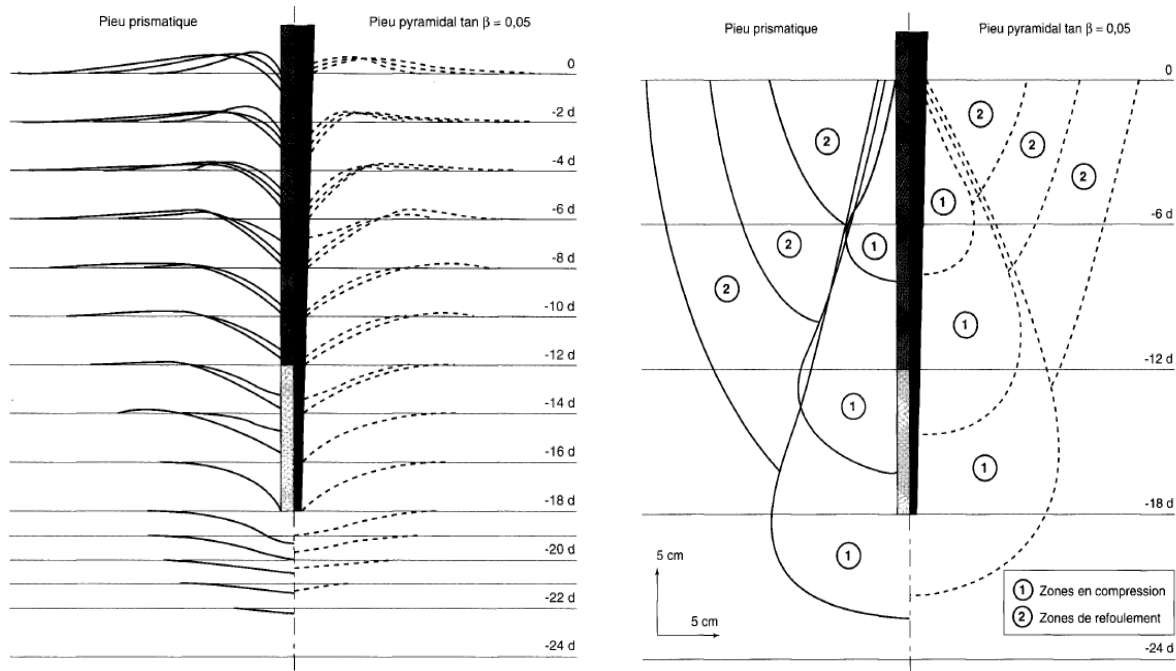


**Figure I.7 : a) Déplacements et b) déformations du sol autour d'un pieu foncé dans un sable lâche (Robinsky et Morrison, 1964)**

Afin de mieux visualiser le comportement du sol lors du fonçage des pieux, Shakirev et al. (1996) ont réalisé une série d'essais en laboratoire où des pieux modèles ont été enfoncés dans du sable et de l'argile. Les déplacements verticaux et horizontaux du sol pendant le fonçage ont été observés ainsi que l'évolution des contraintes dans le massif. Les principales conclusions tirées de ces essais sont les suivantes.

a) Dans le sable :

Au cours du fonçage d'un pieu, deux domaines caractéristiques de déformations du sol sont identifiés (Figure I.8). Dans le domaine (1) adjacent au pieu, les déplacements verticaux sont dirigés vers le bas, créant une zone de compression. La formation de cette zone de compression est due à la transmission de la composante verticale des contraintes issues du frottement à l'interface sol-pieu lors du fonçage. La pointe du pieu contribue également à la formation de cette zone car elle transmet des contraintes normales au sol situé sous la partie inférieure de la fondation. Au fur et à mesure que le pieu s'enfonce dans le sol, le volume de sol comprimé augmente dans les directions radiales et verticales. La frontière de cette zone de compression se situe à une profondeur de l'ordre de 5 diamètres en-dessous du pieu, et à une distance comprise entre 3 diamètres et 4 diamètres dans la direction transversale. Parallèlement à la formation de ce domaine (1), Shakirev et al. (1996) identifient un domaine (2) de refoulement du sol (Figure I.8).

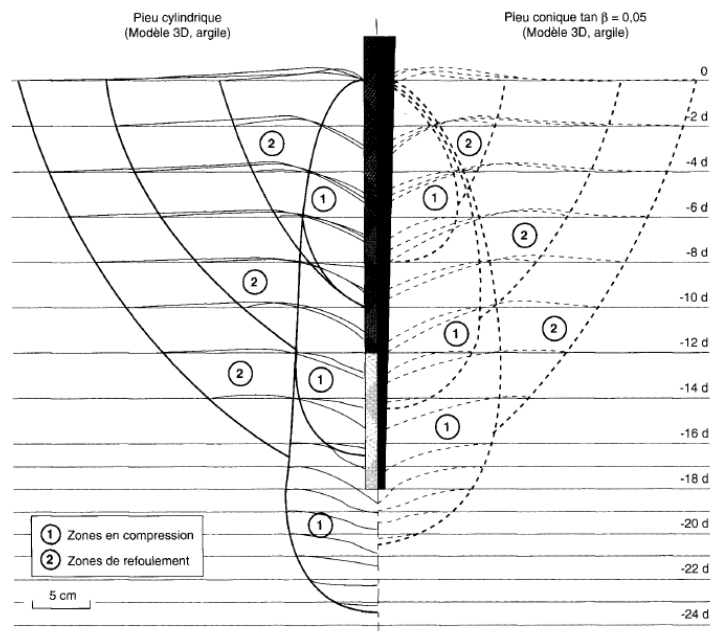


**Figure I.8 : Domaines de déformations observées au cours du fonçage de pieux modèles dans un massif sableux, a) représentation des déplacements verticaux, b) représentation des zones de compression et de refoulement (Shakirev et al. , 1996)**

Les déplacements verticaux dans cette zone sont dirigés vers le haut et sont dus à la pression exercée par le pieu sur le sol au cours du fonçage. Le domaine de refoulement concerne la partie supérieure du massif et commence au-delà de la zone de compression. Son extremum peut se situer à une distance équivalente à la longueur du pieu dans le sol. En comparant l'évolution du volume de la zone de refoulement par rapport à celui de la zone de compression lorsque l'enfoncement du pieu augmente, Shakirev et al. (1996) affirment que les dimensions radiales et verticales du domaine (2) diminuent par rapport à celles du domaine (1).

b) Dans l'argile :

Shakirev et al. (1996) indiquent que les observations des déformations du sol au cours du fonçage d'un pieu dans un massif argileux présentent des différences par rapport au sable. En effet la Figure I.9, montre que la zone de compression de sol située près du fût a une forme cylindrique. L'augmentation de la zone de compression dans la direction radiale s'arrête au bout de 5 diamètres à 6 diamètres de profondeur. La Figure I.9 montre également que la zone comprimée sous la pointe du pieu est plus étendue en profondeur que dans la direction horizontale. Cela constitue une différence avec le fonçage des pieux dans le sable. Shakirev et al. (1996) expliquent cette différence par la faible capacité de l'argile à redistribuer les contraintes dans le massif de sol. Les pieux qui y sont insérés ont donc une résistance de pointe plus faible que ceux mis en place dans du sable.



**Figure I.9 : Frontières des zones de déformations du sol au cours du fonçage d'un pieu dans du sol argileux (Shakirev et al. , 1996)**

En ce qui concerne les pieux non-refoulants, il existe peu de données et d'informations sur les effets de l'installation de ce type de pieux dans le sable. Poulos et Davis (1980) précise qu'au cours de l'installation d'un pieu foré, un radoucissement ou une relaxation du sol situé au dessous de la pointe est susceptible de se produire. Ainsi, Tomlinson (1975) propose d'utiliser la valeur résiduelle de l'angle de frottement pour calculer la capacité portante d'un pieu foré dans le sable.

Les effets de l'installation d'un pieu non-refoulant dans l'argile ont été largement étudiés. Poulos et Davis (1980) indiquent que l'installation d'un pieu foré conduit à une valeur d'adhésion entre le sol et la structure inférieure à la valeur de cohésion non-drainée du sol avant l'installation. Cette diminution est due à l'augmentation de la teneur en eau dans le sol situé à proximité immédiate du pieu et par conséquent, à un relâchement (relaxation) du sol dans cette zone. Cependant, selon Skempton (1959), le taux de relaxation du sol autour du fût dépend largement de la technique de forage utilisée et de la durée de l'installation du pieu. Afin de mettre en relief l'effet de l'augmentation de la teneur en eau, Skempton (1959) propose une relation entre la résistance au cisaillement et la teneur en eau pour l'argile de Londres. Le rapport  $c_a/c_u$  sur la Figure I.10 représente le rapport entre l'adhésion sol-structure sur la cohésion non-drainée du sol avant installation. La Figure I.10 montre que pour une augmentation de 4% de la teneur en eau, le rapport  $c_a/c_u$  est réduit de 30%.

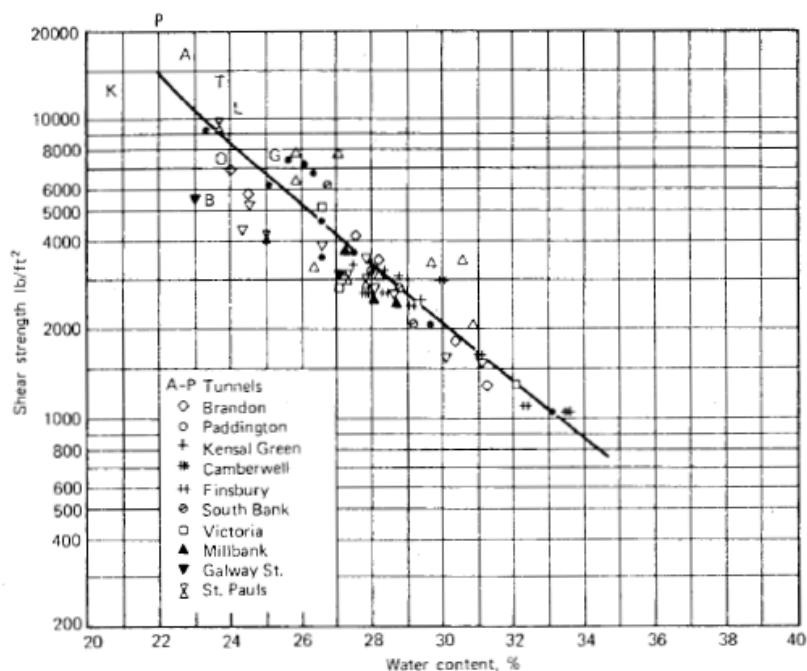


Figure I.10 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en eau pour l'argile de Londres (Skempton, 1959)

### I.2.3.2 Effet du temps

L'effet du temps sur la capacité portante des pieux battus dans le sable a été l'objet de nombreuses recherches. Chow (1997) a rassemblé les données existantes dans la littérature sur l'évolution de la capacité portante en fonction du temps pour des pieux battus dans le sable (en acier, en bois ou en béton). Cette base de données ne distingue pas les pieux vierges (non pré-chargés), des pieux déjà chargés dans le passé. La Figure I.11 présente les données concernant l'évolution des capacités portantes en fonction du temps en termes de capacité portante totale  $R_c$ , et de résistance à la traction  $R_s$  quand celle-ci a pu être déterminée. Sur ces deux figures, les capacités portantes mesurées après une durée  $t$  sont divisées par  $R_c(t=1 \text{ jour})$  ou  $R_s(t=1 \text{ jour})$ . Ces deux dernières valeurs représentent les capacités portantes évaluées à la fin du battage initial.

Les causes éventuelles de cette amélioration de la capacité portante des pieux battus dans le sable sont reliées selon Chow (1997) à trois phénomènes. Le premier est la corrosion qui est un processus courant pour les pieux en acier. Le deuxième phénomène est relié à l'augmentation des contraintes radiales effectives agissant sur le fût du pieu. Cette augmentation de contrainte est due principalement à la diminution des pressions interstitielles. Le troisième et dernier phénomène est lié au réarrangement des grains et à leur enchevêtrement qui provoquent une augmentation de la résistance au cisaillement. D'autre part, les recherches menées par Axelsson (2000) ont confirmé une importante augmentation de la contrainte radiale mesurée tout au long du fût d'un pieu en béton avec le temps. Bullock et al. (2005) relie l'amélioration de la capacité portante d'un pieu battu dans le sable, soit à

une réponse plus dilatante lors du chargement, soit à une augmentation de l'angle de frottement à l'interface.

Jardine et Stading (2012) ont montré une augmentation de la résistance à la traction de pieux vierges (non-préchargés) battus dans le sable de Dunkerque. Ce processus de vieillissement commence quelques jours après l'installation du pieu et conduit après huit mois à une augmentation de la résistance à la traction de plus de 90%. Jardine et Standing (2012) insistent également sur l'importance de la distinction entre les pieux vierges LS et les pieux préchargés lors de l'étude de l'effet du temps sur la capacité portante. En effet, si un pieu a été préchargé jusqu'à la rupture, le taux d'amélioration de la capacité portante avec le temps reste modeste par rapport à un pieu vierge.

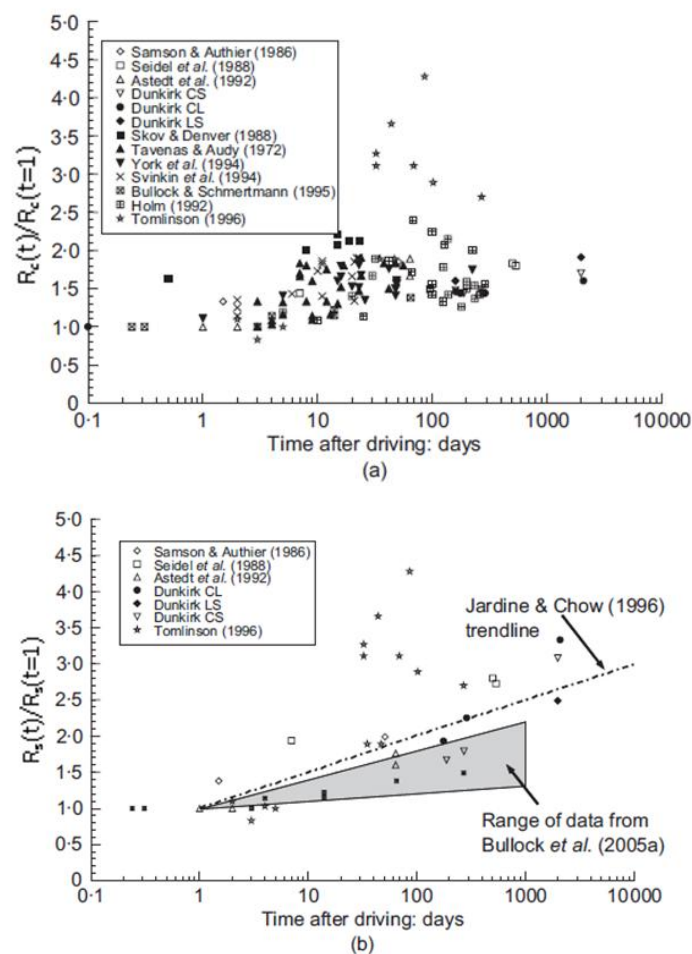


Figure I.11 : Base de données sur l'évolution de la capacité portante des pieux battus dans le sable en terme de a) capacité portante totale, b) résistance à la traction (Chow, 1997)

### I.2.3.3 Compressibilité des pieux

La compressibilité d'un pieu influence sa capacité portante lors d'un chargement axial monotone. Dans un sol radoucissant, la rupture du sol autour de la fondation peut se produire à des niveaux de chargement inférieurs à ceux calculés à partir des frottements axiaux maximaux. Ce phénomène est lié à la compressibilité des pieux et plus particulièrement à la rigidité axiale (Murff, 1980). En effet,

Randolph (1983) indique que dans un pieu souple, la rupture est atteinte progressivement tout au long du pieu. Une rupture peut se produire au niveau du sol entourant la partie supérieure du pieu, tandis qu'au niveau des couches inférieures, le sol n'a pas encore atteint la rupture. Pour les pieux rigides, la mobilisation des pics de frottements axiaux se fait au même moment dans toutes les couches de sol entourant le pieu. La Figure I.12 montre le profil de déplacement tout au long d'un pieu compressible. Randolph (1983) a introduit un facteur de réduction noté  $R_f$  pour des pieux ayant une faible résistance en pointe.

$$R_f = \frac{R_{réelle}}{R_{c\ rigide}} \quad (I.27)$$

Dans l'équation (I.27),  $R_{c\ réelle}$  désigne la capacité portante du pieu considéré et  $R_{c\ rigide}$  est la capacité portante fictive d'un pieu rigide, calculée à partir des pics de frottements axiaux limites. Ce facteur est fonction de deux paramètres. D'une part, il dépend du degré de radoucissement  $\xi$  défini comme étant le rapport entre le frottement axial résiduel  $q_{s\ ;résiduel}$  et le frottement axial maximal  $q_{s\ ;pic}$  ( $\xi = \frac{q_{s\ ;résiduel}}{q_{s\ ;pic}}$ ). D'autre part, ce paramètre dépend de la compressibilité du pieu notée  $K_p$  définie par la relation (I.28).

$$K_p = \frac{\pi B L^2 (q_{s\ ;pic})_{moyen}}{(E_p A)_{pieu} \Delta w_{res}} \quad (I.28)$$

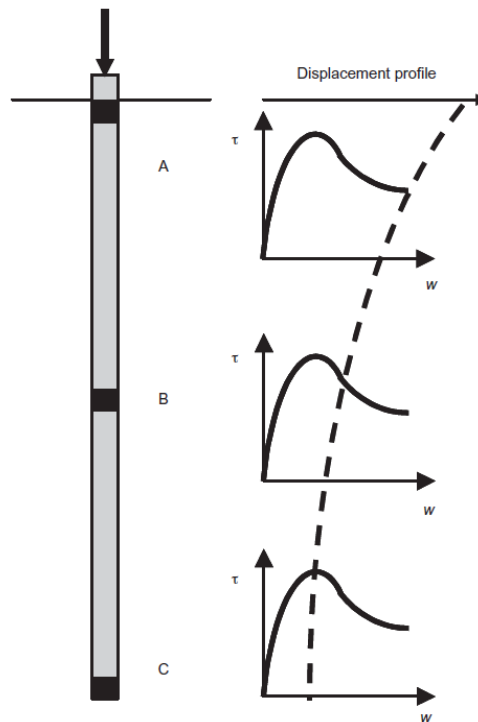


Figure I.12 : Rupture progressive tout au long d'un pieu souple inclus dans un sol ayant un comportement radoucissant (Randolph, 2003)

Dans l'équation (I.28),  $\pi BL^2(q_{s;pic})_{moyen}$  est le frottement axial maximal total du pieu en considérant un frottement axial limite de chaque couche égal à la moyenne des valeurs  $q_{s;pic}$ .  $E_p$  est le module d'Young du pieu et  $A$  sa section.  $\Delta w_{res}$  est le déplacement tangentiel local nécessaire pour passer des valeurs  $q_{s;pic}$  à  $q_{s;résiduel}$ .

Randolph (2003) donne une première approximation du facteur de réduction  $R_f$  pour des calculs de dimensionnement préliminaires.

$$R_f = 1 - (1 - \xi) \left(1 - \frac{1}{2\sqrt{K_p}}\right)^2 \text{ pour } K_p > 0.25 \quad (\text{I.29})$$

Avec  $R_f$  pris égal à l'unité pour de faibles valeurs de  $K_p$ .

La Figure I.13 montre l'effet de la compressibilité  $K_p$  sur la capacité portante du pieu. Les valeurs de  $\xi$  recommandée par l'API (1993) sont de l'ordre de 0.7. Selon Randolph (2003),  $\Delta w_{res}$  est relativement faible (10 à 30 mm) pour des essais de cisaillement annulaire mais il mentionne qu'il peut être plus important pour des pieux en vraie grandeur.

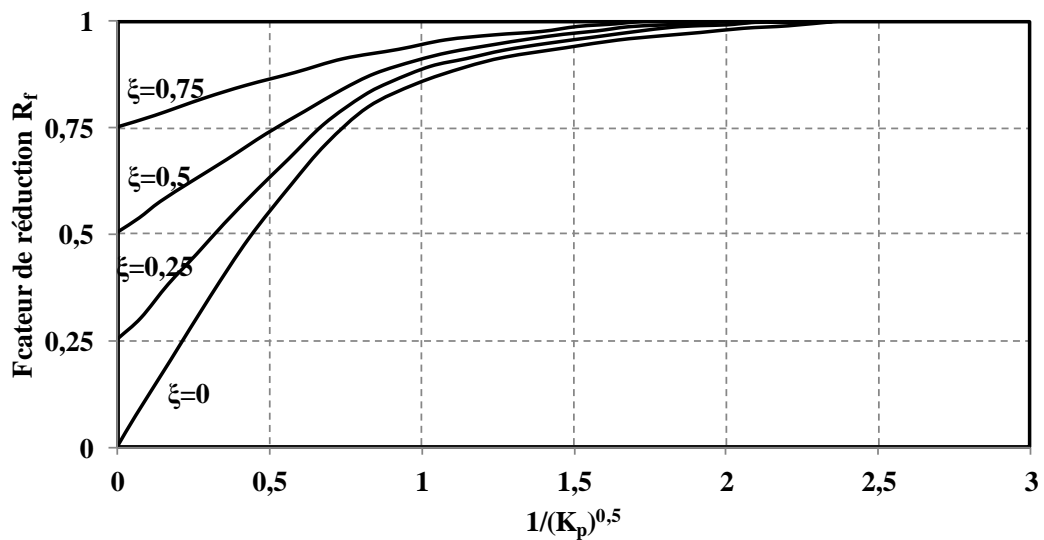


Figure I.13 : Effets de la compressibilité du pieu sur sa capacité portante (Randolph, 1983)



## ***1.2.4 Méthodes numériques de calcul du déplacement d'un pieu sous charge axiale monotone***

### **1.2.4.1 Méthode des courbes de transfert (méthode t-z)**

#### **1.2.4.1.1 Principes**

La méthode t-z, appelée aussi méthode des courbes de transfert, a été proposée d'abord par Coyle et Reese (1966). Elle vise à calculer le déplacement vertical d'un pieu soumis à une sollicitation axiale. La méthode se base sur la définition de courbes reliant la contrainte de cisaillement sur la surface latérale du pieu  $\tau$ , au déplacement vertical du tronçon de pieu  $w_z$ , et ce à différentes profondeurs. Ces courbes sont appelées également courbes t-z ou courbes de transfert. La construction de ces courbes t-z se base sur des données récoltées au cours d'essais de chargement de pieux instrumentés in-situ ou d'essais en laboratoire sur des pieux modèles, ou encore à partir d'essais in-situ (CPT, PMT, etc). Les premières courbes t-z ont été développées par Coyle et Reese (1966). Une courbe t-z typique est présentée sur la Figure I.14.

La méthode t-z peut-être mise en œuvre de différentes manières. Par exemple, elle peut se baser sur la discrétisation du pieu en une série de segments. La Figure I.15 montre que le pieu a été discrétisé en 3 segments pour des raisons de simplicité. La méthode se base sur la résolution de l'équation d'équilibre (I.30) d'un tronçon de pieu en compression.

$$E_p A \frac{d^2 w_z}{dz^2} - \pi D \tau(w_z) = 0 \quad (I.30)$$

Les principales étapes d'une méthode de résolution numérique de la méthode t-z utilisée par Poulos et Davis, 1980 peuvent être résumées de la manière suivante :

1. Le raisonnement commence par imposer un petit déplacement en pointe  $w_b$  du segment 3 sur la Figure I.15. La résistance en pointe est alors calculée approximativement en utilisant par exemple la théorie de Boussinesq et en considérant la base du pieu comme étant une section rigide et circulaire.
2. A mi-hauteur du segment 3, un déplacement  $w_{z3}$  est considéré arbitrairement (par exemple  $w_{z3}$  est pris égal à  $w_b$ ). A partir de la courbe t-z correspondant à la profondeur du segment 3, la valeur de la contrainte de cisaillement autour du tronçon de pieu  $\tau_3$  est récupérée. L'équilibre des forces appliquées sur l'élément 3 permet ensuite de calculer l'effort en tête du tronçon  $Q_3$ .
3. En supposant que la charge au sein du petit segment 3 varie linéairement et en considérant que le pieu a un module d'Young  $E_p$ , la déformation élastique  $\Delta w'_{z3}$  à mi-hauteur du segment est ainsi calculée. La somme de  $\Delta w'_{z3}$  et de  $w_b$  donne la nouvelle valeur de déplacement  $w'_{z3}$  à mi-hauteur du segment 3.

4. Les deux valeurs  $w'_{z3}$  et  $w_{z3}$  sont comparées. Si la valeur calculée  $w'_{z3}$  ne coïncide pas avec  $w_{z3}$  à une tolérance près, une nouvelle valeur de  $w_b$  est imposée et le calcul est repris. Si la tolérance est respectée, le calcul passe au deuxième segment de pieu jusqu'à l'obtention de la charge en tête  $Q_0$  et du déplacement en tête  $w_{z0}$ . Le processus de calcul est repris pour différentes valeurs de déplacements en pointe jusqu'à obtenir une série de valeurs de  $Q_0$  et de  $w_{z0}$ . Ces valeurs sont ensuite utilisées pour tracer la courbe de charge/enfoncement.

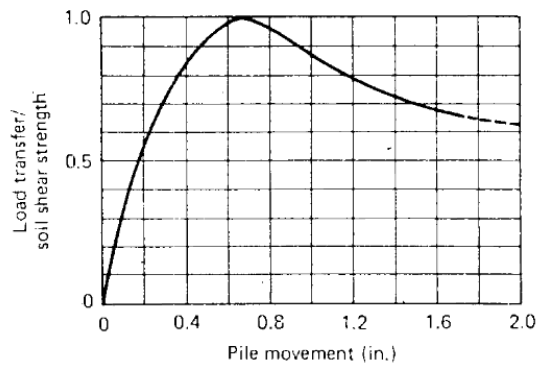


Figure I.14 : Exemple de courbe de mobilisation de frottement axial (Coyle et Reese, 1966)

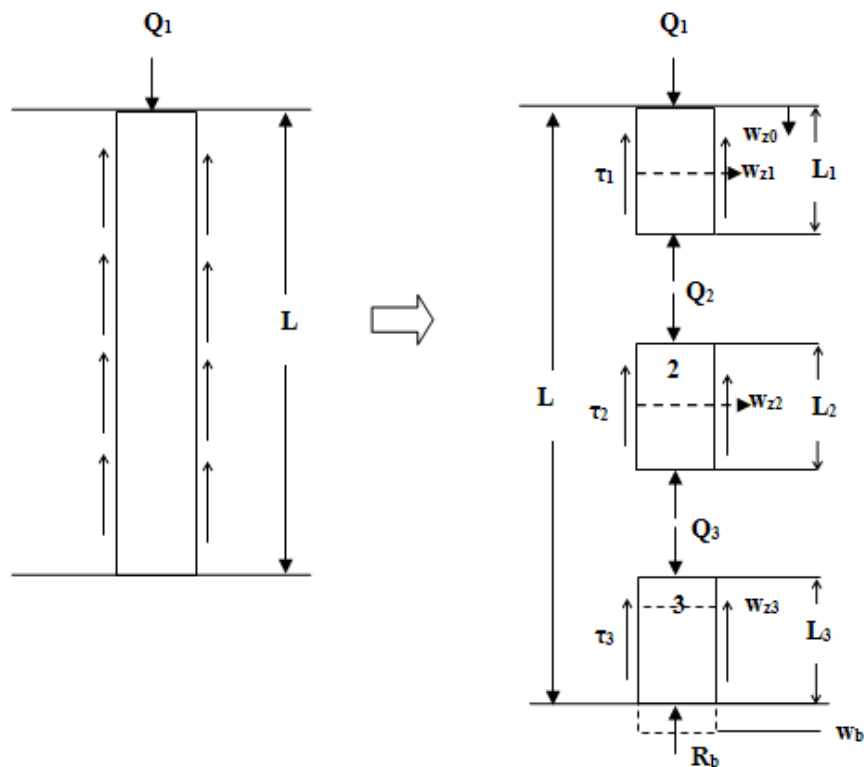


Figure I.15 : Principe de la méthode des courbes de transfert (Coyle & Reese, 1966)

La méthode t-z a été largement utilisée pour l'estimation du déplacement d'un pieu sous chargement axial et ses résultats sont considérés comme satisfaisants (Frank et Zhao, 1982 ; Maleki, 1995).

Cependant, Poulos et Davis (1980) soulignent que cette méthode a plusieurs limitations théoriques et pratiques. Par exemple, l'utilisation des courbes de transfert suppose que le mouvement d'un point du pieu est relié uniquement à la contrainte de cisaillement en ce point. Aucun effet des autres contraintes n'est pris en compte lors du calcul. De plus, la méthode des courbes de transfert ne prend pas correctement en compte la continuité du sol, ce qui la rend inconvenable pour l'analyse des problématiques de tassement de groupe de pieux. Un inconvénient pratique s'ajoute aux inconvénients théoriques précédents. Il concerne l'importante instrumentation des pieux qui est nécessaire pour la récupération des données permettant de construire les courbes t-z. Cette instrumentation est plus importante que celle utilisée lors d'un essai normal de chargement de pieu.

Dans le paragraphe suivant, plusieurs exemples de courbes t-z sont donnés.

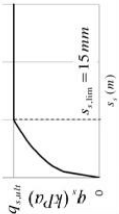
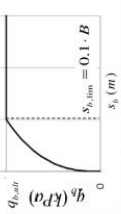
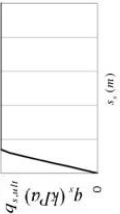
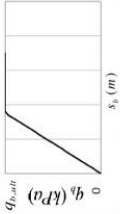
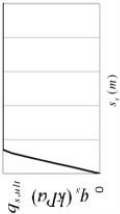
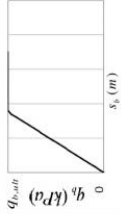
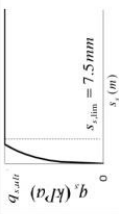
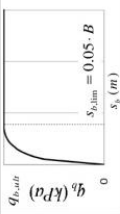
#### I.2.4.1.2 Exemples de courbes t-z monotones

Il existe plusieurs courbes t-z monotones qui ont été développées depuis 1960. La première courbe t-z est celle qui a été proposée par Coyle et Reese (1966). Une étude comparative de huit courbes t-z monotones a été réalisée par Bohn (2015). Cette étude compare les rigidités initiales, le type de sol et le type de pieu des courbes proposées. Les résultats de cette analyse sont récapitulés dans les tableaux I.9 et I.10. De plus, l'annexe A.I propose une description de certaines courbes t-z du tableau I.9, et une description d'autres courbes t-z non-présentées sur ce tableau.

Tableau I.9 : Exemples de courbes t-z monotones (Bohn, 2015)

	Mathematical expression	Curve shape	Deformation parameter	Initial slope	Ground type	Pile type	Development based on pile load tests																												
API (1993): point by point curves	<table border="1"> <tr> <th colspan="2">Clay</th> <th colspan="2">Sand</th> </tr> <tr> <td><math>s_r/D</math></td> <td><math>q_s/q_{s,ult}</math></td> <td><math>s_r</math> (mm)</td> <td><math>q_s/q_{s,ult}</math></td> </tr> <tr> <td>0.0016</td> <td>0.30</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>0.0057</td> <td>0.75</td> <td>2.54</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>0.0080</td> <td>0.90</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>0.0200</td> <td>0.70 to 0.90</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>\infty</math></td> <td>0.70 to 0.90</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	Clay		Sand		$s_r/D$	$q_s/q_{s,ult}$	$s_r$ (mm)	$q_s/q_{s,ult}$	0.0016	0.30	0.00	0.00	0.0057	0.75	2.54	1.00	0.0080	0.90			0.0200	0.70 to 0.90			$\infty$	0.70 to 0.90				Limit settlement $s_{s,lim}$ : 0.02·B for clay, 0.00254 m fixed for sand	Clay: $\frac{q_{s,ult}}{0.0037 \cdot B}$ Sand: $\frac{q_{s,ult}}{0.00254}$	Clay Non-carbonate sand	All	No information
	Clay		Sand																																
$s_r/D$	$q_s/q_{s,ult}$	$s_r$ (mm)	$q_s/q_{s,ult}$																																
0.0016	0.30	0.00	0.00																																
0.0057	0.75	2.54	1.00																																
0.0080	0.90																																		
0.0200	0.70 to 0.90																																		
$\infty$	0.70 to 0.90																																		
Tip	<table border="1"> <tr> <th colspan="2"><math>q_b/q_{b,ult}</math></th> </tr> <tr> <td><math>s_b/B</math></td> <td><math>q_b/q_{b,ult}</math></td> </tr> <tr> <td>0.002</td> <td>0.25</td> </tr> <tr> <td>0.013</td> <td>0.50</td> </tr> <tr> <td>0.042</td> <td>0.75</td> </tr> <tr> <td>0.073</td> <td>0.90</td> </tr> <tr> <td>0.100</td> <td>1.00</td> </tr> </table>	$q_b/q_{b,ult}$		$s_b/B$	$q_b/q_{b,ult}$	0.002	0.25	0.013	0.50	0.042	0.75	0.073	0.90	0.100	1.00		Limit settlement $s_{b,lim}$ : 0.1·B	$\frac{q_{b,ult}}{0.008 \cdot B}$																	
$q_b/q_{b,ult}$																																			
$s_b/B$	$q_b/q_{b,ult}$																																		
0.002	0.25																																		
0.013	0.50																																		
0.042	0.75																																		
0.073	0.90																																		
0.100	1.00																																		
Fleming (1992): hyperbolic curves	$q_s = \frac{q_{s,ult} \cdot s_s}{M \cdot B + s_s}$		Parameter M (non explicit): 0.0005 for stiff soils to 0.004 for soft soils	$\frac{q_{s,ult}}{M \cdot B}$																															
	Tip	$q_b = \frac{q_{b,ult} \cdot s_b}{0.6 \cdot \pi \cdot 4 \cdot E \cdot q_{b,ult} + s_b}$		Young's modulus E (non explicit)	$\frac{4 \cdot E}{0.6 \cdot \pi \cdot B}$		4 tests																												
Frank & Zhao (1982) and Frank (1985): trilinear curves	Fine-grained: $\kappa_f = \frac{2.0 \cdot E_M}{B}$ Coarse-grained: $\kappa_c = \frac{0.8 \cdot E_M}{B}$		Pressuremeter modulus $E_M$	Fine-grained: $\frac{2.0 \cdot E_M}{B}$ Coarse-grained: $\frac{0.8 \cdot E_M}{B}$	Fine-grained soil Coarse-grained soil	All	Approx. 30 tests																												
	Tip	Fine-grained: $\kappa_g = \frac{11.0 \cdot E_M}{B}$ Coarse-grained: $\kappa_g = \frac{4.8 \cdot E_M}{B}$		Pressuremeter modulus $E_M$	Fine-grained: $\frac{11 \cdot E_M}{B}$ Coarse-grained: $\frac{4.8 \cdot E_M}{B}$			Several tests at one site																											
Hirayama (1990): hyperbolic curves	$q_s = \frac{q_{s,ult} \cdot s_s}{0.0025 \cdot B + s_s}$		Fixed parameter 0.0025	$\frac{q_{s,ult}}{0.0025 \cdot B}$	Clay Non-carbonate sand	Large diameter bored piles																													
	Tip	$q_b = \frac{q_{b,ult} \cdot s_b}{0.25 \cdot B + s_b}$		Fixed parameter 0.25																															

Tableau I.10 : Exemples de courbes t-z monotones (Bohn, 2015)

	Mathematical expression	Curve shape	Deformation parameter	Initial slope	Ground type	Pile type	Development based on pile load tests
<b>Kraśinski (2012):</b> root curves	<b>Shaft</b> $q_s = \min \left( q_{s,ult} \left( \frac{s_s}{s_{s,lim}} \right)^{0.38}; q_{s,ult} \right)$		Limit settlement $s_{s,lim}$ : 0.015 m fixed	$\infty$	Sand	Screw displacement piles	Approx. 10 tests
	<b>Tip</b> $q_b = \min \left( q_{b,ult} \left( \frac{s_b}{s_{b,lim}} \right)^{0.38}; q_{b,ult} \right)$		Limit settlement $s_{b,lim}$ : 0.1 · B	$\infty$			
<b>Randolph &amp; Wroth (1978):</b> linear curves	<b>Shaft</b> $q_s = \min \left( \frac{G}{B/2 \cdot \ln \left( \frac{r_m}{B/2} \right)} \cdot s_s; q_{s,ult} \right)$		Shear modulus G (non explicit)	$\frac{G}{B/2 \cdot \ln \left( \frac{r_m}{B/2} \right)}$	All	All	No
	<b>Tip</b> $q_b = \min \left( \frac{8 \cdot G}{\pi \cdot B \cdot (1 - \nu)} \cdot s_b; q_{b,ult} \right)$		Shear modulus G (non explicit)	$\frac{8 \cdot G}{\pi \cdot B \cdot (1 - \nu)}$			
<b>Verbrugge (1981):</b> linear curves	<b>Shaft</b> $q_s = \min \left( 0.22 \cdot \frac{a \cdot b \cdot E}{B} \cdot s_s; q_{s,ult} \right)$ with $E = 3600 + 2.2 \cdot q_c$ $a = \begin{cases} 1 & \text{for bored piles} \\ 3 & \text{for driven piles} \end{cases}$ $b = \begin{cases} 1 & \text{for normally consolidated soils} \\ 2 & \text{for overconsolidated soils} \end{cases}$		Young's modulus E from CPT correlations	$0.22 \cdot \frac{a \cdot b \cdot E}{B}$	Fine-grained soil Coarse-grained soil	Replacement piles Driven piles	Yes (no details)
	<b>Tip</b> $q_b = \min \left( \frac{a \cdot b \cdot E}{0.32 \cdot B} \cdot s_b; q_{b,ult} \right)$		Young's modulus E from CPT correlations	$\frac{a \cdot b \cdot E}{0.32 \cdot B}$			
<b>Vijayvergiya (1977):</b> root curves	<b>Shaft</b> $q_s = \min \left( 2 \cdot \sqrt{\frac{s_s}{s_{s,lim}} - \frac{s_s}{s_{s,lim}}} \cdot q_{s,ult}; q_{s,ult} \right)$		Limit settlement $s_{s,lim}$ : 0.0075 m fixed	$\infty$	Sand	Driven piles	2 tests
	<b>Tip</b> $q_b = \min \left( \left( \frac{s_b}{s_{b,lim}} \right)^{1/5} \cdot q_{b,ult}; q_{b,ult} \right)$		Limit settlement $s_{b,lim}$ : 0.05 · B	$\infty$			

### I.2.4.2 Méthode du continuum élastique

L'analyse basée sur la théorie d'élasticité a été utilisée par plusieurs chercheurs (Randolph et Wroth, 1978 ; Poulos et Davis, 1980). Dans cette approche, l'interaction sol-pieu est modélisée en divisant le pieu en une série de tronçons chargés uniformément. La solution du problème est obtenue en imposant une compatibilité entre les déplacements du pieu et les déplacements du sol à proximité. Les déplacements du pieu sont obtenus en utilisant la compressibilité d'un pieu soumis à une sollicitation axiale. Les déplacements du sol sont obtenus en utilisant les équations de Mindlin.

Poulos et Davis (1980) détaillent les principes de cette méthode. Le sol est considéré comme un massif semi-infini homogène isotrope et élastique, ayant un module d'Young  $E_s$  et un coefficient de poisson  $\nu_s$  constants dans tout le massif. Afin de calculer les déplacements du pieu et du sol, la méthode considère que tant que le comportement à l'interface reste élastique, les deux déplacements sont égaux.

Poulos et Davis (1980) résument les étapes principales de la méthode d'élasticité.

1. La première étape est de calculer le déplacement du sol au point  $i$  résultant de la contrainte  $p_j$  appliquée sur un élément  $j$  du pieu (voir Figure I.16). Ce déplacement  $s_{ij}^p$  est donné par l'expression (I.30) où  $I_{ij}$  est un facteur d'influence au point  $i$  causé par la contrainte de cisaillement appliquée à l'élément  $j$ .

$$s_{ij}^p = \frac{d}{E_s} I_{ij} p_j \quad (\text{I.30})$$

2. La deuxième étape est de calculer le déplacement du sol au point  $i$  noté  $s_i^p$  résultant de la contrainte de cisaillement appliquée sur l'ensemble des éléments du pieu et sur la base.

$$s_i^p = \frac{d}{E_s} \sum_{j=1}^n (I_{ij} p_j) + \left( \frac{d_b}{E_s} I_{ib} p_b \right) \quad (\text{I.31})$$

3. La troisième étape est d'écrire une relation similaire à l'ensemble des points situés à proximités du pieu ( $n$  points), et aussi pour la base. Une relation matricielle (I.32) est obtenue. Dans cette relation,  $\{s^p\}$  est un vecteur déplacement du sol,  $\{p\}$  est un vecteur de contraintes de cisaillement appliqués au pieu, et  $[I_s]$  est une matrice carrée de dimensions  $n+1$  contenant les différents facteurs d'influence.

$$\{s^p\} = \frac{d}{E_s} [I_s] \{p\} \quad (\text{I.32})$$

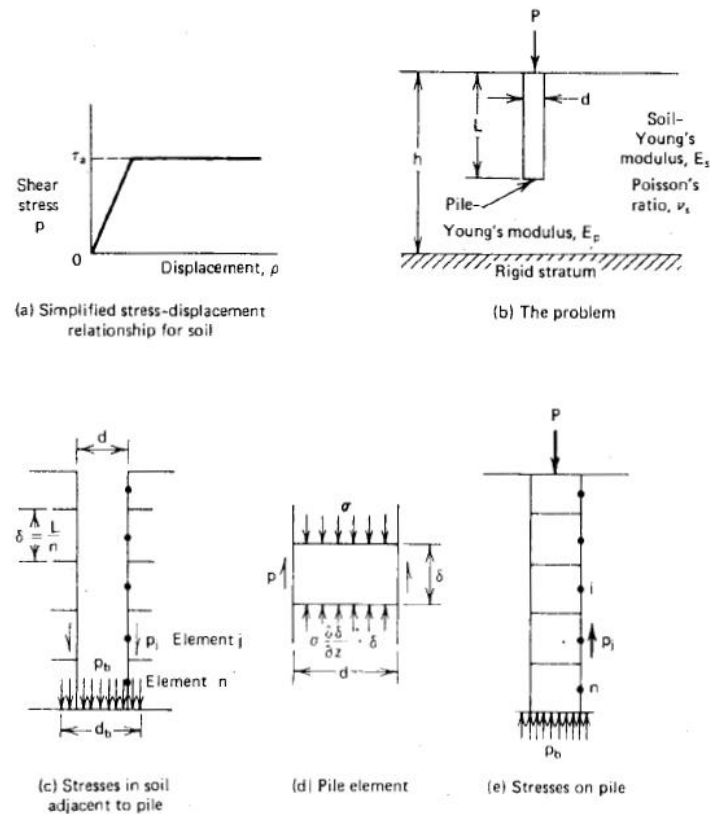


Figure I.16 : Méthode d'analyse de l'interaction sol-pieu basée sur la théorie d'élasticité (Poulos et Davis, 1980)

4. La quatrième étape est d'exprimer le déplacement d'un élément de pieu  $j$  à partir de l'équation d'équilibre des forces qui lui sont appliquées. Une seconde relation matricielle relie le vecteur déplacement des éléments de pieu  $\{s^p\}$  et le vecteur des contraintes  $\{p\}$ .
5. La cinquième étape est d'appliquer la condition de non-glissement qui impose l'égalité des vecteurs déplacements du sol et déplacements du pieu. Cette égalité permet de résoudre le problème.

Poulos et Davis (1980) ont introduit quelques modifications à la méthode afin de prendre en compte la non-homogénéité du sol, et introduire le glissement entre le pieu et le sol.

### I.2.4.3 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis a été largement utilisée dans la modélisation en géotechnique. Elle se base sur une discrétisation spatiale du milieu pour déterminer une solution au problème d'équilibre d'un solide soumis à des conditions limites exprimées en termes de force ou de déplacement. Cette méthode a été appliquée pour modéliser le comportement d'un pieu soumis à une sollicitation statique axiale. Dans ce type de modélisation, le problème d'interaction sol-pieu impose l'utilisation d'éléments spécifiques pour reproduire le comportement à l'interface. En effet, dans une interaction sol-pieu, des déplacements relatifs entre le sol et la fondation peuvent apparaître. Cependant, les

éléments continus imposent le même déplacement à la structure et au sol donc ils ne peuvent pas être utilisés de manière simple dans ce type de modélisation. Par conséquent, des éléments spéciaux sont appliqués afin de modéliser le déplacement relatif sol-pieu. Ces éléments d'interfaces sont classés en deux catégories: des éléments sans épaisseur, et des éléments de type couche mince.

Les premiers éléments sans épaisseur ou éléments joints à 4 nœuds ont été proposés par Goodman et al (1968) (Figure I.17). Chaque nœud est dédoublé et un élément à épaisseur nulle est ainsi modélisé. Dans ce modèle, les déplacements relatifs sont reliés aux déplacements des nœuds à l'aide d'une fonction d'interpolation. Une matrice de rigidité est donc établie. Hermann (1978) puis Frank et al. (1982) ont également modélisé les interfaces sol-structure avec des éléments joints mais ils ont utilisé des ressorts fictifs pour relier les nœuds opposés. Chaque nœud est ainsi dédoublé et relié à l'autre grâce à un ressort tangentiel et un ressort normal (Figure I.18).

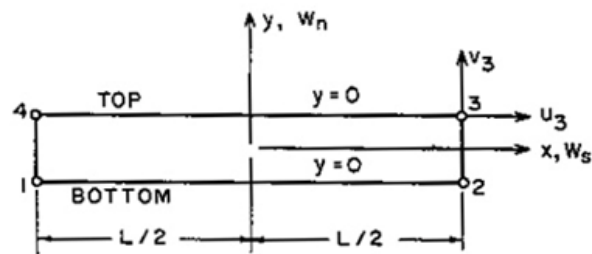


Figure I.17 : Élément joint à 4 nœuds (Goodman et al, 1968)

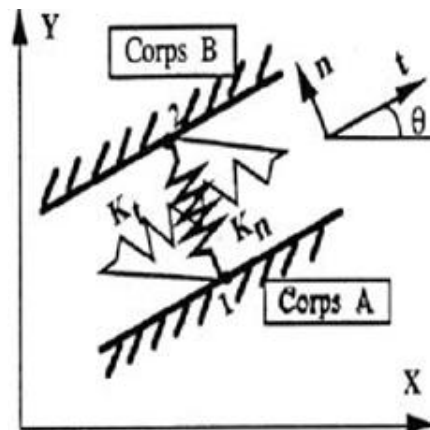


Figure I.18 : Élément joint de type ressorts (Herrmann, 1978)

Les éléments d'interface de type couche mince ont été utilisés dans plusieurs travaux (Desai et al. (1984), Zaman et al. (1984), Wang et al (2003)). Elle consiste à introduire une zone de faible épaisseur par rapport aux dimensions du problème pour simuler la zone de contact entre le sol et la structure. Une loi de comportement, différente des lois de comportement appliquées à la structure et au reste du massif, est imposée dans cette zone.



### I.3 Comportement des pieux sous chargement axial cyclique

#### I.3.1 Introduction et définition d'un chargement cyclique

Un chargement cyclique est un mode de chargement variable présentant un caractère de répétitivité avec une régularité dans l'amplitude et la fréquence. Ces chargements cycliques peuvent être induits par des actions environnementales (vent, houle), par des actions industrielles (trafic ferroviaire, charges roulantes), ou par une combinaison d'actions environnementales et industrielles. Généralement, les chargements cycliques réels présentent des irrégularités en amplitude et en fréquence. Cependant, dans le cadre de calculs et de modélisations, ces chargements cycliques sont idéalisés et présentés sous forme d'une série de cycles présentant une régularité en amplitude et en fréquence.

Les chargements cycliques sont caractérisés par les paramètres ci-dessous (Figure I.19) :

$Q_{\text{moy}}$  : charge moyenne appliquée en tête de la fondation ;

$Q_{\text{max}}$  : charge maximale appliquée en tête ;

$Q_{\text{min}}$  : charge minimale appliquée en tête ;

$Q_{\text{cyc}}$  : amplitude cyclique de chargement ( $Q_{\text{cyc}} = (Q_{\text{max}} - Q_{\text{min}})/2$ ) ;

T : période de chargement cyclique ;

N : nombre de cycles total durant lesquels le chargement cyclique est appliqué.

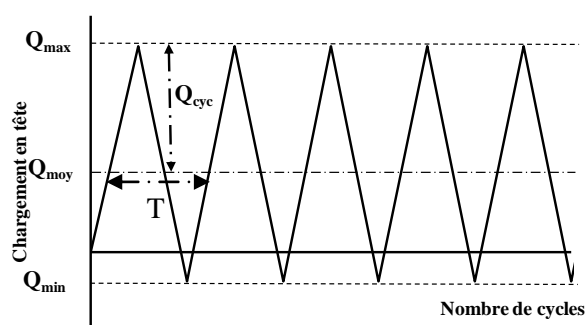


Figure I.19: Caractéristiques d'un chargement cyclique

Suivant ces caractéristiques, deux types de chargements cycliques peuvent être définis.

- le premier type comprend les chargements cycliques répétés (ou non-alternés). La charge moyenne  $Q_{moy}$  de ce type de chargement est supérieure à l'amplitude cyclique  $Q_{cyc}$ . Il existe des chargements répétés en compression ou en traction ;
- le second type regroupe les chargements cycliques alternés. Ils sont caractérisés par une charge moyenne  $Q_{moy}$  inférieure à l'amplitude cyclique  $Q_{cyc}$ . Les charges maximale et minimale sont de signes opposés et le pieu subit des successions de cycles de compression et de traction.

### ***I.3.2 Comportement du sol sous chargement cyclique***

Un sol soumis à un chargement cyclique présente un comportement différent d'un sol chargé statiquement. O'Reilly et Brown (1991) indiquent les principales différences entre ces deux types de chargement. Les principales différences concernent une augmentation de la pression interstitielle dans le sol, une accumulation des déplacements permanents et une variation dans la rigidité du sol. Randolph et Gourvenec (2011) expliquent qu'une chute de résistance au cisaillement dans le sol peut également être observée au cours d'un chargement cyclique à cause de la variation de la pression interstitielle ou une variation de volume. L'accumulation des déplacements permanents citée par O'Reilly et Brown (1991) a été observée au cours de plusieurs essais de chargements cycliques du sol rapportés dans la littérature (Boyce, 1976 ; Lentz et Baladi, 1980 ; Marr et Christian, 1981 ; O'Reilly et Brown, 1992). En effet, ces essais montrent qu'au cours de ce type de sollicitations, le sol subit des déformations réversibles et d'autres irréversibles. Plusieurs travaux rapportent qu'au cours d'un chargement cyclique, les déformations réversibles restent constantes en général jusqu'à l'apparition de la rupture, tandis que les déformations irréversibles augmentent avec le nombre de cycles. La rupture des fondations est souvent associée à une augmentation des déformations irréversibles dans le sol.

Plusieurs auteurs considèrent que la réponse du sol soumis à un chargement cyclique est complexe actuellement, aucun modèle ne reproduit exactement l'ensemble des effets de ce type de chargement. Cependant, plusieurs observations expérimentales ont permis de lier le comportement du sol aux paramètres décrits ci-dessous.

#### **I.3.2.1 Nature du sol**

La réponse d'un sol soumis à un chargement cyclique dépend du type de sol. En effet, Randolph et Gourvenec (2011) distinguent les sols argileux et les sols sableux sous ce type de sollicitation. Au cours d'un chargement cyclique appliqué à une argile, une augmentation ou une dissipation de la pression interstitielle, une dégradation de la résistance au cisaillement non-drainée et une accumulation de déplacements permanents, peuvent être notées. La réponse d'un sable soumis à un chargement

cyclique est liée au potentiel de liquéfaction, à une accumulation des déplacements et à une possible augmentation de la pression interstitielle dépendant de la fréquence du chargement et de la perméabilité du sable.

### **I.3.2.2 Dégradation cyclique du sol**

La dégradation de la rigidité du sol et de la résistance au cisaillement du sol observées au cours d'un essai à déformation cyclique imposée en condition non-drainée est souvent liée à l'augmentation de la pression interstitielle avec le nombre de cycles. Cette augmentation de la pression interstitielle provoque une diminution des contraintes effectives dans le sol. Ce phénomène est très important dans les sols granulaires lâches où les pressions interstitielles peuvent s'accumuler. Ce dernier phénomène est généralement appelé liquéfaction. Les chercheurs s'intéressant aux chargements cycliques à haute fréquence induits par les vibrations dues au trafic, considèrent que la dégradation cyclique est un phénomène important à considérer. Cependant, pour des chargements cycliques à faible fréquence ou dans des sols saturés chargés en condition drainée, une diminution de la pression interstitielle peut être notée au cours du chargement, conduisant ainsi à une densification du sol ou à sa consolidation.

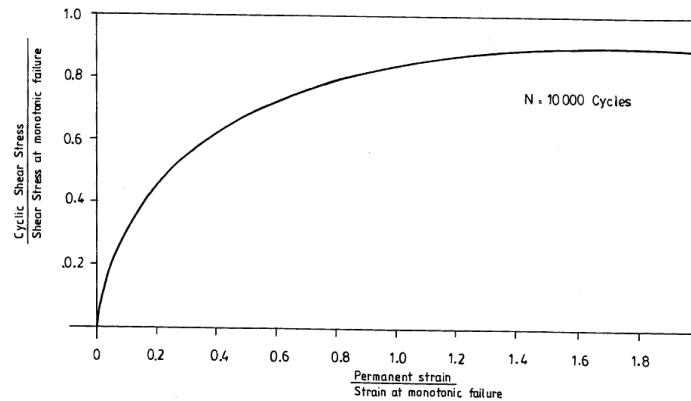
Mortezaie et Vucetic (2013) considèrent que l'augmentation de la pression interstitielle n'est pas l'unique raison de la dégradation cyclique de la résistance au cisaillement du sol et de sa rigidité. Cette dégradation peut être également provoquée par une détérioration de la structure du sol et par l'altération des grains. Ainsi, une dégradation cyclique peut être observée dans des sols favorables à une dissipation de la pression interstitielle et à la consolidation à cause de la détérioration de la structure du sol (Idriss et al., 1976; Hong et al., 2011).

### **I.3.2.3 Type et caractéristiques du chargement cyclique**

Le type de chargement cyclique appliqué au sol influence la réponse de celui-ci. Selon que le chargement cyclique est alterné symétrique, alterné non-symétrique ou non-alterné, le sol se comporte différemment. Plusieurs auteurs confirment que le chargement cyclique alterné provoque une dégradation de la résistance au cisaillement plus sévère qu'au cours d'un chargement cyclique non-alterné (Karlsrud et al., 1986 ; Poulos, 1988b ; Poulos, 1989b ; Randolph et Gourvenec, 2011 ; Jardine et al., 2012).

La réponse du sol au cours d'un chargement cyclique dépend du niveau de contrainte imposée ou du niveau de déformation imposé. Lentz et Baladi (1980) ont réalisé une série d'essais triaxiaux à différents niveaux de chargement cyclique sur du sable. La Figure I.20 illustre les résultats obtenus et montre que les déformations permanentes augmentent avec le niveau de contrainte imposée. Lorsque le niveau de contrainte imposée approche de la résistance au cisaillement statique du sol, les

déplacements permanents s'accroissent rapidement. Luong (1980) a montré à partir d'essais triaxiaux sur du sable, que le taux d'accumulation des déplacements permanents diminue avec le nombre de cycle lorsque le niveau de contrainte cyclique imposé est inférieur à une valeur seuil. Lorsque le niveau de contrainte cyclique imposé est supérieur à cette valeur seuil, le taux d'accumulation des déplacements permanents augmente avec le nombre de cycles.



**Figure I.20. Evolution des déplacements permanents en fonction de la contrainte cyclique imposée pour N = 10000 cycles (Lentz et Baladi, 1980)**

Sagaseta et al. (1991) résumant l'effet des déformations cycliques imposées sur le comportement du sol. Lorsque la déformation cyclique imposée est inférieure à une valeur de  $10^{-5}$ , le comportement du sol est purement élastique. Pour des valeurs de déformations comprises entre  $10^{-5}$  et  $10^{-3}$ , le sol a un comportement élasto-plastique mais aucune accumulation de déplacements permanents n'est observée. Au-delà d'une valeur de  $10^{-3}$ , les caractéristiques du sol changent au cours du chargement cyclique avec une accumulation de déformations irréversibles. Vucetic (1994) confirme ces tendances et confirme l'existence d'une valeur limite de déformation de cisaillement en dessous de laquelle le sol a un comportement élastique linéaire. Aucun changement microstructural permanent n'est observé pour des déformations inférieures à cette valeur seuil. Dans ces conditions et pour un sol saturé, en conditions non-drainées, la pression interstitielle ne varie pas significativement, et en conditions drainées, le volume ne varie pas significativement. Enfin, au-delà de cette valeur limite, le sol a toujours un comportement élastique mais non-linéaire. Vucetic (1994) montre l'existence d'une seconde valeur limite de déformations de cisaillement au-delà de laquelle le sol a un comportement non-élastique et non-linéaire. Pour des déformations cycliques supérieures à cette seconde valeur limite, la microstructure du sol est modifiée irréversiblement et la rigidité du sol est modifiée continuellement. Pour les sols saturés chargés dans des conditions non-drainées une augmentation de la pression interstitielle est notée, et pour un sol sec, partiellement saturé, ou saturé et chargé dans des conditions drainées une variation permanente de volume et de densité est notée. Vucetic (1994) relie ces deux limites à la taille des grains et à l'indice de plasticité du sol. En effet, d'une part, plus la taille

des grains est petite, plus ces limites sont élevées, et d'autre part, plus l'indice de plasticité est élevé, plus ces limites sont élevées (Figure I.21).

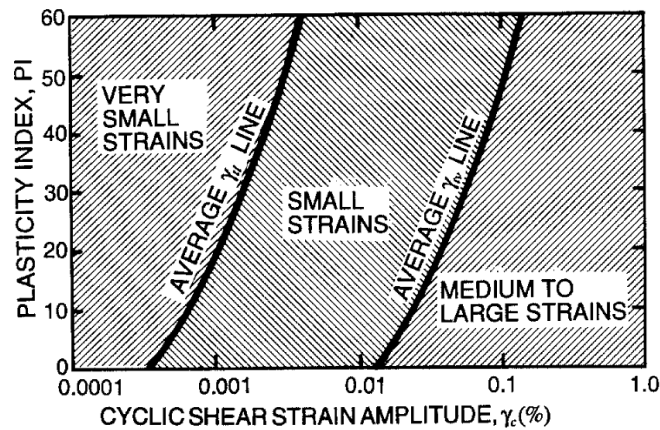


Figure I.21 : Influence de l'indice de plasticité sur les limites de déformations de cisaillement définies par Vucetic (1994)

### ***I.3.3 Paramètres influençant le comportement des pieux sous chargement axial cyclique***

#### **I.3.3.1 Caractéristiques du chargement cyclique**

Chan et Hanna (1980) ont réalisé des essais de chargement cycliques dans une cuve sur un pieu modèle dans un sable moyennement dense. Ces essais visent à étudier l'influence du nombre de cycles, de la charge moyenne  $Q_{moy}$  et de l'amplitude cyclique  $Q_{cyc}$  sur la réponse du pieu. Les figures I.22 et I.23 montrent l'évolution des déplacements en tête de pieu au cours des essais en compression et en traction respectivement. Sur ces deux figures, les charges minimales et maximales appliquées sont mentionnées et il apparaît qu'il existe une valeur de charge maximale à partir de laquelle le comportement du pieu change. Pour les essais en compression, cette valeur est comprise entre  $0.25 R_c$  et  $0.30 R_c$ , avec  $R_c$  la capacité portante du pieu. Pour les essais en traction, cette valeur est comprise entre  $0.20 R_s$  et  $0.30 R_s$ , avec  $R_s$  la résistance à la traction du pieu. En dessous de cette valeur de charge maximale, les déplacements en tête de pieu s'accroissent très faiblement. Au-delà de cette limite, les déplacements s'accroissent rapidement dès les premiers cycles, conduisant finalement à une rupture.

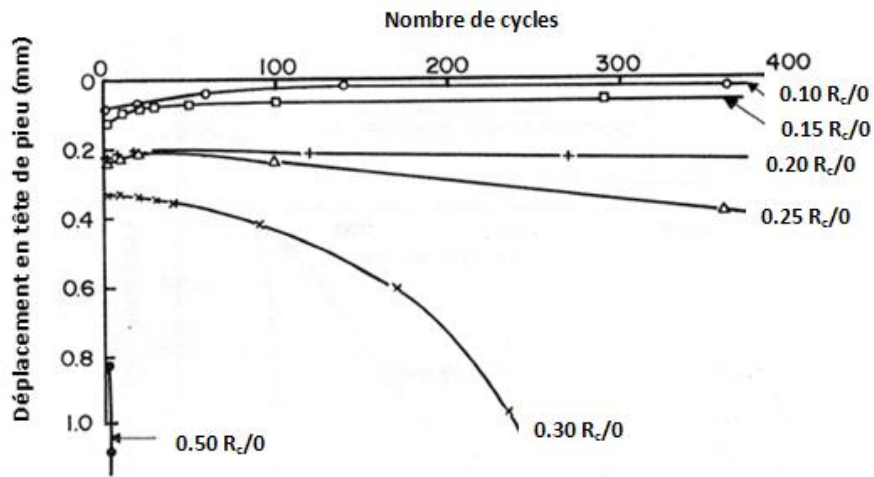


Figure I.22 : Evolution des déplacements en tête de pieu au cours des essais de compression (Chan et Hanna, 1980)

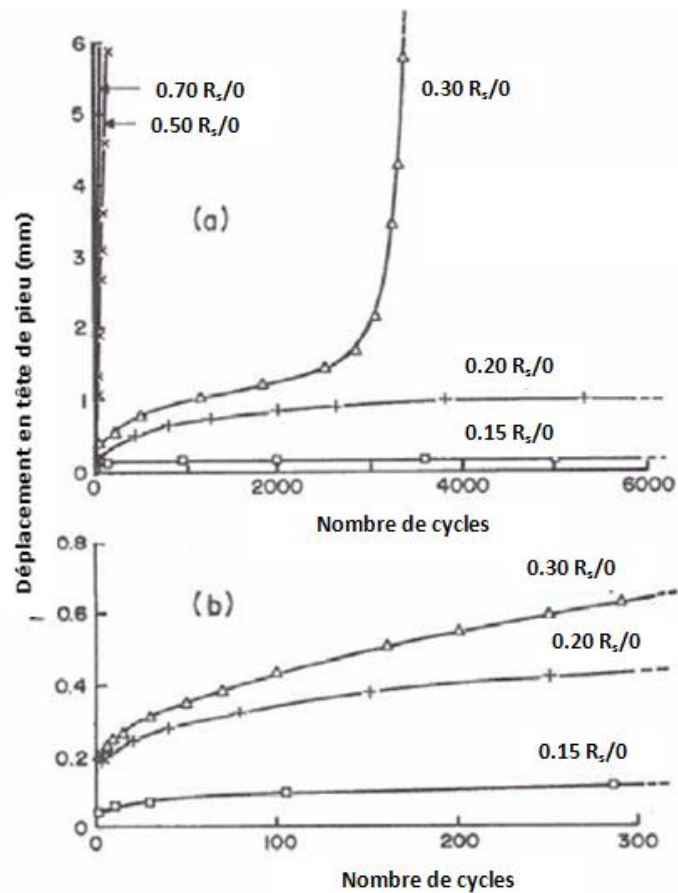


Figure I.23 : Evolution des déplacements en tête de pieu au cours des essais de traction (Chan et Hanna, 1980)

Jardine et Standing (2000) présentent les résultats d'essais in-situ effectués sur des pieux battus ouverts de 457 mm de diamètre installés dans du sable moyennement dense à dense. L'ensemble de ces résultats a été présenté sous forme d'un diagramme de stabilité cyclique sur la Figure I.24 (Jardine et Standing, 2012). Ce diagramme de stabilité cyclique montre que le nombre de cycles pour atteindre la rupture du pieu est affecté par la charge moyenne  $Q_{moy}$  et l'amplitude cyclique  $Q_{cyc}$ . Ce type de

diagramme est décrit en détail dans le paragraphe I.3.5.2. Jardine et Standing (2012) montrent que ces deux paramètres conduisent à trois comportements différents : stable, métastable ou instable. Le comportement stable est défini par une faible vitesse d'accumulation des déplacements pour une centaine de cycles. Un comportement métastable est défini par une accumulation des déplacements à des vitesses modérées, et la rupture est observée pour un nombre de cycles compris entre 100 et 1000. Enfin, le comportement instable est défini par une rapide accumulation des déplacements conduisant à une rupture pour un nombre de cycles inférieur à 100. D'après la Figure I.24, l'augmentation de la charge maximale  $Q_{max}$  accélère la rupture et la vitesse d'accumulation des déplacements, confirmant ainsi les observations expérimentales de Chan et Hanna (1980). Jardine et Standing (2012) considèrent que des essais de chargements cycliques à de grandes amplitudes conduisent à une forte dégradation de la résistance à la traction du pieu, tandis qu'un comportement opposé est observé pour des essais non alternés à faible amplitude. En effet, un faible niveau de chargement cyclique a un effet positif sur la capacité portante du pieu. Après une légère baisse des frottements limites à l'interface, le pieu cicatrise avec le temps et la résistance à la traction peut augmenter d'environ 20% après avoir appliqué un chargement cyclique stable.

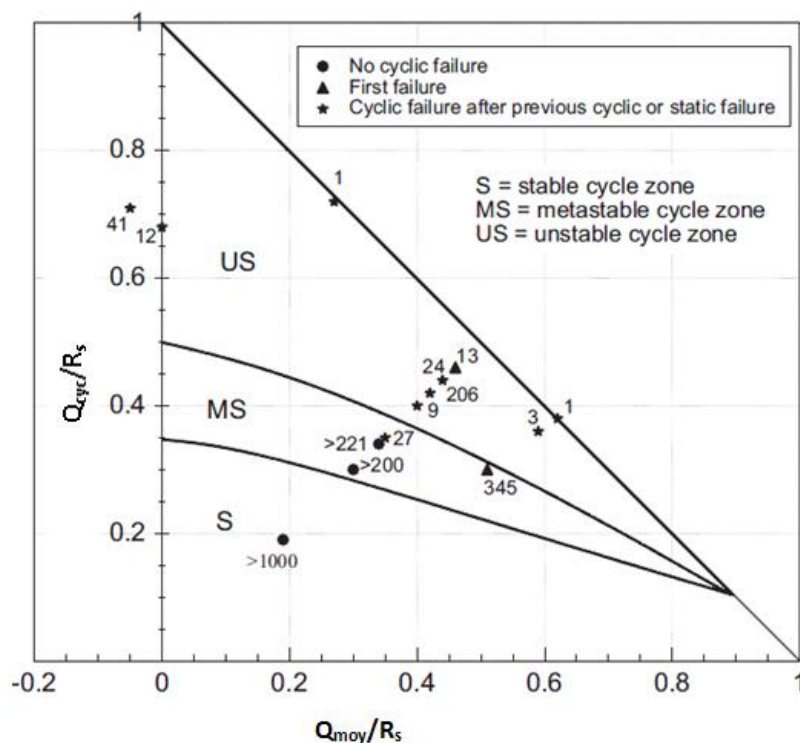


Figure I.24 : Diagramme de stabilité cyclique pour des pieux battus dans le sable (Jardine et Standing, 2012)

Silva et al. (2013) confirment les résultats des essais in-situ réalisés à Dunkerque à partir d'essais sur des pieux modèles réalisés en chambre d'étalonnage dans du sable siliceux de Fontainebleau. La densité du massif utilisé est moyennement dense à dense ( $I_D=0.72$ ). Silva et al. (2013) présentent les résultats relatifs à deux types d'essais réalisés : des essais non-alternés à faible amplitude, et des essais

alternés à grande amplitude. Le massif a été instrumenté afin de mesurer les contraintes radiales et les frottements axiaux mobilisés autour du pieu au cours des sollicitations. Ces mesures locales de contraintes permettent d'expliquer les améliorations ou dégradations des frottements axiaux limites. La Figure I.25 montre l'évolution des contraintes radiales autour d'un pieu modèle à différentes distances de l'axe du pieu. Les mesures correspondent à une première séquence non-alternée de faible amplitude, à un chargement post-cyclique, et enfin à une deuxième séquence alternée de grande amplitude. Les mesures montrent que les contraintes radiales diminuent avec le nombre de cycles mais la décroissance est plus accentuée pour les cycles alternés de grande amplitude. Le chargement statique effectué après la première séquence à faible amplitude montre une forte augmentation des contraintes radiales. Cette augmentation est due à la dilatance. Les figures I.26 et I.27 illustrent les chemins de contraintes pour trois niveaux le long du pieu modèle, pour les deux séquences à faible et à grande amplitudes respectivement. Les chemins de contraintes tracés sur la Figure I.26 évoluent vers la gauche, et donc une diminution des contraintes radiales est notée, traduisant un phénomène de contractance à l'interface sol-pieu. Cette contractance conduit à une densification du sol. Silva et al. (2013) expliquent que cette densification provoque une dilatance et donc une augmentation du frottement lors de l'essai post-cyclique suivant. Pour des cycles à grande amplitude alternés, les chemins de contraintes passent par des lignes appelées « lignes de changement de phase ». Ces passages provoquent des alternances de phénomènes de contractance et dilatance. Ceci conduit à une désorganisation du sol à l'interface et donc à une chute du frottement. La Figure I.28 représente les résultats d'essais d'arrachement (traction) effectués sur un pieu modèle après les deux séquences à faible et à grande amplitude. L'amélioration de la résistance à la traction est clairement notée après les petits cycles non-alternés.

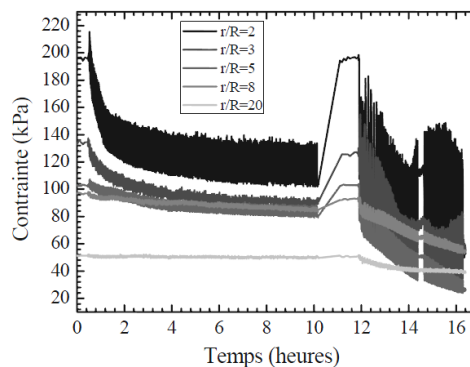


Figure I.25 : Evolution des contraintes radiales à différentes distances du pieu pour le pieu modèle (Silva et al. , 2013)



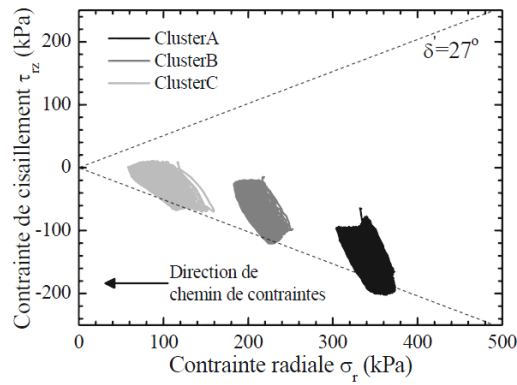


Figure I.26 : Chemins de contraintes au cours des cycles non alternés à faible amplitude (Silva et al., 2013)

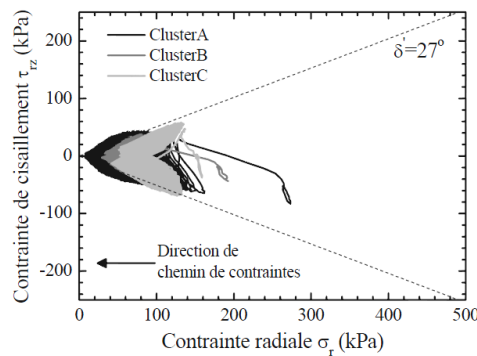


Figure I.27 : Chemins de contrainte au cours de la séquence alternée à grande amplitude (Silva et al., 2013)

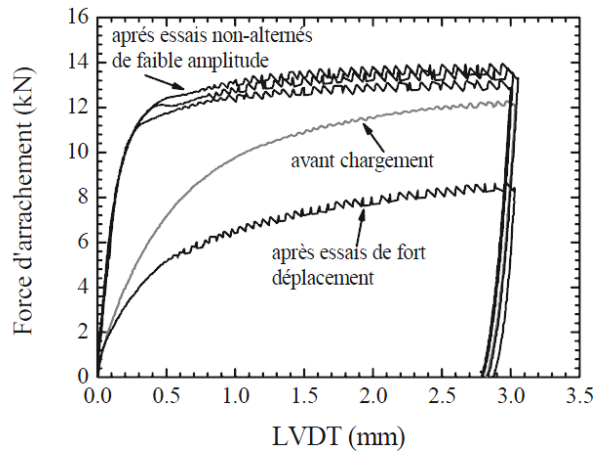


Figure I.28 : Courbes d'évolution de la force d'arrachement en fonction du déplacement pour le pieu modèle avant et après les deux séquences de chargement (Silva et al., 2013)

Doherty et Gavin (2013) ont réalisé des essais de chargements cycliques non alternés sur un pieu modèle installé dans de l'argile molle issue de l'Irlande du Nord. Doherty et al. (2010) proposent une valeur de limite de liquidité égale à 65 % ( $\pm 10\%$ ), et une valeur de limite de plasticité égale à 35 % ( $\pm 5\%$ ). Le pieu a subi quatre séquences de chargements avec des charges maximales appliquées équivalentes à 0.37, 0.48, 0.59 et 0.81 $R_s$ . La Figure I.29 présente les résultats des charges appliquées et des déplacements accumulés en tête de pieu en fonction du temps. Le pieu modèle présente un

comportement stable au cours des trois premières séquences. Le déplacement permanent cumulé à la fin des trois séquences est très faible. Ce déplacement représente moins de 0,4 % du diamètre du pieu. La vitesse d'accumulation des déplacements permanents diminue avec le nombre de cycles. Cependant, pour la dernière séquence, le pieu présente un comportement instable car les déplacements permanents s'accumulent rapidement dès les premiers cycles. De plus, la vitesse d'accumulation des déplacements plastiques augmente avec le nombre de cycles. Doherty et Gavin (2013) mettent ainsi en relief l'influence des caractéristiques du chargement cyclique sur le comportement du pieu installé dans l'argile. Ils définissent également l'existence d'une valeur seuil de la charge appliquée en tête de pieu comprise entre 72 % et 85 %  $R_s$ . En dessous de cette valeur limite, le pieu présente un comportement stable, tandis qu'au-delà de cette valeur, le pieu présente un comportement instable. Cette valeur seuil ne peut être généralisée à tous les types d'argiles, elle dépend du type de sol et du mode d'installation du pieu.

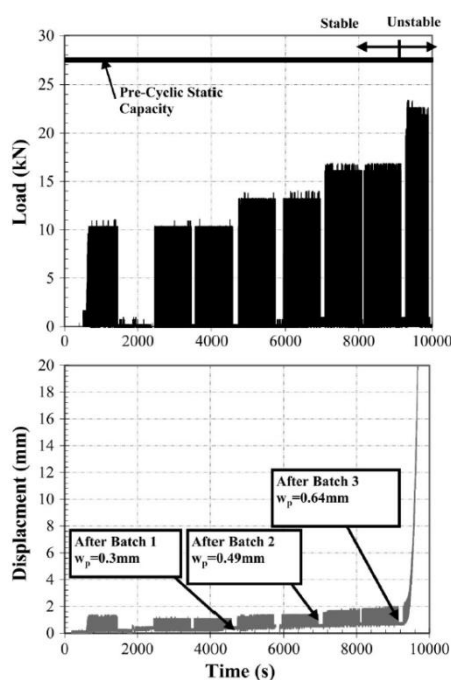


Figure I.29 : Chargement appliqué en tête du pieu modèle et déplacement accumulés en fonction du temps pour chaque séquence de chargement (Doherty et Gavin ,2013)

### I.3.3.2 Mode de chargement

Le mode de chargement cyclique influence grandement la réponse du pieu. En effet, selon que le chargement est alterné symétrique, alterné non-symétrique ou non-alterné, les déplacements accumulés et la capacité portante du pieu évoluent différemment. Plusieurs auteurs affirment que les chargements cycliques alternés ont un impact plus sévère sur la capacité portante du pieu par rapport aux chargements non-alternés (Jardine et al., 2012 ; Randolph et Gourvenec, 2011 ; Poulos, 1989 ; Poulos, 1988 ; Karlsrud et al, 1986). Karlsrud et al. (1986) montrent que le mode de chargement influence l'accumulation des déplacements à partir des résultats d'essais in-situ réalisés par le NGI

dans de l'argile surconsolidée. La Figure I.30 représente les évolutions des déplacements accumulés en tête de pieu et les amplitudes de déplacement cyclique pour cinq séquences cycliques décrites dans le Tableau I.11. Les résultats tracés sur cette figure montrent que la rupture dans le cas d'un chargement non-alterné (Courbes 3, 4 et 5 sur la Figure I.30) est associée à une accumulation rapide des déplacements, tandis que l'amplitude de déplacement cyclique reste constante jusqu'à la fin du chargement. Pour les chargements cycliques alternés symétriques (Courbe 1), la rupture est contrôlée par l'amplitude de déplacement cyclique qui croît avec les cycles. Enfin, pour les chargements cycliques alternés non-symétriques (Courbe 2), la rupture est associée à une augmentation des déplacements accumulés et de l'amplitude de déplacement cyclique.

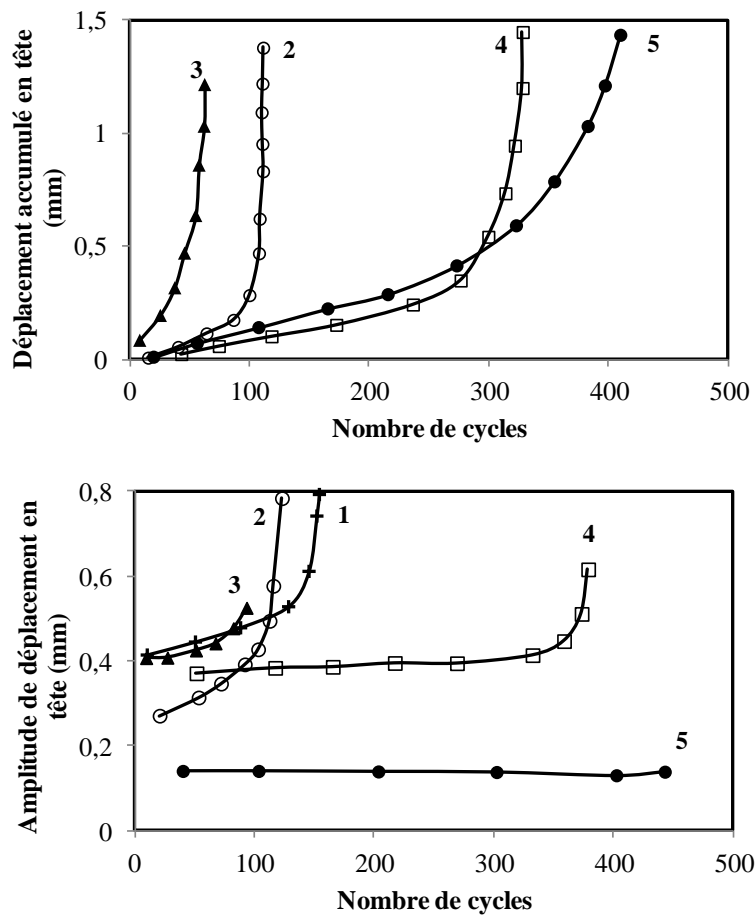


Figure I.30 : Comparaison des évolutions de déplacements moyens accumulés et des amplitudes de déplacements cycliques pour les séquences décrites sur le Tableau I.11 (Karlsruud et al.,1986)

Tableau I.11 : Caractéristiques des chargements cycliques utilisés par Karlsruud et al. (1986)

Test	$Q_{max}/R_c$	$Q_{moy}/R_c$	$Q_{cyc}/R_c$	N
1	0.40	0.00	0.40	160
2	0.39	0.10	0.29	100
3	0.83	0.46	0.37	60

4	0.75	0.39	0.36	320
5	0.97	0.26	0.71	460

Karlsrud et al. (1986) représentent les résultats des essais in-situ réalisés par le NGI dans le site de Haga, sous forme d'un diagramme de stabilité cyclique (Figure I.31). Sur ce diagramme figurent les charges maximales que peut supporter le pieu pour atteindre une rupture après 100 cycles. Pour les essais alternés symétriques, le pieu peut supporter une charge maximale égale à  $0.41 R_c$ . Pour les chargements alternés non-symétriques avec  $Q_{cyc} = 2Q_{moy}$ , la charge maximale que peut supporter le pieu atteint  $0.58 R_c$ . Pour les chargements non alternés avec  $Q_{cyc} = Q_{moy}$ , la charge maximale atteinte est de  $0.75 R_c$ . Enfin pour les chargements non-alternés avec  $Q_{cyc}=0.5Q_{moy}$ , la charge maximale arrive à  $0.88 R_c$ . Ces résultats montrent que les chargements non-alternés sont moins défavorables à la capacité portante du pieu par rapport aux chargements cycliques alternés.

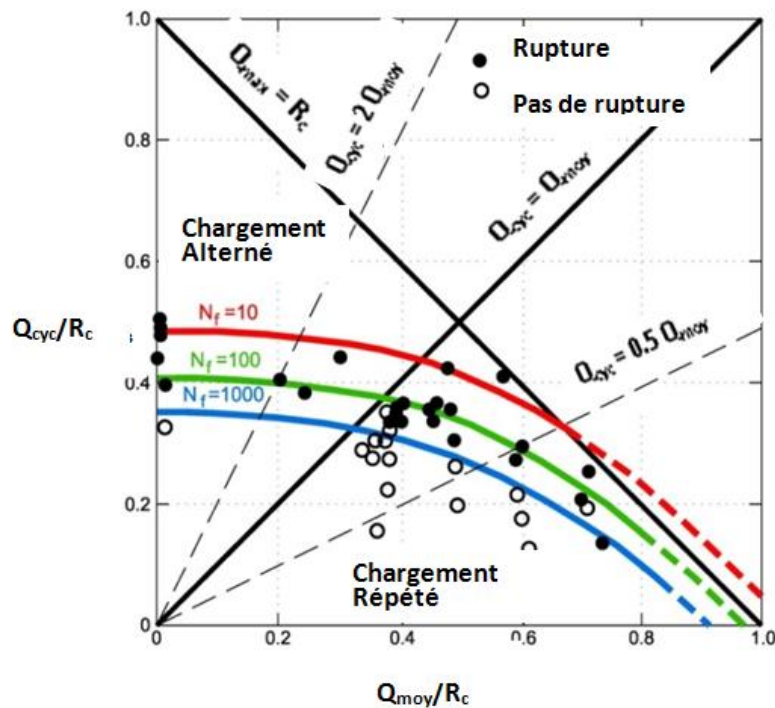


Figure I.31 : Diagramme de stabilité cyclique établi par Karlsrud et al. (1986) pour les essais réalisés par le NGI dans le site de Haga

Les Figures I.22, I.23 et I.32 illustrent les résultats des essais cycliques réalisés par Chan et Hanna (1980) sur des pieux modèles installés dans du sable. Ces résultats montrent que le mode d'accumulation des déplacements et donc de rupture est influencé par le mode de chargement. La Figure I.32 montre qu'au cours des chargements alternés, le pieu commence tout d'abord par présenter un tassement, puis évolue vers la rupture en arrachement.

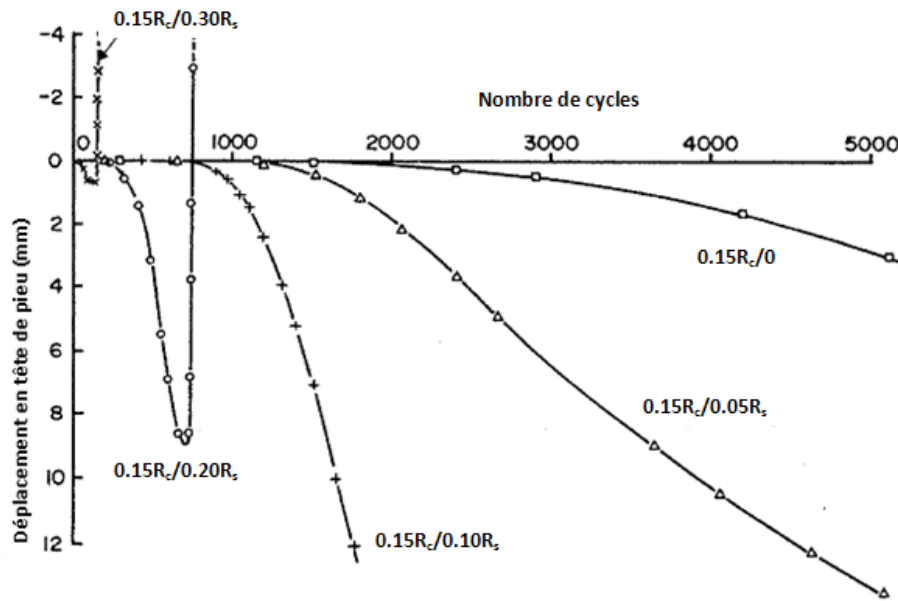


Figure I.32 : Résultats des essais alternés réalisés par Chan et Hanna (1980)

### I.3.3.3 Vitesse de chargement

La vitesse de chargement cyclique influence l'évolution de la capacité portante au cours des cycles dans les argiles. Bjerrum (1973) a démontré l'importance de ce paramètre en utilisant les résultats de trois essais in-situ sur des pieux installés dans l'argile (Marsal et Mazari, 1969 ; Eide et al., 1972 ; Torstensson, 1973). Ces essais de chargements cycliques comportent des séquences de tractions menées jusqu'à la rupture et effectuées à différentes vitesses de déformation. Les résultats de ces essais sont représentés sur la Figure I.33. Cette dernière donne l'évolution de la cohésion le long du fût du pieu en fonction de la vitesse de déformation imposée au cours de l'essai. Ces résultats montrent que la cohésion n'est pas constante mais dépend significativement de la vitesse de déformation. Plus la vitesse est faible, plus la cohésion le long du fût du pieu est faible. Dans le cadre du Projet National SOLCYP, des essais in-situ sur des pieux battus dans l'argile des Flandres à Merville en France ont montré un gain de la résistance à la traction du pieu de 10% lorsque la vitesse de déplacement imposée augmentait vingt fois (Benzaria et al., 2012 ; Jardine et al., 2012). Des résultats similaires ont été notés sur des pieux battus à Canons Park en Angleterre (Pellew, 2002).

Cependant, dans les cas où les pieux subissent un chargement cyclique rapide (comme pour les pieux offshore subissant l'action des vagues), les effets positifs de la vitesse de chargement peuvent ne pas être suffisants pour garantir la stabilité de l'ouvrage. Poulos (1982) explique que le gain en capacité portante dû à la vitesse de chargement peut être annulé par la dégradation de la capacité portante due aux effets du chargement cyclique. Jardine et al. (2012) confirment ceci en expliquant que les effets positifs de la vitesse de chargement ne peuvent arrêter ni l'accumulation progressive des déplacements en tête de pieu, ni la dégradation cyclique du frottement axial limite le long du fût du pieu

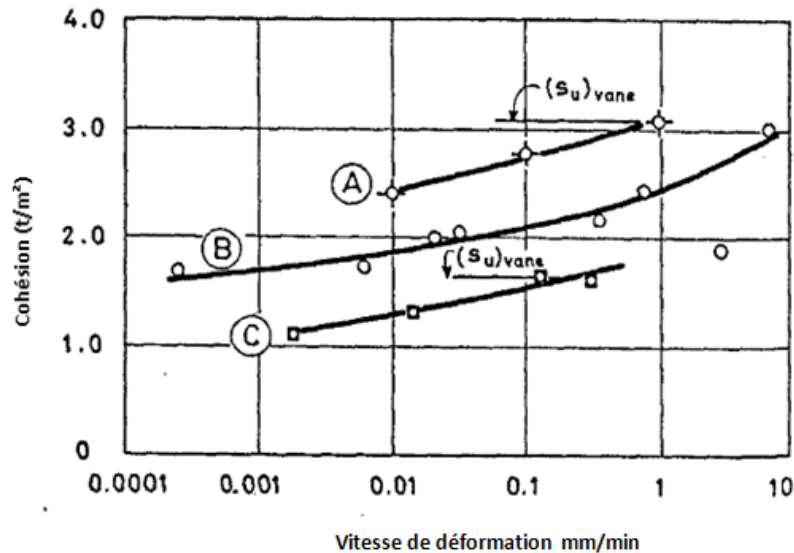


Figure I.33 : Evolution de l'adhésion le long du fût du pieu en fonction de la vitesse de déformation (Bjerrum, 1973)

Dans le sable, les effets de la vitesse de chargement cyclique sur la capacité portante du pieu ne sont pas significatifs (Poulos, 1982, Jardine et al., 2012). Yuan et Poulos (1986) ont réalisé des essais de traction cyclique sur des pieux modèles installés dans du sable afin d'évaluer l'effet de la vitesse de chargement sur la capacité portante. Les sables utilisés sont des sables siliceux et des sables carbonatés. Les résultats de ces essais ont montré que la vitesse de chargement n'a pas d'effet sur la capacité portante des pieux installés dans les sables siliceux. Pour les sables carbonatés, une légère augmentation de la capacité portante du pieu a été observée. La capacité portante a augmenté d'environ 2 à 4% lorsque la vitesse de chargement a augmenté dix fois. Cependant, Yuan et Poulos (1986) concluent qu'il ne faut pas tenir compte des effets de la vitesse de chargement lors du dimensionnement des pieux installés dans les sables siliceux ou carbonatés.

#### I.3.3.4 Compressibilité et longueur du pieu

D'après Dunnivant et al. (1990), la compressibilité du pieu peut imposer à certaines couches situées à l'interface sol-pieu un chargement cyclique alterné, même si le chargement appliqué en tête est non-alterné. Dans le cas d'un chargement monotone, la compressibilité du pieu influence la mobilisation du frottement axial le long du fût du pieu (Randolph et Wroth, 1978). Cette influence est représentée sur la Figure I.34 dans le cas d'un chargement cyclique. Bea et al. (1982) montre sur cette figure un chargement cyclique non-alterné appliqué en tête de pieu. Au niveau des couches superficielles, un chargement alterné est noté, ce qui cause une dégradation cyclique progressive du frottement axial limite. Afin d'assurer la stabilité du pieu, les couches de sol inférieures doivent être suffisamment résistantes afin de supporter la charge supplémentaire induite par la réduction du frottement axial limite des couches supérieures.

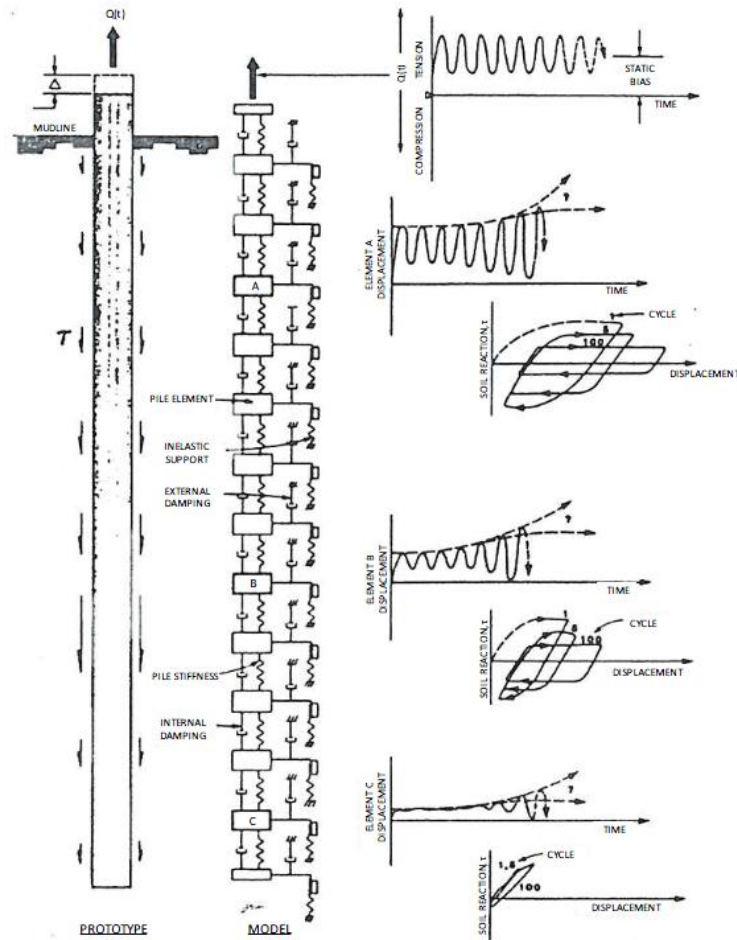


Figure I.34 : Modèle de chargement cyclique d'un pieu compressible (Bea et al. , 1982)

En ce qui concerne le diagramme de stabilité cyclique, Poulos (1989) montre que la longueur et la compressibilité du pieu influencent les limites entre les domaines stable, métastable et instable. Les zones stables et instables augmentent au fur et à mesure que le pieu devient rigide ou court. La Figure I.35 montre l'effet de la longueur du pieu sur les limitations entre les zones de stabilité pour un pieu de 1.5 m de diamètre battu dans l'argile (Poulos, 1988b). D'après cette figure, la zone métastable est large pour les pieux longs et compressibles. Ces pieux montrent une dégradation progressive de la capacité portante du pieu au fur et à mesure que la charge cyclique augmente. Les pieux courts et rigides ont une zone métastable limitée et arrivent rapidement à la rupture dès que les charges appliquées dépassent légèrement la zone stable. Poulos (1989) explique que les pieux longs compressibles ont un comportement cyclique ductile tandis que les pieux courts rigides ont un comportement cyclique fragile.

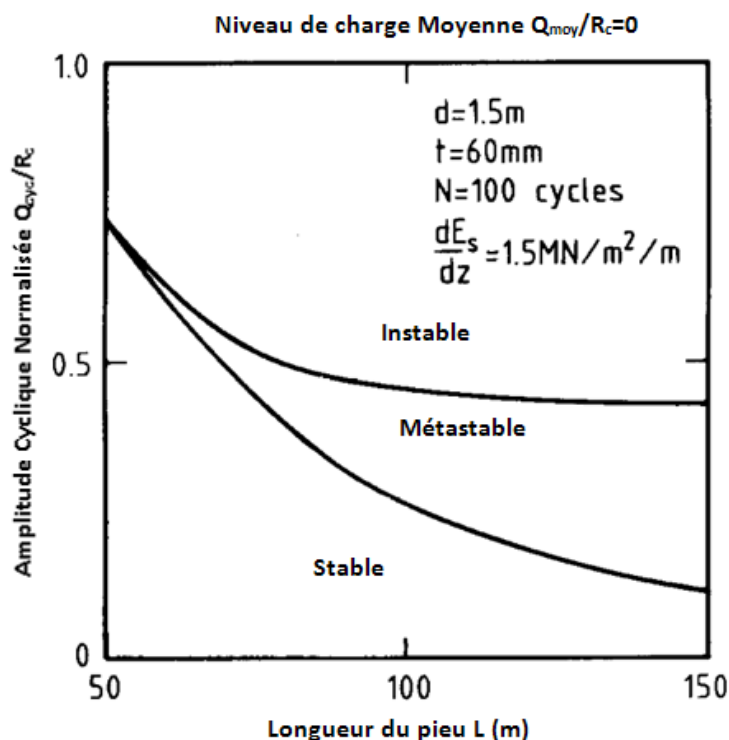


Figure I.35 : Influence de la longueur du pieu sur les limitations entre les zones de stabilité sur le diagramme de stabilité cyclique dans l'argile (Poulos, 1988b)

### I.3.4 Effets du chargement cyclique axial sur la réponse du pieu

#### I.3.4.1 Accumulation des déplacements

L'un des principaux effets du chargement cyclique axial est l'accumulation des déplacements permanents en tête de pieu et tout au long du fût du pieu. Cette accumulation peut conduire à la rupture si elle est très importante. Plusieurs essais in-situ réalisés sur des pieux installés dans l'argile montrent que les déplacements s'accumulent au fur et à mesure des cycles au cours d'un chargement cyclique (Karlsruud et Haugen, 1983 ; Karlsruud et al., 1986 ; Karlsruud, 2012 ; Benzaria, 2013). La Figure I.30 montre l'évolution des déplacements en fonction du nombre de cycles pour certaines séquences des essais in-situ réalisés par le NGI dans de l'argile surconsolidée sur le site de Haga (Karlsruud et al., 1986). Les essais réalisés sur le site de Merville dans le cadre du PN SOLCYP (Benzaria, 2013) montrent aussi que pour différentes séquences cycliques, les déplacements permanents sont accumulés en tête de pieu (Figure I.36), avec un taux d'accumulation qui dépend des paramètres détaillés dans la section I.3.3 (mode de chargement, caractéristiques de chargement, etc).

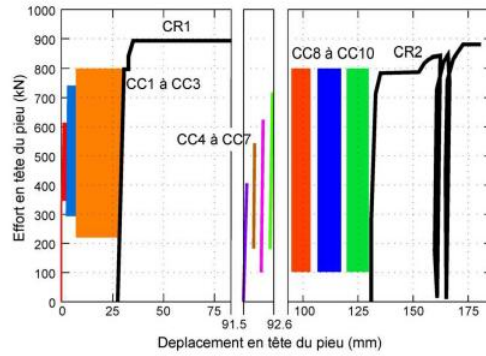
Chan et Hanna (1980) ont réalisé plusieurs séquences de chargements cycliques sur un pieu modèle dans une cuve remplie de sable moyennement dense. Les séquences réalisées sont de différents types (chargement alterné, chargement non-alterné). Les résultats de ces essais montrent que les



déplacements permanents s'accumulent au fur et à mesure des cycles si la charge maximale appliquée en tête de pieu dépasse une valeur seuil. Pour les essais non-alternés en traction, les déplacements permanents accumulés en tête de pieu sont très faibles si la charge maximale est inférieure à  $0.20R_s$ . Pour des charges maximales inférieures à  $0.15R_s$ , aucune accumulation des déplacements permanents n'est notée. Pour des tractions cycliques ayant une charge maximale supérieure à  $0.20 R_s$ , les déplacements permanents s'accumulent au fur et à mesure des cycles. Plus la charge maximale est élevée, plus la vitesse d'accumulation des déplacements permanents est élevée. Un comportement similaire est noté au cours des chargements non-alternés en compression avec une valeur limite différente (entre  $0.25R_s$  et  $0.30R_s$ ). Puech (1982) a analysé les résultats d'essais in-situ réalisés sur des pieux en acier installés dans des sables lâches. Les résultats de ces essais ont montré que pour une charge maximale inférieure à  $0.50R_s$ , la vitesse d'accumulation des déplacements diminue au fur et à mesure des cycles. Au dessus de cette valeur, la vitesse d'accumulation des déplacements permanents s'accroît avec le nombre de cycles. Rimoy et al. (2013a) ont analysé la réponse en déplacements de pieux chargés cycliquement et verticalement. Les données utilisées dans l'analyse concernent les essais in-situ réalisés à Dunkerque sur des pieux battus dans le sable décrits dans le Tableau I.12 (Jardine et Standing, 2012). Rimoy et al. (2013a) définissent les critères de stabilité comme suit :

- domaine stable : le déplacement cyclique est faible et se stabilise au fur et à mesure des cycles. Le déplacement final est inférieur à  $0.01 B$  et la vitesse d'accumulation est inférieure à  $1\text{mm}/1000$  cycles ;
- domaine métastable : le déplacement final est compris entre  $0.01 B$  et  $0.1 B$ . La vitesse d'accumulation des déplacements est comprise entre  $1\text{mm}/1000$  cycles et  $1\text{mm}/10$  cycles ;
- domaine instable : La rupture est observée pour un nombre de cycles inférieur à 100, engendrant un déplacement supérieur à  $0.1B$  ou à une vitesse d'accumulation des déplacements supérieure à  $1\text{mm}/10$  cycles.

Selon ces critères, Rimoy et al. (2013a) représentent sur les Figures I.37 et I.38 les déplacements accumulés en tête de pieu en fonction du nombre de cycles, pour les essais stables et métastables d'une part et pour les essais instables d'autre part. A partir de ces résultats, Rimoy et al. (2013b) démontrent les effets combinés de l'amplitude cyclique  $Q_{cyc}$  et de la charge moyenne  $Q_{moy}$  en considérant les déplacements accumulés développés après 3, 10, 30, 100, 200 et 300 cycles. Ces déplacements ont permis de construire le graphique tridimensionnel illustré sur la Figure I.39 où les surfaces correspondant à un déplacement équivalent à 2%, 0.2 % et 0.02 % du diamètre du pieu sont représentées.



CC1-2: N>3000; CC3: N=2000; CC4 to7: N~1000; CC8-10: N<100

Figure I.36 : Courbes effort-déplacement en tête pour différentes séquences appliquées au pieu foré F2 à Merville (Benzaria, 2013)

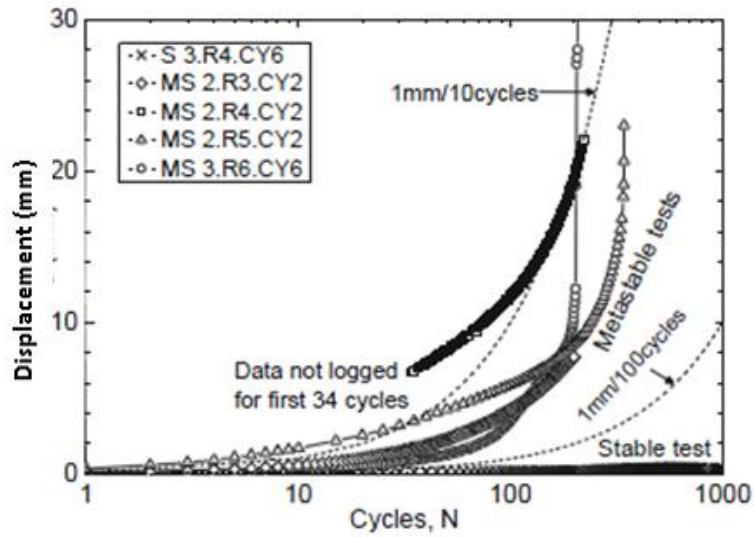


Figure I.37 : Accumulation des déplacements en tête de pieu pour les essais stables et métastables (Rimoy et al., 2013a)

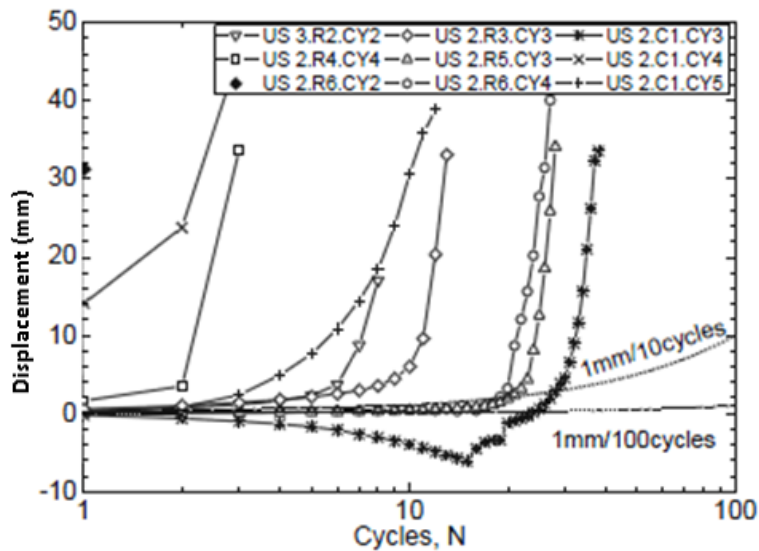


Figure I.38 : Accumulation des déplacements en tête de pieu pour les essais instables (Rimoy et al., 2013a)

Tableau I.12 : Programme de chargement cyclique axial selon Jardine et Standing (2012)

Type de chargement	Nom de l'essai	$Q_{cyc}$ (kN)	$Q_{moy}$ (kN)	$R_c$ ou $R_s$ (kN)	Nombre de cycles
Non-Alterné	US 3.R2.CY2	1000	1000	2500	9
	MS 2.R3.CY2	7000	700	2315	200+
	US 2.R3.CY3	950	950	2050	13
	MS 2.R4.CY2	1000	1000	2960	221+
	US 2.R4.CY4	750	1250	2000	3
	S 3.R4.CY6	400	405	2110	1000+
	MS 2.R5.CY2	750	1250	2465	345
	US 2.R5.CY3	700	700	2000	27
	US 2.R6.CY2	750	1250	2000	1
US 2.R6.CY4	700	700	1585	24	
MS 3.R6.CY6	700	700	1650	206	
Alterné	US 2.C1.CY3	620	-40	840	41
	US 2.C1.CY4	445	165	620	1
	US 2.C1.CY5	410	10	620	12

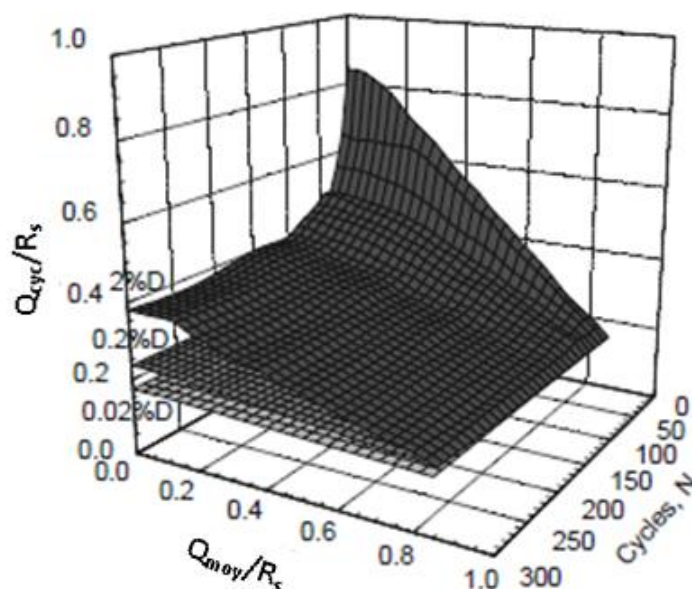


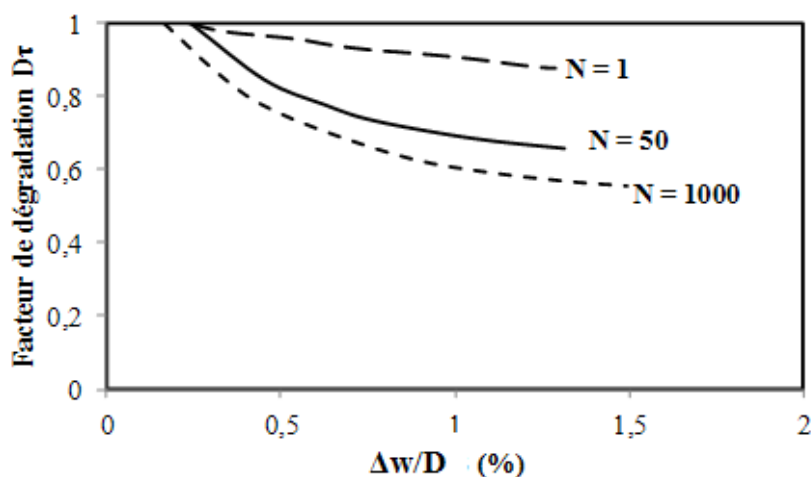
Figure I.39 : Graphique tridimensionnel donnant l'accumulation des déplacements équivalente à 0.02% D, 0.2% D et 2% D, en fonction du nombre de cycles, de la charge moyenne et de l'amplitude cyclique (Rimoy et al., 2013b)

#### I.3.4.2 Dégradation cyclique du frottement axial limite et de la résistance en pointe limite

Plusieurs essais de laboratoire et essais in-situ montrent que le frottement axial limite subit une dégradation au cours d'un chargement cyclique dans l'argile et dans le sable. Cette dégradation du frottement axial limite provoque une dégradation de la capacité portante du pieu et une diminution de la rigidité globale du sol autour du pieu. Bea et al. (1980) ont réalisé une étude basée sur les résultats

de 300 essais in-situ sur des pieux installés dans l'argile. Ils ont constaté une dégradation de la capacité portante du pieu croissante avec le nombre de cycles. La dégradation dans les cas présentés ne dépassait pas 10 à 20% de la résistance de frottement initiale. Steenfelt et al. (1981) ont réalisé des essais en laboratoires sur des pieux modèles mis en place dans l'argile. Les résultats de ces essais montrent que pour des essais alternés, la dégradation de la capacité portante du pieu est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle, et que lorsque la pression interstitielle n'augmente pas significativement, aucune réduction de la capacité portante du pieu n'est observée. Poulos (1981) a réalisé des essais sur des pieux modèles de 20 mm de diamètre et de 250 mm de longueur, installés dans une argile remaniée. Afin d'évaluer le degré de dégradation du frottement axial limite, Poulos (1981) définit un facteur de dégradation du frottement axial limite  $D_\tau$  qui est le rapport entre le frottement axial limite après le chargement cyclique et le frottement axial limite avant le chargement cyclique. La Figure I.40 illustre les résultats de ces essais et donne l'évolution du facteur de dégradation  $D_\tau$  en fonction de l'amplitude de déplacement cyclique  $\Delta w$ . La Figure I.40 montre qu'au fur et à mesure que le nombre de cycles augmente, le facteur de dégradation augmente aussi. Poulos (1982) explique que les deux principaux mécanismes permettant d'expliquer la dégradation du frottement axial limite le long du fût du pieu sont :

1. La variation de la pression interstitielle dans la zone située à l'interface sol-pieu
2. Le réarrangement des grains et leur détérioration au fur et à mesure des cycles.



**Figure I.40 : Dégradation du frottement axial limite pour des pieux modèles installés dans l'argile de Hurstville (Poulos, 1981)**

En ce qui concerne les pieux installés dans le sable, Chan et Hanna (1980) ont réalisé des essais en laboratoire sur des pieux modèles. Ces essais ont montré que la rupture du pieu peut se produire pour des charges maximales équivalentes à 30% de  $R_s$  pour des essais non-alternés, et pour des essais alternés, la rupture peut se produire pour des charges maximales inférieures à 30% de  $R_s$ . Cela est expliqué par une dégradation de la capacité portante au fur et à mesure des cycles.

Puech (1982) a rapporté les résultats sur des pieux instrumentés installés dans du sable lâche. Ces essais in-situ ont été réalisés avec des pieux de 13 m de long et un diamètre équivalent à 273 mm. Les pieux ont été instrumentés afin de récupérer les pressions radiales et la pression interstitielle tout au long du fût du pieu. Une réduction des contraintes radiales au fur et à mesure des cycles a été observée. Puech (1982) relie cette réduction à une potentielle compaction du sol autour du pieu. La chute de contraintes radiales conduit à une dégradation du frottement axial limite, provoquant finalement la rupture du pieu.

Poulos (1984) a réalisé plusieurs essais sur des pieux modèles installés dans du sable afin de quantifier la dégradation du frottement axial limite due au chargement cyclique. Les résultats de ces essais sont illustrés sur les Figures I.41 et I.42. Ces deux figures donnent l'évolution du facteur de dégradation en fonction de l'amplitude de déplacement cyclique pour des pieux battus et forés respectivement. Les figures montrent que le facteur de dégradation diminue lorsque l'amplitude de déplacement cyclique augmente. L'amplitude de déplacement cyclique nécessaire pour imposer une large dégradation du frottement axial limite est faible et de l'ordre de  $\pm 0.5$  mm. La figure permet également de conclure que la dégradation commence à être significative lorsque l'amplitude de déplacement cyclique dépasse la valeur de déplacement nécessaire pour mobiliser le frottement axial limite lors d'un chargement statique au cours des essais, Poulos (1984) a constaté également que la plus grande partie de dégradation du frottement axial limite après 100 cycles est due aux 10 premiers cycles.

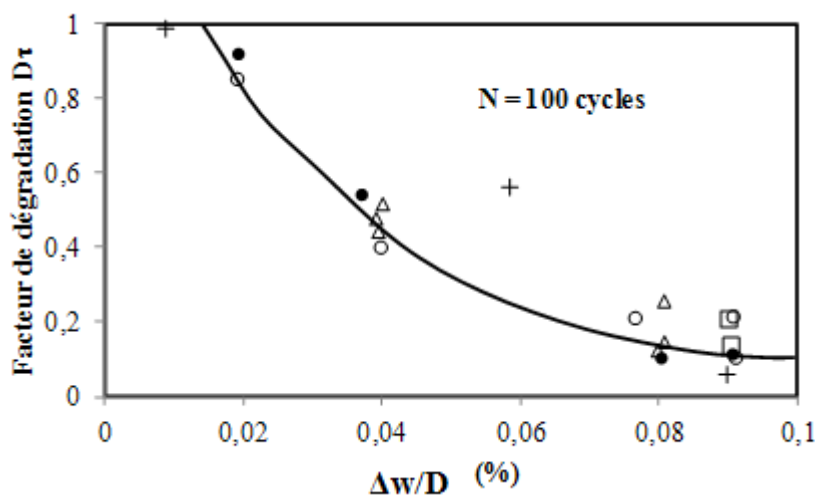
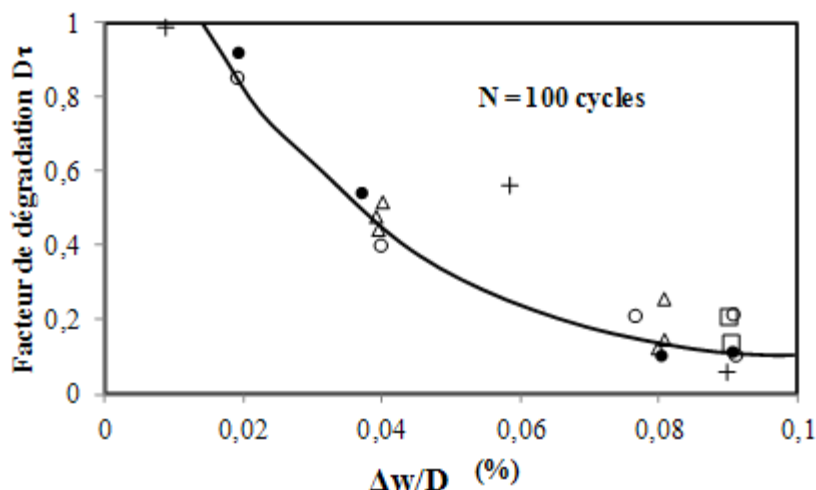


Figure I.41 : Evolution du facteur de dégradation du frottement axial limite pour des pieux battus installés dans du sable (Poulos, 1984)



**Figure I.42 : Evolution du facteur de dégradation du frottement axial limite pour des pieux forés installés dans du sable (Poulos, 1984)**

Poulos (1984) relie la dégradation du frottement axial limite dans le sable à une réduction du volume à l'interface sol-pieu à cause des cycles de chargement. Cette réduction de volume conduit à une diminution des contraintes radiales et donc à une dégradation du frottement axial limite.

Tsuha et al. (2012) ont étudié le comportement des pieux battus dans le sable soumis à des sollicitations axiales cycliques à partir des résultats de pieux installés dans une chambre d'étalonnage. Les auteurs expliquent le mécanisme provoquant la dégradation du frottement axial limite au cours d'une sollicitation cyclique. Pour cela, trois catégories d'essais sont distinguées :

- essais stables : Ce type d'essai provoque une très faible accumulation des déplacements en tête de pieu. Tsuha et al. (2012) mentionnent qu'aucun glissement n'est observé à l'interface. Les contraintes radiales restent généralement constantes (Figure I.43). Le comportement à l'interface peut ne pas être élastique localement, mais sans que le phénomène de contractance soit important. La capacité portante du pieu augmente généralement au cours de ce type d'essai (Figure I.44) ;
- essais instables : Tsuha et al. (2012) expliquent qu'au cours de ces essais, un comportement non-élastique est noté dans le massif de sol entourant la fondation et à l'interface. Une forte contractance et donc une forte réduction de contrainte radiale sont notées à l'interface sol-pieu (Figure I.45). Ces deux phénomènes provoquent une rupture de l'interface en moins de 100 cycles. La rupture évolue de la tête du pieu vers la pointe. L'accumulation des déplacements s'accélère rapidement dans le cas d'un chargement non-alterné. Dans le cas d'un chargement alterné, les déplacements changent de direction (du tassement vers le soulèvement) car la dégradation de la capacité portante rend le pieu plus vulnérable à la traction ;
- essais métastables : Tsuha et al. (2012) décrivent ce type d'essais comme étant compris entre les deux limites précédentes. Tous ces phénomènes peuvent se produire à l'interface :

glissement, réduction des contraintes radiales et réduction de la capacité portante (Figure I.46). L'apparition de ces phénomènes dépend du niveau de chargement imposé. Cependant, le pieu peut supporter une centaine de cycles avant d'atteindre la rupture. Le mouvement est principalement concentré autour de la fondation et non dans tout le massif.

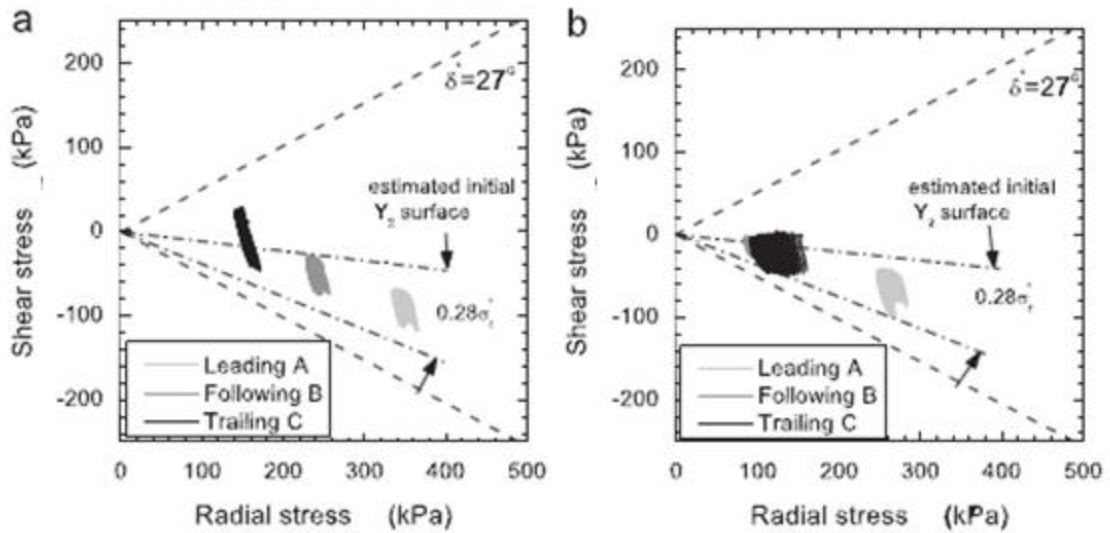


Figure I.43 : Chemins de contraintes dans le pieu ( $\sigma, \tau$ ) pour trois niveaux de pieu au cours de deux essais stables (Tsuha et al., 2012)

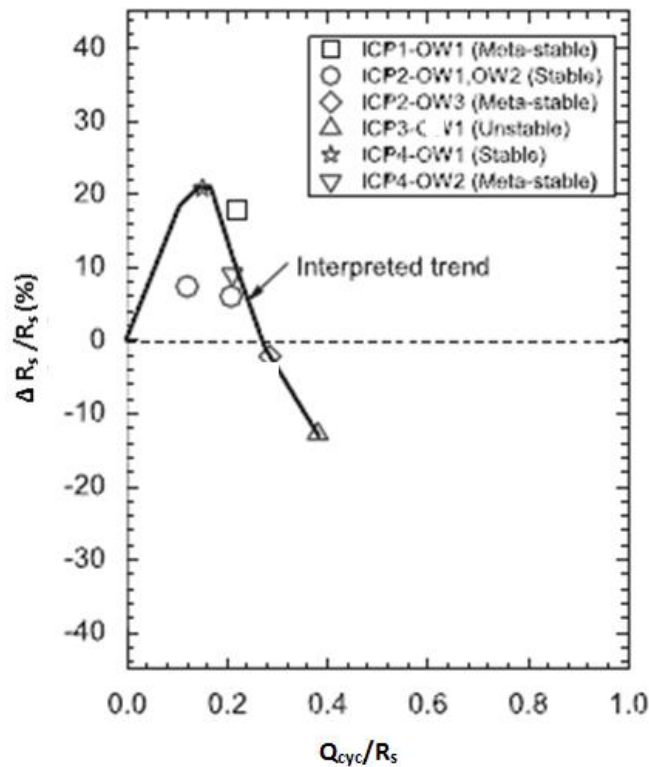


Figure I.44 : Evolution des capacités portantes de différents types après les essais de types stables, métastables et instables (Tsuha et al., 2012)

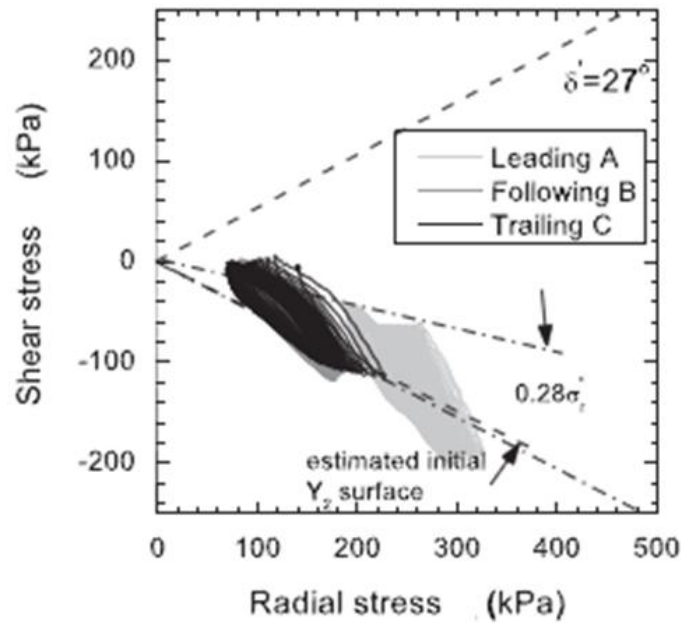


Figure I.45 : Chemins de contraintes pour trois niveaux de pieu au cours d'un essai instable (Tsuha et al. , 2012)

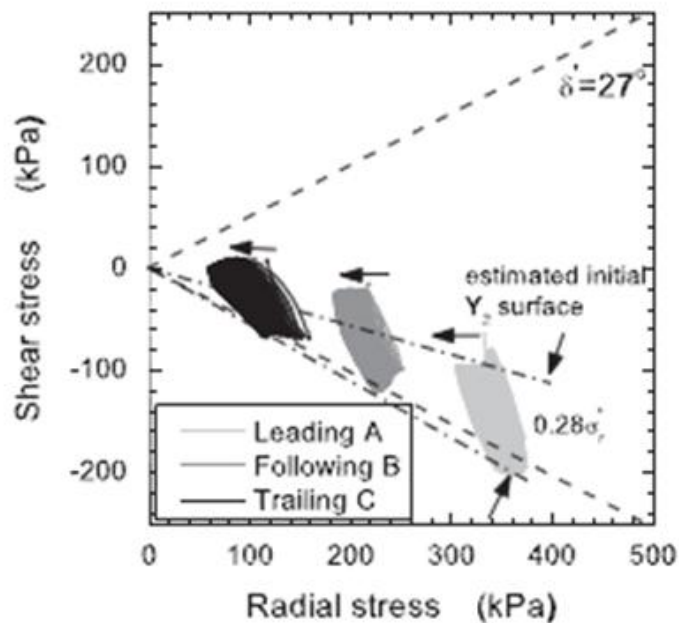


Figure I.46 : Chemins de contraintes pour trois niveaux de pieu au cours d'un essai métastable (Tsuha et al. , 2012)

En ce qui concerne le comportement à la base du pieu et plus particulièrement la dégradation de la résistance en pointe limite, peu de données sont disponibles. Généralement, comme l'amplitude des chargements cycliques en pointe est très faible, une légère amélioration de la résistance de pointe est observée. La dégradation de la résistance de pointe se produit pour des valeurs de déplacements supérieurs aux déplacements admissibles. Ainsi, l'effet négatif des chargements cycliques sur la résistance de pointe peut être négligé.



### I.3.5 Méthodes de prévision de la dégradation cyclique

#### I.3.5.1 Méthodes de prévision de la dégradation du frottement axial limite

##### I.3.5.1.1 Approche de Matlock et Foo (1979)

Matlock et Foo (1979) ont développé un modèle de calcul de dégradation du frottement axial limite et de la résistance en pointe limite pouvant être intégré dans des calculs numériques. L'approche proposée se base sur le calcul d'un facteur de dégradation du frottement axial limite noté  $D_r$ . Pour chaque cycle et pour chaque couche de sol située à l'interface sol-pieu ayant mobilisé une valeur équivalente au frottement axial limite, le facteur de dégradation est calculé selon l'équation (I.33). Dans le modèle proposé, la vitesse de dégradation est contrôlée par le paramètre  $\lambda$ . Le paramètre  $D_{lim}$  représente la dégradation minimale pouvant être atteinte par la couche de sol ou la valeur prise par le facteur de dégradation pour un très grand nombre de cycles. Dans l'équation (I.33),  $D'$  est le facteur de dégradation au cycle précédent. Plusieurs valeurs peuvent être données aux paramètres  $\lambda$  et  $D_{lim}$ . Le Tableau I.13 donne les valeurs de ces deux paramètres pour le frottement axial limite et la résistance en pointe limite pour des pieux installés dans du calcaire (Poulos, 1988a).

$$D_r = (1 - \lambda)(D' - D_{lim}) + D_{lim} \quad (I.33)$$

Tableau I.13 : Valeurs des paramètres de dégradation du frottement axial pour le calcaire (Poulos, 1988a)

Condition de sol	Pieux Battus		Pieux Forés	
	$D_{lim}$	$\lambda$	$D_{lim}$	$\lambda$
Non-Cimenté	0.3 - 0.6	0.3 - 0.6	0.05 - 0.2	0.4 - 0.6
Faiblement cimenté	0.2 - 0.6	0.3 - 0.6	0.05 - 0.1	0.4 - 0.6
Fortement cimenté	0.2 - 0.6	0.3 - 0.6	0.02 - 0.1	0.4 - 0.6

Dans l'approche de Matlock et Foo (1979), la même équation (I.33) est utilisée pour calculer le facteur de dégradation de la résistance de pointe limite  $D_b$  et le facteur de dégradation du module de cisaillement du sol  $D_E$ .

##### I.3.5.1.2 Approche de Poulos (1989a)

Afin d'établir une approche empirique pour calculer le facteur de dégradation du frottement axial limite, Poulos (1981) a réalisé une série d'essais à déplacements contrôlés sur des pieux modèles. Ces derniers ont un diamètre de 20 mm et une longueur de 250 mm et ont été installés dans de l'argile. La Figure I.47 montre l'évolution du facteur de dégradation du frottement axial limite  $D_r$  en fonction du rapport entre l'amplitude de déplacement cyclique  $\Delta w$  et le diamètre du pieu  $D$ . La Figure I.47 montre que la dégradation du frottement axial limite est inexistante pour des déplacements cycliques imposés

inférieurs à 0.2% D. Pour des déplacements supérieurs, la dégradation du frottement axial limite augmente au fur et à mesure des cycles. Le facteur de dégradation diminue jusqu'à atteindre une valeur limite pour tout déplacement supérieur à 1.5% D. Poulos (1982) considère que ces résultats montrent que la dégradation la plus importante du frottement axial limite se produit au cours des 10 à 20 premiers cycles.

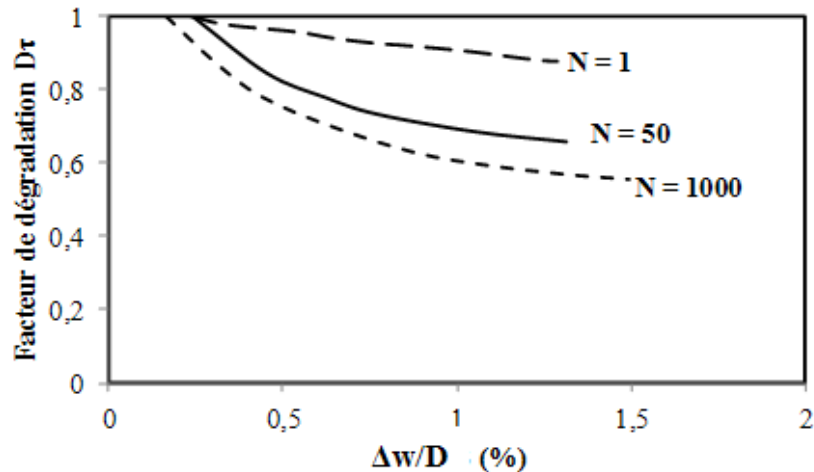


Figure I.47 : Evolution du facteur de dégradation du frottement axial limite pour des pieux modèles installés dans de l'argile (Poulos, 1981)

Poulos (1982) a également réalisé des essais sur des pieux modèles de mêmes dimensions installés dans du sable afin d'évaluer le facteur de dégradation du frottement axial limite. Les résultats de ces essais sont illustrés sur la Figure I.48 et donnent l'évolution du facteur de dégradation  $D_r$  en fonction du rapport  $\Delta w/D$  après 10 cycles.

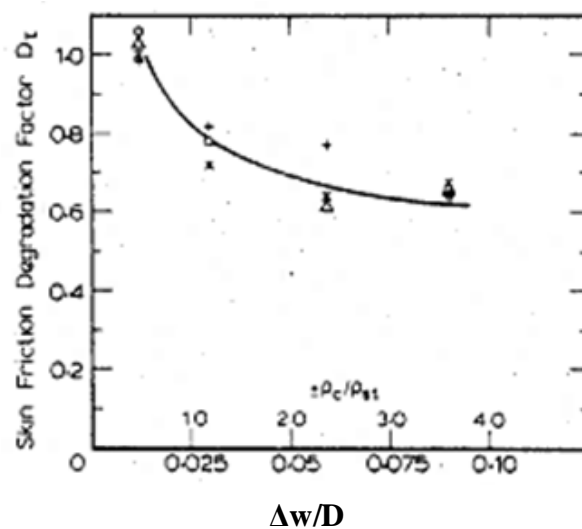


Figure I.48 : Evolution du facteur de dégradation du frottement axial limite pour des pieux modèles installés dans du sable (Poulos, 1982)

Poulos (1989) explique que pour établir une approche empirique à partir de ces résultats sur des pieux modèles, il est nécessaire de faire l'une des hypothèses suivantes :

- 1- le facteur de dégradation du frottement axial limite  $D_\tau$  est relié à l'amplitude de déplacement cyclique indépendamment du diamètre. Dans ce cas, les courbes sur les Figures I.47 et I.48 peuvent être directement appliquées au pieu réel en multipliant les valeurs de l'axe des abscisses par  $D$  (le diamètre du pieu modèle) ;
- 2- le facteur de dégradation du frottement axial limite  $D_\tau$  dépend de l'amplitude de déplacement cyclique normalisé au diamètre du pieu. Dans ce cas, les courbes sur les Figures I.47 et I.48 peuvent être appliquées aux pieux réels en multipliant les valeurs sur l'axe des abscisses par le diamètre du pieu réel. L'amplitude de déplacement cyclique à imposer au pieu réel est ainsi calculée ;
- 3- le facteur de dégradation du frottement axial limite  $D_\tau$  est relié au déplacement provoquant le glissement statique à l'interface noté  $\rho_{st}$ .

Poulos (1989) explique qu'il est difficile de dire quelle hypothèse il convient d'utiliser pour calculer la dégradation du frottement axial limite pour des pieux réels, car tous les résultats obtenus sont issus d'essais sur des pieux modèles.

Afin de calculer le facteur de dégradation du module de cisaillement du sol situé à l'interface sol-pieu  $D_E$  après un chargement cyclique, Poulos (1982) propose l'utilisation d'une formule proposée par Idriss et al. (1978) à partir d'essais triaxiaux. L'équation (I.34) donne cette formule. Dans cette équation,  $N$  est le nombre de cycles et  $t$  est un paramètre de dégradation dépendant de l'amplitude de déplacement cyclique.

$$D_E = N^{-t} \quad (I.34)$$

#### I.3.5.1.3 Approche de l'Imperial College ABC (Jardine et Standing, 2000)

Jardine et Standing (2000) ont développé une méthode permettant de prédire la dégradation du frottement axial limite à l'interface sol-pieu au cours d'un chargement cyclique axial. La méthode a été développée pour les pieux installés dans le sable et aussi pour des pieux installés dans l'argile. Des essais de cisaillement non-drainés DSS dans le sable et dans l'argile ont montré que la réduction relative de la contrainte normale effective ( $\Delta\sigma'_n/\sigma'_n$ ) est indépendante de la contrainte moyenne de cisaillement. Les essais montrent que ce rapport peut être exprimé, avec une précision raisonnable, par une fonction de l'amplitude cyclique de cisaillement normalisée ( $\tau_{cyc}/q_s$ ) et du nombre de cycles  $N$ . L'expression de la variation de la contrainte radiale effective est donnée dans l'équation (I.35).

$$\frac{\Delta\sigma'_n}{\sigma'_n} = A\left(B + \frac{\tau_{cyc}}{q_s}\right)N^C \quad (I.35)$$

Les paramètres A, B et C sont déterminés au moyen d'essais en laboratoire adaptés dans le sable et dans l'argile. Ils peuvent être également déterminés à l'aide d'un calage sur des essais in-situ (Jardine et Standing, 2012) ou sur des essais sur des pieux modèles. Le calcul de la réduction de la contrainte radiale effective permet d'estimer la chute de frottement axial limite à l'interface sol-pieu. La variation relative du frottement axial limite ( $\Delta q_s/q_s$ ) peut être exprimée d'une manière similaire à l'aide d'une fonction de l'amplitude cyclique de cisaillement ( $\tau_{cyc}/q_s$ ) selon l'équation (I.36).

$$\frac{\Delta q_s}{q_s} = A\left(B + \frac{\tau_{cyc}}{q_s}\right)N^C \quad (I.36)$$

Les paramètres A, B et C ont été tout d'abord déterminés à partir d'essais de cisaillement cyclique DSS sur un sable dense de la mer du Nord. Les valeurs des paramètres sont les suivantes : A = -0.083, B = -0.06 et C = 0.345. Un calage sur les essais in-situ réalisés à Dunkerque a fourni de nouvelles valeurs de ces paramètres : A = -0.126, B = -0.1, C = 0.45 (Jardine et Standing, 2000). L'utilisation de la méthode ABC a permis de construire le diagramme d'interaction illustré sur la Figure I.49 et de comparer les résultats numériques aux résultats d'essais in-situ. Les droites sur la Figure I.49 déterminent le nombre de cycles nécessaire pour atteindre la rupture sous une combinaison de charge donnée.

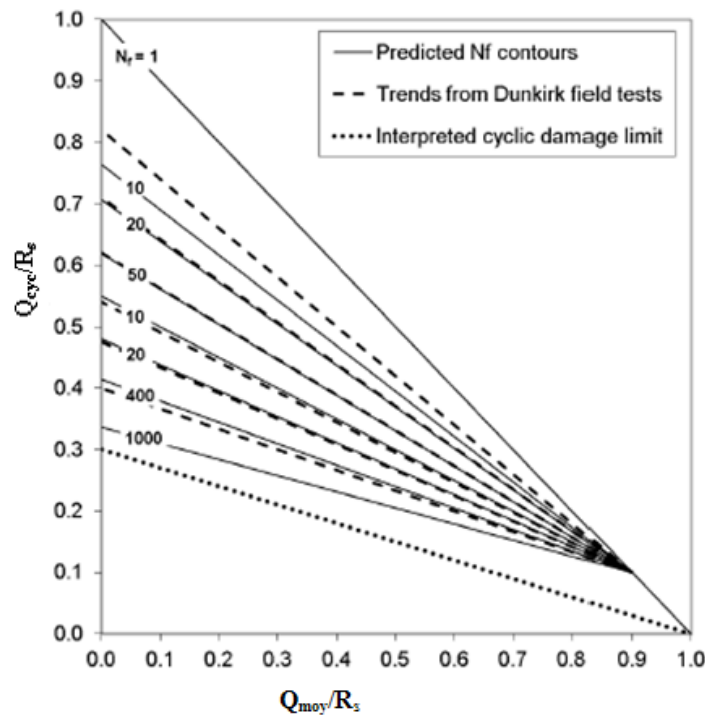


Figure I.49 : Diagramme d'interaction construit à l'aide de la méthode ABC et des résultats des essais in-situ réalisés à Dunkerque (Jardine et al. , 2012)

#### I.3.5.1.4 Approche SOLCYP (Pra-ai et al., 2016)

C'est une approche qui a été développée dans le cadre du Projet National SOLCYP (2008-2013). L'approche nommée SOLCYP se base sur l'exploitation des résultats d'essais à la boîte de cisaillement à contrainte normale constante (CNL) et à rigidité normale constante (CNS), afin de décrire l'évolution de la contrainte radiale effective à l'interface sol-pieu. Les essais utilisés ont été réalisés par Pra-ai (2013) afin de caractériser le comportement à l'interface sol-pieu au cours d'essais de cisaillement à grand nombre de cycles. Le programme d'essais suivi par Pra-ai (2013) est donné dans le Tableau I.14.

Pittos (2014) a proposé une approche de modélisation de la chute de contraintes normales  $\Delta\sigma'_n$  à partir des essais précités. La chute de contraintes  $\Delta\sigma_n$  dépend de six paramètres : l'indice de densité du sol  $I_D$ , la contrainte normale moyenne initiale  $\sigma_{n\text{cm}0}$ , le cisaillement moyen normalisé  $\eta_{\text{cm}0}$ , l'amplitude de cisaillement cyclique normalisé  $\Delta\eta_{\text{cm}0}$ , la rigidité normale imposée  $k_n$ , et enfin le nombre de cycles  $N$ . Les étapes de cette modélisation proposées par Pra-ai et al. (2016) sont détaillées ci-dessous.

- 1- La première étape est d'utiliser les données des essais CNL et de formuler  $M_0$  fonctions décrivant l'évolution du déplacement normal relatif moyen  $[u]_{1\text{cm}}$  en fonction du nombre de cycles en fixant les paramètres  $I_D$ ,  $\sigma_{n\text{cm}0}$ ,  $\eta_{\text{cm}0}$  et  $\Delta\eta_{\text{cm}0}$ . Comme ce sont des essais CNL qui sont utilisés, la rigidité normale  $k_n$  est nulle.

$$[u]_{1\text{cm},j} = f_j(I_{Dj}, \sigma_{n\text{cm}0j}, \eta_{\text{cm}0j}, \Delta\eta_j, N) \text{ avec } j \in [1, M_0]$$

- 2- L'objectif de la deuxième étape est d'introduire l'effet de la contrainte normale moyenne  $\sigma_{n\text{cm}0}$ . Ainsi, un nombre  $M_1$  (inférieur à  $M_0$ ) de fonctions est établi pour décrire l'évolution du déplacement normal  $[u]_{2\text{cm}}$  en fonction de  $\sigma_{n\text{cm}0}$  et du nombre de cycles  $N$ .

$$[u]_{2\text{cm},k} = f_k(I_{Dk}, \sigma_{n\text{cm}0}, \eta_{\text{cm}0k}, \Delta\eta_k, N) \text{ avec } k \in [1, M_1]$$

- 3- La troisième étape de la modélisation vise à prendre en compte l'effet de l'amplitude de cisaillement cyclique normalisée  $\Delta\eta_{\text{cm}0}$ . Le nombre  $M_1$  de fonctions est réduit alors à  $M_2$ .

$$[u]_{2\text{cm},p} = f_p(I_{Dp}, \sigma_{n\text{cm}0}, \eta_{\text{cm}0p}, \Delta\eta, N) \text{ avec } p \in [1, M_2]$$

- 4- La quatrième étape est de prendre en compte l'effet de la contrainte moyenne de cisaillement normalisée  $\eta_{\text{cm}0}$ . Un nombre  $M_3$  de fonctions est alors établi.

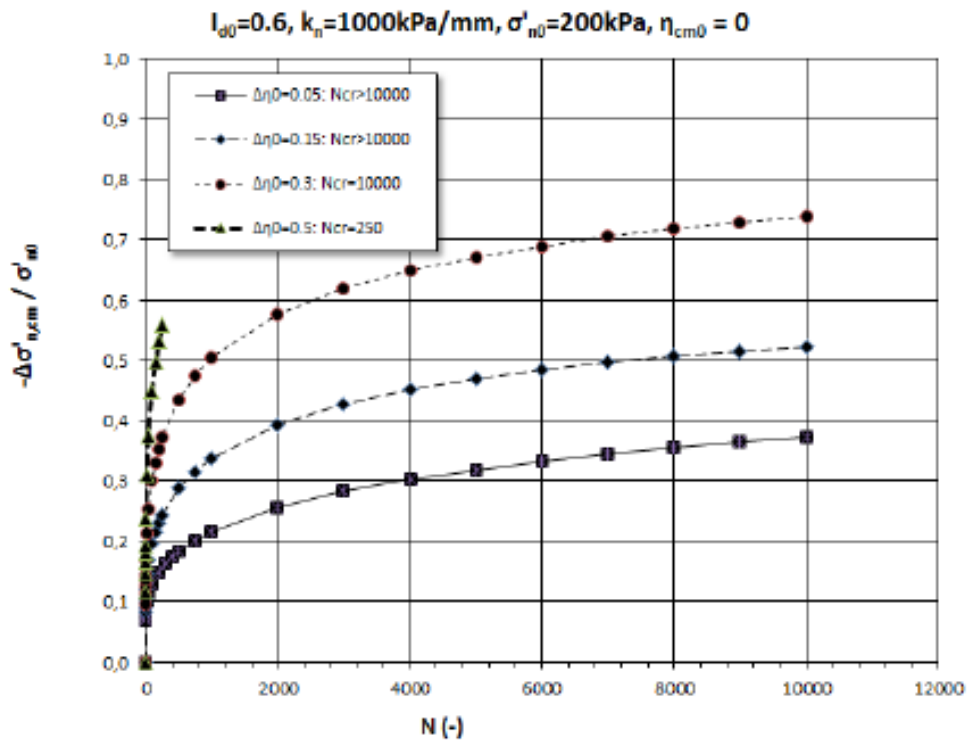
$$[u]_{2\text{cm},p} = f_p(I_{Dp}, \sigma_{n\text{cm}0}, \eta_{\text{cm}0}, \Delta\eta, N) \text{ avec } p \in [1, M_3]$$

- 5- La dernière étape est d'introduire l'effet de la densité du sol à l'interface  $I_D$  au moyen d'une interpolation parabolique, et l'effet de la rigidité normale  $k_n$  à l'aide d'une interpolation logarithmique et en utilisant les données des essais CNS.

Pra-ai et al. (2016) proposent la construction d'abaques de chute de contraintes normales afin de les utiliser dans un calcul de pieu. La Figure I.50 illustre un exemple d'abaques proposés.

**Tableau I.14 : Paramètres du programme d'essais de cisaillement cyclique sol-structure réalisé par Pra-ai (2013)**

Chemin de cisaillement	$I_{D0}$ (%)	$\sigma'_{n\text{cm}0}$ (kPa)	$\eta_{\text{cm}0}$ (-)	$\Delta\tau$ (kPa)	$k_n$ (kPa/mm)
CNL	30 et 90 %	60	$0, \approx \frac{\eta_p}{2}, \approx \frac{9\eta_p}{10}$	10	0
		120	$0, \approx \frac{\eta_p}{2}, \approx \frac{9\eta_p}{10}$	10	
		310	$0, \approx \frac{\eta_p}{2}, \approx \frac{9\eta_p}{10}$	10, 20, 40	
CNS	30 et 90 %	100	$\approx \frac{\eta_p}{2}$	10 et 20	1000, 2000 et 5000


**Figure I.50 : Abaque de chute de contraintes en fonction du nombre de cycles pour des paramètres fixés (Pra-ai et al. , 2016)**

### I.3.5.2 Méthode de prévision de la dégradation de la capacité portante

La dégradation du frottement axial limite au cours d'un chargement cyclique axial conduit à une chute de capacité portante du pieu. Pour certaines combinaisons de charge moyenne  $Q_{\text{moy}}$  et d'amplitude cyclique  $Q_{\text{cyc}}$ , le pieu arrive à la rupture au bout d'un certain nombre de cycles.

Afin de prévoir la nature du comportement d'un pieu subissant une sollicitation axiale cyclique sous une combinaison de charge donnée ( $Q_{\text{moy}}, Q_{\text{cyc}}$ ), Poulos (1988b) a introduit la notion de diagramme de stabilité ou diagramme d'interaction. Ce type de diagramme est largement utilisé pour prévoir la réponse cyclique d'un pieu. Le premier axe du diagramme de stabilité cyclique est la charge moyenne  $Q_{\text{moy}}$  normalisée par la capacité portante du pieu  $R_c$  ( $Q_{\text{moy}}/R_c$ ) (Figure I.51). Le deuxième axe est

l'amplitude cyclique  $Q_{cyc}$  normalisée par la capacité portante du pieu  $R_c$  ( $Q_{cyc}/R_c$ ). Chaque chargement cyclique est placé sur ce diagramme selon la combinaison qui lui est appliquée ( $Q_{moy}$ ,  $Q_{cyc}$ ). Le nombre de cycles nécessaire pour atteindre la rupture cyclique du pieu est également mentionné au voisinage du point définissant le chargement. Si aucune rupture n'est observée au cours du chargement, le nombre de cycles appliqué au pieu est mentionné. Le diagramme de stabilité cyclique contient deux diagonales. La première diagonale  $Q_{max} = R_c$  indique la capacité portante statique du pieu. La deuxième diagonale  $Q_{moy}=Q_{cyc}$  sépare entre les chargements cycliques alternés ( $Q_{cyc}>Q_{moy}$ ) et les chargements cycliques répétés ( $Q_{cyc}<Q_{moy}$ ). La distance séparant le point du chargement cyclique et la première diagonale indique la chute de capacité portante du pieu au cours de la sollicitation cyclique. Ainsi, il est clair que la chute de capacité portante est plus importante au cours des chargements alternés que pendant les chargements répétés.

Les diagrammes de stabilité cyclique sont valables pour un type de pieu donné et un type de sol donné. L'existence des domaines stable, métastable et instable dépendent particulièrement de la nature du sol dans lequel le pieu est installé. Pour les sables, il existe généralement une séparation entre trois zones (stable, métastable et instable) (Figure I.52). Pour les argiles normalement consolidées ou légèrement surconsolidées, une représentation avec des courbes iso-valeurs indiquant le nombre de cycles nécessaire pour atteindre la rupture, est plus appropriée (Figure I.51). Pour les argiles surconsolidées, le domaine métastable est difficilement identifiable.

Afin de prévoir correctement la réponse du pieu sous chargement cyclique, il est nécessaire de définir la notion de rupture cyclique. Cette dernière est définie par un dépassement du déplacement autorisé (généralement  $0.1 D$ ), ou par un défaut d'équilibre entre les efforts appliqués au pieu et sa résistance.

La rupture cyclique conduit à définir les notions de capacité portante cyclique  $R_{c\ cyc}$  et de capacité portante post-cyclique  $R_{c\ post-cyc}$ .

La capacité portante cyclique  $R_{c\ cyc}$  est la résistance du pieu (somme de la résistance de pointe et des frottements axiaux limites) à un nombre de cycle donné au cours d'un chargement donné. La capacité portante cyclique évolue au cours du chargement, et il y a rupture cyclique par défaut d'équilibre si  $R_{c\ cyc}$  devient inférieure à la charge maximale appliquée en tête  $Q_{max}$ . Si la rupture est en déplacement et non par défaut d'équilibre, la capacité portante cyclique est alors supérieure à  $Q_{max}$ . La capacité portante cyclique dépend à la fois de la résistance du sol au voisinage du pieu et des caractéristiques du chargement cyclique appliquées au pieu.

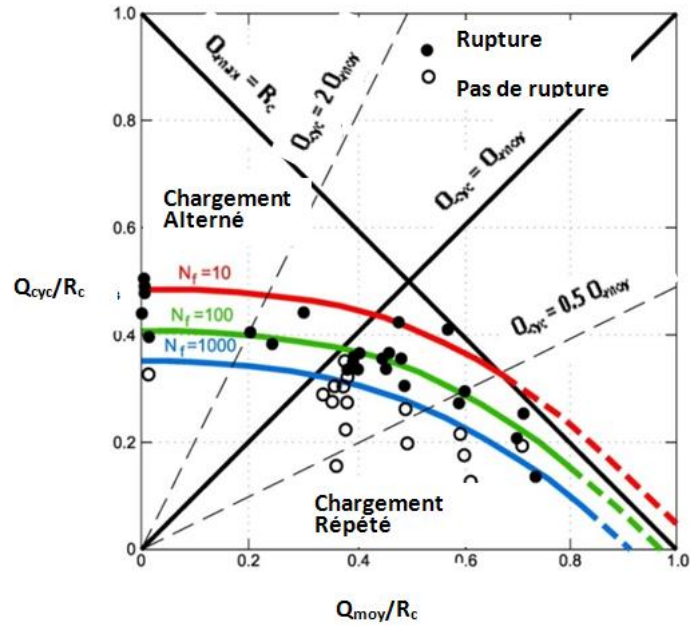


Figure I.51 : Diagramme de stabilité cyclique réunissant les résultats des essais du NGI dans l'argile de Haga (Karlsrud et al., 1986)

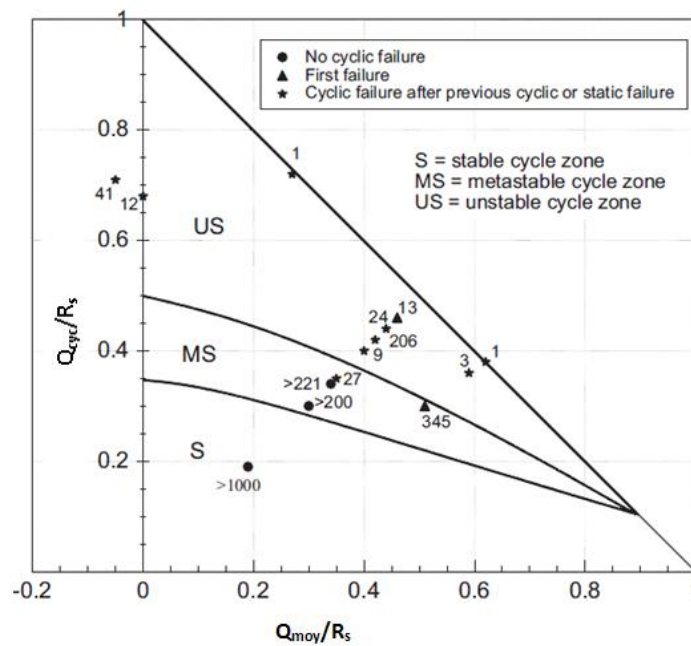


Figure I.52 : Diagramme de stabilité cyclique réunissant les résultats des essais de traction sur pieux battus dans le sable de Dunkerque (Jardine et Standing, 2012)

La capacité portante post-cyclique  $R_{c \text{ post-cyc}}$  désigne la capacité portante statique d'un pieu ayant subi auparavant un chargement cyclique. Elle est mesurée à l'aide d'un essai monotone après une séquence de chargement cyclique. Cette capacité portante post-cyclique peut être supérieure ou inférieure à la capacité portante statique d'un pieu n'ayant pas atteint la rupture cyclique, ou même l'ayant atteinte.



La valeur de la capacité portante cyclique peut être affectée par les effets du temps séparant la fin de la séquence cyclique et l'application de l'essai statique.

### ***I.3.6 Modélisation des pieux sous chargement axial cyclique***

#### **I.3.6.1 Généralités**

La modélisation du comportement d'un pieu soumis à une charge cyclique axiale requiert la prise en compte de l'accumulation des déplacements permanents et de la dégradation cyclique de la capacité portante. Les méthodes permettant de prendre en compte ces effets cycliques du chargement sont divisées en trois catégories (Poulos, 1989):

- 1- La première est la méthode des courbes de transfert (méthode t-z) qui a été modifiée pour prendre en compte ces effets cycliques (Matlock et Foo, 1979 ; Randolph, 2003). Cette méthode a été utilisée dans la présente recherche pour modéliser le comportement d'un pieu soumis à ce type de sollicitation. Dans le présent chapitre, un intérêt particulier est porté à cette méthode et plusieurs exemples de courbes t-z cycliques sont donnés (paragraphe I.3.6.2).
- 2- La deuxième méthode est l'analyse avec les éléments frontières qui a été utilisée et introduite dans un programme numérique nommé SCARP (Poulos, 1989).
- 3- La dernière méthode est la méthode des éléments finis (Boulon et al. , 1980)

#### **I.3.6.2 Exemples de courbes t-z cycliques**

##### **I.3.6.2.1 Courbes API (American Petroleum Institute)**

L'American Petroleum Institute produit des recommandations pour le dimensionnement des fondations profondes des plateformes offshore subissant des chargements cycliques axiaux. Ces recommandations suggèrent l'utilisation de la méthode des courbes de transfert (méthode t-z). L'API (2007) souligne que plusieurs paramètres doivent être pris en considération lors de ce type de dimensionnement tels que : le comportement radoucissant du sol, la flexibilité du pieu, le niveau de chargement appliqué, l'amplitude cyclique appliquée et l'accumulation des déplacements. Les recommandations soulignent que la capacité portante du pieu doit être suffisante pour subir un chargement statique et cyclique. Cependant, la méthodologie de la prise en compte des effets cycliques sur la capacité portante des pieux reste imprécise.

L'API (2007) suggère l'utilisation de courbes t-z théoriques telles que celles construites par Kraft et al. (1981), ou l'utilisation de courbes t-z empiriques issues de l'exploitation d'essais in-situ ou d'essais en laboratoire. En l'absence de données précises, l'API (2007) recommande l'utilisation des courbes t-z illustrées sur la Figure I.53 pour des sols non-carbonatés.

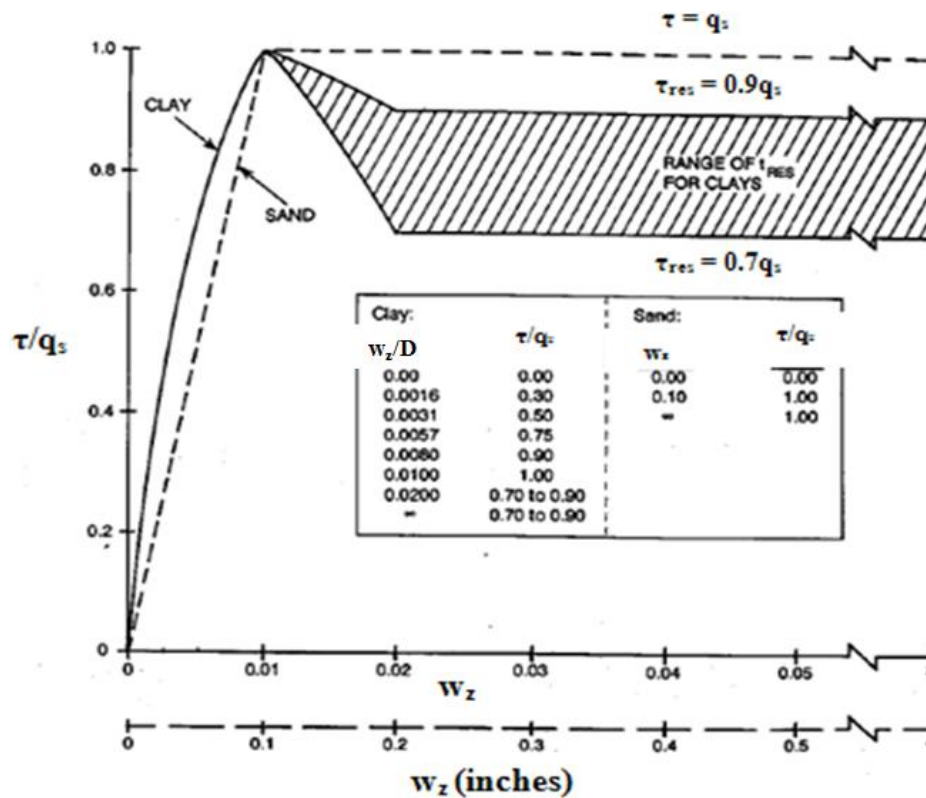


Figure I.53 : Courbes t-z proposées par l'API pour les sols argileux et sableux (API, 2007)

Sur la Figure I.53,  $w_z$  est le déplacement relatif du pieu à une profondeur donnée,  $D$  est le diamètre du pieu,  $\tau$  est le frottement axial mobilisé et  $q_s$  est le frottement axial limite de la couche de sol autour du pieu. Cependant, l'API (2007) n'apporte pas de précisions sur l'évolution des courbes t-z de la Figure I.53 lors d'un chargement cyclique. En effet, même si la dégradation de la valeur de frottement résiduel est donnée pour les sols argileux, aucune précision n'est apportée sur la dégradation du frottement axial limite et sur les déplacements accumulés avant la mobilisation de cette valeur maximale au cours d'un chargement cyclique répété.

Une courbe similaire à celle illustrée sur la Figure I.53 est représentée sur la Figure I.54 pour donner l'évolution de la résistance en pointe en fonction du déplacement de la base du pieu pour l'argile et le sable. L'API (2007) souligne que de grands déplacements relatifs à la base du pieu sont nécessaires pour mobiliser toute la résistance en pointe. Un déplacement relatif équivalent à 10% du diamètre est nécessaire pour mobiliser la résistance en pointe dans les argiles et dans le sable.

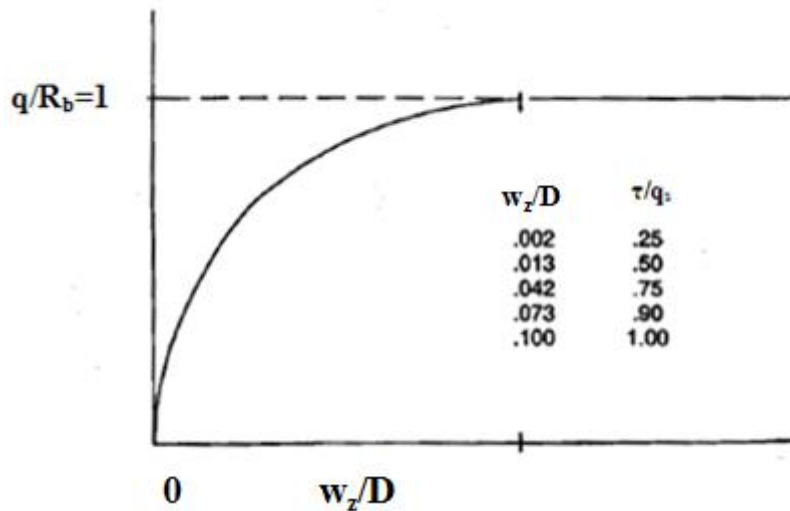


Figure I.54 : Courbe de la mobilisation de la résistance en pointe en fonction du déplacement relatif de la base du pieu (API, 2007)

#### I.3.6.2.2 Courbes t-z cycliques dans RATZ

La construction des courbes t-z monotones utilisées dans le logiciel RATZ est décrite dans l'annexe A.I. L'objectif est de décrire la méthode de prise en compte des chargements cycliques, ainsi que de mettre en évidence les avantages et les inconvénients des calculs fournis par RATZ.

Afin de prendre en compte l'effet du chargement cyclique sur les courbes t-z monotones, RATZ s'intéresse particulièrement à la construction des courbes de charge et de décharge. Randolph (2003) illustre sur la Figure I.55 un chemin de chargement monotone ABCD. Afin de modéliser la décharge, Randolph (2003) explique que, si aucune histoire de chargement précédente n'existe, la décharge sera linéaire jusqu'à la mobilisation d'un frottement  $\tau$  équivalent à  $-\xi q_{s,pic}$  ( $q_{s,pic}$  étant la résistance de cisaillement au pic). Après cette partie linéaire, la décharge suivra une courbe parabolique jusqu'à la mobilisation de la valeur maximale du frottement  $q_{s,pic}$ . Pour les cycles suivants, la limite d'élasticité sur les courbes de décharge diminue à une vitesse équivalente à  $0.5(1-\xi)$ . Si le frottement axial mobilisé varie de  $\Delta\tau$ , la limite d'élasticité diminue de  $0.5(1-\xi) \Delta\tau$ . La limite d'élasticité  $\tau_l$  est définie de manière pratique suivant l'équation (I.37) en fonction du frottement axial minimal  $\tau_{min}$  et de la résistance de cisaillement au pic de la courbe t-z notée  $q_{s,pic}$ .

$$\tau_l = \tau_{min} + 0.5 * (1 + \xi) * (q_{s,pic} - \tau_{min}) \quad (I.37)$$

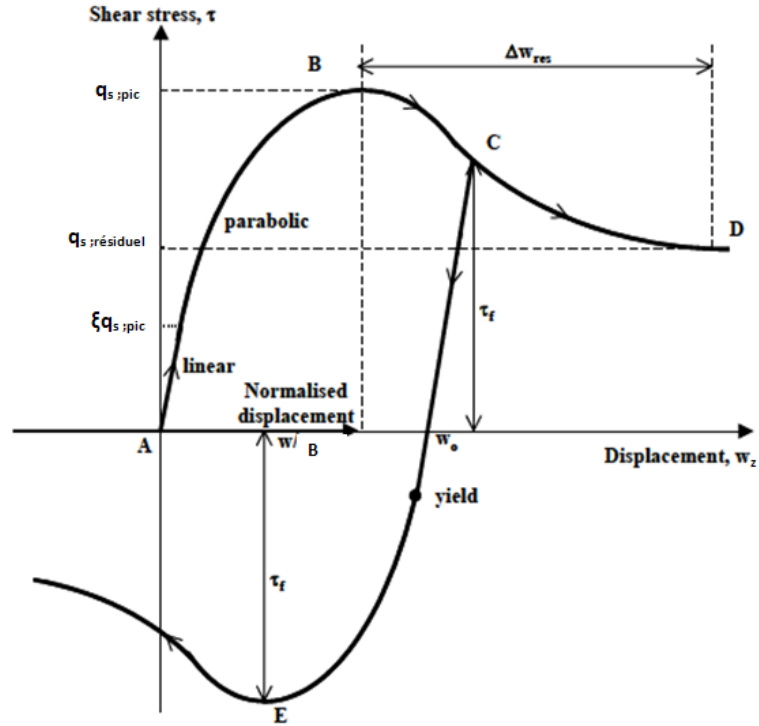


Figure I.55 : Représentation de la courbe t-z cyclique utilisée dans RATZ (Randolph, 2003)

Randolph (2003) précise que la composante plastique du déplacement est traitée comme un déplacement post-pic au cours d'un chargement cyclique (voir Figure I.56). Cette considération conduit à une dégradation progressive du frottement axial de la valeur de pic  $q_{s:pic}$  à une valeur résiduelle  $q_{s:résiduel}$ . Dans le cas d'un chargement cyclique en compression ou en traction (non-alterné) où le frottement axial évolue entre 0 et une valeur maximale  $\tau_{max}$ , l'apparition de la dégradation est conditionnée dans l'algorithme par la vérification de l'équation (I.38).

$$\tau_{max} \geq 0.5 * (1 + \xi) * \tau_p \quad (I.38)$$

Dans le cas d'un chargement cyclique où le frottement axial évolue entre deux bornes  $\pm \tau_{max}$ , le frottement axial maximal mobilisé doit vérifier la condition de l'inéquation (I.39).

$$\tau_{max} \geq \frac{(1 + \xi)}{(3 - \xi)} q_{s:pic} \quad (I.39)$$

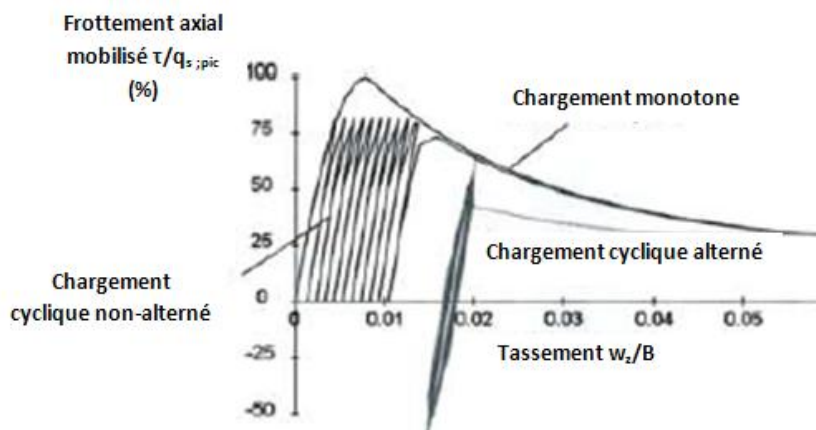


Figure I.56 : Simulation d'un chargement cyclique avec le logiciel RATZ (Baillie, 2013)

### I.3.6.2.3 Courbes t-z de Chin et Poulos (1991)

Chin et Poulos (1991) proposent une courbe t-z valable pour des chargements quasi-statiques (ou cycliques) pour des pieux chargés axialement et mis en place dans tout sol homogène. Chin et Poulos (1991) ont décrit la courbe t-z en trois étapes. La première étape concerne l'expression du chargement, du déchargement et du rechargement. La deuxième étape porte sur l'intégration de la dégradation du frottement axial au cours du chargement cyclique dans le modèle. La dernière étape propose une méthode de prise en compte de l'accumulation des déplacements.

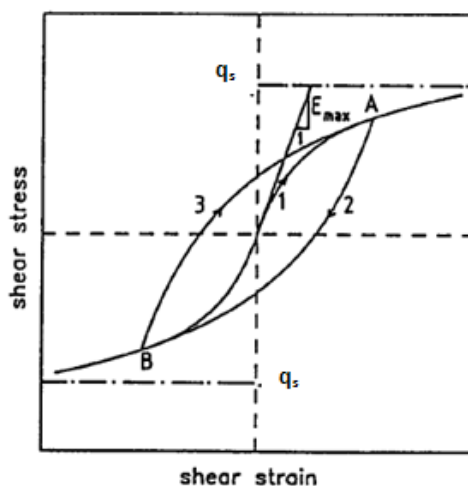


Figure I.57 : Courbes t-z cycliques adoptées (Chin et Poulos, 1991)

- **Etape1 : Description de la courbe t-z cyclique**

La Figure I.57 illustre le modèle cyclique adopté pour modéliser l'interaction à l'interface sol-pieu. La courbe de chargement initiale est décrite par l'équation hyperbolique (I.40).

$$\tau = \frac{E_{\max} \varepsilon}{\left[ 1 + (R_f E_{\max}) \left| \frac{\varepsilon}{q_s} \right| \right]} \quad (\text{I.40})$$

Dans l'équation (I.40),  $\tau$  et  $\varepsilon$  sont respectivement le frottement axial mobilisé et la déformation accumulée,  $E_{\max}$  est le module tangent initial aux petites déformations,  $q_s$  est le frottement axial limite, et  $R_f$  est une constante de calage.

Pour construire une courbe de déchargement se rapprochant du comportement réel des sols, Chin et Poulos (1991) modifient le célèbre critère de Masing (1926), et construisent une courbe « non-conventionnelle ». L'équation de cette courbe de déchargement illustrée sur la Figure I.57 (courbe 2) est donnée dans l'expression (I.39).

$$\tau - \tau_u = \frac{E_{\max} (\varepsilon - \varepsilon_u)}{\left[ 1 + \left( \frac{R_f E_{\max}}{2R_u} \right) \left| \frac{(\varepsilon - \varepsilon_u)}{q_s} \right| \right]} \quad (\text{I.41})$$

Dans l'équation ci-dessus,  $\tau_u$  et  $\varepsilon_u$  sont respectivement le frottement mobilisé et la déformation accumulée au point d'inversion de charge, et  $R_u$  est une constante de calage pour la courbe de déchargement. Une valeur de  $R_u$  équivalente à 1 donne lieu à une courbe de déchargement conventionnelle avec un module du sol similaire pour le chargement et le déchargement. Cependant, cette valeur ne permet pas de reproduire les données expérimentales utilisées par Chin et Poulos (1991) pour valider leur modèle.

La courbe 3 sur la Figure I.57 illustre la courbe hyperbolique proposée par Chin et Poulos pour simuler le rechargement. L'équation de cette courbe est donnée dans l'expression (I.42).

$$\tau - \tau_u = \frac{E_{\max} (\varepsilon - \varepsilon_u)}{\left[ 1 + \left( \frac{R_f E_{\max}}{2R_r \delta} \right) \left| \frac{(\varepsilon - \varepsilon_u)}{\tau_f} \right| \right]} \quad (\text{I.42})$$

Dans cette équation,  $R_r$  est une constante de calage de la courbe de rechargement prise égale à 1 par Chin et Poulos (1991), et  $\delta$  est une valeur traduisant la dégradation du module sécant due au chargement cyclique. Le calcul de  $\delta$  est décrit dans l'étape 3.

- **Étape 2 : Dégradation de la résistance du sol**

Dans l'approche proposée par Chin et Poulos (1991), la dégradation de la résistance du sol est modélisée d'une manière similaire à l'approche proposée par Poulos (1989). Dans cette approche, la dégradation du frottement axial ou de la résistance en pointe est exprimée sous forme d'un facteur de dégradation traduisant le rapport entre la résistance finale (après chargement cyclique) et la résistance

initiale. Chin et Poulos (1991) ont choisi de calculer ce facteur de dégradation selon le modèle développé par Matlock et Foo (1979), présenté dans le paragraphe I.3.5.1 (équation I.33).

- **Etape 3 : Accumulation des déplacements permanents**

Afin de simuler l'accumulation des déplacements en tête observés au cours des chargements cycliques en laboratoire et in-situ, Chin et Poulos (1991) ont opté pour une approche de dégradation du module sécant utilisée par Lee et Poulos (1991). En effet, Idriss et al. (1976) ont observé une dégradation du module sécant au fur et à mesure que le nombre de cycles augmente au cours d'essais triaxiaux cycliques à contrainte imposée. Cette approche a été privilégiée par Chin et Poulos (1991) pour simuler l'accumulation des déplacements. Elle est adoptée en dégradant le module sécant du sol sur la courbe de rechargement à chaque nouveau cycle. Ceci revient à dégrader la valeur de  $\delta$  dans l'équation (I.42). L'équation utilisée par Chin et Poulos (1991) pour dégrader  $\delta$  est similaire à celle proposée par Lee et Poulos (1991).

$$\delta = \delta_p - 0.5\psi X [\delta_p] \frac{1+\psi X}{\psi X} \quad (I.43)$$

Dans l'équation (I.43),  $\delta_p$  est la valeur de  $\delta$  au cycle précédent,  $X$  est un paramètre normalisé contrôlant le niveau de chargement et  $\psi$  est un paramètre de dégradation. Pour le paramètre  $X$ , Chin et Poulos (1991) adoptent l'expression (I.44).

$$X = \frac{(\tau_{moy} + 2\tau_{cyc})}{2q_s} \quad (I.44)$$

Dans l'équation (I.44),  $\tau_{moy}$  est la contrainte moyenne de cisaillement d'une couche de sol donnée,  $\tau_{cyc}$  est l'amplitude cyclique de cisaillement d'une couche de sol et  $q_s$  la résistance de cisaillement de cette couche de sol.

#### I.3.6.2.4 Modèle t-z du N.G.I (Norwegian Geotechnical Institute)

Afin d'étudier l'interaction sol-pieu dans l'argile, le NGI a initié en 1980 une série d'essais in-situ statiques et cycliques effectués sur des pieux battus. Afin de modéliser ces résultats, des chercheurs du NGI (Karlsrud et al. (1986), Nadim et al. (1989)) ont présenté une méthode permettant d'évaluer la dégradation du frottement axial limite et l'accumulation des déplacements pour différents types d'essais cycliques (essais alternés non-symétriques, essais alternés symétriques, essais non-alternés). Karlsrud et al. (1986) considèrent que la résistance de cisaillement tout au long du fût du pieu peut être assimilée à la résistance de cisaillement non-drainée mesurée au cours d'un essai de cisaillement simple direct (DSS). La condition nécessaire et suffisante est de reproduire l'histoire des contraintes subie par la zone de rupture. Des essais de cisaillement cycliques sont ensuite appliqués aux

échantillons. Les résultats de ces essais sont reproduits sous forme de diagrammes contours. La Figure I.58 illustre un diagramme contour typique obtenu avec de l'argile remaniée reconsolidée. Sur ce diagramme, des contours de l'amplitude de déplacement cyclique  $\gamma_c$  et de déplacement moyen  $\gamma_{ave}$  pour un nombre de cycles donné sont présentés. Sur ce même diagramme sont également reproduits d'une part, l'évolution de l'amplitude de cisaillement cyclique  $\tau_{cyc}$  en fonction de  $\gamma_c$  pour un nombre de cycles donné, et d'autre part, l'évolution de la contrainte de cisaillement moyenne  $\tau_{moy}$  en fonction de  $\gamma_{ave}$  pour un nombre de cycles donné.

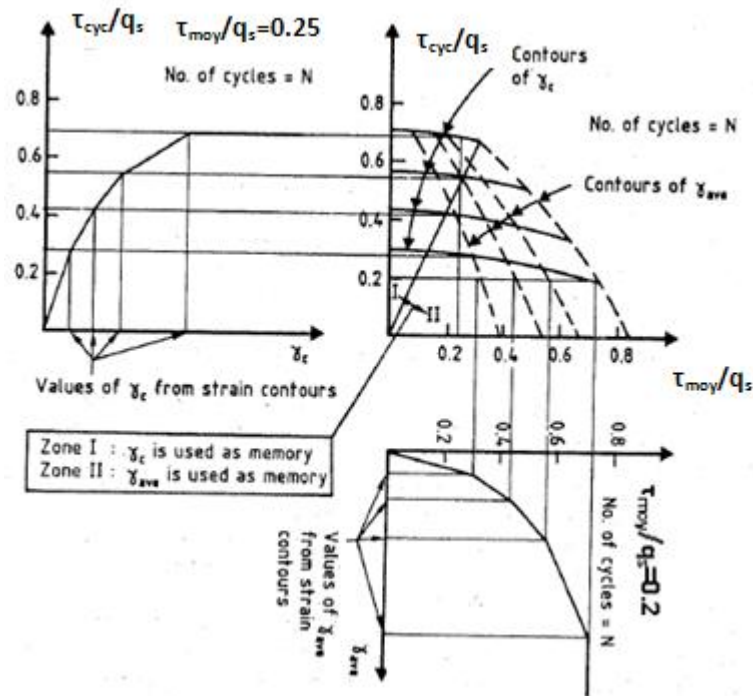


Figure I.58 : Exemple de diagramme contours utilisé dans la méthode NGI (Karlsrud et al. , 1986)

Afin de modéliser un chargement cyclique appliqué à un pieu à l'aide de ces diagrammes contours, celui-ci est discrétisé en une série de séquences de charge. Chaque séquence se caractérise par une charge moyenne, une amplitude cyclique et un nombre de cycles durant lequel cette séquence est appliquée. Karlsrud et al. (1986) propose d'utiliser deux modèles t-z pour simuler ce chargement. Dans le premier modèle, les relations t-z sont établies à partir des courbes reliant  $\tau_{cyc}$  à  $\gamma_c$  illustrées sur la Figure I.58. Dans le deuxième modèle, les relations t-z sont établies à partir des courbes reliant  $\tau_{moy}$  à  $\gamma_{ave}$  illustrées sur la Figure I.58. Cependant, ces deux modèles ne sont pas indépendants car les diagrammes contours définissent des relations entre  $\tau_{cyc}$ ,  $\tau_{moy}$ ,  $\gamma_c$  et  $\gamma_{ave}$ . Une procédure d'itération est alors imposée au début de chaque séquence cyclique. Ce raisonnement a été reproduit dans un programme de calcul appelé PAXZY développé par Karlsrud et al. (1986). Une version plus récente et plus facile à utiliser a été développée par Nadim et Dahlberg (1996) et est appelée PAX2.



Cependant, cette méthode reste compliquée à utiliser car elle requiert un grand nombre de données d'essais DSS afin d'établir les diagrammes contours. De plus, Chin et Poulos (1991) ont listé les inconvénients de ce modèle. Parmi ces inconvénients, la complexité de l'approche et l'incertitude liée au fait de considérer que les essais DSS reproduisent correctement l'état et l'évolution des contraintes et des déformations à l'interface sol-pieu, sont les plus apparents.

### ***1.3.7 Aspects normatifs du dimensionnement des pieux sous charge axiale cyclique***

Les effets du chargement cyclique sur les structures de génie civil sont généralement ignorés par l'Eurocode 7 et les normes nationales d'application. Ces réglementations ne considèrent que très superficiellement ce type de chargement car elles sont généralement destinées aux structures pour lesquelles ce type de chargement n'est pas dimensionnant.

Pour les structures offshore, des réglementations ou procédures internationales spécifiques telles que API RP 2GEO (2011), ont été développées afin de prendre en compte l'effet des cycles. La procédure de prise en compte du chargement cyclique lors du dimensionnement des pieux proposée par l'API a été détaillée dans le paragraphe I.3.6.2.1. Dans la plupart des projets de construction de structures offshore, le dimensionnement se fait à partir de ces procédures internationales. Il ne prend pas en compte les spécifications des normes relatives aux structures terrestres et des Eurocodes.

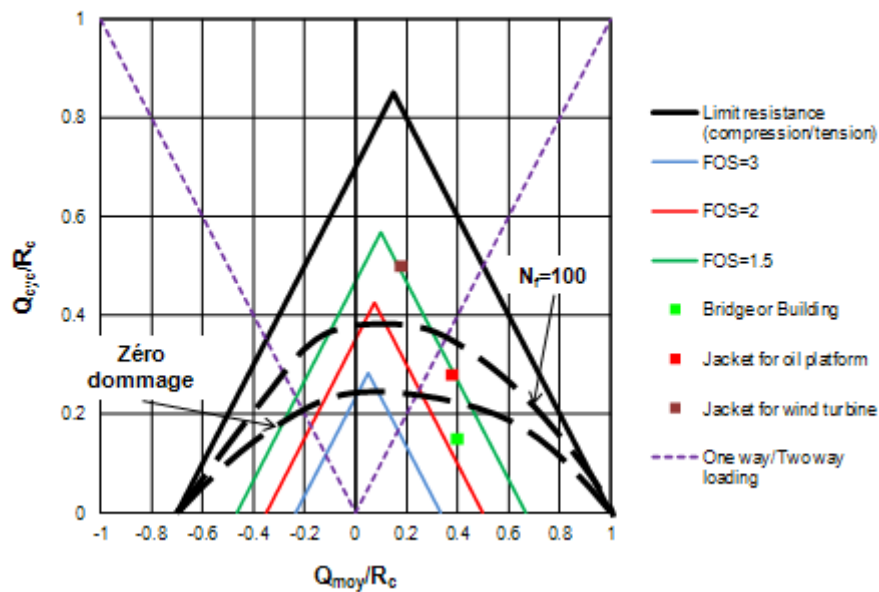
De manière générale, avant de dimensionner les fondations profondes d'une structure, il faut savoir si la part des charges variables est suffisamment importante pour que la structure présente un comportement atypique (Puech et Burlon, 2016). Selon les Eurocodes, une structure subit une part de charge permanente définie par sa valeur caractéristique  $G_k$ , et une part de charge variable définie également par sa valeur caractéristique  $Q_k$ . Des coefficients partiels sont ensuite introduits pour dimensionner le pieu selon l'état limite de service ou selon l'état limite ultime. Lorsque la part des charges variables est importante, il est nécessaire de vérifier si le dimensionnement selon les normes est suffisant. Dans ce cas, une charge minimale  $Q_{\min}$  et une charge maximale  $Q_{\max}$  peuvent être considérées.

$$Q_{\min} = \sum G_{k,i} \text{ et } Q_{\max} = \sum G_{k,i} + \sum Q_{k,j}$$

Ainsi, la charge moyenne  $Q_{\text{moy}}$  et l'amplitude cyclique  $Q_{\text{cyc}}$  du chargement sont définies comme suit :

$$Q_{\text{moy}} = \sum G_{k,i} + \frac{\sum Q_{k,j}}{2} \text{ et } Q_{\text{cyc}} = \frac{\sum Q_{k,j}}{2}$$

Afin de vérifier si le pieu requiert un dimensionnement spécifique ou si un dimensionnement statique est suffisant, des diagrammes de stabilité cyclique peuvent être utilisés. La Figure I.59 représente un diagramme de stabilité cyclique permettant de juger de la sévérité du chargement. Un point sur ce diagramme a les coordonnées  $Q_{moy}/R_c$  et  $Q_{cyc}/R_c$  avec  $R_c$  la capacité portante du pieu. Ces coordonnées représentent les caractéristiques du chargement appliqué au pieu. Sur la figure, les droites en pointillés violets séparent les chargements alternés des chargements répétés, les droites noires correspondent aux résistances limites du pieu et les droites verte, rouge et bleue correspondent aux facteurs de sécurité globaux imposés (1.5, 2 ou 3). Les courbes en pointillés noirs sont les courbes de « zéro-dommage » (limite entre l'état stable et métastable) et la ligne correspondant à un nombre de cycles représentatif équivalent à 100.



**Figure I.59 : Diagramme de stabilité cyclique utilisé pour définir le degré de sévérité du chargement cyclique subi par la structure (Puech et Burlon, 2016)**

Puech et Burlon (2016) précisent que la prise en compte des effets cycliques au cours du dimensionnement dépend de la position du point de coordonnées  $(Q_{moy}/R_c, Q_{cyc}/R_c)$  sur ce diagramme. Si le point se situe à l'intérieur de la courbe de « zéro-dommage », le dimensionnement cyclique n'est pas nécessaire et le dimensionnement selon les réglementations statiques est suffisant. Si le point se trouve au dessus de la courbe «  $N_f=100$  », alors un dimensionnement statique n'est pas suffisant. Le pieu sera sous-dimensionné vis-à-vis du chargement cyclique. Si le point se situe entre les deux courbes, une dégradation de la capacité portante du pieu et une accumulation des déplacements permanents, sont possibles. Dans ce cas, il est possible de redimensionner le pieu afin de déplacer le point à l'intérieur de la courbe « zéro-dommage », ce qui provoquera un surdimensionnement. Une autre solution peut aussi être envisagée. Il s'agit alors de procéder à un dimensionnement cyclique

provoquant ainsi une optimisation du dimensionnement. De plus amples détails relatifs à ce type de méthodes peuvent être trouvés dans les recommandations du Projet National SOLCYP.

## I.4 Conclusions et Synthèse

La première partie du présent chapitre a permis de décrire la réponse d'un pieu soumis à une sollicitation axiale statique et de présenter les méthodes permettant de calculer la portance et le tassement du pieu. Si les méthodes de calcul de portance ont été souvent analysées et confrontées à un grand nombre de résultats expérimentaux afin de valider leur fiabilité, les méthodes de calcul de tassement n'ont pas suscité un intérêt comparable. Cependant, le dimensionnement correct d'un pieu requiert une estimation adéquate à la fois de la capacité portante et du déplacement en tête de pieu. La norme nationale française d'application de l'EUROCODE 7 (NF P 94-262) suggère la méthode des courbes de transfert pour le calcul de tassement et plus particulièrement le modèle de Frank et Zhao (1982) présenté dans ce chapitre. Ainsi, afin de mieux vérifier la fiabilité de ce modèle, le chapitre suivant de cette thèse propose une analyse statistique de ce modèle et une confrontation de ses résultats aux résultats expérimentaux de 90 essais de pieux en vraie grandeur. De plus, dans ce même chapitre, la proposition de deux nouveaux modèles de calcul de tassement se basant sur la méthode des courbes de transfert est présentée.

La seconde partie de ce chapitre s'intéresse à l'étude du comportement des pieux sous chargement axial cyclique. Cette synthèse permet de conclure que le dimensionnement des pieux sous charge axiale cyclique requiert une estimation de la capacité portante cyclique et des déplacements accumulés en tête. L'estimation de la capacité portante cyclique est contrôlée par la variation des contraintes de cisaillement et des contraintes normales à l'interface au cours des cycles. Ainsi, pour calculer cette capacité portante, il est nécessaire de calculer la variation de contraintes à l'interface par l'une des approches présentées ci-dessus. L'estimation des déplacements au cours du chargement cyclique requiert une connaissance adéquate de l'état initial du sol et une bonne estimation de la courbe de charge/enfoncement monotone. L'estimation des déplacements au cours des cycles demeure difficile à aborder car les imprécisions de la courbe charge/enfoncement se répercutent sur les déplacements calculés au cours des cycles. De plus, peu de modèles de calcul de déplacement d'un pieu sous charge cyclique axiale existent dans la littérature. Afin de contribuer à la prévision de la réponse d'un pieu sous charge axiale cyclique, une partie des travaux de cette thèse propose un modèle basé sur la méthode des courbes de transfert visant à estimer principalement le calcul de la capacité portante cyclique d'un pieu. Ce modèle propose un calcul cycle à cycle et est associé à deux approches de prévision de dégradation cyclique du frottement axial limite (approches SOLCYP et ABC présentées dans le paragraphe I.3.5.1). Ce calcul cycle à cycle permet une actualisation des contraintes à l'interface sol-pieu pour arriver à une estimation de la capacité portante cyclique à la fin du chargement. Ce modèle permettra également une estimation des déplacements au fur et à mesure des

cycles. La réalisation de plusieurs calculs à l'aide de ce modèle permet de construire les diagrammes de stabilité cyclique pour un type de sol et de pieu donnés.

Cependant, ce modèle n'aboutit pas à une estimation de la capacité portante post-cyclique définie dans ce chapitre. Les effets du temps séparant la fin de la séquence cyclique et l'application du chargement monotone ne peuvent être reproduits avec la modélisation. Le modèle ne propose qu'une estimation de la capacité portante cyclique à la fin de la séquence de chargement. La capacité portante post-cyclique reste difficile à modéliser jusqu'à maintenant. Le modèle ne prend pas non plus en compte les effets positifs de la vitesse du chargement cyclique.

## **II Chapitre II : Prévion des déplacements d'un pieu sous chargement axial monotone**

### **II.1 Introduction**

Le dimensionnement des pieux soumis à des chargements axiaux monotones ne se base pas uniquement sur la prévion de la capacité portante. Il requiert également une estimation adéquate des tassements car ils sont essentiels pour gérer correctement les problèmes d'interaction sol-structure et pour garantir les fonctionnalités de la structure portée. La méthode des courbes de transfert est l'une des méthodes de calcul de tassement à la disposition de l'ingénieur. Le premier chapitre de la présente thèse a proposé plusieurs modèles t-z développés par différents auteurs. Cependant, les résultats obtenus avec les différents modèles t-z existant dans la littérature n'ont pas été comparés à une large gamme de données expérimentales.

Ainsi, le premier objectif de ce chapitre est de proposer une large analyse statistique du modèle de Frank et Zhao (1982) afin de tester sa fiabilité. Le choix a été porté sur ce modèle t-z basé sur les résultats pressiométriques car la norme nationale française d'application de l'Eurocode 7 suggère son utilisation pour le calcul de tassement. L'analyse statistique de ce modèle se base sur l'exploitation des données expérimentales de 90 essais de chargements statiques extraits de la base de données de l'IFSTTAR. Le principe d'analyse est tout d'abord décrit, puis une étude selon le type de sol autour et à la base du pieu et selon le niveau de chargement appliqué, est présentée.

Le second objectif du présent chapitre est de proposer deux nouveaux modèles t-z de calcul des tassements de pieux soumis à des chargements axiaux monotones. Ces deux nouveaux modèles nommés AB1 et AB2 utilisent également les résultats d'essais pressiométriques. Le principe de construction de ces courbes t-z ainsi que les équations des modèles sont présentés. De plus, ce chapitre propose une analyse statistique et comparative entre les trois modèles Frank et Zhao, AB1 et AB2. L'analyse se base sur les mêmes 90 essais de la base de données de l'IFSTTAR et est réalisée en étudiant l'influence du niveau de chargement, du type de sol et du type de pieu sur chacun des trois modèles. Quelques considérations relatives à la sécurité concernant le calcul de tassement des pieux, sont aussi discutées.

## **II.2 Analyse statistique du modèle de Frank et Zhao (1982) pour l'estimation du tassement d'un pieu**

### ***II.2.1 Description de la base de données de l'IFSTTAR***

L'étude se base sur 90 essais en vraie grandeur de chargement statique de pieux. Ces essais sont issus de la base de données de l'IFSTTAR qui a été alimentée au fur et à mesure depuis 1970 et contient des données sur 215 sites différents (Baguelin et al., 2012, Burlon et al., 2014). Les pieux utilisés sont répartis en 8 classes et en 20 catégories (Bustamante et Gianceselli, 2006) et sont situés dans différents types de sols. Ils ont été, pour la plupart, instrumentés avec des extensomètres amovibles pour déterminer la distribution des efforts mobilisés en fonction de la profondeur (frottement axial et pointe). Le Tableau II.1 récapitule le type et la géométrie de ces pieux. Le diamètre des pieux analysés dans cette section est compris entre 170 mm et 2800 mm et leur longueur est comprise entre 3 m et 54 m.

Une campagne de reconnaissance a été réalisée sur chaque site où les essais de pieux ont été effectués. Pour déterminer les caractéristiques du sol, des échantillons intacts ont été prélevés pour des tests en laboratoire. De plus, des essais pressiométriques Ménard ont été réalisés pour déterminer la pression limite  $p_L$  et le module pressiométrique  $E_M$ .

Dans cette étude, on se restreint à l'étude de pieux dont la base est située dans trois types de sol : argile-limons (groupe 1), sables et graves (groupe 2) et craie (groupe 3). Le Tableau II.2 donne la répartition des pieux selon le type de sol dans lequel est située la base du pieu.

### ***II.2.2 Présentation détaillée du modèle de Frank et Zhao (1982)***

Frank et Zhao (1982) proposent des courbes tri-linéaires reliant le frottement axial mobilisé au tassement du pieu. Cette relation est établie à partir de résultats pressiométriques effectués tout au long du pieu. Les Figures II.1 et II.2 illustrent respectivement les courbes de mobilisation du frottement axial et de la résistance en pointe en fonction du déplacement vertical du pieu. Chaque courbe est formée de trois segments. Le premier a une pente constante ( $k_s$  ou  $k_b$ ) jusqu'à la mobilisation de 50 % de la valeur limite ( $q_s$  ou  $q_b$ ). Le deuxième a une pente constante jusqu'à la valeur limite. Cette pente est égale à  $k_s/5$  pour le frottement axial ou à  $k_b/5$  pour la résistance de pointe.  $k_s$  et  $k_b$  dépendent du type de sol, du module pressiométrique  $E_M$  et du diamètre du pieu  $D$ . Le troisième segment correspond à la mobilisation complète du frottement axial (Figure II.1) ou de la résistance de pointe (Figure II.2.). Les valeurs de  $q_s$  et  $q_b$  sont calculées selon la méthode appelée « PMT 2012 » présentée dans la norme française NF P 94-262. Le Tableau II.3 récapitule les différentes valeurs de  $k_s$  et  $k_b$  selon le type de sol dans lequel est située la fondation profonde.

**Tableau II.1 : Catégories, classes et géométrie des pieux de la base de données de l'IFSTTAR**

Catégorie	Technique de mise en œuvre	Classe	Nombre	Diamètre (mm)	Fiche (m)
1	Foré simple (pieux et barrettes)	1	20	620	22
2	Foré boue (pieux et barrettes)			196 à 2800	4.4 à 43.4
3	Foré tubé (virole perdue)			630 à 900	3.5 à 21
4	Foré tubé (virole récupérée)			410 à 1000	3 à 10.5
5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits			560 à 800	6 à 21
6	Foré tarière continue simple rotation, ou double rotation	2	14	195 à 1220	4.5 à 31.2
7	Vissé moulé	3	10	360 à 670	8.5 à 18.25
8	Vissé tubé			420	7.6 à 13.6
9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	4	25	350 à 610	8 à 54
10	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)			250 à 400	8.92 à 14
11	Battu moulé			365 à 545	4 à 12
12	Battu acier fermé			170 à 910	4 à 44.8
13	Battu acier ouvert	5	11	195 à 1020	7.72 à 30.5
14	Profilé H battu	6	3	400 à 410	4.5 à 10.2
15	Profilé H battu injecté			410	9.5
16	Palplanches battues	7	5	1020 à 1920	3.5 à 12
17	Micropieu type I	1	0	--	--
18	Micropieu type II			--	--
19	Pieu injecté mode IGU (type III)	8	2	--	--
20	Pieu injecté mode IRS (type IV)			1568 à 1960	6.8 à 11
Tous			90	170 à 2800	3 à 54

Dans l'analyse présentée ci-dessous, les argiles, les limons et les craies sont considérés comme des sols fins et les sables et les graves comme des sols granulaires.

Le modèle de Frank et Zhao est réputé valide pour des charges appliquées inférieures à 70 % de la charge limite et pour des pieux dont le diamètre est compris entre 0.8 et 1.2 m. L'avantage de ce modèle est qu'il s'appuie sur les résultats d'essais pressiométriques pour établir ses courbes de mobilisation. Il est donc plus opérationnel que les autres méthodes telles que la méthode d'élasticité qui nécessite une estimation préalable et difficile du module de Young.



Tableau II.2 : Composition de la base de données selon le type de sol à la base du pieu

Type de sol	Effectifs	Groupe
Argile-Limons	45	G1
Sables-Graves	34	G2
Craies	11	G3
Total	90	G0

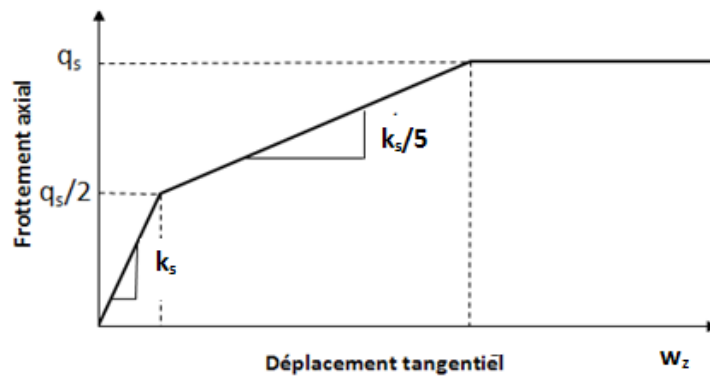


Figure II.1 : Courbe de mobilisation du frottement axial selon le modèle de Frank et Zhao (1982)

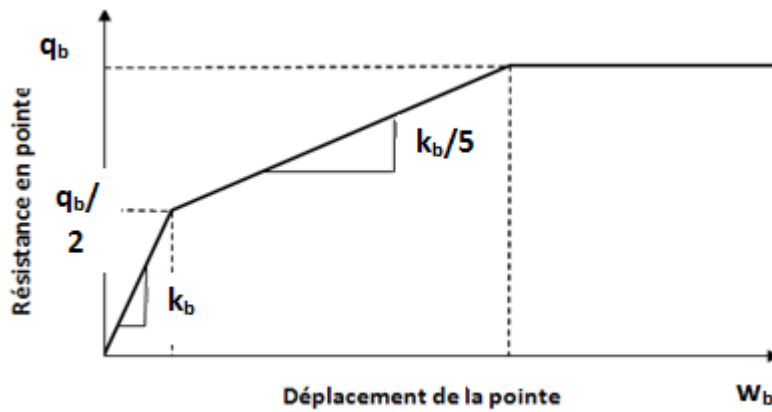


Figure II.2 : Courbe de mobilisation de la résistance de pointe selon le modèle de Frank et Zhao (1982)

Tableau II.3 : Valeurs des paramètres  $k_s$  et  $k_b$  pour le modèle de Frank et Zhao selon le type de sol

Pente de la courbe	Type de sol	
	Sols fins et roches tendres	Sols granulaires
$k_s$	$2 \cdot E_M/D$	$0.8 \cdot E_M/D$
$k_b$	$11 \cdot E_M/D$	$4.8 \cdot E_M/D$

## II.2.3 Analyse statistique des résultats

### II.2.3.1 Principes d'analyse

L'étude menée permet de comparer le tassement en tête mesuré  $S_m$  au tassement en tête calculé  $S_{cal}$  pour différents niveaux de chargement donnés. La Figure II.3 représente en abscisses les valeurs de  $S_m$  et en ordonnées les valeurs de  $S_{cal}$  pour chaque groupe de pieux G1, G2 et G3, sous la charge de service. Ce type de représentation permet de visualiser le nombre de points et l'écart entre les valeurs calculées et les valeurs mesurées. Cependant, ce mode de représentation n'est pas utile pour procéder à une analyse statistique de la dispersion du modèle de calcul utilisé.

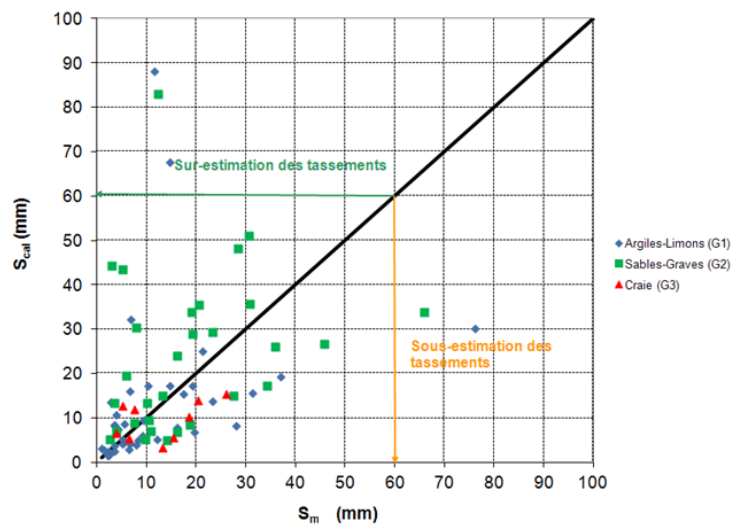


Figure II.3 : Comparaison de  $S_{cal}$  et  $S_m$  pour les groupes de pieux G1, G2 et G3

Afin d'estimer l'incertitude liée au modèle de calcul de tassement, le rapport  $S_m / S_{cal}$  est calculé pour chaque essai de chargement statique de la base. Ce rapport est ensuite étudié statistiquement au moyen de fonctions de répartition. La Figure II.4 représente l'évolution de la fréquence cumulée de ce rapport pour les pieux du groupe G0 pour un chargement  $Q_{ELS}$  à l'état limite de service. Un tel chargement est défini selon l'équation (II.1) ( $R_{c;cr}$  est la charge de fluage):

$$Q_{ELS} = \frac{R_{c;cr}}{\gamma_t \times \gamma_{rd}} \quad (II.1)$$

Selon la norme NF P 94-262, le coefficient  $\gamma_t$  est égal à 1.1. Le coefficient  $\gamma_{rd}$ , quant à lui, dépend du type de pieu, du type de sol dans lequel il est situé et de la méthode de calcul

utilisée. Par exemple, pour la méthode pressiométrique,  $\gamma_{rd}$  est égal à 1.15. Ses valeurs sont données dans le Tableau II.4.

Tableau II.4 : Valeurs du coefficient de modèle  $\gamma_{rd}$  suivant le type de pieu et le type de sol selon la norme NF P 94-262

	Catégories de pieux		
	1 à 9, 11 à 14, 16		10, 15, 17 à 20
Type de sol	Craie	Autre	Tous les types de sol
$\gamma_{rd}$	1.4	1.15	2

L'analyse du graphique présenté sur la Figure II.4 permet d'étudier la dispersion du modèle de calcul et sa tendance à donner des rapports « mesuré/calculé » plus ou moins éloignés de 1.0. L'axe des abscisses du graphique permet de définir un coefficient  $\eta$  qui, multiplié au tassement calculé, donne un résultat  $\eta * S_{cal}$  supérieur au tassement mesuré  $S_m$  pour un risque de 17 %. L'équation (II.2) donne la définition mathématique de  $\eta$ .

$$F_{\frac{S_m}{S_{cal}}}(\eta) = P\left(\frac{S_m}{S_{cal}} \leq \eta\right) = 0.83 \tag{II.2}$$

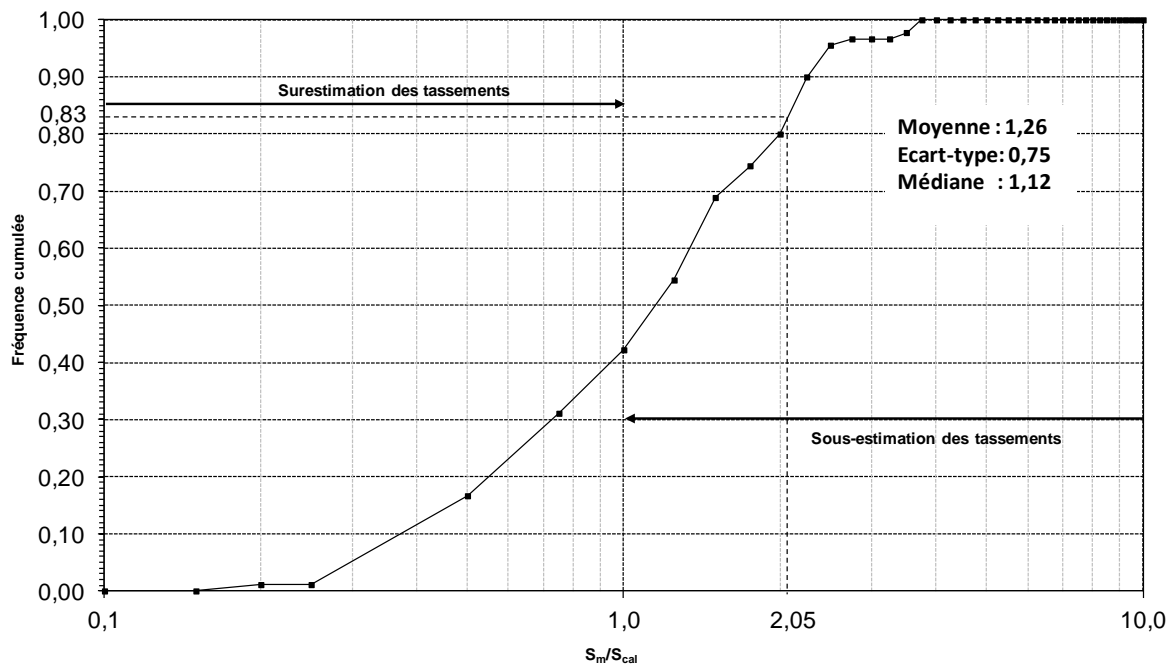


Figure II.4 : Fonction de répartition pour les 90 pieux de la base d'essais soumis au chargement  $Q_{ELS}$  – Modèle de Frank et Zhao

La Figure II.4 montre que dans 83% des cas, les valeurs calculées sont fiables pour un coefficient  $\eta$  égal à 2.05. Le coefficient  $\eta$  permet de vérifier le respect de la valeur seuil de tassement fixé avec une probabilité de mise en défaut de 17%.

### II.2.3.2 Analyse des tassements selon le type de sol

Le Tableau II.5 et la Figure II.5 montrent les moyennes, les écarts-types et les fonctions de répartition des distributions « $S_m / S_{cal}$ » pour les groupes G1, G2 et G3.

Les pieux du groupe G1 présentent une distribution dispersée autour de la moyenne. Les valeurs calculées sont légèrement sous-estimées par rapport aux valeurs mesurées sur les sites.

Tableau II.5 : Analyse statistique des pieux soumis à un chargement à l'ELS selon le type de sol

Chargement à l'ELS			
Sol en pointe	Argile (G1)	Sables (G2)	Craie (G3)
Quantité	45	34	11
Moyenne	1.24	1.25	1.38
Ecart-type	0.68	0.91	0.57
Médiane	1.14	1.07	1.35

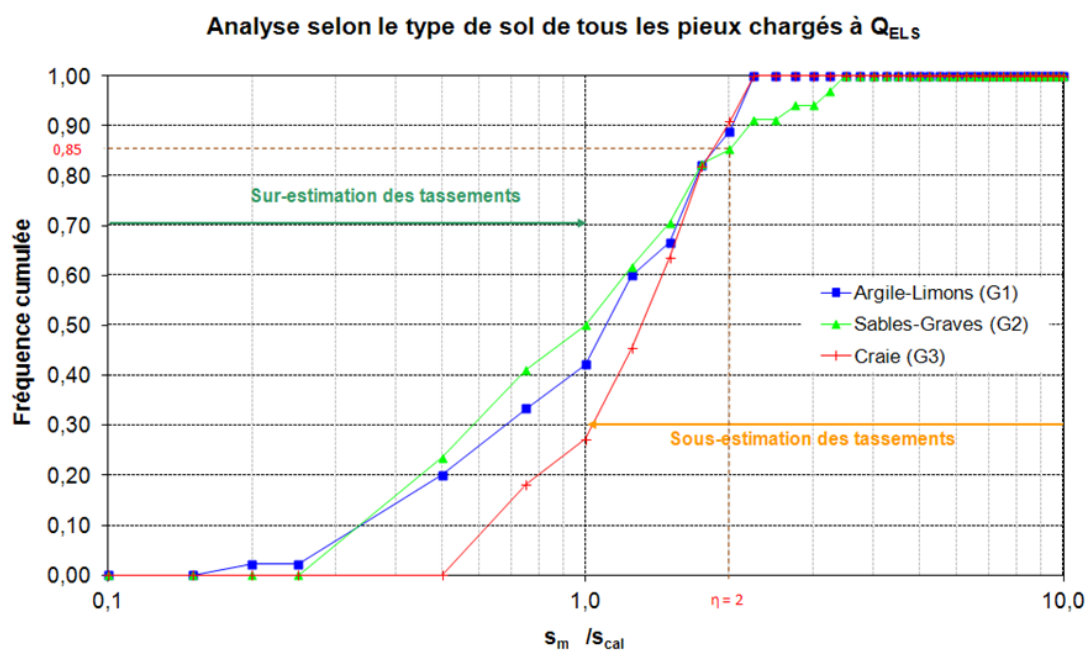


Figure II.5 : Fonctions de répartition pour les groupes de pieux G1, G2 et G3 soumis au chargement  $Q_{ELS}$

En effet, 58 % des pieux ont un rapport « $S_m / S_{cal}$ » supérieur à 1. L'analyse de la fonction de répartition des pieux du groupe G1 montre que le modèle donne une bonne approximation pour les pieux dont la base est dans l'argile.

Le modèle de Frank et Zhao présente une dispersion importante pour le groupe G2. Cependant les tassements calculés ne tendent pas à être plus surestimés ou plus sous-estimés

par le modèle. En effet, on trouve qu'environ 50 % des essais ont un rapport « mesuré/calculé » inférieur à 1.

Pour le groupe G3, la distribution a une faible dispersion autour de la moyenne. Néanmoins, les tassements calculés sont sous-estimés par le modèle de Frank et Zhao car seulement moins de 30 % des pieux ont un rapport «  $S_m/S_{cal}$  » inférieur à 1. De plus, le faible nombre d'essais effectués dans la craie (11 seulement) ne permet pas de conclure sur l'efficacité du modèle de Frank et Zhao.

D'après les fonctions de répartition des trois groupes de pieux, G1, G2 et G3, les tassements calculés sont fiables avec un risque de mise en défaut de 15 % pour un coefficient  $\eta$  égal à 2.

### II.2.3.3 Analyse des tassements selon le niveau de chargement

Afin d'estimer la sensibilité du modèle vis-à-vis du niveau de chargement du pieu, on réalise une analyse statistique pour des charges correspondant à différents niveaux de la capacité portante  $R_c$  pour les groupes G0, G1 et G2. Le Tableau II.6 regroupe les données statistiques concernant l'ensemble de ces pieux. Pour le groupe G1, la plus faible moyenne est obtenue pour 60 % de  $R_c$ , et pour ce même niveau de chargement on obtient la plus faible dispersion. Pour cet échantillon d'essais, le modèle de Frank et Zhao réussit à approcher avec un minimum d'incertitude les charges comprises entre 40% et 60%  $R_c$ .

Tableau II.6 : Analyse statistique des rapports  $S_m/S_{cal}$  des groupes G0, G1 et G2 suivant le niveau de chargement

Taux de charge	20% $R_c$			40% $R_c$			60% $R_c$			80% $R_c$		
	G0	G1	G2	G0	G1	G2	G0	G1	G2	G0	G1	G2
Moyenne	1.36	1.19	1.6	1.26	1.19	1.36	1.17	1.15	1.15	1.15	1.23	0.99
Ecart-type	1.31	0.91	1.76	0.75	0.62	0.94	0.69	0.58	0.83	0.82	0.77	0.74
Médiane	0.94	0.91	1.05	1.12	1.1	1.09	1.08	1.1	0.92	0.99	1.12	0.76

Le Tableau II.6 montre que, pour le groupe G2, la charge correspondante à 60 %  $R_c$  est la mieux estimée par le modèle de Frank et Zhao.

Le Tableau II.6 montre que pour le groupe G0 et pour une charge égale à 60 %  $R_c$ , le tassement calculé est correctement estimé. En effet, il n'y a pas de tendance de sous-estimation ou de surestimation des mesures effectuées et la dispersion est faible. Cependant pour un niveau de chargement égal à 20 %  $R_c$ , la moyenne des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » montre que le modèle analysé surestime les tassements calculés par rapport aux valeurs mesurées et la dispersion est élevée.

A partir de cette analyse, on peut conclure que le modèle de Frank et Zhao permet de bien estimer le tassement pour des charges supérieures ou égales à l'état limite de service. Cette analyse prouve également qu'il peut être valide pour des valeurs supérieures à 70 % de la résistance limite du pieu.

## **II.3 Développement de deux modèles AB1 et AB2 de calcul de déplacements d'un pieu soumis à une charge statique axiale à partir d'essais pressiométriques**

### ***II.3.1 Développement de courbes t-z à partir des résultats d'essais pressiométriques***

#### **II.3.1.1 Intérêts des essais pressiométriques**

Les propriétés de sol mesurées lors d'un essai pressiométrique donnent des informations sur la résistance du sol à travers la pression limite  $p_L$ , et sur sa rigidité à travers le module Ménard  $E_M$ . Ces deux grandeurs  $p_L$  et  $E_M$  sont déterminées à chaque mètre de profondeur. Le premier modèle de prévision de la capacité portante d'un pieu à partir des résultats d'un essai pressiométrique a été développé par Ménard (1963). Il se base sur la corrélation entre la pression limite  $p_L$  et le frottement axial limite  $q_s$  d'une part, et la résistance de base ultime  $q_b$  d'autre part. Ces deux paramètres de rupture donnent les valeurs maximales atteintes par les courbes t-z et les courbes q-z. Comme le module Ménard  $E_M$  représente la rigidité du sol et est mesuré pour une contrainte déviatorique, il peut être utilisé dans le développement de corrélations donnant des courbes t-z.

Dans ce qui suit, trois modèles t-z sont utilisés. Le premier est le modèle de Frank et Zhao (1982) et est noté FZ. Sa présentation détaillée a été faite dans le paragraphe II.2.2. Dans cette section, quelques précisions relatives à ce modèle sont ajoutées. Les deux autres modèles sont nommés dans ce qui suit AB1 et AB2. Les mêmes valeurs limites de frottement axial limite  $q_s$  et de résistance de base ultime  $q_b$  sont utilisées pour les trois modèles t-z. Dans les trois cas, ces valeurs limites ont été déterminées en fonction de la pression limite nette  $p_L^*$ , du type de sol et du type de pieu. Les corrélations reliant la pression limite nette au frottement axial limite sont définies par le modèle de « PMT 2012 » (Burlon et al. , 2014), et sont utilisées dans la norme nationale française de dimensionnement des pieux (AFNOR, 2012). Les différences entre les trois courbes t-z des modèles FZ, AB1 et AB2 résident dans la corrélation entre la rigidité de la courbe et le module pressiométrique Ménard  $E_M$ .

### II.3.1.2 Principes de construction des courbes t-z

La construction des courbes t-z présentées ci-dessous se base sur trois paramètres. Le premier concerne la pente initiale, le second concerne la valeur limite mobilisée pour les grands déplacements, et le dernier est la courbure de la courbe t-z. La construction des courbes t-z en trois étapes en se basant sur ces trois paramètres, est expliquée sur la Figure II.6.

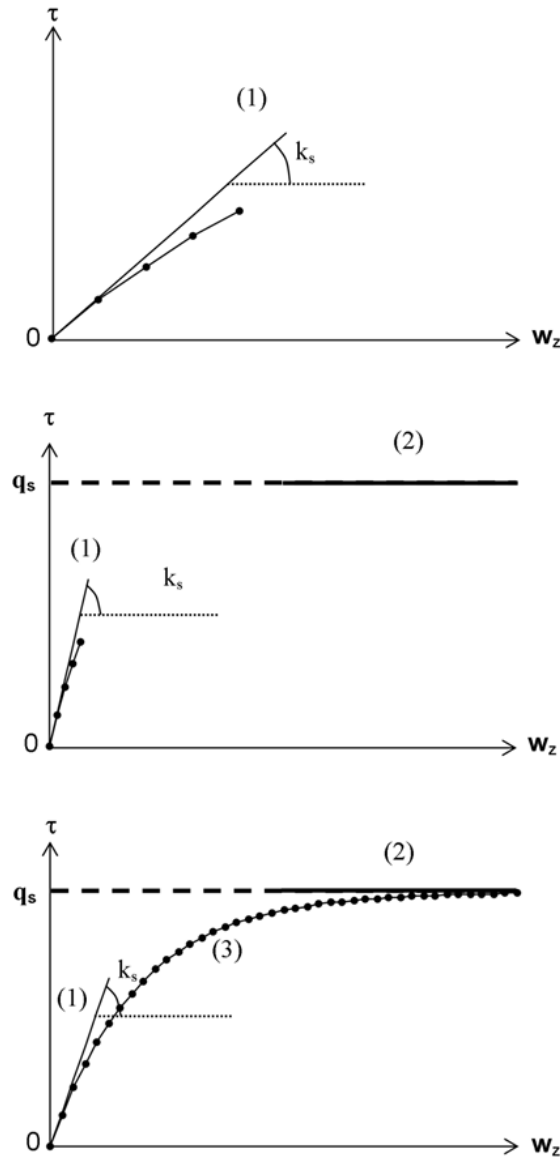


Figure II.6 : Etapes de construction des trois courbes t-z

a) La pente initiale  $k_s$  (étape 1)

La première étape de la construction est de déterminer la valeur de la pente initiale de la courbe t-z à savoir  $k_s$ . Ce paramètre contrôle la rigidité initiale du sol et représente son comportement dans un

domaine où les déformations sont plus ou moins réversibles. Il dépend du module pressiométrique  $E_M$  mesuré à la profondeur  $z$ , du type de sol, du diamètre du pieu et éventuellement du type de pieu.

b) La valeur limite (étape 2)

Lorsque la pente initiale est fixée, la seconde étape est de déterminer la valeur limite atteinte par la courbe  $t$ - $z$ . En effet, les observations expérimentales au cours d'un essai statique de pieu en vraie grandeur, montrent que les courbes de mobilisation du frottement axial (et de la résistance de pointe) présentent un palier. Ce dernier est la valeur limite  $q_s$  mobilisée à grandes déformations et est définie comme la valeur maximale du frottement axial mobilisé  $\tau$ . La même approche est utilisée pour obtenir la résistance de pointe limite  $q_b$ . Dans cette étude, les valeurs de frottement axial limite et de résistance de pointe limite sont calculées à partir du modèle « PMT 2012 » (Burlon et al., 2014). Ces deux valeurs dépendent particulièrement de la pression limite nette  $p_{L*}$  à la profondeur correspondante.

c) La courbure (étape 3)

La dernière étape dans la construction des courbes  $t$ - $z$  est la prévision de la courbure. La mobilisation du frottement axial est plus ou moins rapide, et relie le domaine des petites déformations correspondant à la pente initiale  $k_s$ , au domaine des grandes déformations correspondant à la valeur limite  $q_s$ . La relation entre le déplacement et le frottement axial mobilisé peut être linéaire comme dans le cas du modèle FZ, ou non-linéaire comme dans le cas des deux modèles AB1 et AB2 (voire ci-dessous). La courbure traduit l'évolution de la rigidité du sol situé au voisinage du pieu. L'évolution de la rigidité dépend du type de sol, du module pressiométrique Ménard  $E_M$  à la profondeur correspondante, du diamètre du pieu et éventuellement du type de pieu.

### **II.3.1.3 Modèle FZ (Frank et Zhao, 1982)**

La présentation détaillée de ce modèle a été faite dans le paragraphe II.2.2. Dans ce paragraphe, quelques précisions sont ajoutées. La Figure II.7 représente l'allure de la courbe  $t$ - $z$  et la variation de la rigidité, telles qu'elles ont été développées par Frank et Zhao (1982).



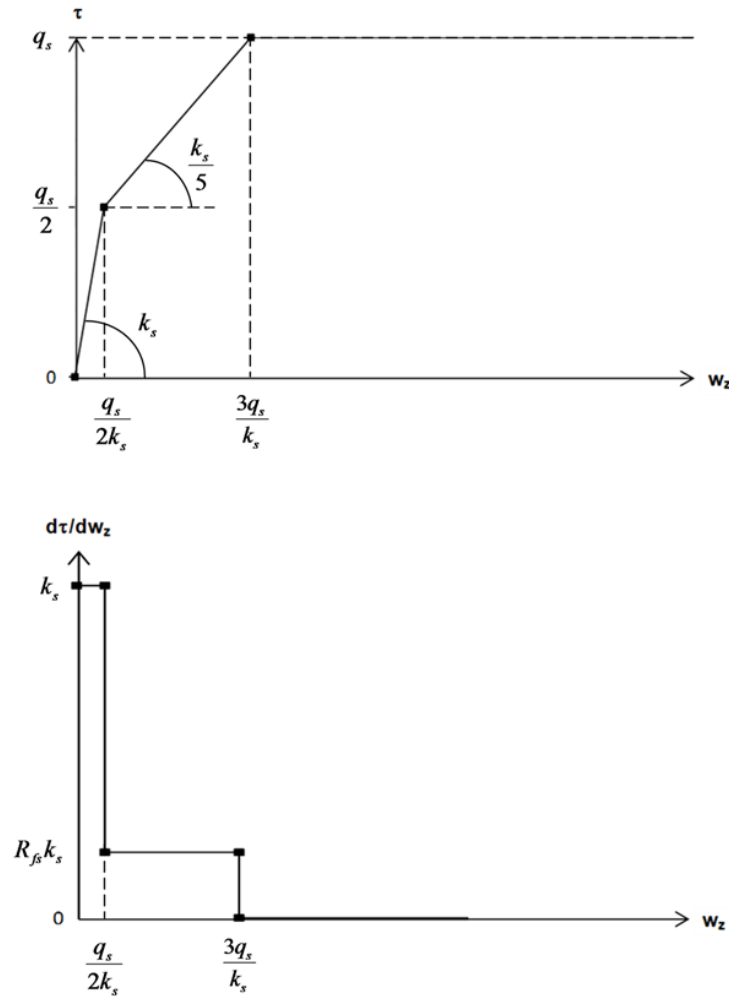


Figure II.7 : Courbe t-z du modèle FZ (Frank et Zhao, 1982)

Pour ce modèle, les valeurs initiales de  $k_s$  et  $k_b$  ne dépendent pas de  $q_s$ , mais sont proportionnelles au module pressiométrique Ménard  $E_M$  et inversement proportionnelles au diamètre du pieu  $D$ . L'équation (II.3) donne les expressions des paramètres  $k_s$  et  $k_b$  où  $\alpha_s$  et  $\alpha_b$  dépendent du type de sol (sol cohérent ou granulaire) mais ne dépendent pas du type de pieu :

$$k_s = \frac{\alpha_s E_M}{D} \text{ et } k_b = \frac{\alpha_b E_M}{D} \quad (\text{II.3})$$

avec  $\alpha_s=2$  et  $\alpha_b =11$  pour les sols cohérents et  $\alpha_s =0.8$  et  $\alpha_s =4.8$  pour des sols granulaires (Frank et Zhao, 1982). Le modèle FZ fait intervenir quatre paramètres  $\alpha_s$ ,  $\alpha_b$ ,  $R_{fs}$  et  $R_{fb}$ . Les deux paramètres  $R_{fs}$  et  $R_{fb}$  correspondent aux taux de réduction des rigidités initiales  $k_s$  et  $k_b$ . Ce modèle ne prend pas en compte le type de pieu utilisé et dépend uniquement de deux types de sol (cohérent ou granulaire).

### II.3.1.4 Modèle AB1

Comme le montrent l'équation (II.4) et la Figure II.8, la rigidité du sol à l'interface sol-pieu est considérée comme proportionnelle à la différence entre le frottement axial limite  $q_s$  et le frottement axial mobilisé  $\tau$ .

$$\frac{d\tau}{dw_z} = \frac{q_s - \tau}{\lambda_s} \quad (\text{II.4})$$

Dans cette équation, le paramètre  $\lambda_s$  est homogène à une longueur et dépend du type de sol, du module Ménard, du diamètre du pieu et agit tel un facteur de mobilisation de résistance. Plus le paramètre  $\lambda_s$  est élevé, plus la rigidité du sol situé à l'interface sol-pieu est faible. Les paramètres  $\lambda_s$  et  $\lambda_b$  sont déterminés à partir des équations (II.5) et (II.6) suivantes.

$$\lambda_s = \frac{q_s D}{\alpha_s E_M} \quad (\text{II.5})$$

$$\lambda_b = \frac{q_b D}{\alpha_b E_M} \quad (\text{II.6})$$

Dans ces équations,  $D$  désigne le diamètre du pieu et les termes  $\alpha_s$  et  $\alpha_b$  sont des paramètres traduisant l'influence du type de sol. Ces deux paramètres  $\lambda_s$  et  $\lambda_b$  décroissent avec lorsque le module pressiométrique Ménard augmente. Cela implique que le déplacement qui doit être imposé pour atteindre une certaine valeur de frottement axial décroît avec le module  $E_M$ .

L'intégration de l'équation (II.4) donne la mobilisation du frottement axial. De la même manière, on obtient l'évolution de la résistance de pointe.

$$\tau(w_z) = q_s \left(1 - e^{-w_z/\lambda_s}\right) \quad (\text{II.7})$$

$$q(w_b) = q_b \left(1 - e^{-w_b/\lambda_b}\right) \quad (\text{II.8})$$

A partir de l'équation (II.4) et pour des valeurs de  $w_z$  et  $w_b$  nulles, les expressions des rigidités initiales sont obtenues.

$$\frac{d\tau}{dw_z}(0) = \frac{q_s}{\lambda_s} = k_s = \frac{\alpha_s E_M}{D} \quad \text{et} \quad \frac{dq}{dw_b}(0) = \frac{q_b}{\lambda_b} = k_b = \frac{\alpha_b E_M}{D} \quad (\text{II.9})$$

Les rigidités initiales  $k_s$  et  $k_b$  du modèle AB1 sont voisines de celles du modèle FZ et dépendent également de  $E_M$  et du diamètre  $D$ . On peut noter que les valeurs de rigidités du sol pour le tassement  $w_z = 0$  ne dépendent pas de  $q_s$  ou  $q_b$ , tandis qu'elles en dépendent pour des valeurs de déplacements supérieures.

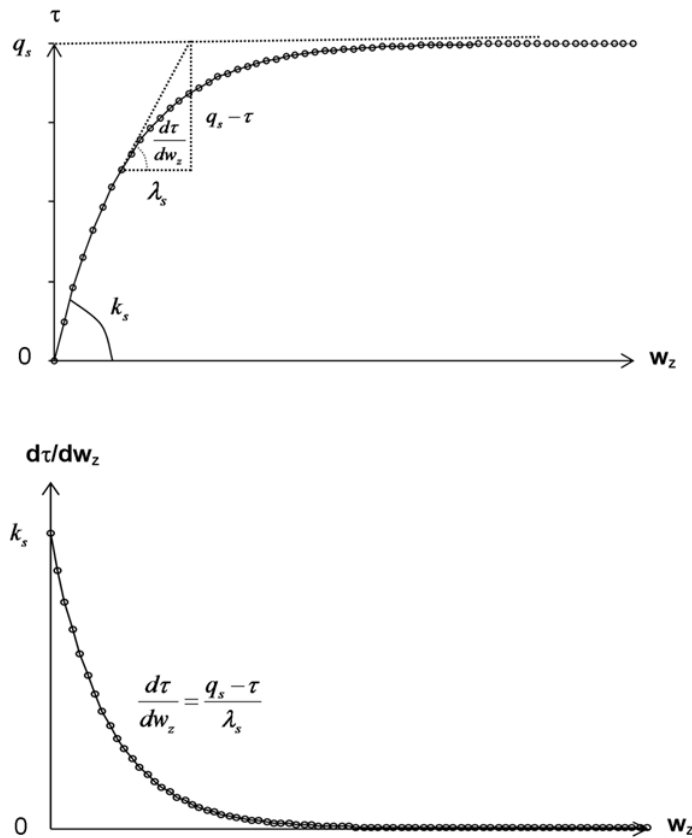


Figure II.8 : Courbes t-z et de rigidité du modèle AB1

### II.3.1.5 Modèle AB2

L'objectif du modèle AB2 est de définir la rigidité  $\frac{d\tau}{dw_z}$  ou  $\frac{dq}{dw_z}$  sans faire intervenir les valeurs limites  $q_s$  ou  $q_b$  (Figure II.9). Trois hypothèses permettent de définir la relation décrivant la variation de la rigidité. Les deux premières hypothèses permettent de définir les valeurs initiales de la rigidité  $k_s$  et  $k_b$  et les valeurs asymptotiques de ces deux grandeurs.

$$\frac{d\tau}{dw_z}(0) = k_s = \frac{\alpha_s E_M}{D} \quad \text{et} \quad \frac{d\tau}{dw_b}(0) = k_b = \frac{\alpha_b E_M}{D} \quad \text{pour les valeurs initiales} \quad (\text{II.10})$$

$$\frac{d\tau}{dw_z}(\infty) = R_{fs} k_s \quad \text{et} \quad \frac{d\tau}{dw_b}(\infty) = R_{fb} k_b \quad \text{pour les valeurs asymptotiques} \quad (\text{II.11})$$

Dans ces équations,  $\alpha_s$  et  $\alpha_b$  sont des facteurs introduits pour prendre en compte le type de sol et le type de pieu,  $R_{fs}$  et  $R_{fb}$  sont des paramètres de réduction de la rigidité à l'interface sol-pieu. La dernière hypothèse concerne la variation de la rigidité sol-pieu entre la valeur initiale et la valeur asymptotique. Son allure ressemble à celle des courbes en « S » montrant la décroissance de la rigidité en fonction du

niveau de déformation. La relation qui a été choisie pour la rigidité sol-pieu dans ce modèle  $\frac{d\tau}{dw_z}$  permet d'être facilement intégrable pour obtenir la courbe t-z. Elle est donnée dans l'équation II.12.

$$\frac{d\tau}{dw_z} = R_{fs}k_s + \frac{(1-R_{fs})k_s}{1+(w_z/\delta_s)^2} \quad (\text{II.12})$$

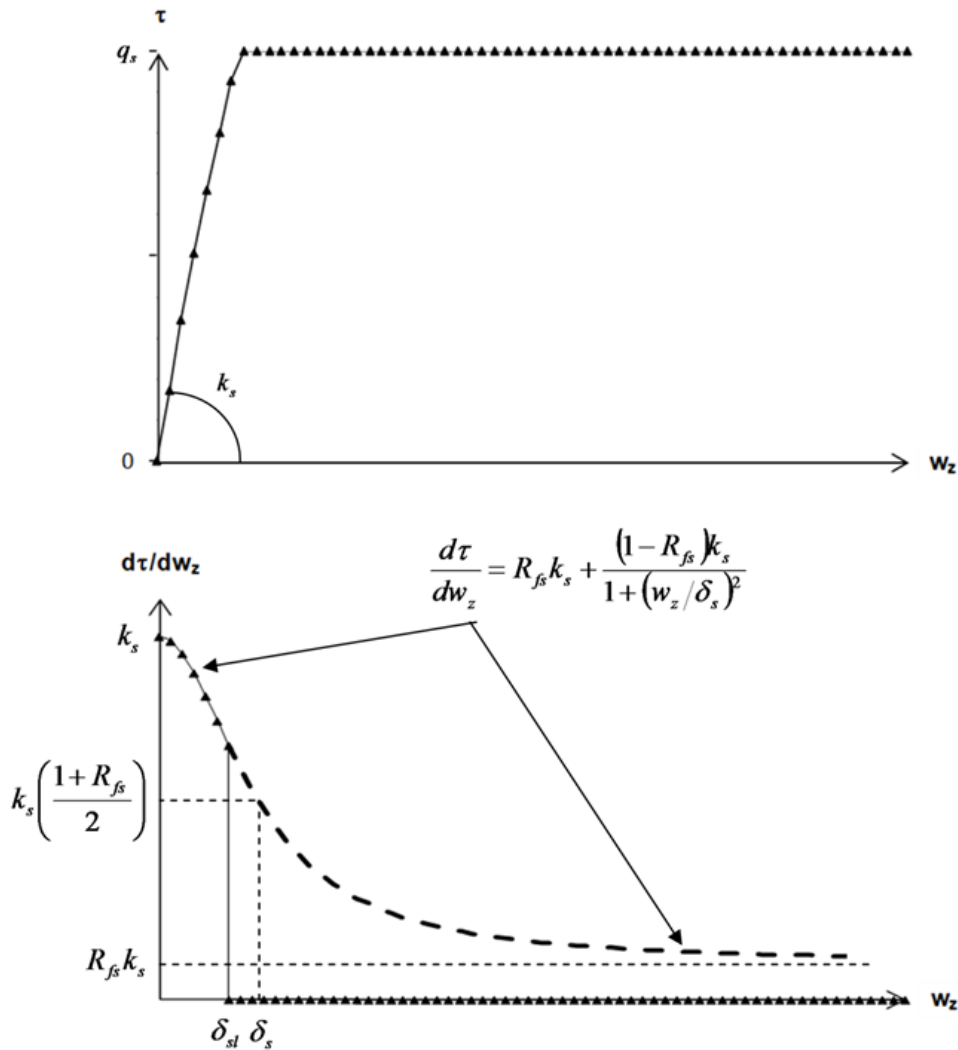


Figure II.9 : Courbes de rigidité et de mobilisation du frottement axial selon le modèle AB2

Dans l'équation (II.12), le paramètre  $\delta_s$  est homogène à une longueur et dépend du type de sol, du module Ménard, du diamètre du pieu et joue le rôle d'un facteur de résistance de mobilisation. Les deux paramètres  $\delta_s$  et  $\delta_b$  sont calculés en utilisant les équations (II.13), (II.14) et (II.15).

$$\delta_s = \frac{D}{a_s E_M + b_s} \quad (\text{II.13})$$

$$\delta_b = \frac{D}{b_b} E_M^{-a_b} \text{ pour l'argile} \quad (\text{II.14})$$

$$\text{et } \delta_b = \frac{D}{a_b E_M + b_b} \text{ pour les autres types de sol,} \quad (\text{II.15})$$

Dans ces équations,  $a_s$ ,  $b_s$ ,  $a_b$  et  $b_b$  sont des paramètres du modèle. Les deux paramètres  $\delta_s$  et  $\delta_b$  décroissent lorsque le module Ménard augmente. Par conséquent, la rigidité du sol augmente également car le déplacement pour mobiliser une même valeur de  $\tau$  diminue.

L'intégration de l'équation (II.12) donne l'expression de la courbe t-z ( quations (II.16) et (II.17)) où les valeurs de frottement axial et de résistance de pointe sont limitées par  $q_s$  et  $q_b$ .

$$\tau(w_z) = R_{fs} k_s w_z + (1 - R_{fs}) k_s \delta_s \text{ atan}(w_z / \delta_s) \text{ avec } \tau(w_z) \leq q_s \quad (\text{II.16a})$$

$$\text{et } \tau(w_z) = q_s \text{ pour } w_z \geq \delta_{ls} \quad (\text{II.16b})$$

$$\tau(w_b) = R_{fb} k_b w_b + (1 - R_{fb}) k_b \delta_b \text{ atan}(w_b / \delta_b) \text{ avec } q(w_b) \leq q_b \quad (\text{II.17a})$$

$$\text{et } \tau(w_b) = q_s \text{ pour } w_b \geq \delta_{lb} \quad (\text{II.17b})$$

Les deux paramètres  $\delta_{sl}$  et  $\delta_{bl}$  peuvent être supérieurs ou inférieurs à  $\delta_s$  et  $\delta_b$  respectivement.

Le modèle AB2 comporte huit paramètres  $\alpha_s$ ,  $\alpha_b$ ,  $R_{fs}$ ,  $R_{fb}$ ,  $a_s$ ,  $b_s$ ,  $a_b$  et  $b_b$ . Trois types de sol sont considérés : l'argile, le sable et la craie. Dans l'argile, le mode d'installation du pieu est pris en compte (foré ou battu).

### ***II.3.2 Base de données de l'IFSTTAR***

La base de données utilisée dans cette analyse statistique est la même que celle présentée dans le paragraphe II.2.1. Les mêmes 90 essais de pieux ont été sélectionnés et les caractéristiques des pieux utilisés sont données dans les tableaux II.1 et II.2.

### ***II.3.3 Analyse statistique des trois modèles t-z***

#### **II.3.3.1 Comparaison des trois modèles t-z**

Les paramètres proposés par Frank et Zhao (1982) ont été utilisés dans cette étude pour le modèle FZ. Pour les modèles AB1 et AB2, les paramètres ont été ajustés pour optimiser les fonctions de distributions des rapports « tassement mesuré en tête de pieu / tassement calculé en tête de pieu » ( $S_m/S_{cal}$ ). Les tableaux II.7, II.8 et II.9 récapitulent l'ensemble des paramètres utilisés dans cette étude pour chaque modèle. Pour les modèles AB1 et AB2, le processus d'optimisation des fonctions de

distribution consiste à obtenir une moyenne arithmétique la plus proche de 1 et un écart type tendant vers 0.

La Figure II.10 montre l'allure typique des trois courbes t-z pour un type de sol et un type de pieu donnés. Généralement, pour une valeur de déplacement donnée, le modèle FZ mobilise une valeur de frottement axial supérieure à celle mobilisée par AB1, et inférieure à celle mobilisée par AB2. En d'autres termes, cela signifie que le modèle AB2 est plus raide que les deux autres modèles.

**Tableau II.7 : Paramètres du modèle FZ**

		Modèle 'FZ'	
		Sol Cohérent	Sol granulaire
Frottement axial	$\alpha_s$	2	0.8
	$R_{fs}$	0.2	0.2
Résistance de pointe	$\alpha_b$	11	4.8
	$R_{fb}$	0.2	0.2

**Tableau II.8 : Paramètres du modèle AB1**

		Modèle 'AB1'		
		Argile	Sable	Craie
Frottement axial	$\alpha_s$	1	0.8	2
	$R_{fs}$	--	--	--
Résistance de pointe	$\alpha_b$	11	4.8	9
	$R_{fb}$	--	--	--

**Tableau II.9 : Paramètres du modèle AB2**

		Modèle 'AB2'			
		Argile		Sable	Craie
		Pieux forés	Pieux battus	Tous les pieux	Tous les pieux
Frottement axial	$\alpha_s$	3	2	1	2.3
	$R_{fs}$	0.13	0.05	0.16	0,17
	$a_s$	0.014		0.025	0.077
	$b_s$	0.76		0.32	0.77
Résistance de pointe	$\alpha_b$	13		12	13.5
	$R_{fb}$	0.17		0.07	0.16
	$a_b$	0.72		0.001	0.001
	$b_b$	0.06		0.07	0.2

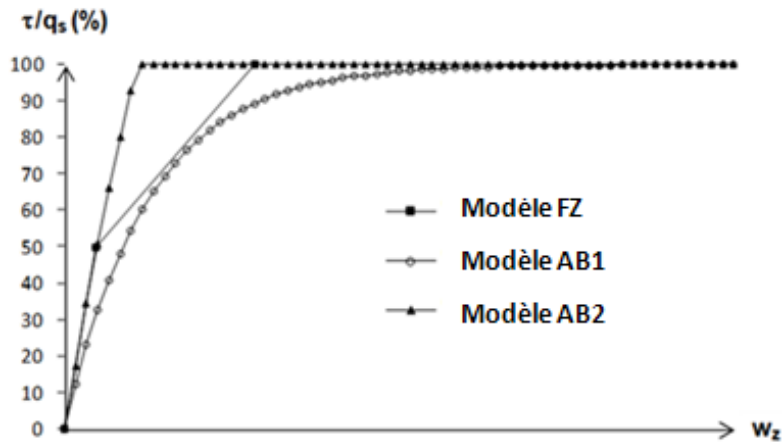


Figure II.10 : Comparaison entre les trois courbes t-z des modèles FZ, AB1 et AB2 dans de l'argile ( $E_M=23$  MPa,  $q_s=52$  kPa et  $B=0.5$  m)

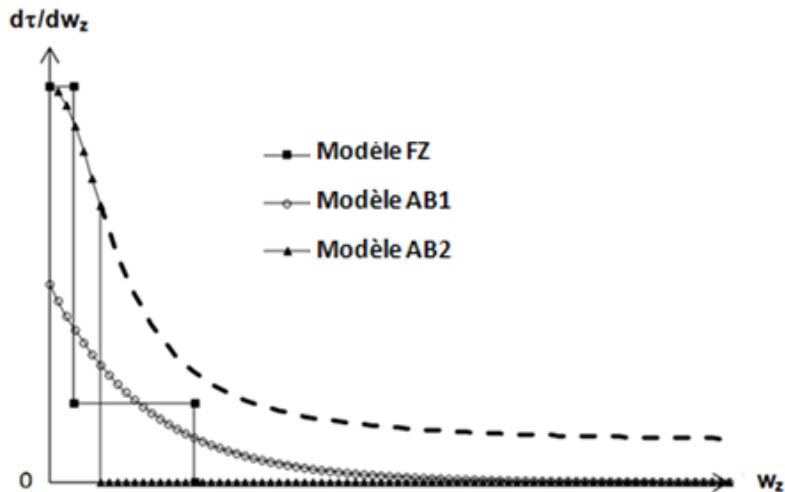


Figure II.11 : Comparaison entre les trois courbes de rigidité du sol à l'interface sol-pieu des modèles FZ, AB1 et AB2 dans de l'argile ( $E_M=23$  MPa,  $q_s=52$  kPa et  $B=0.5$  m)

De même, la Figure II.11 montre, pour un type de pieu et un type de sol donnés et pour les trois courbées t-z de la Figure II.10, les évolutions de la rigidité  $\frac{d\tau}{dw_z}$ . Il est clair que pour le modèle FZ,

l'évolution de la rigidité à l'interface sol-pieu est discontinue. Cette variation est continue pour les deux nouveaux modèles AB1 et AB2. Pour le modèle AB1, l'allure de la courbe décrivant la mobilisation du frottement axial prend en compte directement la valeur limite  $q_s$ . Pour le modèle AB2, la valeur finale de la rigidité du sol n'est pas égale à 0. Cela traduit que le frottement axial n'est pas limité par une valeur finie. Cependant, comme le montre l'équation (II.16), le frottement axial est limité par la valeur limite  $q_s$ .

La Figure II.12 illustre quatre courbes de charge/enfoncement. La première est une courbe expérimentale et les trois autres sont issues de calculs réalisés avec les modèles FZ, AB1 et AB2. Il est important de noter que les valeurs de capacité portante  $R_{c;cal}$  sont celles obtenues à partir du modèle « PMT 2012 ». Afin de comparer les tassements  $S_m$  et  $S_{cal}$ , c'est la valeur  $R_{c;cal}$  qui sert de référence et non la valeur mesurée  $R_c$ . L'objectif est de donner la meilleure prévision du rapport  $S_m/S_{cal}$ , lorsque la valeur mesurée de la capacité portante  $R_c$  n'est pas disponible (c'est-à-dire dans la phase de dimensionnement du pieu). Dans cet exemple, la valeur calculée  $R_{c;cal}$  sousestime clairement la valeur mesurée  $R_c$ . C'est une situation typique de la phase de dimensionnement. Dans ce qui suit, la comparaison entre les résultats des trois modèles t-z est présentée.

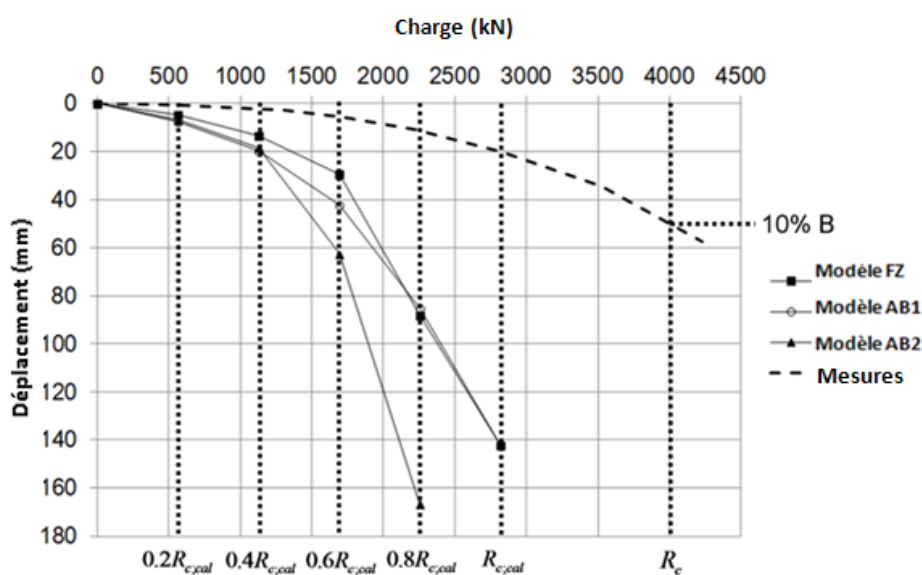


Figure II.12 : Comparisons entre une courbe de charge/enfoncement mesurée et calculées

### II.3.3.2 Analyse des trois modèles sous la charge limite de service quasi-permanent (40 % $R_{c;cal}$ )

L'analyse des trois modèles est tout d'abord réalisée par rapport à la charge de service équivalente à 40 % de la capacité portante calculée  $R_{c;cal}$ . Le pourcentage de 40 % correspond plus ou moins à la valeur acceptée dans les normes de dimensionnement des pieux soumis à des combinaisons de charges quasi-permanentes à l'état limite de service. La Figure II.13 illustre les trois fonctions de distribution obtenues avec les trois modèles t-z FZ, AB1 et AB2. Le Tableau II.10, quant à lui, donne les valeurs des moyennes arithmétiques, des écarts types, des coefficients de variation et des médianes des rapports «  $S_m/S_{cal}$  ».

#### a) Analyse de la dispersion des modèles

La moyenne et la médiane du rapport «  $S_m/S_{cal}$  » du modèle FZ sont égales à 1.26 et 1.12 respectivement. Ces valeurs montrent que le modèle t-z conduit à une légère sous-estimation des



valeurs de tassement mesurées. En effet, 58 % des tassements mesurés sont sous-estimés. Le coefficient de variation, quant à lui est égal à 0.6.

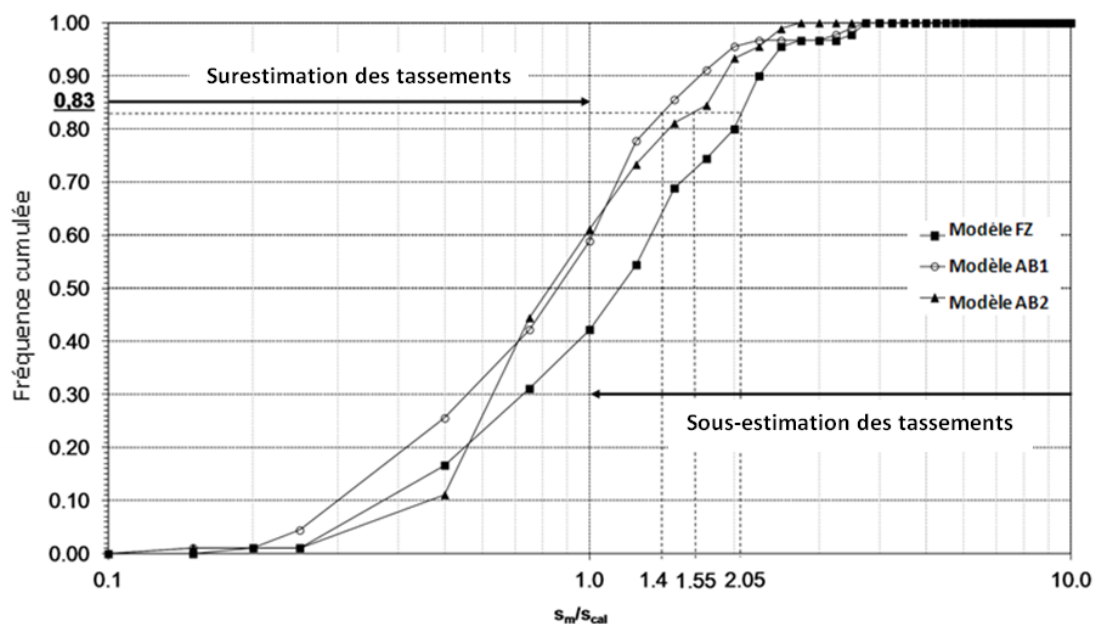


Figure II.13 : Fonctions de distribution obtenues avec les trois modèles pour un chargement équivalent à la charge de service

Tableau II.10 : Résultats de l'analyse statistique des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » sous la charge de service

	Rapport $s_m/s_{cal}$		
	Modèle FZ	Modèle AB1	Modèle AB2
Moyenne arithmétique	1.26	0.97	0.84
Ecart-type	0.75	0.64	0.76
Coefficient de variation	0.60	0.66	0.90
Médiane	1.12	0.87	0.66

Les résultats avec le modèle AB1 montrent que la moyenne et la médiane du rapport «  $S_m/S_{cal}$  » pour les 90 essais de chargement statique sont égales respectivement à 0.97 et 0.87. Ces résultats permettent de dire que le modèle t-z conduit à une légère surestimation des valeurs mesurées de tassement. En effet, la Figure II.13 montre que 59 % des tassements mesurés sont surestimés. Le coefficient de variation est égal à 0.66. Cette valeur est voisine de celle obtenue pour le modèle FZ.

Pour le modèle AB2, le Tableau II.10 montre que la moyenne et la médiane du rapport «  $S_m/S_{cal}$  » pour les 90 essais de chargement statique sont égales respectivement à 0.84 et 0.76. Le modèle AB2 conduit ainsi à une surestimation des valeurs de tassement mesurées. En effet, 61 % des tassements mesurés sont surestimés. Le coefficient de variation relatif à AB2 est égal à 0.90. Cette valeur peut être considérée comme élevée.

Les résultats précités permettent de dire que le modèle AB1 est légèrement mieux adapté à la prévision des tassements. Le modèle AB2, quant à lui, ne semble pas pour le moment apporter une amélioration notable aux deux autres modèles.

Afin de mieux analyser la dispersion induite par chaque modèle t-z sur les valeurs de tassement, la Figure II.14 est utilisée. Cette dernière montre pour chaque valeur x donnée, le pourcentage des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » appartenant à l'intervalle  $[1-x ; 1+x]$ . Selon cette figure, le modèle AB1 permet d'obtenir la répartition la mieux centrée autour de 1. En effet, pour des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » compris entre 0.2 et 1.8, ce qui correspond à des valeurs de x inférieures ou égales à 0.8, le modèle AB1 permet d'obtenir des pourcentages supérieurs à ceux de FZ ou AB2. Par exemple, le modèle AB1 permet d'avoir 40 % des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » compris entre 0.7 et 1.3 ( $x = 0.3$ ). Pour les modèles FZ et AB2, uniquement 28 % et 30 % respectivement des résultats permettent d'obtenir des rapports compris entre 0.7 et 1.3.

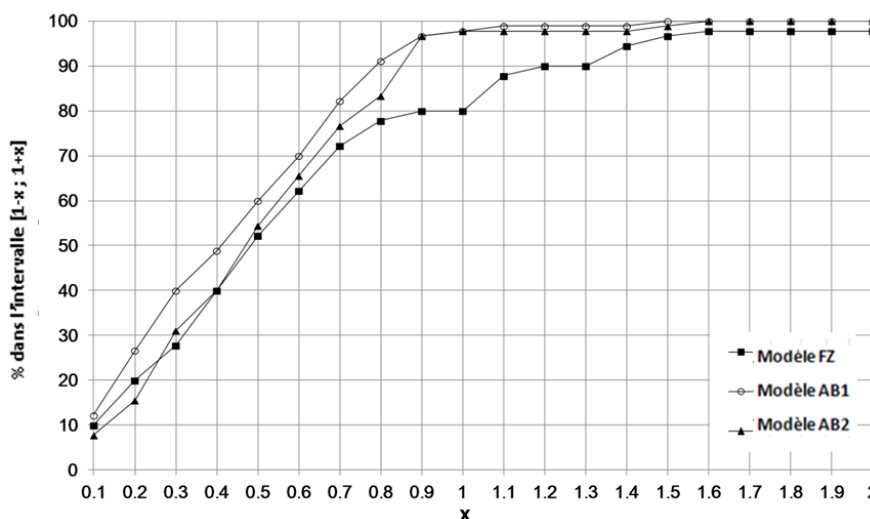


Figure II.14 : Répartition des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » autour de 1 pour les trois courbes t-z

#### b) Analyse des performances des modèles

Les résultats de l'analyse de la dispersion des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » peuvent être comparés aux résultats de la prévision de la capacité portante avec le modèle « PMT 2012 » (Burlon et al. , 2014) pour les 90 essais de chargement statique considérés dans cette étude et pour les 174 essais de toute la base de données de l'IFSTAR. Les principaux paramètres de l'analyse statistique du rapport «  $R_c/R_{c;cal}$  » sont présentés sur le Tableau II.11.

Les valeurs des coefficients de variation montrent que la dispersion du modèle utilisée pour la prévision de la capacité portante est inférieure à celles des trois modèles utilisés pour la prévision des tassements. Ce résultat confirme la nécessité de dimensionner les pieux en considérant en premier lieu les résultats relatifs au calcul de la capacité portante, et en deuxième lieu, considérer les résultats relatifs au calcul de tassement.

**Tableau II.11 : Résultats de l'analyse statistique des rapports «  $R_c/R_{c,cal}$  » des 90 essais sélectionnés dans cette étude, et pour les 174 essais de la base de données de l'IFSTTAR – Modèle PMT 2012**

	Rapports $R_c/R_{c,cal}$	
	90 pieux	Base de données de l'IFSTTAR (174 pieux)
Moyennes arithmétiques	0.88	0.96
Ecart-type	0.23	0.27
Coefficients de variation	0.26	0.28
Médianes	0.90	0.97

La Figure II.13 suggère l'introduction d'un facteur afin d'être appliqué au tassement calculé. L'objectif est d'utiliser un facteur partiel tel que les facteurs généralement utilisés pour la capacité portante, afin d'estimer le tassement avec une marge suffisante de sécurité. Par exemple, pour le modèle « PMT 2012 » un facteur noté  $\gamma_{R;d}$  égal à 1.13 (Burlon et al., 2014) est défini pour estimer une valeur de capacité portante supérieure à la valeur mesurée dans 83 % des cas. De la même manière, la Figure II.13 permet de définir un facteur  $\eta$  pour vérifier que le tassement calculé du pieu est supérieur au tassement mesuré pour un pourcentage donné. Par exemple, le tassement calculé doit être multiplié par 1.4 afin d'assurer que le produit  $\eta \cdot S_{cal}$  est supérieur au tassement mesuré dans 83 % des cas. Le Tableau II.12 donne les valeurs du facteur  $\eta$  pour différents pourcentages. Il est clair que pour atteindre le même niveau de fiabilité, le paramètre  $\eta$  est beaucoup plus élevé que le facteur  $\gamma_{R;d}$ . Cette observation confirme que le modèle de calcul de la capacité portante est moins dispersé que les modèles de calcul des déplacements.

**Tableau II.12 : Valeurs du facteur  $\eta$  pour un pourcentage de risque donné**

	$\eta$				
	80 %	83 %	85 %	90 %	95 %
Modèle 'FZ'	2	2.05	2.13	2.25	2.50
Modèle 'AB1'	1.35	1.40	1.5	1.74	2
Modèle 'AB2'	1.42	1.55	1.75	1.80	2.25

### II.3.3.3 Influence du niveau de chargement

L'effet du niveau de chargement appliqué en tête de pieu sur le rapport «  $S_m/S_{cal}$  » pour les trois modèles t-z, est analysé dans ce paragraphe. Les Figures II.15, II.16 et II.17 illustrent les fonctions de distributions des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » pour quatre niveaux de chargement : 20 %, 40 %, 60 % et 80 % de la capacité portante du pieu calculée. Le Tableau II.13 donne les résultats de l'analyse statistique des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » pour chacun des modèles t-z et pour chaque niveau de

chargement. Ces résultats permettent de déterminer l'intervalle de charge pour lequel les tassements sont estimés adéquatement.

Pour le modèle FZ, les moyennes des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » décroissent au fur et à mesure que le niveau de chargement augmente. Cependant, ces moyennes restent toujours supérieures à 1. Cela montre que les tassements mesurés sont sous-estimés, particulièrement pour des charges comprises entre 40 % et 60 %. La meilleure estimation du tassement est celle obtenue pour un niveau de chargement équivalent à 60 %. Les moyennes et écarts-types les plus élevés sont obtenus pour un niveau de chargement égal à 20 %, c'est-à-dire que ce cas de charge est celui qui donne les valeurs de tassement les plus dispersées.

Pour le modèle AB1, les moyennes des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » sont proches de 1. Les écarts-type restent faibles, ce qui veut dire que le modèle est centré autour de 1 avec une tendance à la surestimation. La meilleure estimation du tassement est obtenue pour un niveau de chargement de 60 %. Pour 20 %, l'écart-type est sensiblement élevée.

Pour le modèle AB2, les moyennes des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » n'ont pas une évolution monotone en fonction du niveau de charge appliqué. Ces moyennes sont supérieures à 1 pour des niveaux de chargement supérieurs à 40 %. Les médianes sont toujours inférieures à 1. Une tendance de surestimation est donc notée pour les quatre niveaux de chargement.

Cette analyse permet de dire que le modèle AB1 est légèrement mieux adapté que les deux autres modèles pour le calcul de tassement. En effet, pour tous les niveaux de chargement, le modèle AB1 calcule des valeurs respectant la sécurité sans, pour autant, présenter une grande surestimation des valeurs mesurées.

**Tableau II.13 : Résultats de l'analyse statistique des 90 essais de pieux pour différents niveaux de chargement**

		Rapports $S_m/S_{cal}$			
		Moyenne Arithmétique	Ecart-type	Coefficient de variation	Médianes
20 % $R_c$	Modèle 'FZ'	1.36	1.31	0.96	0.94
	Modèle 'AB1'	0.98	1.06	1.08	0.67
	Modèle 'AB2'	1.10	1.38	1.25	0.74
40 % $R_c$	Modèle 'FZ'	1.26	0.75	0.60	1.12
	Modèle 'AB1'	0.97	0.64	0.66	0.87
	Modèle 'AB2'	0.84	0.76	0.90	0.66
60 % $R_c$	Modèle 'FZ'	1.17	0.69	0.59	1.08
	Modèle 'AB1'	1.00	0.63	0.63	0.94

	Modèle 'AB2'	0.81	0.75	0.93	0.62
80 % R <sub>c</sub>	Modèle 'FZ'	1.15	0.82	0.71	0.99
	Modèle 'AB1'	1.01	0.75	0.74	0.80
	Modèle 'AB2'	0.90	1.03	1.14	0.60

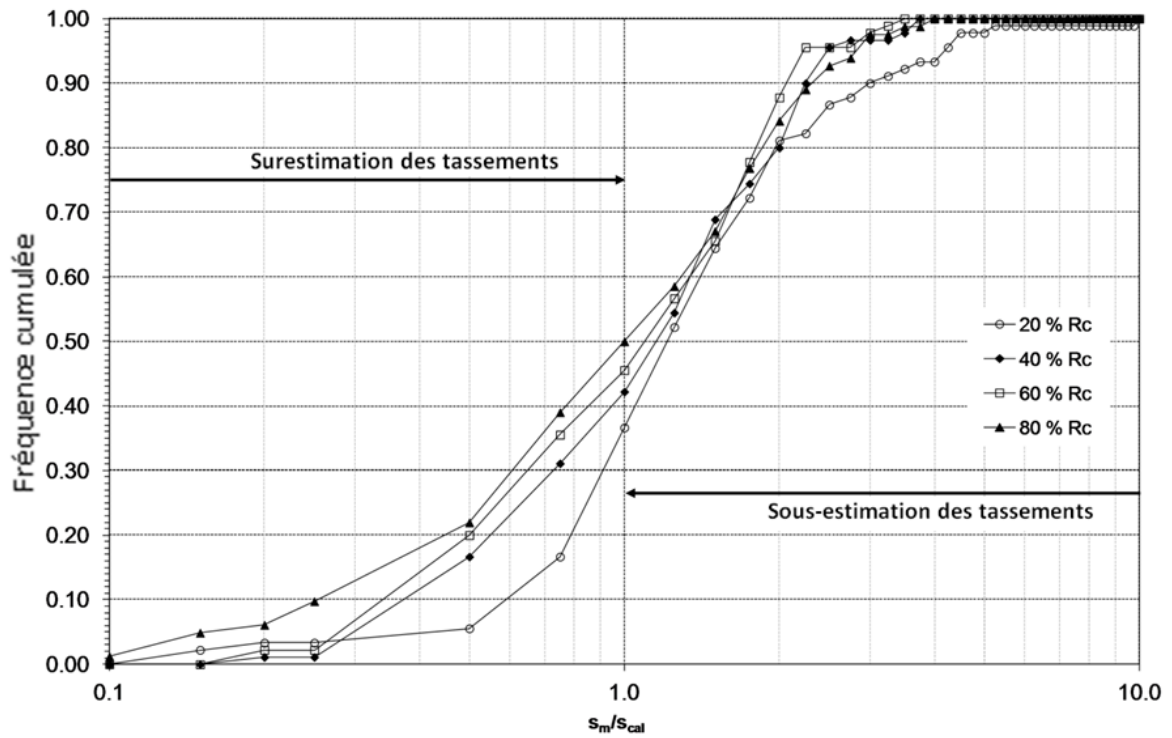


Figure II.15 : Fonctions de distributions obtenues pour les 90 essais de pieux selon le niveau de chargement avec le modèle FZ

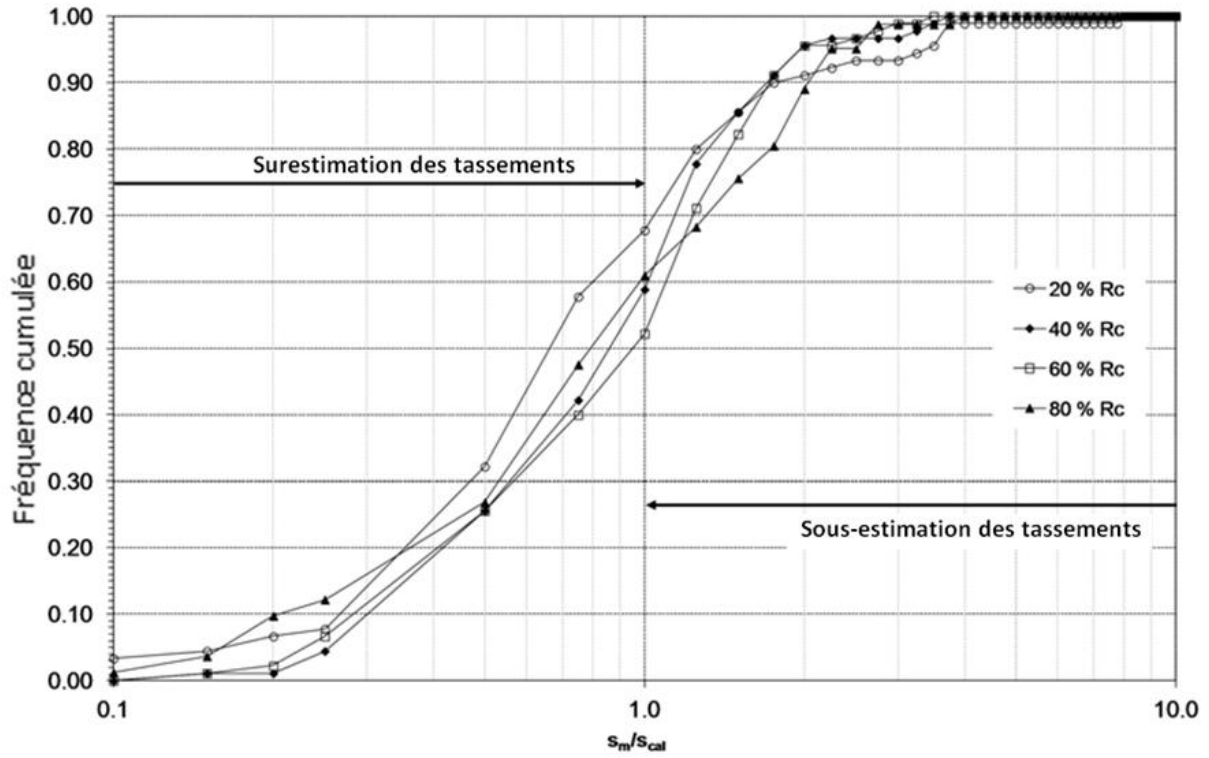


Figure II.16 : Fonctions de distributions obtenues pour les 90 essais de pieux selon le niveau de chargement avec le modèle AB1

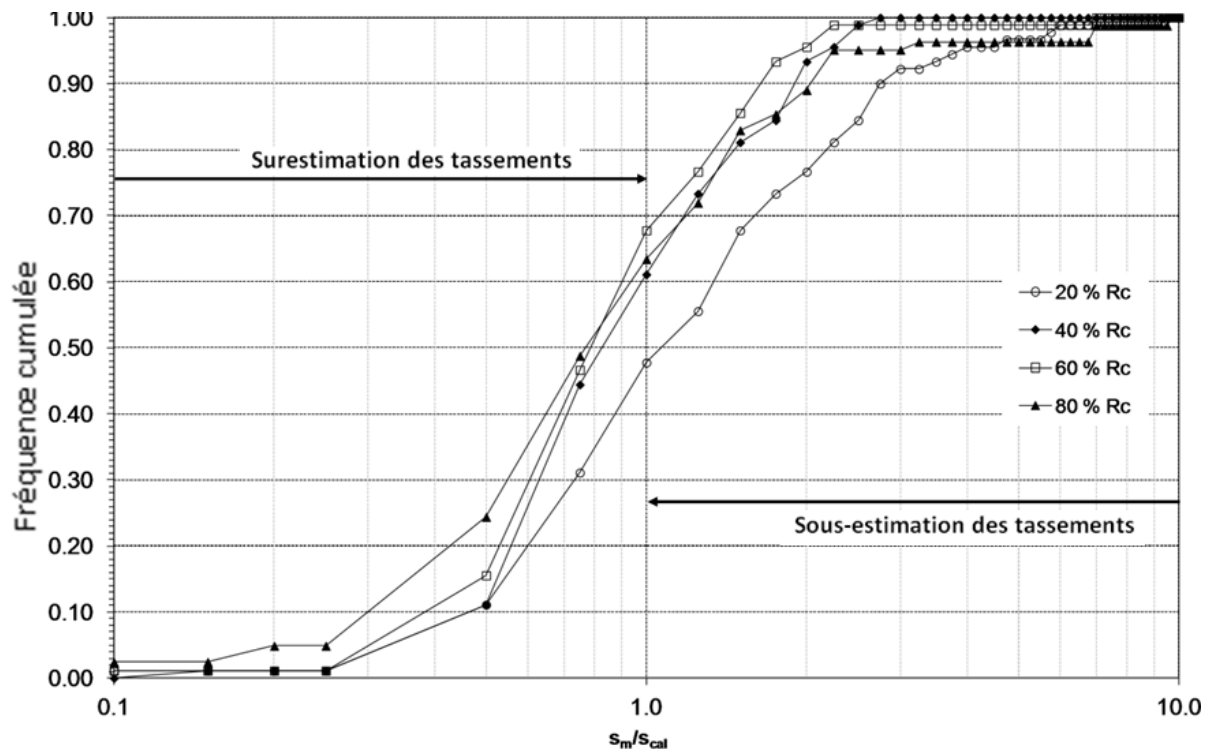


Figure II.17 : Fonctions de distributions obtenues pour les 90 essais de pieux selon le niveau de chargement avec le modèle AB2

### II.3.3.4 Influence du type de sol

Les 90 pieux de la base de données de l'IFSTTAR comportent 22 pieux installés dans de l'argile et 6 pieux installés dans du sable. Les 62 pieux restants sont installés dans un sol h trog ne. Pour chaque groupe de pieux, les rapports «  $S_m/S_{cal}$  » sont calculés avec les trois modèles t-z présentés ci-dessus. L'objectif de ce paragraphe est d'identifier la meilleure méthode d'estimation pour un sol donné.

- Résultats dans l'argile (22 pieux) :

Le Tableau II.14 permet d'analyser le comportement des pieux soumis à une charge de service (40 % de la capacité portante du pieu estimée). Les tassements calculés avec le modèle FZ sous-estiment les mesures, tandis que le modèle AB1 les surestime. Pour le modèle AB2, l'analyse est plus complexe car la moyenne arithmétique est égale à 1.12 et la médiane est égale à 0.79. La valeur de la moyenne conduit à une sous-estimation des mesures, tandis que la valeur de la médiane indique une surestimation des mesures. Le coefficient de variation du modèle AB2 est élevé (64 %), tandis que celui du modèle AB1 est plus faible (40 %). A partir de ces résultats, le modèle AB1 semble être le plus approprié pour le calcul de tassement des pieux installés dans l'argile.

Tableau II.14 : Résultats de l'analyse statistique des rapports  $S_m/S_{cal}$  des 22 pieux installés dans l'argile sous la charge de service

	Modèle de calcul		
	'FZ'	'AB1'	'AB2'
Moyenne arithmétique	1.41	0.78	1.12
Ecart-type	0.62	0.31	0.72
Coefficient de variation	0.44	0.40	0.64
Médiane	1.38	0.74	0.79

- Résultats dans le sable (6 pieux) :

Le Tableau II.15 donne les résultats des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » pour les six pieux installés dans le sable soumis à la charge de service. Une tendance de sous-estimation est notée pour les trois modèles. Les tassements calculés avec les trois modèles sous-estiment généralement les mesures. Le modèle AB1 donne la plus faible valeur du coefficient de variation. Il peut être ainsi considéré comme le modèle le plus adapté au calcul de tassement des pieux installés dans le sable. Cependant, la faible quantité de données expérimentales ne permet pas de conforter ces conclusions.

**Tableau II.15 : Résultats de l'analyse statistique des rapports  $S_m/S_{cal}$  des 6 pieux installés dans le sable sous la charge de service**

	Modèle de calcul		
	'FZ'	'AB1'	'AB2'
Moyenne arithmétique	1.26	1.17	1.06
Ecart-type	0.76	0.64	0.89
Coefficient de variation	0.60	0.55	0.84
Médiane	0.98	1.03	0.77

- Résultats dans du sol hétérogène (62 pieux) :

Le Tableau II.16 récapitule les résultats de l'analyse statistique des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » pour les 62 pieux installés dans un sol hétérogène. Le modèle AB2 surestime les valeurs mesurées avec une large dispersion tandis que le modèle FZ les sous-estime. L'analyse montre que le modèle AB1 propose les valeurs de tassements avec la plus grande précision dans le sol hétérogène. En effet, la comparaison des tassements calculés aux tassements mesurés inscrits sur la base de données de l'IFSTTAR montre une moyenne arithmétique et une médiane voisines de 1. Le coefficient de variation n'est pas très élevé. Il est important de noter que le modèle FZ propose la plus faible valeur du coefficient de variation.

**Tableau II.16 : Résultats de l'analyse statistique rapports des  $S_m/S_{cal}$  des 62 pieux installés dans le s sous la charge de service**

	Modèle de calcul		
	'FZ'	'AB1'	'AB2'
Moyenne arithmétique	1.23	1.02	0.88
Ecart-type	0.79	0.72	0.87
Coefficient de variation	0.64	0.71	0.99
Médiane	1.11	0.88	0.63

### II.3.3.5 Influence du type de pieu

L'analyse des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » selon le type de pieux est réalisée en considérant deux types de pieux : les pieux battus (51 pieux) et les pieux forés (39 pieux). Les Figures II.18 et II.19 illustrent les



fonctions de distribution des trois modèles t-z obtenus pour les deux catégories de pieux sous une charge équivalente à la charge de service ( $40 \% R_{c;cal}$ ). Il est important de préciser que le modèle FZ, à la différence des deux autres modèles, ne distingue pas les deux types de pieux. Les résultats de l'analyse statistique réalisée dans ce paragraphe sont présentés dans les tableaux II.17 et II.18. Pour les trois courbes t-z, les coefficients de variation obtenus pour les pieux battus sont plus faibles que ceux des pieux forés.

**Tableau II.17 : Résultats de l'analyse statistique des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » pour les pieux battus sous une charge égale à  $40 \% R_c$**

	Modèle 'FZ'	Modèle 'AB1'	Modèle 'AB2'
Moyenne arithmétique	1.26	0.93	0.81
Ecart-type	0.7	0.56	0.62
Coefficient de variation	0.56	0.60	0.77
Médiane	1.25	0.88	0.66

**Tableau II.18 : Résultats de l'analyse statistique des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » pour les pieux forés sous une charge égale à  $40 \% R_c$**

	Modèle 'FZ'	Modèle 'AB1'	Modèle 'AB2'
Moyenne arithmétique	1.26	1.02	0.89
Ecart-type	0.83	0.76	0.97
Coefficient de variation	0.66	0.75	1.09
Médiane	1.01	0.86	0.73

Pour le modèle AB1, les résultats montrent que les tassements calculés pour les pieux battus surestiment les mesures. La moyenne des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » pour cette catégorie de sol et ce modèle est égale à 0.93. Le coefficient de variation des pieux forés est plus faible que celui des pieux battus avec ce modèle.

Pour le modèle AB2, les tassements calculés des pieux battus et forés sont surestimés avec des moyennes des rapports «  $S_m/S_{cal}$  » égales à 0.81 et 0.89 respectivement. Pour les pieux battus, le coefficient de variation est très élevé.

Pour le modèle FZ, les résultats de l'analyse statistique montrent une légère différence entre les résultats relatifs aux pieux battus et ceux relatifs aux pieux forés. Les tassements des pieux battus et forés calculés avec ce modèle conduisent à une sous-estimation. Le coefficient de variation des pieux battus est plus faible que celui des pieux forés.

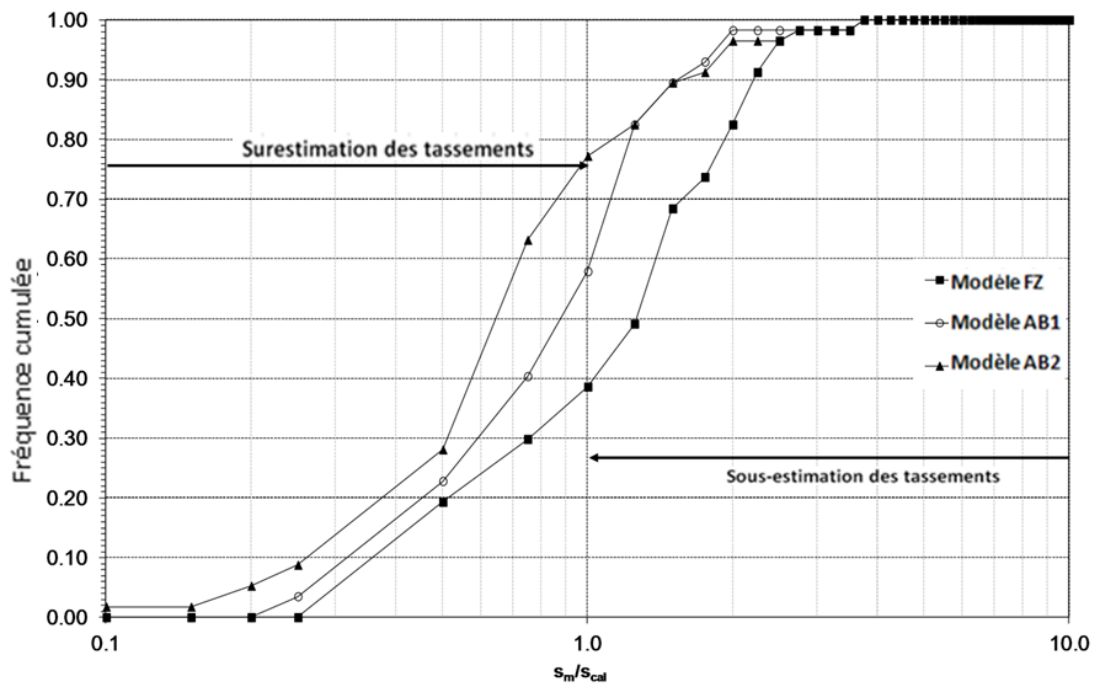


Figure II.18 : Fonctions de distribution des trois modèles pour les pieux battus (51 pieux) sous une charge égale à 40 %  $R_c$

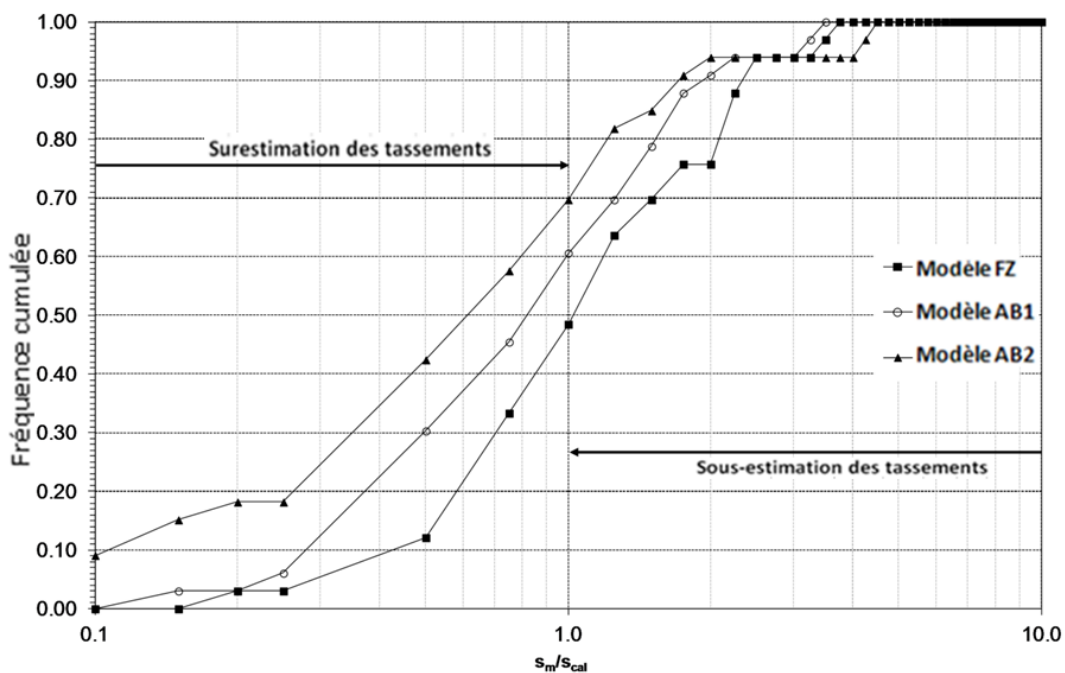


Figure II.19: Fonctions de distribution des trois modèles pour les pieux forés (39 pieux) sous une charge égale à 40 %  $R_c$

## II.4 Conclusions

La première partie de ce chapitre montre que le modèle de Frank et Zhao donne des résultats satisfaisants pour la majorité des 90 pieux sélectionnés dans la base de données de l'IFSTTAR, indépendamment du type de sol dans lequel la base du pieu est située. Une légère tendance de sous-estimation des tassements calculés est à noter pour la majorité des cas.

La deuxième partie de ce chapitre propose deux nouveaux modèles t-z : AB1 et AB2 développés à partir des résultats des essais pressiométriques. Tout au long de l'étude, une comparaison est établie entre le modèle de Frank et Zhao et les deux nouveaux modèles AB1 et AB2. Les paramètres issus des essais pressiométriques utilisés dans cette étude sont la pression limite pour le calcul du frottement axial limite, et le module pressiométrique Ménard pour le calcul de la rigidité du sol au voisinage du pieu. Ces courbes t-z développées permettent de déterminer la courbe de charge/enfoncement du pieu au cours d'un chargement statique.

Dans l'étude présentée, les tassements calculés avec ces deux nouveaux modèles, ainsi que ceux calculés avec le modèle de Frank et Zhao ont été comparés aux tassements mesurés et inscrits dans la base de données de l'IFSTTAR. Dans le cadre de cette comparaison, les mêmes 90 essais utilisés dans la première partie ont été sélectionnés. Pour chacun de ces essais, le rapport «  $S_m/S_{cal}$  » est analysé. Les résultats de l'analyse statistique de ces rapports sont présentés.

Les résultats obtenus avec les trois modèles sont nettement différents malgré leur rigidité initiale similaire. Dans le cas d'un chargement équivalent à la charge de service, la dispersion de chaque modèle, ainsi que les tendances de sous-estimation ou de surestimation de chaque courbe t-z, sont étudiées. Un facteur  $\eta$  est introduit afin d'assurer la fiabilité des tassements calculés. La dispersion des trois modèles t-z a été comparée à la dispersion d'un modèle de calcul de capacité portante des pieux nommé « PMT 2012 ». Les résultats de cette dernière comparaison montrent que la dispersion du modèle « PMT 2012 » est plus faible que celles des trois autres modèles pour le calcul de déplacements. Cette étude montre aussi que la dispersion des trois modèles varient selon le niveau de charge appliquée. Les trois modèles présentent des résultats satisfaisants lorsque le chargement est compris entre 40 % et 60 % de la capacité portante calculée. Les influences du type de sol et du type de pieux ont été également analysées.

De manière générale, le modèle AB1 présente des résultats de tassements plus appropriés, sécuritaires et avec une dispersion limitée. De plus, ce modèle ne nécessite que deux paramètres pour définir la rigidité. Les deux autres modèles présentent leurs avantages dans certains cas.

Cette étude peut être complétée en rajoutant de nouvelles données relatives à des essais de chargement statiques pour améliorer la précision des modèles présentés ci-dessus. Elle peut être aussi bien

complétée par une comparaison entre les courbes t-z construites et des courbes t-z mesurées au cours d'essais de chargement.

Dans ce qui suit, le modèle AB1 va être complété par des paramètres cycliques pour prendre en compte l'effet des cycles sur la réponse du pieu et modéliser son comportement.



## **III Chapitre III : Développement du modèle TZC pour la prévision du comportement des pieux sous chargement axial cyclique**

### **III.1 Introduction**

Le présent chapitre propose une procédure pour modéliser le comportement des pieux soumis à des sollicitations cycliques axiales. Une loi t-z cyclique, dite TZC, qui est une extension du modèle AB1 présenté dans le chapitre II, permettant de calculer les déplacements du pieu au cours des cycles et d'estimer la dégradation de la capacité portante, est introduite. Elle inclut un paramètre contrôlant la dégradation du frottement axial limite avec le nombre de cycles et donc la dégradation de la capacité portante. Ce paramètre est estimé à l'aide de deux méthodes. La première est la méthode ABC développée à l'Imperial College qui relie la dégradation du frottement axial limite à la variation de la contrainte effective normale à partir d'essais de cisaillement simples cycliques. La seconde méthode, dite méthode SOLCYP, a été développée dans le cadre du Projet National SOLCYP. Elle se base essentiellement sur des résultats d'essais de cisaillement direct CNL (contrainte normale constante) et CNS (rigidité normale constante). Ces deux méthodes ont été combinées à la loi TZC afin de rendre compte de la réponse de pieux sous charge cyclique axiale. L'implémentation des méthodes ABC et SOLCYP avec la loi TZC est détaillée dans ce chapitre. Les potentialités des approches TZC-ABC et TZC-SOLCYP sont présentées sur un exemple académique.

### **III.2 Modèle TZC**

#### ***III.2.1 Formulation du modèle***

##### **III.2.1.1 Mobilisation du frottement axial**

Le modèle TZC se base sur la méthode des courbes de transfert décrite dans le chapitre 1 (paragraphe I.2.4.1.1). L'équation (III.1) du modèle dans le cas d'un chargement monotone est similaire à celle du modèle AB1 (paragraphe II.3.1.4). De même que pour AB1, l'équation (III.1) donnant l'évolution de la mobilisation du frottement axial  $\tau$  en fonction du déplacement  $w_z$  de l'élément de pieu a été établie en considérant le principe suivant : la rigidité du sol situé à l'interface sol-pieu diminue au fur et à mesure que le frottement axial mobilisé augmente et se rapproche ainsi de sa valeur maximale (frottement axial limite  $q_s$ ). Ce principe est traduit par l'équation (III.1).

$$K_t = \frac{d\tau}{dw_z} = \frac{q_s - \tau}{\lambda_s} \quad (\text{III.1})$$

L'intégration de cette équation différentielle (III.1) donne l'équation (III.2), qui fournit l'évolution du frottement axial mobilisé  $\tau$  en fonction du déplacement vertical  $w_z$  dans le cas d'un chargement monotone.

$$\tau(w_z) = q_s \left(1 - e^{-\frac{w_z}{\lambda_s}}\right) \quad (\text{III.2})$$

L'équation (III.2) donnant l'évolution de la mobilisation du frottement axial concorde avec les résultats d'essais de cisaillements effectués par Zhang et Zhang (2004) afin d'étudier le comportement de l'interface sol-structure. Les résultats de ces essais montrent que la relation entre le frottement axial mobilisé  $\tau$  et le déplacement  $w_z$  est non-linéaire. D'autres essais ont abouti à la même conclusion (He, 2002, ; Lee et al., 2001). Wang et al. (2012) ont démontré qu'une relation telle que l'équation (III.2) permet de reproduire adéquatement les résultats des essais de Zhang et Zhang (2004) et de He (2002).

Dans cette équation (III.2), le paramètre  $\lambda_s$  contrôle la rigidité initiale du sol situé à l'interface sol-pieu. En effet, le rapport  $q_s/\lambda_s$  rend compte à la rigidité initiale du sol. Le paramètre  $\lambda_s$  est homogène à un déplacement et dépend du type de sol et du type de pieu. Il peut être calibré à partir d'essais pressiométriques (voir paragraphe II.3.1.4). La Figure III.1 illustre l'effet du paramètre  $\lambda_s$  sur la mobilisation du frottement axial. Quand  $\lambda_s$  augmente, la courbe de mobilisation du frottement axial à l'interface sol-pieu est plus souple. Le déplacement nécessaire à la mobilisation du frottement axial limite  $q_s$  augmente.

La Figure III.2a représente l'évolution de la rigidité du sol à l'interface sol-pieu  $K_t$  en fonction du déplacement vertical relatif d'un élément de pieu. Différentes courbes sont reproduites sur la Figure III.2a afin d'étudier l'effet de la variation du paramètre  $\lambda_s$  sur la rigidité du sol en considérant une valeur constante de  $q_s$ . L'allure générale des courbes montre que la rigidité du sol diminue au fur et à mesure que le pieu se déplace dans le sol. Une grande variation est notée au début du chargement, puis une variation négligeable est notée lorsque le déplacement dépasse une certaine valeur. Les mêmes remarques sont notées en observant la Figure III.2b représentant l'évolution de  $K_t$  en fonction de  $w_z$  pour différentes valeurs de  $q_s$  et une valeur constante de  $\lambda_s$ . La Figure III.2 permet de conclure que le paramètre  $\lambda_s$  a un effet plus important sur la rigidité du sol situé à l'interface sol-pieu que le paramètre  $q_s$ .

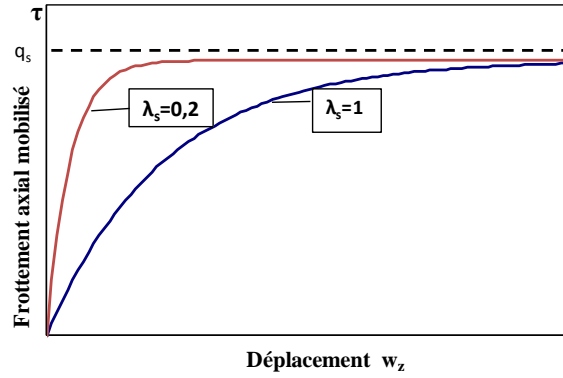


Figure III.1 : Courbes de mobilisation du frottement axial en fonction du déplacement pour différentes valeurs du paramètre  $\lambda_s$

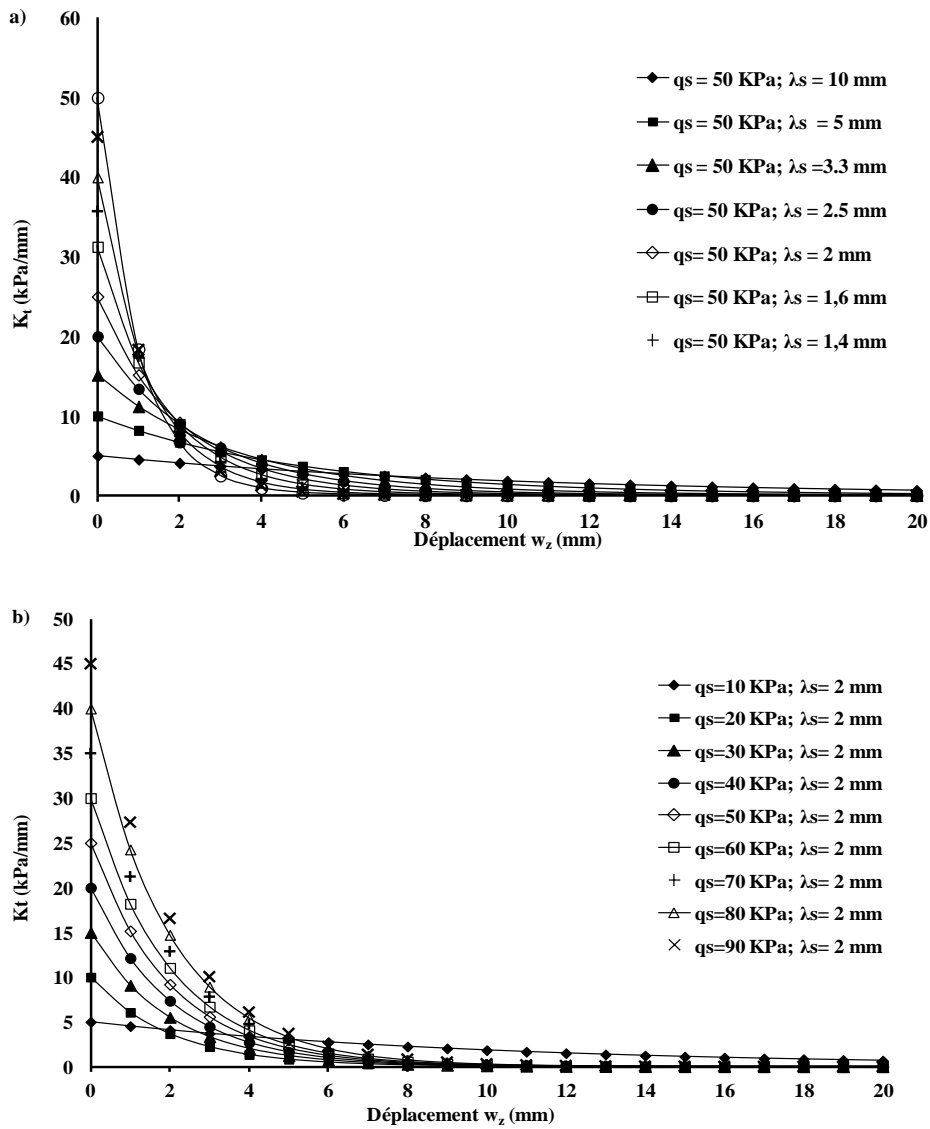


Figure III.2 : Evolution de la rigidité du sol situé à l'interface sol-pieu en fonction du déplacement vertical du pieu

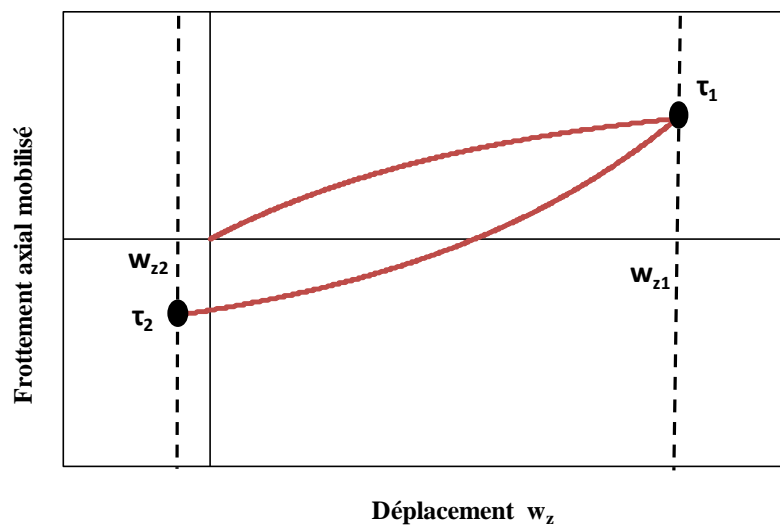


Afin de modéliser le comportement cyclique à l'interface sol-pieu, le modèle utilisé doit reproduire les deux principaux phénomènes observés au cours du chargement cyclique. Le premier est l'accumulation des déplacements en tête de pieu et le deuxième concerne la dégradation de la capacité portante observée au cours de ce type de sollicitation. L'équation (III.2) utilisée dans le cas d'un chargement monotone doit comporter des paramètres cycliques pour pouvoir reproduire ces deux phénomènes, et ainsi reproduire le comportement du sol lors d'inversion de charges.

a) Modèle TZC au cycle 1

Ce paragraphe donne l'équation (III.3) du modèle TZC au cours du premier cycle (N=1). Ce cycle sera divisé en deux demi cycles notés i (1<sup>er</sup> demi-cycle de chargement et 2<sup>ème</sup> demi-cycle de déchargement). La Figure III.3 représente la courbe de mobilisation de  $\tau$  au cours du premier chargement et du premier déchargement. A la fin du premier demi-cycle, un frottement  $\tau_1$  est mobilisé et un déplacement  $w_{z1}$  est accumulé.

$$\tau(w_z) = \tau_{i-1} + A_i (-1)^{i+1} q_s \left(1 - e^{-R_i \frac{|w_z - w_{zi-1}|}{\lambda_s}}\right) \quad (III.3)$$



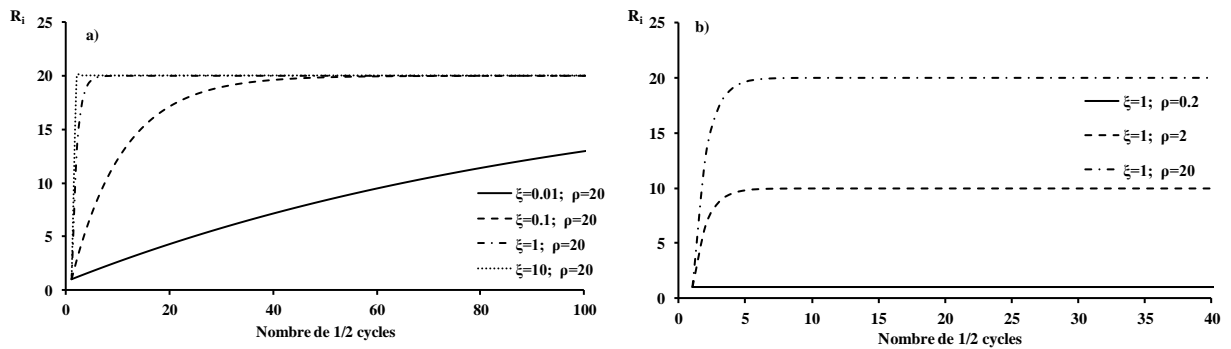
**Figure III.3 : Courbe de mobilisation du frottement axial en fonction du déplacement vertical d'un tronçon de pieu avec le modèle TZC au cours du premier cycle**

Dans l'équation III.3,  $\tau_{i-1}$  et  $w_{zi-1}$  correspondent respectivement au frottement axial mobilisé et déplacement accumulé au début du demi-cycle. Lorsque i est égal à 1,  $\tau_1$  et  $w_{z1}$  sont tous deux égaux à zéro.  $A_i$  et  $R_i$  sont deux paramètres cycliques introduits pour contrôler la rigidité du sol lors des déchargements. L'expression de  $A_i$  au cours du premier cycle est donnée dans l'équation (III.4). Lorsque  $i=1$ , le paramètre  $A_1$  est égal à 1 et lorsque  $i=2$  (le déchargement),  $A_2$  est égal à  $1 + \tau_1/q_s$ . Le paramètre  $R_i$  est introduit afin de contrôler la variation de la raideur des courbes avec le nombre de

cycles. Cette raideur peut rester fixe au cours du chargement cyclique et donc  $R_i$  est tout au long du chargement pris égal à 1. Cette valeur provoque une accumulation excessivement rapide des déplacements et ne permet pas de reproduire les observations expérimentales rapportées dans le chapitre IV. L'équation (III.5) est utilisée pour augmenter  $R_i$  et reproduire les résultats expérimentaux. Dans cette équation,  $\rho$  ( $\rho > 1$ ) est la valeur finale de  $R_i$  et  $\xi$  est le paramètre contrôlant la vitesse pour atteindre cette valeur finale  $\rho$ . Pour  $i=1$ ,  $R_1$  est égal à 1 et pour  $i=2$ ,  $R_2$  est supérieur à 1. La Figure III.4 illustre l'évolution du paramètre  $R_i$  en fonction du nombre de  $1/2$  cycles pour différentes valeurs de  $\xi$  et de  $\rho$ . La Figure III.4a montre que pour de faibles valeurs de  $\xi$ , le paramètre  $R_i$  atteint sa valeur finale  $\rho$  au bout d'une centaine de cycles. Cependant, lorsque  $\xi$  est supérieur ou égal à 1, le paramètre  $R_i$  atteint sa valeur finale après quelques dizaines de cycles. La Figure III.4b montre l'influence du paramètre  $\rho$  sur le paramètre  $R_i$ . Cette figure montre que pour des valeurs de  $\rho$  inférieures à 1, la raideur des courbes t-z décroît au fur et à mesure des cycles. Cependant pour des valeurs de  $\rho$  supérieures à 1, la raideur est croissante. La confrontation aux résultats d'essais in-situ a conduit à imposer une valeur de  $\rho$  supérieure à 1 afin de diminuer l'accumulation des déplacements.

$$A_i = \left| \frac{\tau_{i-1} - (-1)^{i+1} q_s}{q_s} \right| \quad (\text{III.4})$$

$$R_i = e^{-(i-1)\xi} + \rho(1 - e^{-(i-1)\xi}) \quad (\text{III.5})$$



**Figure III.4 : Evolution du paramètre  $R_i$  en fonction du nombre de  $1/2$  cycles a) pour des valeurs de  $\xi$  différentes, b) pour des valeurs de  $\rho$  différentes.**

Afin d'étudier l'effet de  $A_i$  et de  $R_i$  sur la courbe t-z cyclique, l'expression de la rigidité du sol au demi-cycle  $i$   $K_{ti}$  est donnée dans l'équation (III.6). A partir de cette expression,  $K_{t1,0}$  et  $K_{t2,0}$  correspondant aux rigidités initiales du sol au début des demi-cycles 1 et 2 respectivement, sont calculés dans l'équation (III.7).  $K_{t1,0}$  correspond à la rigidité initiale  $k_s$  du modèle AB1 exprimée dans le paragraphe II.3.1.4.

$$K_{ii}(w_z) = \frac{d\tau}{dw_z} = (-1)^{i+1} A_i R_i \frac{q_s}{\lambda_s} e^{-R_i \frac{|w_z - w_{zi-1}|}{\lambda_s}} \quad (\text{III.6})$$

$$K_{i1,0} = A_i R_i \frac{q_s}{\lambda_s} = \frac{q_s}{\lambda_s} = k_s \quad \text{et} \quad K_{i2,0} = -A_i R_i \frac{q_s}{\lambda_s} = -(1 + \frac{\tau_1}{q_s}) R_i K_{i1,0} \quad (\text{III.7})$$

#### b) Modèle TZC au cycle N

Dans le modèle TZC, la différence entre le cycle 1 et les cycles suivants est l'introduction de la dégradation cyclique subie par le frottement tout au long du fût du pieu. En effet, au cours du premier cycle, aucune dégradation n'est imposée. Pour les cycles suivants, il est nécessaire d'introduire un paramètre contrôlant la dégradation  $\Delta q_s(i)$  du frottement axial limite  $q_s$  à cause des cycles de chargements précédents. L'équation (III.8) donne l'expression utilisée pour calculer le frottement axial mobilisé  $\tau$  pour tout cycle  $n > 1$ . Dans cette équation, deux paramètres apparaissent,  $\Delta q_s(i)$  qui a été défini ci-dessus, et le paramètre  $R_f$  égal au rapport  $q_s / q_{sN}$  ( $q_s$  le frottement axial limite avant le chargement cyclique, et  $q_{sN}$  est le frottement axial limite au cycle N). Le paramètre  $\Delta q_s(i)$  peut être calculé selon différentes méthodes. Dans cette thèse, tous les calculs de dégradation ont été réalisés à l'aide de la méthode ABC ou à l'aide de la méthode SOLCYP. Le calcul de  $\Delta q_s(i)$  dans le modèle TZC est détaillé dans le paragraphe III.2.2.2.

$$\tau(w_z) = \tau_{i-1} + A_i (-1)^{i+1} (q_s + \Delta q_s(i)) (1 - e^{-R_i R_f \frac{|w_z - w_{zi-1}|}{\lambda_s}}) \quad (\text{III.8})$$

A partir de l'expression de (III.8), la rigidité du sol à l'interface sol-pieu  $K_{ii}$  peut être exprimée par l'équation (III.9). La rigidité initiale à l'interface sol-pieu  $K_{ii,0}$  au début du demi-cycle  $i$  est exprimée dans la relation (III.10). D'après les relations (III.9) et (III.10), la rigidité du sol dépend des paramètres  $A_i$  et  $R_i$ .

$$K_{ii} = \frac{d\tau}{dw_z} = (-1)^{i+1} A_i R_i R_f \frac{(q_s + \Delta q_s)}{\lambda_s} e^{-R_i R_f \frac{|w_z - w_{zi-1}|}{\lambda_s}} = (-1)^{i+1} A_i R_i K_{i1,0} e^{-R_i R_f \frac{|w_z - w_{zi-1}|}{\lambda_s}} \quad (\text{III.9})$$

$$K_{ii,0} = \frac{d\tau}{dw_z}(w_z = w_{zi-1}) = (-1)^{i+1} A_i R_i K_{i1,0} \quad (\text{III.10})$$

#### i) Effet du paramètre $A_i$ sur la rigidité du sol

Afin d'étudier l'effet du paramètre  $A_i$  sur l'évolution de  $K_{ii}$ , la dégradation cyclique est supposée nulle ( $\Delta q_s(i) = 0$  pour tout  $i$ ), et le paramètre  $\rho$  dans  $R_i$  est pris égal à 1. Le paramètre  $R_i$  reste donc constant

tout au long du chargement cyclique. Avec ces conditions,  $K_{i,0}$  peut être exprimée par l'équation (III.11).

$$K_{i,0} = (-1)^{i+1} A_i K_{i,0} \quad (\text{III.11})$$

avec :

$$A_i = \left| \frac{\tau_{i-1}}{q_s} - (-1)^{i+1} \right| \quad (\text{III.12})$$

L'équation (III.12) montre que le paramètre  $A_i$  rend compte d'une augmentation de la rigidité initiale de la courbe  $t$ - $z$  au cours des déchargements. Cette augmentation de rigidité est d'autant plus grande que le rapport  $\tau_i/q_s$  est proche de 1, c'est-à-dire elle est d'autant plus grande que le frottement mobilisé  $\tau_i$  est proche de sa valeur maximale  $q_s$ .

ii) Effet du paramètre  $R_i$  sur la courbe  $t$ - $z$

Afin d'évaluer l'effet du paramètre  $R_i$  sur l'évolution de la courbe  $\tau$ - $w_z$ , deux chemins dans le plan  $\tau$ - $w_z$  sont considérés sur la Figure III.5. Le chemin tracé en rouge correspond à une équation reliant  $\tau$  à  $w_z$  en considérant une valeur de  $\rho$  dans  $R_i$  égale à 1. Le chemin tracé en bleu correspond à une équation reliant  $\tau$  à  $w_z$  où le paramètre  $\rho$  dans  $R_i$  est supérieur à 1. Les deux courbes sur la Figure III.5 ont été divisées en 3 parties. La première partie correspond à une phase de chargement où les 2 courbes bleue et rouge sont confondues. A la fin de la partie 1, le frottement axial mobilise une valeur  $\tau_1$  et le déplacement accumulé est  $w_{z1}$ . La partie 2a est la phase de déchargement de la courbe rouge. Dans ce cas, le frottement axial évolue de  $\tau_1$  à  $\tau_2$  et le déplacement accumulé en tête de pieu est égal à  $w_{z2a}$ . La rigidité initiale de la courbe de déchargement  $K_{i2,0}$  est égale à  $A_2 K_{i1,0}$ . La partie 2b correspondant au déchargement de la courbe bleue, le frottement axial y évolue d'une valeur  $\tau_1$  à la même valeur  $\tau_2$ . Cependant, le déplacement accumulé noté  $w_{z2b}$  est supérieur au déplacement  $w_{z2a}$  car la raideur initiale de la courbe est égale à  $A_2 R_2 K_{i1,0}$ , qui est une valeur supérieure à  $A_2 K_{i1,0}$ . L'amplitude de déplacement cyclique  $\Delta w_{z2a}$  est supérieure à l'amplitude de déplacement cyclique de la courbe bleue  $\Delta w_{z2b}$ .

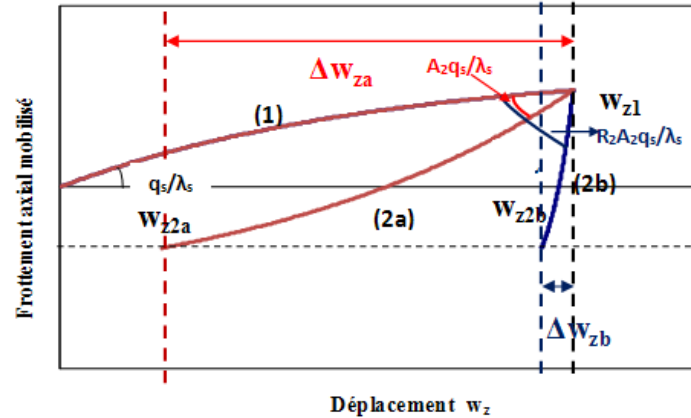


Figure III.5 : Courbe  $\tau$ - $w_z$  au cours du premier cycle de chargement avec TZC pour deux valeurs de  $\rho$  dans  $R_i$

La Figure III.6 représente la suite de la Figure III.5 pour un nouveau demi-cycle de chargement pour les deux courbes rouge (3a) et bleue (3b). Le déplacement accumulé à la fin de la courbe (3a), noté  $w_{z3a}$ , est supérieur au déplacement accumulé à la fin de la courbe (3b), noté  $w_{z3b}$ . Cette différence est due à l'augmentation de rigidité à l'interface sol pieu imposée dans la courbe bleue et annulée au niveau de la courbe rouge. La Figure III.7 montre l'évolution des courbes  $t$ - $z$  rouge et bleue au cours de 10 cycles de chargement. La différence entre le déplacement accumulé à la fin des 10 cycles sans imposer une augmentation de rigidité (courbe rouge), et le déplacement accumulé à la fin du même nombre de cycles avec une rigidification de l'interface sol-pieu (courbe bleue), n'est pas négligeable. Afin de limiter le phénomène de rochet observé sur la courbe rouge, une augmentation de la raideur doit être imposée dans le modèle TZC, et donc un paramètre  $\rho$  supérieur à 1 doit être utilisé.

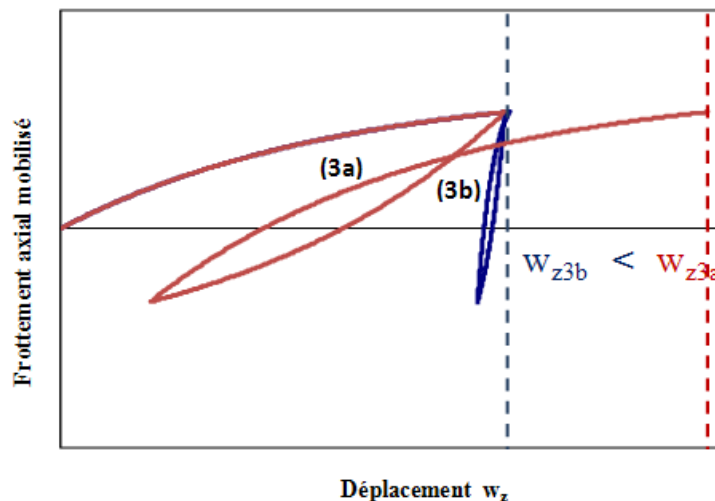


Figure III.6 : Courbe  $\tau$ - $w_z$  au cours du premier rechargement avec TZC pour deux valeurs de  $\rho$  dans  $R_i$

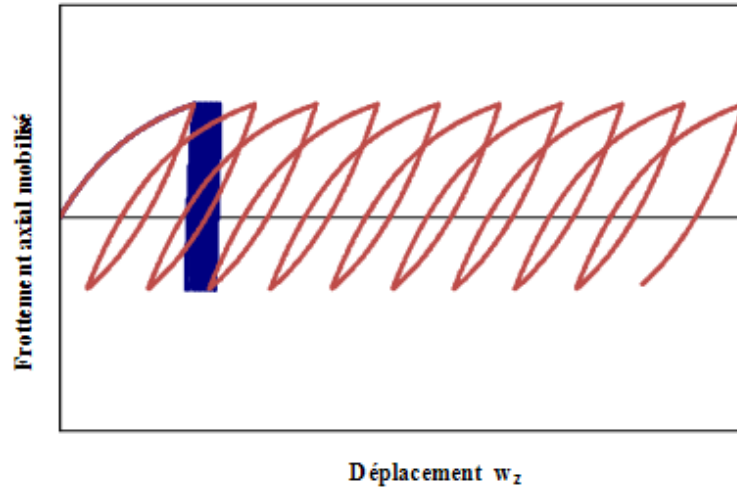


Figure III.7 : Courbe  $\tau-w_z$  après 10 cycles de chargement avec TZC pour deux valeurs de  $p$  dans Ri

### III.2.1.2 Comportement à la base du pieu

On suppose que l'on prend le même modèle TZC pour modéliser le comportement à la base du pieu. Dans le cas d'un chargement monotone, la même équation utilisée pour décrire le comportement en pointe dans le modèle AB1, est réutilisée dans le modèle TZC (équation (III.13)).

$$q(w_b) = q_b \left(1 - e^{-\frac{w_b}{\lambda_b}}\right) \quad (\text{III.13})$$

L'équation (III.14) relie  $q$  au déplacement de la base du pieu  $w_b$  dans le cas d'une sollicitation cyclique axiale du pieu. Dans cette équation, le paramètre  $A_{bi}$  est similaire au paramètre  $A_i$  dans l'équation (III.8). Il permet l'augmentation de la rigidité du sol située en-dessous de la pointe du pieu lors des déchargements. Dans l'équation (III.14), le paramètre  $\Delta q_b$  contrôle l'amplitude de dégradation ou d'amélioration de la résistance de pointe ultime au fur et à mesure des cycles. Dans tous les calculs présentés dans ce manuscrit, la résistance en pointe limite est considérée constante. La pointe ne subit pas de dégradation ou d'amélioration au cours du chargement cyclique. De plus, dans le modèle TZC, la variation de la rigidité du sol situé à la base du pieu au cours du chargement cyclique n'est pas prise en compte.

$$q(w_b) = q_{i-1} + A_{bi} (-1)^{n+1} (q_b + \Delta q_b) \left(1 - e^{-\frac{|w_b - w_{bi-1}|}{\lambda_b}}\right) \quad (\text{III.14})$$

### III.2.2 Procédure de calcul avec le modèle TZC

#### III.2.2.1 Procédure de calcul dans le cas monotone

Afin de modéliser un chargement monotone, l'outil de calcul élaboré passe par plusieurs étapes. Le schéma sur la Figure III.8 permet d'expliquer la procédure utilisée. Les étapes de calcul sont détaillées ci-dessous :

1. Discrétiser le pieu en une série de tronçons. La précision augmente avec le nombre de couches utilisé ;
2. Définir les caractéristiques relatives au :
  - a. sol autour du pieu : type de sol (sable, argile, etc), épaisseur des couches, etc ;
  - b. pieu : longueur, diamètre, module d'Young ;
3. Utiliser les résultats d'un essai pénétrométrique, ou pressiométrique, ou ceux d'une autre approche, pour calculer les frottements axiaux limites  $q_s$  de chaque couche, et les contraintes normales au fût  $\sigma'_n$  pour chaque niveau de profondeur. A partir des valeurs de frottements axiaux limites  $q_s$ , les valeurs de résistance à la traction  $R_s$  et de la résistance en pointe du pieu  $R_b$  sont calculées. Dans le cas où des essais in-situ sont modélisés, les valeurs calculées  $R_s$  et  $R_b$  sont comparées aux valeurs expérimentales mesurées in-situ ;
2. Rentrer les incréments du chargement monotone axial ;

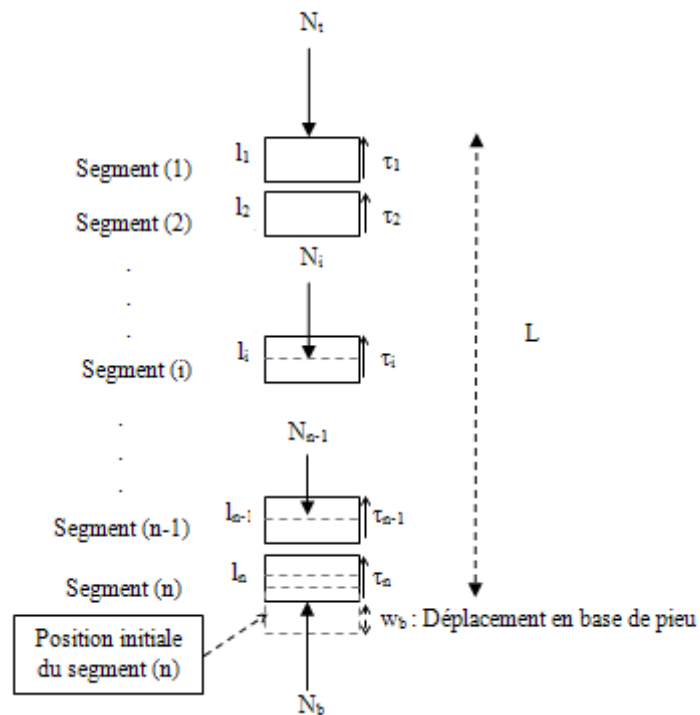


Figure III.8 : Discrétisation du pieu sous forme d'une série de tronçons selon la méthode des courbes de transfert

4. Commencer le chargement monotone. La première charge appliquée sur le pieu est équivalente à  $Q_{\max}$ . Cette valeur est notée  $N_{\text{recherchée}}$ . Tout d'abord une grande valeur de déplacement est imposée à la base du pieu  $w_{zb}$  (par exemple  $w_{zb}$  est pris égal à 300 mm) ;
5. Calculer l'effort sous la pointe du pieu  $N_b$  selon l'équation (III.15) ;

$$N_b = R_b * (1 - e^{-\frac{w_{zb}}{\lambda_b}}) \quad (\text{III.15})$$

6. Calculer la contrainte sous la pointe  $q$  et la déformation sous la base du pieu  $\varepsilon_b$  selon les équations (III.16) et (III.17) respectivement. Dans ces équations,  $A_b$  est la section de la base du pieu et  $E_p$  est le module d'Young du pieu ;

$$q = \frac{N_b}{A_b} \quad (\text{III.16})$$

$$\varepsilon_b = \frac{q}{E_p} \quad (\text{III.17})$$

8. Calculer le déplacement au milieu du segment  $n$  noté  $w_{zn}$  à partir de la déformation à la base du pieu. Pour ceci, l'hypothèse suivante est utilisée. La déformation dans la moitié inférieure du segment  $n$  est constante et équivalente à  $\varepsilon_b$ . Le déplacement est calculé selon l'équation (III.18) ;

$$w_{zn} = w_b + \frac{\varepsilon_b * l_n}{2} \quad (\text{III.18})$$

9. Estimer le frottement mobilisé  $\tau_n$  au niveau du segment  $n$  et l'effort appliqué en tête  $N_n$  de ce segment selon les équations (III.19) et (III.20) ;

$$\tau_n = f(w_{zn}) = q_s (1 - e^{-\frac{w_{zn}}{\lambda_s}}) \quad (\text{III.19})$$

$$N_n = N_b + \frac{\tau_n * l_n * \pi * B}{2} \quad (\text{III.20})$$

10. Calculer la contrainte  $\sigma_n$  appliquée au milieu du segment  $n$  et la déformation  $\varepsilon_n$  au milieu de ce segment  $n$  ;

$$\sigma_n = \frac{N_n}{A_n} \quad (\text{III.21})$$

$$\varepsilon_n = \frac{\sigma_n}{E_p} \quad (\text{III.22})$$



11. Calculer le déplacement au milieu du segment n-1 au dessus du dernier élément du pieu selon l'équation (III.23) ;

$$w_{zn-1} = w_{zn} + \frac{\varepsilon_n * l_{n-1} + \varepsilon_n * l_n}{2} \quad (\text{III.23})$$

12. Appliquer les étapes 8 et 9 au segment n-1. Le calcul est poursuivi jusqu'à atteindre la tête du pieu. Le déplacement en tête  $w_t$  est ainsi obtenu selon l'équation (III.24) ainsi que l'effort appliqué en tête de pieu  $N_t$  selon l'équation (III.25) ;

$$w_t = w_{z1} + \frac{\varepsilon_1 * l_1}{2} \quad (\text{III.24})$$

$$N_t = N_1 + \frac{\tau_1 * l_1 * \pi * B}{2} \quad (\text{III.25})$$

13. Comparer la valeur calculée de l'effort en tête  $N_t$  à  $N_{\text{recherchée}}$ . Si les deux valeurs sont équivalentes, le calcul est terminé et le nouvel incrément de charge est appliqué en tête de pieu. Si les deux valeurs ne sont pas équivalentes, le calcul précédent est refait en imposant une plus petite valeur de déplacement à la base du pieu. Le calcul est refait jusqu'à convergence. Le raisonnement suivi est par dichotomie.

### III.2.2.2 Procédure de calcul cycle à cycle – Couplage avec les méthodes ABC (TZC-ABC) et SOLCYP (TZC-SOLCYP)

#### a) Méthode TZC-ABC

Dans le paragraphe I.3.5.1, la méthode de calcul de la dégradation cyclique nommée ABC a été présentée. Afin de procéder au calcul d'un pieu soumis à un chargement cyclique, cette méthode a été combinée au modèle TZC. La procédure de calcul cycle à cycle d'un chargement cyclique appliqué à un pieu en utilisant la méthode TZC-ABC est détaillée ci-dessous. Le chargement cyclique axial est défini par sa charge moyenne  $Q_{\text{moy}}$  et son amplitude cyclique  $Q_{\text{cyc}}$ . Afin de bien prendre en compte l'effet des cycles sur le comportement du pieu en termes de capacité portante et de déplacement, il est nécessaire d'actualiser les valeurs de frottements axiaux limites  $q_s$  et d'amplitude cyclique de cisaillement  $\tau_{\text{cyc}}$  au cours du calcul. La méthode ABC (Jardine et Standing, 2000) suppose que cette variation est liée à ces deux paramètres. L'actualisation se fait dans le calcul en discrétisant le nombre total de cycles  $N_{\text{tot}}$  en plusieurs paquets de  $N_s$  cycles. Dans cette thèse, tous les calculs ont été réalisés avec  $N_s$  égal à 10. L'effet de la valeur prise pour  $N_s$  peut également être étudié.

La procédure de couplage du modèle TZC avec la méthode ABC est détaillée ci-dessous :

1. Un premier cycle de chargement et de déchargement entre  $Q_{\max}$  et  $Q_{\min}$  est appliqué en tête de pieu (Figure III.9a). Le calcul se fait en suivant les étapes décrites dans la section précédente. A la fin de ce cycle, les valeurs d'amplitude cyclique de cisaillement  $\tau_{\text{cycl}}$  sont récupérées pour chaque tronçon de pieu. La Figure III.9b montre que l'amplitude  $\tau_{\text{cycl}}$  est égale à la moitié de la différence entre le frottement axial maximal mobilisé et le frottement axial minimal mobilisé ;
2. Le calcul est ensuite repris à partir du premier cycle jusqu'au cycle  $N_s$  en utilisant les valeurs de  $\tau_{\text{cycl}}$  et de  $q_{s1}$  correspondant au frottement axial limite initial. Après un nombre de cycles  $i$  donné, les contraintes de cisaillement le long du pieu évoluent (Figure III.10). Pour un cycle  $i$  compris entre 1 et  $N_s$ , le paramètre  $\Delta q_s(i)$  est calculé selon l'équation (III.26). L'évolution du rapport  $\Delta q_s(i)/q_{s1}$  en fonction du nombre de cycles est tracée sur la Figure III.11. Cette évolution dépend de l'amplitude cyclique de cisaillement et du frottement axial limite. Pour chaque cycle aussi et pour chaque couche de sol, le frottement axial mobilisé  $\tau$  est calculé selon l'équation (III.27) et la contrainte normale effective  $\sigma'_{ni}$  à l'interface sol-pieu est exprimée dans l'équation (III.28).

$$\frac{\Delta q_s(i)}{q_{s1}} = A \left( \frac{\tau_{\text{cycl}1}}{q_{s1}} + B \right) N^c \quad (\text{III.26})$$

$$\tau(w_z) = \tau_i + A_i (-1)^{i+1} (q_{s1} + \Delta q_s(i)) \left( 1 - e^{-R_i R_f \frac{|w_z - w_{zi}|}{\lambda_s}} \right) \quad (\text{III.27})$$

$$\sigma'_{ni} = \sigma'_{n0} \left( 1 + \frac{\Delta \sigma'_n(i)}{\sigma'_{n0}} \right) \quad (\text{III.28})$$

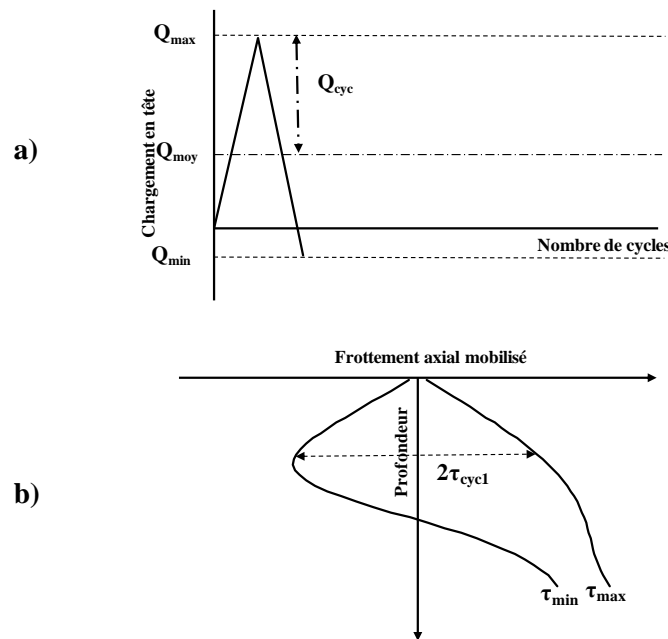


Figure III.9 : a) Caractéristiques du chargement cyclique appliqué en tête de pieu, b) Evolution du frottement axial mobilisé en fonction de la profondeur le long d'un pieu au cours du premier cycle

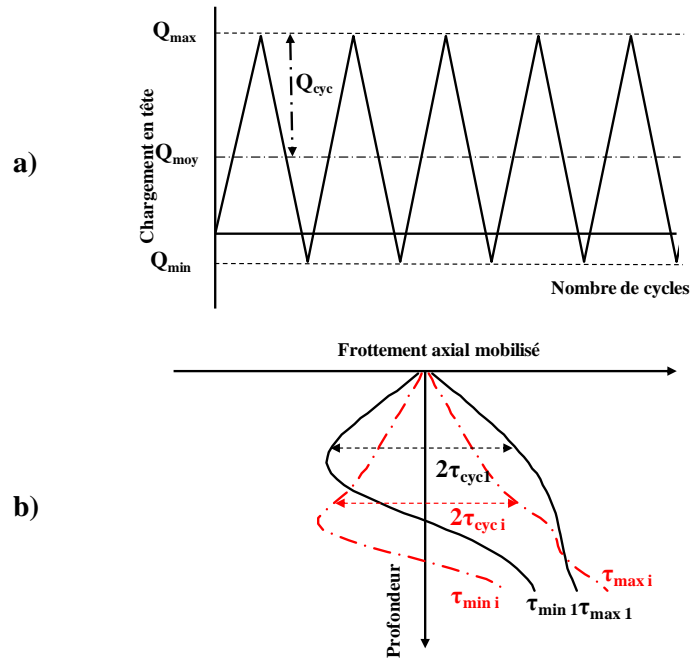


Figure III.10 : a) Evolution du chargement cyclique appliqué en tête de pieu en fonction du nombre de cycles, b) Evolution du frottement axial mobilisé en fonction de la profondeur pour un cycle  $i$  supérieur à 1.

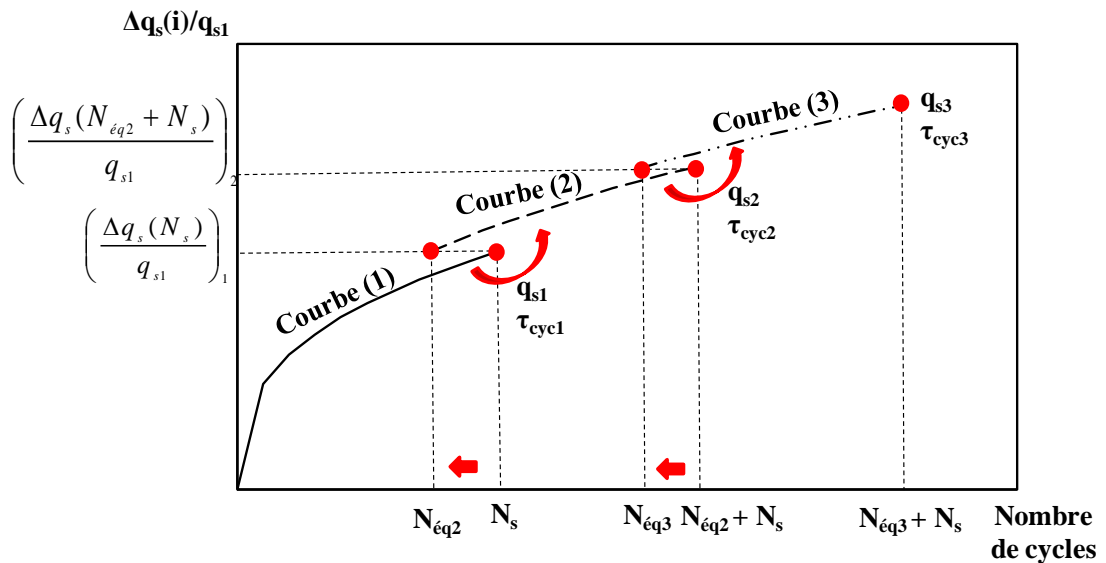


Figure III.11 : Evolution de la dégradation cyclique en fonction du nombre de cycles en utilisant TZC-ABC

3. A la fin du premier paquet de cycles, la dégradation cyclique a atteint un taux équivalent à  $\left(\frac{\Delta q_s(N_s)}{q_{s1}}\right)_1$  comme le montre la Figure III.11. L'actualisation des valeurs de  $q_{s1}$  et  $\tau_{cyc1}$  doit avoir lieu pour chaque couche de sol selon les équations (III.29) et (III.30) respectivement. Les nouvelles valeurs de frottement axial limite  $q_{s2}$  et d'amplitude de cisaillement cyclique  $\tau_{cyc2}$  sont ainsi obtenues.

$$q_{s2} = q_{s1} \left( 1 + \left( \frac{\Delta q_s(N_s)}{q_{s1}} \right)_1 \right) \quad (\text{III.29})$$

$$\tau_{\text{cyc}2} = \frac{|\tau_{\text{max}}(N_s) - \tau_{\text{min}}(N_s)|}{2} \quad (\text{III.30})$$

4. Afin d'estimer correctement la dégradation cyclique au cours du deuxième paquet de cycles du chargement, il faut se placer sur la courbe 2 tracée sur la Figure III.11. Cette courbe correspond à l'évolution du rapport  $\Delta q_s(i)/q_{s1}$  en utilisant les paramètres actualisés de frottement axial limite  $q_{s2}$  et d'amplitude de cisaillement cyclique  $\tau_{\text{cyc}2}$ . Pour prendre en compte l'effet de la dégradation cyclique accumulée au cours des  $N_s$  premiers cycles, il faut calculer un nombre de cycles équivalent. Ce nombre de cycles équivalent  $N_{\text{éq}2}$  traduit le nombre de cycles nécessaire pour accumuler une dégradation cyclique équivalente au rapport  $\left( \frac{\Delta q_s(N_s)}{q_{s1}} \right)_1$ , en étant sur la courbe 2. Le nombre de cycles équivalent est calculé en utilisant l'équation (III.31).

$$\left( \frac{\Delta q_s(N_s)}{q_{s1}} \right)_1 = A \left( B + \frac{\tau_{\text{cyc}1}}{q_{s1}} \right) N_s^C = A \left( B + \frac{\tau_{\text{cyc}2}}{q_{s2}} \right) N_{\text{éq}2}^C \quad (\text{III.31})$$

$$\text{donc } N_{\text{éq}2} = N_s \left( \frac{B + \frac{\tau_{\text{cyc}1}}{q_{s1}}}{B + \frac{\tau_{\text{cyc}2}}{q_{s2}}} \right)^{1/C}$$

5. Après ces étapes d'actualisation, le calcul se poursuit pour le deuxième paquet de cycles. Pour chaque cycle, le paramètre  $\Delta q_s(i)$  est calculé selon l'équation (III.32) où  $N$  traduit un nombre de cycles variant entre 1 et  $N_s$ . Le frottement axial mobilisé  $\tau$  et la contrainte normale effective sont calculés selon les équations (III.27) et (III.28) précitées.

$$\frac{\Delta q_s(i)}{q_{s1}} = A \left( \frac{\tau_{\text{cyc}2}}{q_{s2}} + B \right) (N_{\text{éq}2} + N)^C \quad (\text{III.32})$$

6. A la fin du deuxième paquet de cycles, la Figure III.11 montre que la dégradation cyclique a atteint un rapport égal à  $\left( \frac{\Delta q_s(N_{\text{éq}2} + N_s)}{q_{s1}} \right)_2$ . Les valeurs de frottement axial limite  $q_{s2}$  et d'amplitude de cisaillement cyclique  $\tau_{\text{cyc}2}$  doivent être actualisées selon les équations (III.33) et (III.34). Les valeurs de  $q_{s2}$  et  $\tau_{\text{cyc}2}$  sont ainsi obtenues et sur la Figure III.11, l'évolution du rapport suit la courbe 3 au lieu de la courbe 2. Comme auparavant, la prise en compte de la dégradation cyclique accumulée au cours des cycles précédents nécessite le calcul d'un nombre de cycles équivalent noté  $N_{\text{éq}3}$  en utilisant l'équation (III.35).

$$q_{s3} = q_{s1} \left( 1 + \left( \frac{\Delta q_s (N_{\dot{e}q2} + N_s)}{q_{s1}} \right)_2 \right) \quad (\text{III.33})$$

$$\tau_{\text{cyc}3} = \frac{|\tau_{\text{max}} (N_{\dot{e}q2} + N_s) - \tau_{\text{min}} (N_{\dot{e}q2} + N_s)|}{2} \quad (\text{III.34})$$

$$N_{\dot{e}q3} = (N_{\dot{e}q2} + N_s) \left( \frac{B + \frac{\tau_{\text{cyc}2}}{q_{s2}}}{B + \frac{\tau_{\text{cyc}3}}{q_{s3}}} \right)^{1/C} \quad (\text{III.35})$$

7. Le calcul se poursuit pour le reste des cycles en suivant la même procédure.

La méthode ABC utilisée ici pour estimer la variation du frottement axial limite au cours d'une sollicitation cyclique axiale peut traduire deux phénomènes : la dégradation cyclique ou le durcissement cyclique. La dégradation ou l'amélioration du frottement axial limite d'une couche de sol située à l'interface sol-pieu est contrôlée par le terme  $\left( \frac{\tau_{\text{cyc}}}{q_s} + B \right)$ . Si  $\left| \frac{\tau_{\text{cyc}}}{q_s} \right| \geq |B|$ , alors la couche de sol subit une dégradation cyclique (Figure III.12). C'est le cas généralement des couches situées au voisinage de la tête et du milieu du pieu. Si l'inégalité  $\left| \frac{\tau_{\text{cyc}}}{q_s} \right| \leq |B|$  est vérifiée, alors la couche de sol subit un durcissement et voit son frottement axial limite augmenter au fur et à mesure des cycles. Les calculs montrent que les couches situées au voisinage de la base du pieu ne mobilisent pas beaucoup de frottement axial et ont un frottement axial limite initial élevé. L'amplitude de cisaillement cyclique  $\tau_{\text{cyc}}$  est faible au cours des premiers cycles et donc le frottement axial limite augmente jusqu'à atteindre une valeur maximale notée  $q_{s \text{ max}}$ . Le rapport  $\left| \frac{\tau_{\text{cyc}}}{q_s} \right|$  augmente jusqu'à atteindre une valeur supérieure ou égale à  $|B|$ . Ces couches seront soumises alors à une dégradation cyclique à partir de la valeur  $q_{s \text{ max}}$  correspondant au frottement axial limite maximal obtenu après la phase de durcissement.

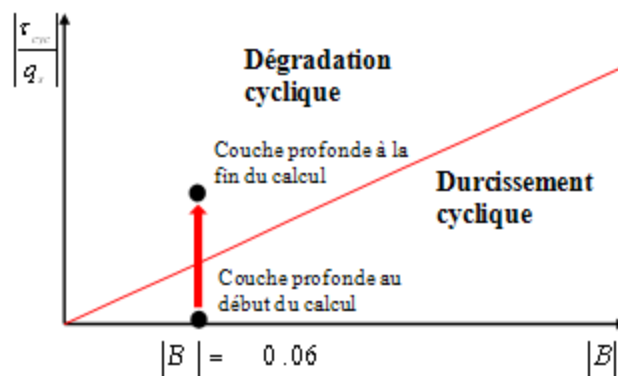


Figure III.12 : Phénomènes de durcissement et de dégradation cyclique avec la méthode ABC

b) Méthode TZC-SOLCYP

Le paragraphe I.3.5.1 propose une approche nommée SOLCYP (Pra-ai et al. , 2016) pour estimer la dégradation du frottement axial limite au cours d'un chargement cyclique axial. Cette approche a été combinée au modèle TZC pour réaliser des calculs sur des pieux. Cette combinaison est appelée dans ce manuscrit TZC-SOLCYP. Les étapes d'application de TZC-SOLCYP pour réaliser un calcul sur un pieu sont détaillées dans ce paragraphe. Dans le paragraphe III.3.4, les résultats obtenus avec cette approche seront comparés aux résultats obtenus avec TZC-ABC. Un chargement cyclique est considéré avec les caractéristiques suivantes  $Q_{moy}$ ,  $Q_{cyc}$ ,  $Q_{max}$  et  $Q_{min}$ .

1. Avant d'entamer le calcul, l'utilisation de l'approche TZC-SOLCYP nécessite la définition de plusieurs paramètres. Ces derniers sont la contrainte normale effective à l'interface initiale  $\sigma'_{n0}$ , la rigidité normale à l'interface  $k_n$ , la densité relative du sol  $I_D$ , le cisaillement moyen  $\tau_{moy}$ , l'amplitude de cisaillement cyclique  $\Delta\tau_{cyc}$ , et enfin l'angle de frottement sol-structure  $\delta$ . Ces paramètres doivent être définis pour chaque couche de sol située à l'interface sol-pieu tout le long du fût. La méthode de détermination de ces paramètres est définie dans le Tableau III.1. Comme pour la méthode ABC, pour modéliser un nombre  $N_{tot}$  de cycles, il faut procéder par paquets de  $N_s$  cycles. A la fin de chaque paquet de  $N_s$  cycles, une actualisation des valeurs de cisaillement moyen  $\tau_{moy}$ , d'amplitude cyclique de cisaillement  $\Delta\tau_{cyc}$  et de frottement axial limite  $q_s$ , est réalisée.

**Tableau III.1 : Paramètres utilisés dans la méthode TZC-SOLCYP**

Paramètres	Définition
La contrainte effective normale initiale $\sigma'_{n0}$	- Elle peut être déterminée à partir de la contrainte verticale effective $\sigma'_v$ pour les pieux forés. $\sigma'_{n0} = K.\sigma'_v$ avec K le coefficient des terres après installation du pieu.
	-Elle peut être déterminée en utilisant la méthode ICP (Jardine et al., 2005) pour des pieux battus. $\sigma'_{n0} = 0.029q_c \left(\frac{\sigma'_{v0}}{Pa}\right)^{0.13} \left(\frac{h}{R}\right)^{-0.38}$ Avec $q_c$ la résistance de pointe mesurée avec un essai CPT, Pa est la

	<p>pression atmosphérique <math>P_a=100</math> kPa, <math>h</math> est la distance par rapport à la pointe du pieu, et <math>R</math> est le rayon du pieu. Le rapport <math>h/R</math> est limité à une valeur minimale de 8. Pour des pieux battus ouverts <math>R</math> est remplacé par un rayon équivalent noté <math>R^*</math> où <math>R^* = \sqrt{R_{ext}^2 - R_{int}^2}</math></p>
<p>La rigidité normale à l'interface <math>k_n</math></p>	<p>La rigidité normale <math>k_n</math> est calculée selon l'équation suivante où <math>G</math> est le module de cisaillement du sol et <math>R</math> le rayon du pieu.</p> $k_n = \frac{2G}{R}$ <p>Le module de cisaillement du sol est tout d'abord calculé selon la formule de Baldi et al. (1989)</p> $G = [A + \beta\eta - C\eta^2]^{-1}$ <p>avec <math>A = 0.0203</math>, <math>B = 0.00125</math>, <math>C =</math> et <math>\eta = q_c (Pa * \sigma'_{v0})^{-0.5}</math> où <math>Pa</math> est égal à 100 kPa, <math>\sigma'_{v0}</math> est la contrainte verticale effective, et <math>q_c</math> est la résistance de pointe mesurée au CPT.</p>
<p>La densité relative du sol <math>I_D</math></p>	<p>La densité relative du sol peut être mesurée par des essais en laboratoire.</p>
<p>Le cisaillement moyen <math>\tau_{moy}</math></p>	<p>Le cisaillement moyen est déterminé après la réalisation du premier cycle et dépend du frottement axial mobilisé en chargement <math>\tau_{max}</math> et en déchargement</p> $\tau_{min} : \tau_{moy} = \tau_{min} + \frac{ \tau_{max} - \tau_{min} }{2}$
<p>L'amplitude de cisaillement cyclique <math>\Delta\tau_{cyc}</math></p>	<p>L'amplitude de cisaillement cyclique est déduite de la réalisation du premier cycle et des valeurs de frottements mobilisés <math>\tau_{max}</math> et <math>\tau_{min}</math>.</p> $\Delta\tau_{cyc} =  \tau_{max} - \tau_{min} $
<p>Etat critique <math>\eta_0</math></p>	$\eta_0 = \tan(\delta)$ <p>avec <math>\delta</math> l'angle de frottement sol-structure déterminé par des essais en laboratoire (voir Figure III.13).</p>

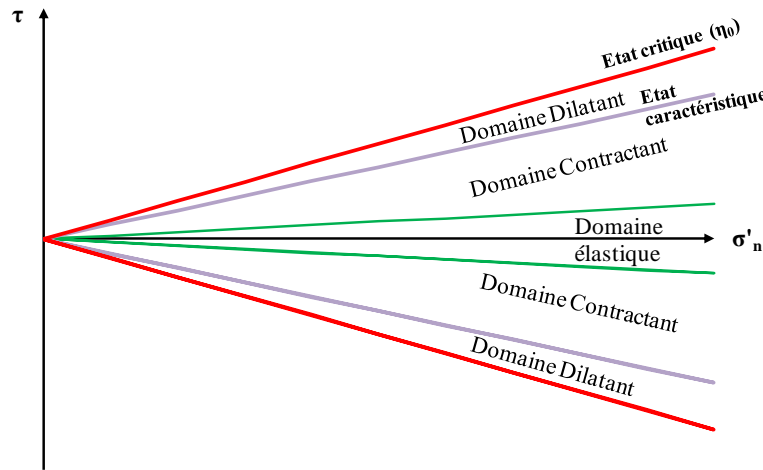


Figure III.13 : Différents domaines de comportement à l'interface sol-pieu dans le plan  $(\sigma'_n, \tau)$

2. Un premier cycle de calcul est effectué afin d'estimer les valeurs de cisaillement moyen  $\tau_{\text{moy}}$  et d'amplitude cyclique de cisaillement  $\Delta\tau_{\text{cyc}}$  pour chaque couche de sol.
3. Le calcul est ensuite lancé pour le premier paquet de  $N_s$  cycles. Pour chaque cycle, le déplacement normal relatif  $[u]_i$  est calculé, puis la variation de contrainte normale effective  $\Delta\sigma'_n(i)$  est estimée selon l'équation (III.36). La dégradation du frottement axial limite  $\Delta q_s(i)$  est estimée en utilisant l'angle de frottement à l'interface  $\delta$  (équation (III.37)). Le frottement axial mobilisé  $\tau$  au niveau de chaque couche de sol est estimé selon l'équation (III.27) donnée plus haut, et la contrainte normale à l'interface  $\sigma'_{ni}$  est estimée selon l'équation (III.28) donnée plus haut. L'évolution du déplacement normal relatif  $[u]_i$  en fonction du nombre de cycles est tracée sur la courbe (1) de la Figure III.14.

$$\Delta\sigma'_n(i) = K_n [u]_i \quad (\text{III.36})$$

$$\Delta q_s(i) = \tan(\delta) \cdot \Delta\sigma'_n(i) \quad (\text{III.37})$$

4. A la fin des  $N_s$  premiers cycles, un déplacement normal relatif  $[u]_1$  est accumulé. Pour modéliser la suite du chargement, il faut actualiser les valeurs de frottement axial limite  $q_{s1}$ , d'amplitude de cisaillement cyclique  $\Delta\tau_{\text{cyc}1}$  et de cisaillement moyen  $\tau_{\text{moy}1}$  selon les équations (III.38), (III.39) et (III.40) respectivement. Sur la Figure III.14, cette actualisation se traduit par le passage de la courbe (1) à la courbe (2).

$$q_{s2} = q_{s1} + \Delta q_s(N_s) \quad (\text{III.38})$$

$$\Delta\tau_{\text{cyc}2} = |\tau_{\text{max}}(N_s) - \tau_{\text{min}}(N_s)| \quad (\text{III.39})$$

$$\tau_{\text{moy}2} = \tau_{\text{min}}(N_s) + \frac{\Delta\tau_{\text{cyc}2}}{2} \quad (\text{III.40})$$



5. Afin de poursuivre le calcul, il est nécessaire de prendre en compte l'effet des  $N_s$  premiers cycles dans l'estimation du déplacement normal relatif  $[u]_i$ . Pour cela, un nombre de cycles équivalent noté  $N_{\text{éq}2}$  est calculé. Il traduit le nombre de cycles nécessaire pour accumuler un déplacement normal relatif équivalent à  $[u]_1$  en étant sur la courbe (2) de la Figure III.14. Il est déterminé en utilisant un procédé numérique de dichotomie.
6. Le calcul se poursuit alors pour le deuxième paquet de  $N_s$  cycles en partant d'un nombre de cycles équivalent à  $N_{\text{éq}2}$ . Le calcul se termine à la fin des  $N_{\text{tot}}$  cycles ou lorsqu'une rupture par défaut d'équilibre se produit, ou lorsque le déplacement accumulé dépasse le déplacement autorisé conventionnellement de  $D/10$ .

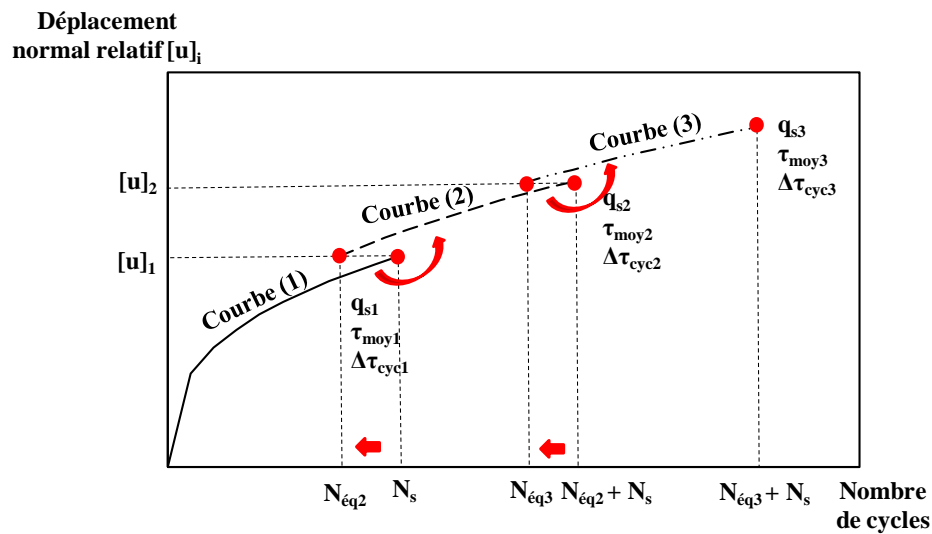


Figure III.14 : Evolution du déplacement normal relatif accumulé à l'interface sol-pieu en fonction du nombre de cycles avec la méthode TZC-SOLCYP

### III.2.2.3 Potentialités du modèle TZC

Le modèle TZC reproduit les principaux effets du chargement cyclique observés au cours des essais en laboratoire.

- A déformation imposée symétrique, le durcissement ou l'adoucissement cyclique peut être observé. Ces deux phénomènes sont illustrés sur la Figure III.15, en utilisant le modèle TZC.

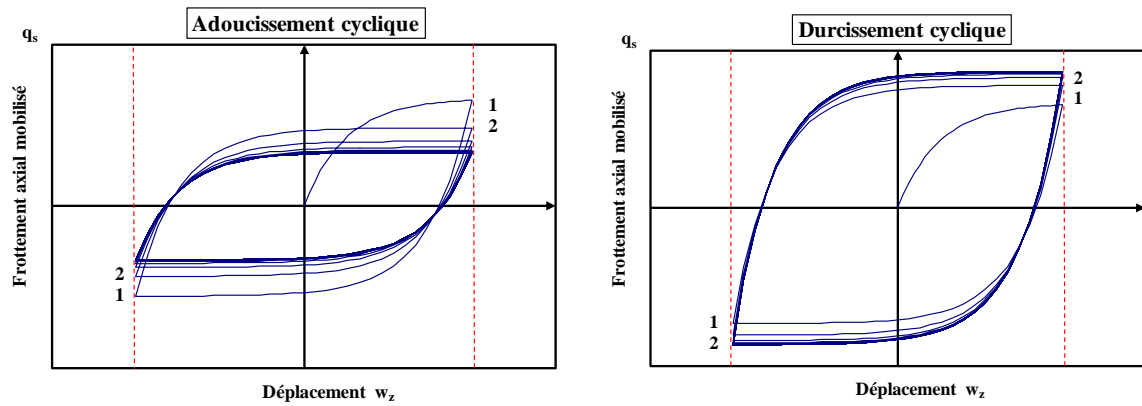


Figure III.15 : Modélisation avec TZC d'essais de cisaillement à déformation imposée symétrique, a) Adoucissement cyclique, b) Durcissement cyclique

- A déformation imposée non-symétrique, la relaxation ou la non-relaxation de la contrainte moyenne peuvent être observées (Figure III.16).

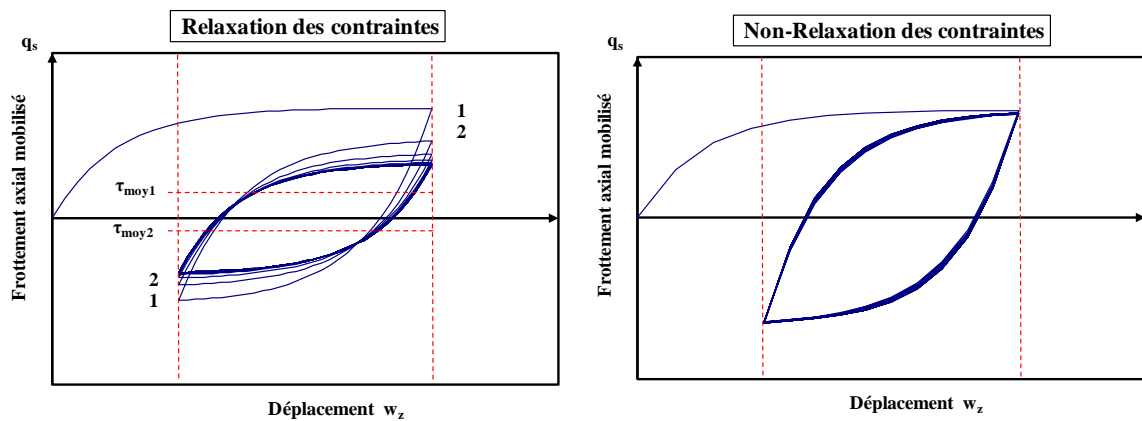


Figure III.16 : Modélisation avec TZC des phénomènes de a) relaxation de la contrainte moyenne, et b) non-relaxation de la contrainte moyenne

- A contrainte imposée non-symétrique, les effets de rochet plus ou moins importants sont observés. Le modèle TZC ne permet pas de modéliser les phénomènes d'adaptation ou d'accommodation. Uniquement le rochet peut être obtenu et contrôlé (Figure III.17).

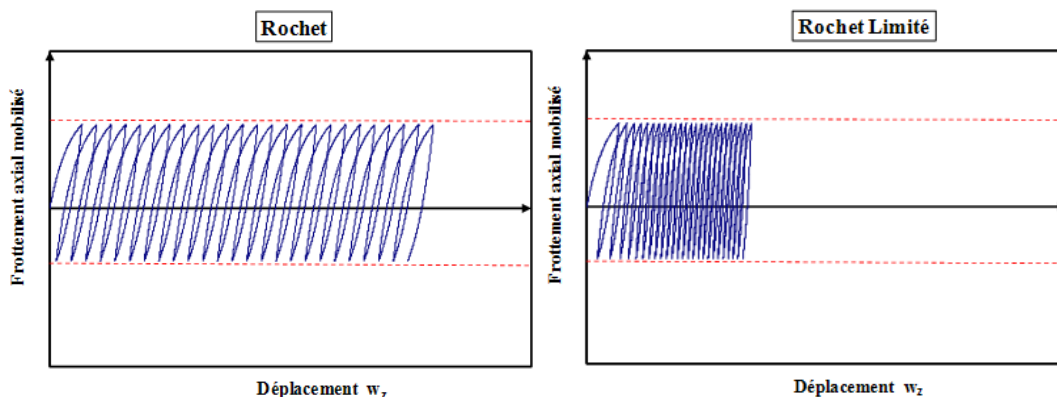


Figure III.17 : Modélisation avec TZC du phénomène de rochet

### III.3 Etude d'un cas théorique

Afin d'évaluer les performances du modèle TZC, combinés aux méthodes ABC et SOLCYP, une application sur un pieu théorique a été réalisée. L'objectif de cette partie est de présenter les résultats relatifs à cette application et leur discussion.

#### III.3.1 Présentation du cas d'étude

##### III.3.1.1 Géométrie du pieu

Le pieu considéré est un pieu en béton foré d'un diamètre  $D$  égal à 1 m et d'une longueur  $L$  égale à 20 m. Le module d'Young  $E_p$  considéré est celui du béton. Il est pris égal à 20 GPa. Le calcul t-z cyclique réalisé avec le modèle TZC impose une discrétisation du pieu en plusieurs couches. Afin d'augmenter la précision du calcul, ce pieu a été discrétisé en 40 couches de 0,5 m d'épaisseur chacune.

##### III.3.1.2 Propriétés du massif de sol

Le massif de sol autour du pieu est considéré comme homogène et est assimilé à du sable très dense. L'indice de densité  $I_D$  est constant tout au long de la profondeur du massif et est égal à 0.90. Le poids volumique du sol  $\gamma$  est également constant dans tout le massif et est pris égal à 20 kN/m<sup>3</sup>. La contrainte verticale  $\sigma_{v0}$  dans le massif évolue avec la profondeur  $z$  et est calculée selon l'équation (III.41).

$$\sigma_{v0} = \gamma \cdot z \quad (\text{III.41})$$

L'utilisation du modèle TZC et des deux méthodes ABC et SOLCYP requiert le calcul des contraintes normales à l'interface sol-pieu  $\sigma_{n0}$ . La contrainte normale à l'interface sol-pieu  $\sigma_{n0}$  est calculée à partir de l'équation (III.42). Dans cette équation,  $K$  désigne le coefficient de pression des terres après

installation du pieu. Dans cette application, il est pris égal à 1. Cependant, des valeurs inférieures à 1 de l'ordre de 0.7 ou 0.8 sont toutes aussi légitimes. Une discussion sur l'influence de la valeur de ce coefficient sur les résultats peut être menée. L'évolution de la contrainte normale tout au long de la profondeur du pieu est illustrée sur la Figure III.18.

$$\sigma_{n0} = K \cdot \sigma_{v0} \quad (\text{III.42})$$

L'angle de frottement sol-béton à la rupture  $\delta$  est considéré constant tout au long du pieu. Il est pris égal à  $30^\circ$ . Le calcul du frottement axial limite initial  $q_{s1}$  de chaque couche située à une profondeur  $z$  donnée se fait à partir de la contrainte normale initiale  $\sigma_{n0}$  et de l'angle de frottement  $\delta$  sol-pieu à la rupture selon l'équation (III.43). La Figure III.18 montre l'évolution de  $q_{s1}$  en fonction de la profondeur.

$$q_{s1} = \tan(\delta) \cdot \sigma_{n0} \quad (\text{III.43})$$

La rigidité normale à l'interface  $k_n$  est calculée à partir du module de cisaillement du sol  $G$  et du rayon du pieu  $R$  comme le montre la formule donnée dans le Tableau III.1. Ce même tableau montre que le module de cisaillement  $G$  du sol est calculé à partir de la résistance de pointe  $q_c$  mesurée lors d'un essai CPT. Pour cette application, un profil d'évolution linéaire est considéré pour la résistance de pointe en fonction de la profondeur. L'évolution de la résistance de pointe  $q_c$  est illustrée sur la Figure III.19.

Le tableau présenté en annexe A3, donne les valeurs de contraintes verticales  $\sigma_{v0}$ , de contraintes normales  $\sigma_{n0}$ , de frottements axiaux limites initiaux  $q_{s1}$ , de rigidités normales  $k_n$ , de modules de cisaillement  $G$  et de résistances de pointe  $q_c$  pour chaque couche de sol, selon la profondeur  $z$ . Dans le calcul, le frottement axial limite en compression est considéré égal au frottement axial limite en traction de la couche.

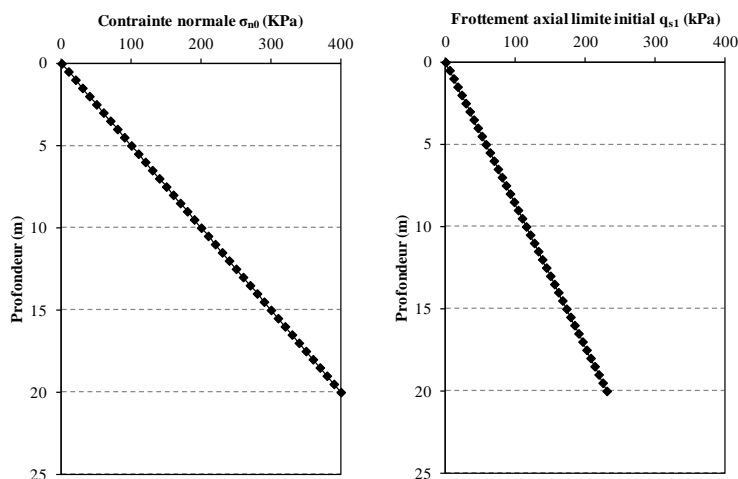


Figure III.18 : Evolution en fonction de la profondeur de a) la contrainte normale à l'interface sol-pieu ,  
b) du frottement axial limite initial  $q_{s1}$

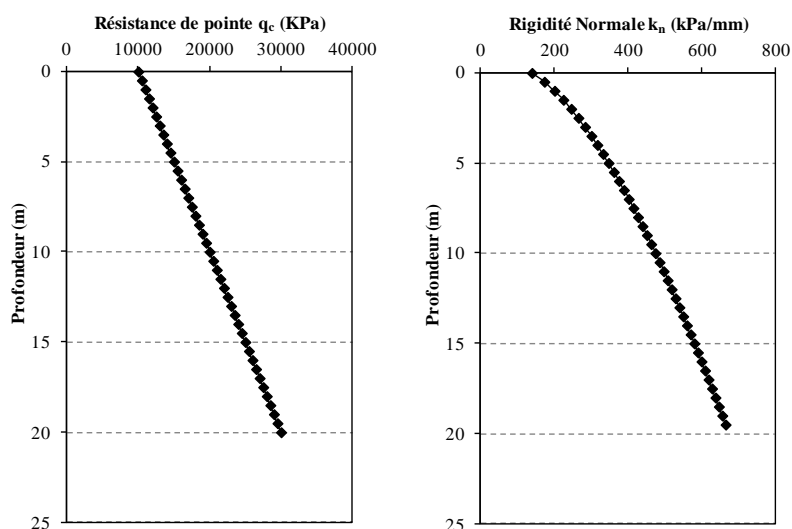


Figure III.19 : Evolution en fonction de la profondeur de a) la résistance de pointe  $q_c$ ,  
b) la rigidité normale  $k_n$  à l'interface sol-pieu

### III.3.1.3 Portance du pieu

La capacité portante du pieu est calculée à partir des valeurs de frottements axiaux limites initiaux  $q_{s1}$ , et de la résistance en pointe  $q_b$ . Pour trouver la valeur de la résistance à la traction du pieu  $R_s$ , les valeurs  $q_{s1}$  calculées sont intégrées sur la totalité du pieu. L'équation (III.44) est appliquée avec  $i$  le numéro de la couche et  $h_i$  l'épaisseur de la couche. L'application numérique donne une valeur de  $R_s$  égale à 7,43 MN. La Figure III.20 montre l'évolution de la charge appliquée en tête de pieu en fonction du déplacement en tête de pieu au cours d'un calcul de traction effectué à l'aide du modèle TZC.

$$R_s = 2\pi R \sum h_i q_{s1,i} \quad (\text{III.44})$$

La résistance de pointe  $R_b$  est prise égale au tiers de la résistance à la traction du pieu. La valeur de  $R_b$  est alors égale à 2,48 MN. La résistance de pointe est prise intentionnellement inférieure à  $R_s$ , mais le choix de 1/3 est arbitraire. Ce terme reste constant tout au long du chargement cyclique car aucune loi de dégradation (ou d'amélioration) ne lui est appliquée. La capacité portante du pieu  $R_c$  est égale à la somme des termes  $R_b$  et  $R_s$ , et donc égale à 9,91 MN. La Figure III.21 illustre la courbe de charge-enfoncement du pieu lors d'un calcul monotone effectué à l'aide du modèle TZC.

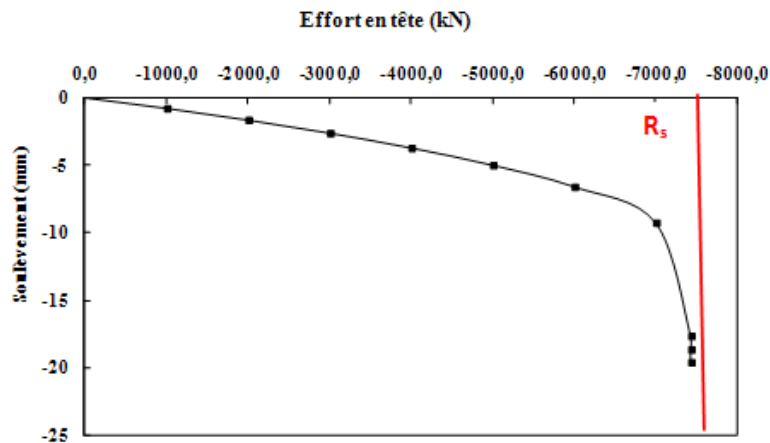


Figure III.20 : Courbe de charge-soulèvement en tête au cours d'un calcul de traction

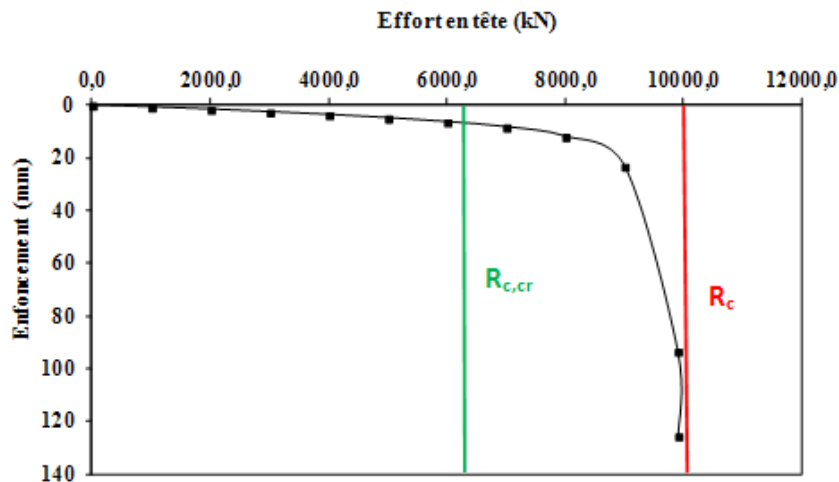


Figure III.21 : Courbe de charge-enfoncement en tête au cours d'un calcul de compression

### III.3.2 Paramètres et séquences de calcul

#### III.3.2.1 Paramètres de calculs

##### III.3.2.1.1 Paramètres du modèle TZC

Le Tableau III.2 résume les différents paramètres du modèle TZC utilisés dans cette application. Les paramètres donnés dans ce tableau sont utilisés pour les 40 tronçons de pieu. Le paramètre  $R_i$ , contrôlant la raideur des courbes t-z en fonction du nombre de cycles n'a pas pu être fixé à 1. Une telle valeur cause une accumulation rapide des déplacements dans cette application. Afin d'éviter ce problème, ce paramètre évolue entre 1 et 5 au cours de toutes les séquences de calcul dans cette application.

Tableau III.2 : Paramètres de calcul du modèle TZC

Paramètres de calcul				
Modèle TZC	Mobilisation du frottement axial	$\lambda_s = 0,15$	Mobilisation de la résistance en pointe	$\lambda_b = 1$
		$\rho = 5$		$\Delta q_b(i)=0$ (pour tout i)
		$\xi = 1$		
		$R_1=1$		
		$R_{i \rightarrow \infty}=5$		

##### III.3.2.1.2 Paramètres de la méthode ABC

L'utilisation de la méthode ABC nécessite l'estimation des paramètres A, B et C d'une part, et d'autre part, des valeurs d'amplitude de cisaillement cyclique  $\tau_{cyc1}$ . Dans cette application, les valeurs des paramètres A, B et C utilisés proviennent d'essais de cisaillement cyclique (Jardine et Standing, 2000). A partir de ces essais,  $A = -0.083$ ,  $B = -0.06$  et  $C = 0.345$ . Jardine et al. (2012) ont proposé des valeurs plus récentes pour ces trois paramètres à partir du calage sur les essais de chargements cycliques réalisés à Dunkerque. Ce calage propose les valeurs suivantes :  $A = -0.126$  ;  $B = -0.10$  ;  $C = 0.45$ .

Dans cette application, l'utilisation du deuxième jeu de paramètres proposé par Jardine et al. (2012) a conduit à une rapide dégradation du frottement axial limite et donc à une rupture précoce du pieu. Le premier jeu de paramètres a conduit à une dégradation du frottement axial limite plus progressive, se rapprochant alors du comportement réel supposé du pieu. L'ensemble des calculs présentés dans cette section a été donc réalisé avec le premier jeu de paramètres A, B et C.

En ce qui concerne les amplitudes de cisaillement cycliques  $\tau_{cyc1}$ , leur calcul nécessite la réalisation d'un premier cycle de calcul (paragraphe III.2.2.2).

### III.3.2.1.3 Paramètres de la méthode SOLCYP

Tous les paramètres de méthode SOLCYP ont été détaillés dans le Tableau III.1.

### III.3.2.2 Séquences de calcul

Les calculs réalisés dans cette application du modèle TZC sur un pieu théorique concernent des cas de chargement en traction cyclique. Chacun de ces calculs a été effectué avec le modèle TZC combiné aux méthodes ABC (TZC-ABC) et SOLCYP (TZC-SOLCYP). Le premier objectif de ces calculs est de tester TZC-ABC et TZC-SOLCYP sur ce type de sollicitations cycliques. Le second objectif est d'évaluer le comportement du pieu en termes de déplacements accumulés, de capacité portante et de frottements axiaux mobilisés. Le Tableau III.3 regroupe toutes les séquences de traction cyclique appliquées au pieu.

Tableau III.3 : Caractéristiques des séquences de traction cyclique appliquées au pieu

Nom de la séquence	$Q_{moy}/R_s$	$Q_{cyc}/R_s$	$Q_{max}/R_s$	$Q_{min}/R_s$	Nombre de cycles
<b>C1NAT01</b>	0,3	0,3	0,6	0	N = 577
<b>C1NAT02</b>	0,6	0,3	0,9	0,3	N = 57
<b>C1NAT03</b>	0,6	0,2	0,8	0,4	N = 393
<b>C1NAT04</b>	0,1	0,1	0,2	0	N > 1000
<b>C1NAT05</b>	0,075	0,075	0,15	0	N > 1000
<b>C1NAT06</b>	0,15	0,15	0,3	0	N > 1000
<b>C1NAT07</b>	0,25	0,25	0,5	0	N = 984

### III.3.3 Présentation des résultats avec la méthode TZC-ABC

#### III.3.3.1 Résultats généraux

Le Tableau III.4 récapitule les résultats des calculs relatifs aux séquences de traction cyclique appliquées au pieu décrit dans le paragraphe III.3.1, et obtenus avec TZC-ABC. Ces résultats présentés permettent de distinguer deux critères de rupture cyclique. Le premier critère de rupture est un critère en déplacement. En effet, le pieu peut accumuler un déplacement supérieur au déplacement conventionnellement autorisé (équivalent à  $B/10$ ), sans que sa capacité portante cyclique soit inférieure à la charge maximale  $Q_{max}$  appliquée en tête. Le pieu a atteint alors la rupture en déplacement ou la rupture conventionnelle. Le second critère de rupture d'un pieu concerne sa capacité portante. En effet, la dégradation du frottement axial limite à l'interface sol-pieu au cours de la sollicitation cyclique provoque une dégradation de la capacité portante du pieu  $R_c$ . Cette dernière



peut devenir inférieure à la charge maximale appliquée en tête de pieu  $Q_{max}$  sans que le déplacement dépasse le critère conventionnel de  $D/10$ . Le pieu présente un défaut d'équilibre.

Les résultats présentés dans le Tableau III.4 permettent de distinguer trois comportements du pieu selon les caractéristiques de la séquence cyclique appliquée.

- Comportement Stable : Les déplacements s'accumulent à très faible vitesse ou se stabilisent après une centaine de cycles. Pour ce type de comportement, aucun défaut d'équilibre n'est observé après 1000 cycles et la capacité portante du pieu n'est pas significativement dégradée.
- Comportement Instable : Les déplacements s'accumulent très rapidement en tête de pieu dès les premiers cycles. Un défaut d'équilibre est observé pour un nombre de cycles inférieur à 100 cycles.
- Comportement Métastable : Les déplacements s'accumulent en tête de pieu progressivement avec une vitesse modérée sans aucune stabilisation. La rupture cyclique est observée pour un nombre de cycles compris entre 100 et 1000.

**Tableau III.4 : Résultats des calculs avec TZC-ABC pour les séquences de traction cyclique**

Séquence	Intervalle de chargement	Commentaires	Comportement
<b>C1NAT01</b>	$Q_{max}=4459$ kN ; $Q_{min}=0$ (T)	Rupture après 577 cycles, déplacement supérieur à $D/10$ .	Métastable
<b>C1NAT02</b>	$Q_{max}=6689$ kN ; $Q_{min}=2230$ kN (T)	Rupture du pieu avec défaut d'équilibre après 57 cycles.	Instable
<b>C1NAT03</b>	$Q_{max}=5946$ kN ; $Q_{min}=2973$ kN (T)	Rupture après 393 cycles, déplacement supérieur à $D/10$ .	Métastable
<b>C1NAT04</b>	$Q_{max}=1486$ kN ; $Q_{min}=0$ (T)	Pas de rupture observée après 1000 cycles, vitesse d'accumulation des déplacements moyenne $0.3$ mm/ $10^2$ cycles.	Stable
<b>C1NAT05</b>	$Q_{max}=1115$ kN ; $Q_{min}=0$ (T)	Pas de rupture observée après 1000 cycles, vitesse moyenne d'accumulation des $1,5$ mm/ $10^3$ cycles.	Stable
<b>C1NAT06</b>	$Q_{max}=2230$ kN ; $Q_{min}=0$ (T)	Pas de rupture observée après 1000 cycles, vitesse moyenne d'accumulation des déplacements $1$ mm/ $10^2$ cycles.	Stable
<b>C1NAT07</b>	$Q_{max}=3716$ kN ; $Q_{min}=0$ (T)	Rupture après 984 cycles, déplacement supérieur à $D/10$ .	Métastable

D'après les résultats numériques présentés sur le Tableau III.4, la séquence C1NAT02 présente un comportement instable, les séquences C1NAT04, C1NAT05 et C1NAT06 présentent un comportement stable, et enfin les séquences C1NAT01, C1NAT03 et C1NAT07 ont un comportement métastable. Pour chaque séquence, le suite de cette section aborde spécifiquement un aspect du comportement du pieu. Les résultats concernant l'évolution des déplacements, de la résistance à la traction, des contraintes normales et de la résistance de cisaillement à l'interface ainsi que du facteur de dégradation du frottement axial limite au cours des cycles, sont présentés. Ces résultats sont présentés avec l'idée que la méthode prévoit mieux les variations de la résistance à la traction cyclique  $R_{s\text{ cyc}}$ , que les déplacements.

### III.3.3.2 Accumulation des déplacements

L'outil de calcul permet de déterminer les déplacements accumulés en tête de pieu au fur et à mesure des cycles. Les déplacements accumulés au niveau de chaque section de pieu sont également fournis.

La Figure III.22 illustre les déplacements maximaux accumulés en tête de pieu en fonction du nombre de cycles pour les sept séquences de traction décrites dans le Tableau III.3. Cette figure montre que les déplacements s'accumulent en tête de pieu au fur et à mesure des cycles. La vitesse d'accumulation des déplacements et le déplacement permanent accumulé à la fin de la séquence dépendent des caractéristiques du chargement cyclique appliqué en tête et plus particulièrement du nombre de cycles effectués et de la charge maximale  $Q_{\max}$ . En effet, le déplacement permanent final accumulé est d'autant plus important que le nombre de cycles appliqué est élevé. De plus, pour les séquences de traction répétées à charges maximales élevées ( $Q_{\max}$  comprise entre  $0.50 R_s$  et  $0.90 R_s$ ), le mouvement du pieu est important. Les déplacements s'accumulent progressivement (séquences métastables C1NAT01, C1NAT03 et C1NAT07), ou rapidement (séquence instable C1NAT02) en tête de pieu dès les premiers cycles. Cette accumulation de déplacements peut conduire à un dépassement du critère B/10 et donc à une rupture conventionnelle (séquences métastables sur la Figure III.22), ou à un défaut d'équilibre comme pour la séquence instable C1NAT02.

Pour les séquences de traction répétée à plus faibles valeurs de charge maximale ( $Q_{\max}$  comprise entre  $0.15 R_s$  et  $0.30 R_s$ ), le mouvement en tête de pieu est très faible. La Figure III.22 montre qu'après 1000 cycles, le déplacement en tête de pieu pour ces séquences (C1NAT04, C1NAT05 et C1NAT06) est de l'ordre de  $0.01 B$ . La vitesse d'accumulation des déplacements est très faible et inférieure à  $1 \text{ mm}/10^2$  cycles. Pour les séquences à plus faibles valeurs de charge maximale (C1NAT04 et C1NAT05), le déplacement en tête de pieu se stabilise quasiment après une centaine de cycles.

En observant la Figure III.22, et plus particulièrement les séquences stables C1NAT04, C1NAT05 et C1NAT06, deux types de comportement de pieu peuvent être mis en évidence. Il existe une valeur limite de charge maximale comprise entre  $0.20 R_s$  et  $0.30 R_s$  au-delà de laquelle le pieu présente des déplacements en tête non stabilisés. Le pieu atteindra la rupture après un certain nombre de cycles.

Pour les séquences de traction répétées en dessous de cette valeur limite de charge maximale, les déplacements sont très faibles et se stabilisent après un nombre de cycles donnés. Le pieu n'atteindra probablement pas la rupture. Ces résultats concordent avec les essais en laboratoire réalisés par Chan et Hanna (1980) sur un pieu modèle. Ils ont réalisé les mêmes séquences cycliques C1NAT04, C1NAT05 et C1NAT06 et ils ont détecté l'existence d'une valeur limite comprise entre  $0.20 R_s$  et  $0.30 R_s$  à partir de laquelle le comportement du pieu change. Les résultats de ces expériences sont détaillés dans la section I.3.3.1.

De manière pratique, l'augmentation de la charge maximale  $Q_{max}$  se fait en augmentant l'amplitude cyclique du chargement  $Q_{cyc}$ , ou la charge moyenne  $Q_{moy}$ . Les résultats des séquences C1NAT02 et C1NAT03 montrent l'effet de l'augmentation de l'amplitude cyclique  $Q_{cyc}$ , tandis que les résultats des séquences C1NAT01 et C1NAT02 montrent l'effet de l'augmentation de la charge moyenne  $Q_{moy}$ . Ces résultats montrent que l'augmentation de ces deux paramètres provoque une accumulation plus importante des déplacements et une modification du comportement du pieu (passage du comportement métastable au comportement instable).

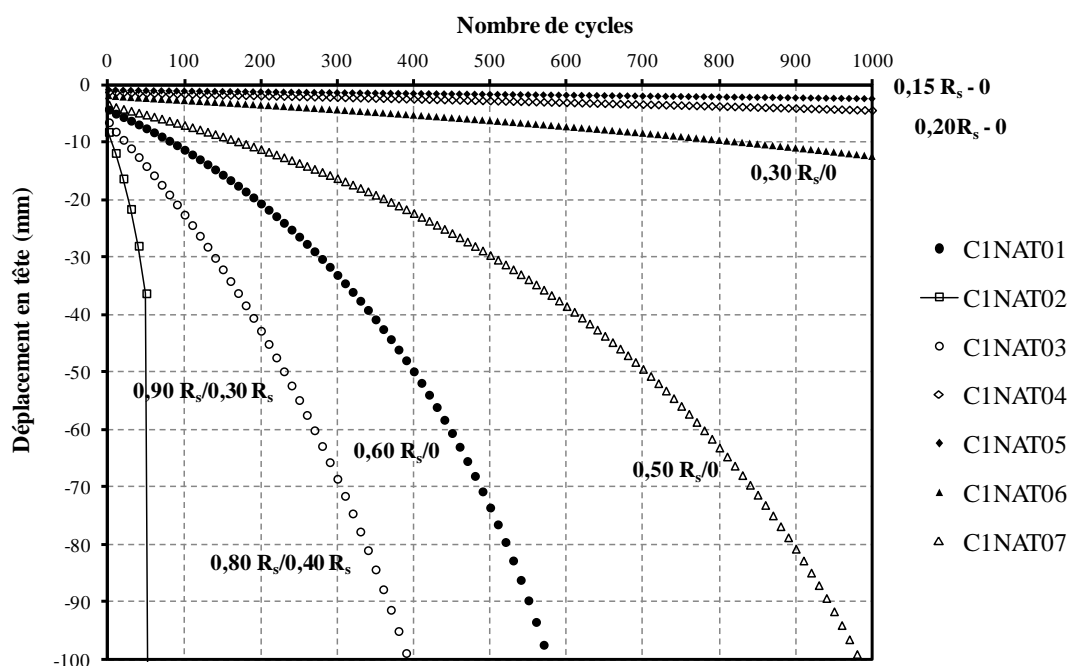


Figure III.22 : Evolution des déplacements en tête de pieu en fonction du nombre de cycles pour les sept séquences de traction répétée avec TZC-ABC

### III.3.3.3 Evolution de la résistance à la traction du pieu

L'outil de calcul développé permet de déterminer pour chaque cycle et pour chaque couche de sol située à l'interface sol-pieu, le frottement axial limite noté  $q_{si}$ . L'intégration des valeurs  $q_{si}$  sur la

longueur du pieu permet de déduire la résistance à la traction cyclique  $R_{s\text{ cyc}}$  du pieu à chaque cycle  $i$  de la séquence de chargement.

La Figure III.23 présente les évolutions du rapport  $\frac{R_{s\text{ cyc}}}{R_{s1}}$  avec  $R_{s1}$  la résistance à la traction du pieu initiale, en fonction du nombre de cycles pour les sept séquences de traction répétée. Le Tableau III.5 récapitule pour les sept séquences les pourcentages de dégradation de la résistance à la traction initiale  $R_{s1}$ , ainsi que les valeurs finales de résistances à la traction cycliques notées  $R_{s\text{ cyc f}}$ .

La Figure III.23 et le Tableau III.5 montrent que pour de faibles valeurs de charge maximale (séquences C1NAT04, C1NAT05 et C1NAT06), la dégradation cyclique subie par la résistance à la traction cyclique reste faible, même pour un nombre de cycles élevé (1000 cycles). Pour des valeurs de charge maximale plus élevées ( $Q_{\text{max}} > 0.30 Q_s$ ), la dégradation cyclique du pieu est plus importante. Quant à la vitesse de dégradation de  $R_{s1}$ , la Figure III.23 montre qu'elle est plus importante au cours des premiers cycles de chargement et diminue au fur et à mesure que le nombre de cycles augmente.

En analysant de plus près la Figure III.23, on peut dire que l'amplitude cyclique du chargement  $Q_{\text{cyc}}$  est le paramètre contrôlant la dégradation cyclique du pieu. Afin de mettre en évidence l'impact important de  $Q_{\text{cyc}}$ , les trois séquences C1NAT01, C1NAT03 et C1NAT07 sont considérées après l'application de 300 cycles de traction répétée. Pour la séquence C1NAT01,  $Q_{\text{max}}$  est égale à  $0,60 R_s$ ,  $Q_{\text{cyc}}$  est égale à  $0,30 R_s$  et après 300 cycles, le rapport  $\frac{R_{s\text{ cyc}}}{R_{s1}}$  équivaut à 0,82. Pour la séquence

C1NAT03 définie par  $Q_{\text{max}}$  égale à  $0,80 R_s$  et  $Q_{\text{cyc}}$  égale à  $0,20 R_s$ , le rapport  $\frac{R_{s\text{ cyc}}}{R_{s1}}$  est équivalent à 0,76 après 300 cycles. Quant à la dernière séquence C1NAT07 définie par  $Q_{\text{max}}$  égale à  $0,50 R_s$  et  $Q_{\text{cyc}}$  égale à  $0,25 R_s$ , le rapport  $\frac{R_{s\text{ cyc}}}{R_{s1}}$  est équivalent à 0,82 après 300 cycles. D'après ces valeurs de  $\frac{R_{s\text{ cyc}}}{R_{s1}}$ , il est

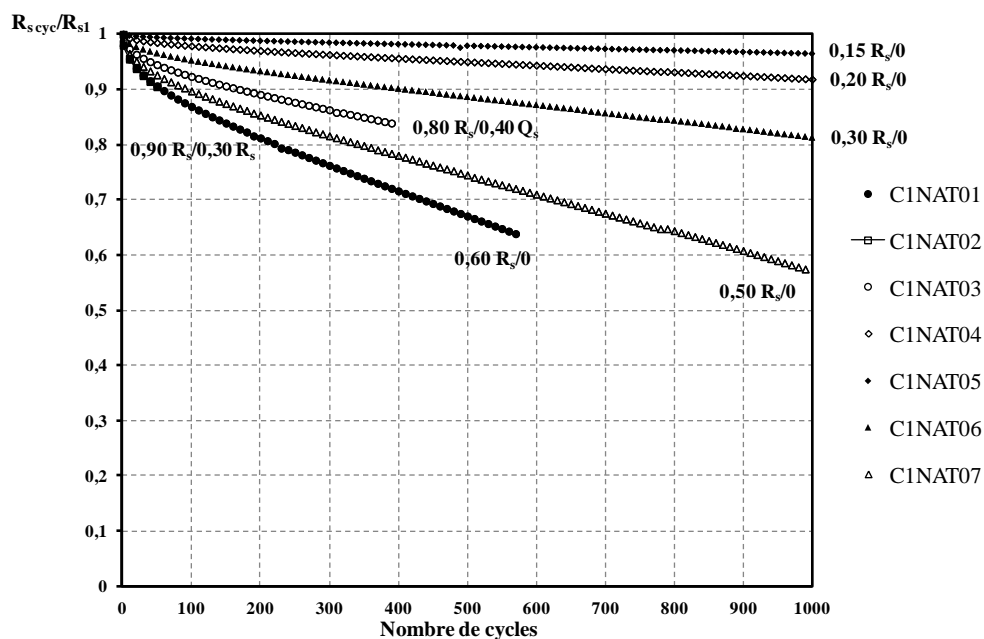
clair que la séquence ayant l'amplitude cyclique  $Q_{\text{cyc}}$  la plus élevée engendre le plus de dégradation cyclique au pieu (et non la charge maximale  $Q_{\text{max}}$  la plus élevée). Ce résultat provient de la relation permettant le calcul de la dégradation de frottement axial limite dans la méthode ABC. Dans cette expression, la dégradation est contrôlée principalement par l'amplitude de cisaillement cyclique  $\tau_{\text{cyc}}$  (équation (III. 26)).

La Figure III.24 présente pour chaque séquence cyclique, d'une part, l'évolution du rapport  $\frac{R_{s\text{ cyc}}}{R_{s1}}$  en fonction du nombre de cycles, et d'autre part la séquence de chargement en termes de charges maximale  $Q_{\text{max}}$  et minimale  $Q_{\text{min}}$ . Au cours du chargement cyclique, le rapport  $\frac{R_{s\text{ cyc}}}{R_{s1}}$  se rapproche de la

valeur de  $\frac{Q_{max}}{R_{s1}}$ . Une rupture par défaut d'équilibre est atteinte lorsque la courbe d'évolution de  $\frac{R_{s\,cyc}}{R_{s1}}$  touche la limite supérieure de la courbe de chargement. Ce cas est observé sur la Figure III.24 relative à la séquence instable C1NAT02.

**Tableau III.5 : Récapitulatif des caractéristiques de la dégradation cyclique subie par la résistance à la traction du pieu**

Nom de la séquence	Nombre de cycles appliqué	Pourcentage de dégradation de $R_{s1}$ (%)	Résistance à la traction cyclique finale $R_{s\,cyc\,f}$ (kN)
C1NAT01	577	36 %	4717
C1NAT02	57	10 %	6688
C1NAT03	393	16 %	6235
C1NAT04	>1000	8,1 %	6823
C1NAT05	>1000	3,5 %	7168
C1NAT06	>1000	19 %	6041
C1NAT07	984	43 %	4266



**Figure III.23: Evolution de la résistance à la traction cyclique en fonction du nombre de cycles pour les séquences de traction répétée avec TZC-ABC**

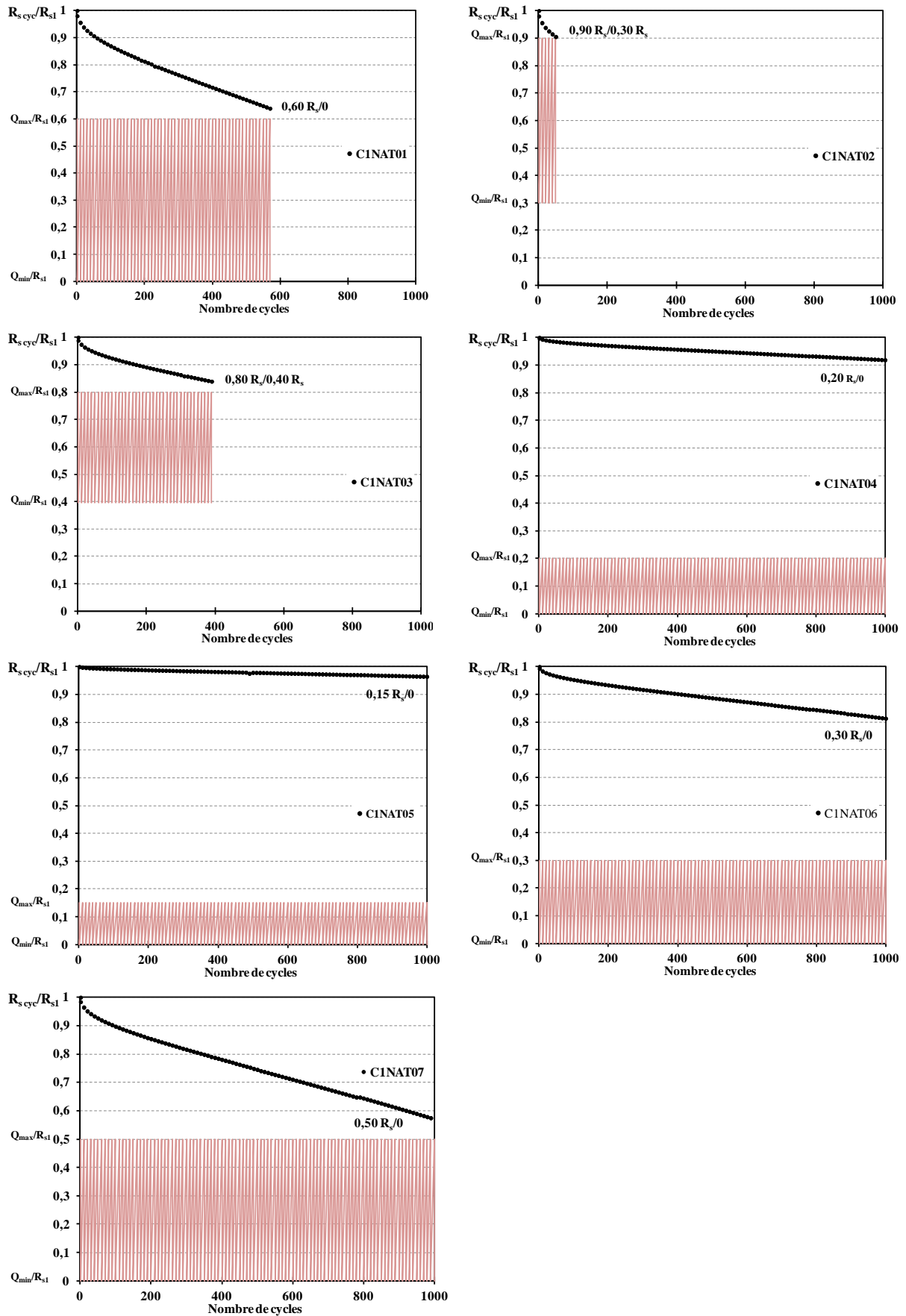


Figure III.24 : Evolution de la résistance à la traction cyclique en fonction du nombre de cycles pour chaque séquence de traction accompagnées des valeurs de  $Q_{max}$  et  $Q_{min}$

Dans le cas des ruptures conventionnelles (séquences C1NAT01, C1NAT03 et C1NAT07), la Figure III.24 montre que la courbe représentant l'évolution du rapport  $\frac{R_{s\text{cyc}}}{R_{s1}}$  tend vers le rapport  $\frac{Q_{\text{max}}}{R_{s1}}$ . Ces résultats sont satisfaisants car les essais sur des pieux en vraie grandeur montrent que le critère en déplacement de B/10 est atteint par le pieu lorsque sa résistance à la traction est voisine de la charge maximale appliquée. Dans le cas de très faibles niveaux de charge maximale (chargement stable), le rapport  $\frac{R_{s\text{cyc}}}{R_{s1}}$  est largement supérieur à la charge maximale du pieu. Pour la séquence C1NAT05 imposant la plus faible  $Q_{\text{max}}$  ( $0,15 R_s$ ), la dégradation de la résistance à la traction du pieu est très faible et se stabilise après quelques cycles.

Cependant, une légère différence est notée entre les résultats des calculs avec TZC-ABC et les résultats d'essais en vraie grandeur réalisés à Dunkerque par l'Imperial College (Jardine et Standing, 2012). En effet, les mesures montrent qu'au cours des séquences de chargement stables, la résistance à la traction connaît une légère amélioration. Dans les présents calculs, aucun gain en résistance à la traction n'est observé.

La Figure III.24 permet d'introduire un coefficient de sécurité  $\gamma_R$  pour le dimensionnement des pieux sous charges cycliques axiales. Le dimensionnement commence tout d'abord par le calcul des valeurs caractéristiques des charges permanentes  $G_k$  et des charges variables  $Q_k$  subies par la fondation. Des coefficients partiels  $\gamma_G$  et  $\gamma_Q$  sont ensuite appliqués aux charges pour vérifier l'état limite de service (ELS) ou l'état limite ultime (ELU). Le chargement cyclique est considéré comme admissible si l'inégalité (III.44) est vérifiée.

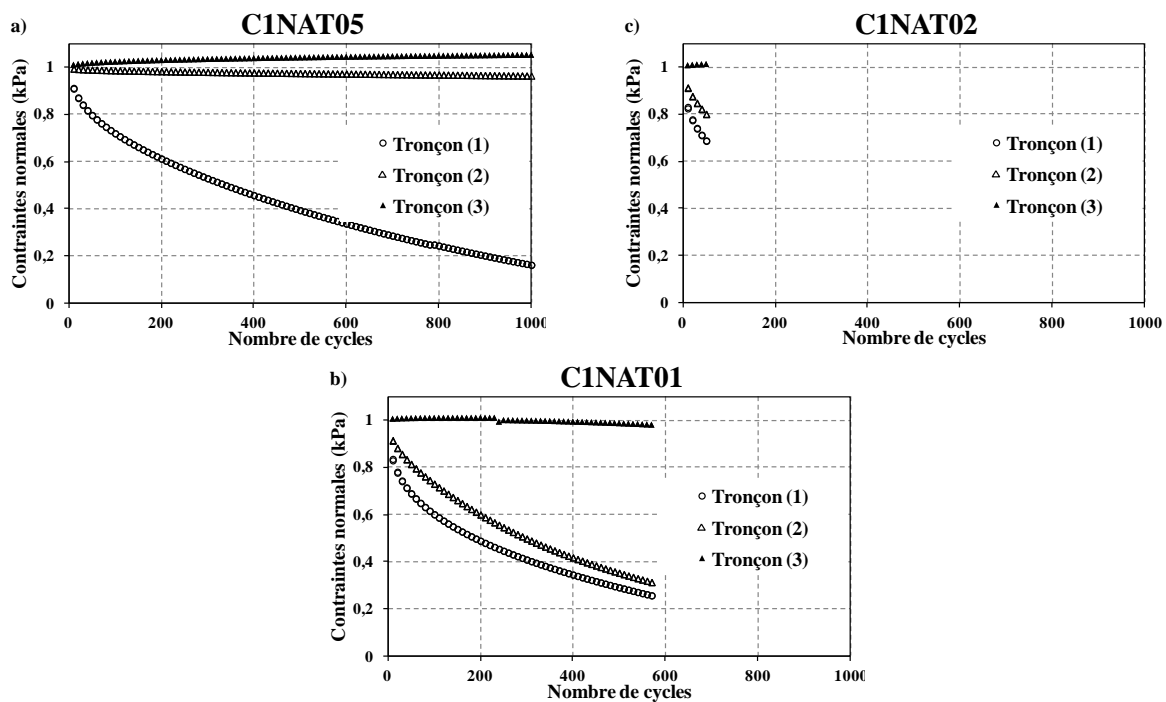
$$\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k < \frac{R_{s\text{cyc}}}{\gamma_R} \quad (\text{III.44})$$

Par exemple si  $\gamma_R$  est égal à 1,5 et que  $\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$  est pris égal à  $Q_{\text{max}}$ , alors la séquence C1NAT07 est admissible tant que  $R_{s\text{cyc}}$  est supérieure à  $\gamma_R \cdot Q_{\text{max}}$  (donc à  $0,75 R_s$ ). D'après la Figure III.24, cette séquence cyclique est admissible jusqu'à 500 cycles.

### III.3.3.4 Evolution de la contrainte normale à l'interface sol-pieu

La Figure III.25 présente l'évolution de la contrainte normale à l'interface sol-pieu  $\sigma_n$  au cours d'une séquence stable (C1NAT05), métastable (C1NAT01) et instable (C1NAT02). Chacune des trois figures comportent trois courbes d'évolution du rapport contrainte normale sur contrainte normale initiale  $\frac{\sigma_n}{\sigma_{n1}}$  en fonction du nombre de cycles. Ces trois courbes tracées correspondent à trois niveaux de pieu différents. Le tronçon supérieur est situé en tête de pieu (tronçon 1), le deuxième tronçon est

situé au milieu du pieu (tronçon 2) et enfin le tronçon inférieur est situé à la base du pieu (tronçon 3). Pour la séquence stable, la Figure III.25 montre que le tronçon (1) subit une importante diminution de la contrainte normale, tandis que le tronçon (2) du pieu ne subit qu'une très légère diminution de  $\sigma_n$  malgré le nombre important de cycles imposé au cours de la séquence. Le dernier tronçon, quant à lui a subi une très légère augmentation de la contrainte normale  $\sigma_n$  (environ 5%). Cette augmentation est due aux faibles amplitudes de frottement axial mobilisées à la base du pieu notées  $\tau_{cyc}$ . Ces faibles valeurs de  $\tau_{cyc}$  imposent un rapport  $\frac{\tau_{cyc}}{q_{sl}} \ll B$  dans l'équation (III.26) de la méthode ABC.



**Figure III.25 :** Evolution de la contrainte normale à l'interface sol-pieu en fonction du nombre de cycles pour a) une séquence stable (C1NAT05), b) une séquence métastable (C1NAT01) et c) une séquence instable (C1NAT02)

Pour la séquence métastable C1NAT01 illustrée sur la Figure III.25, les tronçons (1) et (2) ont subi une forte dégradation. Les contraintes normales finales représentent environ 20 % des valeurs de la contrainte normale initiale  $\sigma_{n1}$ . Pour le tronçon (3), une très légère augmentation de la contrainte normale  $\sigma_n$  est notée au cours des premiers cycles de chargement. Ensuite, la contrainte normale commence à subir une diminution. Ce changement dans le sens d'évolution de  $\sigma_n$  est relatif à la valeur d'amplitude cyclique de cisaillement mobilisé au niveau de cette couche. Au début du chargement, la charge appliquée en tête est essentiellement reprise par les couches supérieures et les couches profondes ne mobilisent qu'une faible amplitude  $\tau_{cyc}$ . Au fur et à mesure que le nombre de cycles augmente, les couches superficielles sont dégradées et la charge appliquée doit être reprise par les couches situées en profondeur. Ainsi l'amplitude de cisaillement  $\tau_{cyc}$  de ces couches augmente et le



rapport  $\frac{\tau_{cyc}}{q_{s1}}$  devient petit à petit supérieur au paramètre B de la méthode ABC, et donc la contrainte normale commence à diminuer.

La séquence instable C1NAT02 illustrée sur la Figure III.25 montre une forte dégradation de la contrainte normale dès les premiers cycles. La dégradation est interrompue après 57 cycles car le niveau de charge est élevé ( $Q_{max} = 90 \% R_s$ ) et le pieu arrive rapidement à une rupture par défaut d'équilibre.

### III.3.3.5 Evolution du frottement axial

Afin d'étudier l'effet des caractéristiques du chargement cyclique sur le frottement axial à l'interface sol-pieu, l'analyse ci-dessous se base sur trois séquences représentatives : une séquence stable (C1NAT05), une séquence métastable (C1NAT01) et une séquence instable (C1NAT02).

#### III.3.3.5.1 Comportement stable

La variation de la contrainte normale à l'interface sol-pieu implique selon la méthode ABC, une variation du frottement axial limite. L'outil de calcul développé permet de reproduire les chemins de contraintes suivis par une couche de sol située à l'interface sol-pieu au cours d'une séquence cyclique. La Figure III.26 reporte l'évolution des chemins de contraintes dans le plan  $(\sigma_n, \tau)$ . Sur cette figure, les évolutions de la contrainte normale  $\sigma_n$  et du frottement axial mobilisé  $\tau$  sont dessinées pour trois niveaux de pieu différents. Les droites de rupture sont tracées selon l'équation  $q_s = \tan(\delta) \cdot \sigma_n$  sont tracées. Les chemins de contraintes montrent que, pour le tronçon (3) du pieu, le gradient  $\frac{d\tau}{d\sigma_n}$  est positif ce qui provoque une amélioration à la fois de la contrainte normale et du frottement axial limite à l'interface. Pour les tronçons (1) et (2), les chemins de contraintes évoluent vers la gauche du graphique, ce qui implique une réduction de  $\sigma_n$  et du frottement axial limite  $q_s$ . Les chemins de contraintes des tronçons du (2) et (3) sont encore loin de la droite de rupture, ce qui prouve que le pieu a un comportement stable au cours de cette séquence.

La Figure III.27a trace l'évolution du coefficient de dégradation du frottement axial limite noté  $D_\tau$  en fonction de la profondeur et en fonction du nombre de cycles pour la séquence C1NAT05. Ce coefficient est défini par l'équation (III.45) où  $q_{si}$  est le frottement axial limite au cycle  $i$  est  $q_{s1}$  est le frottement axial limite initial.

$$D_\tau = 1 - \frac{q_{si}}{q_{s1}} \quad (\text{III.45})$$

La Figure III.27a montre que les couches situées en tête de pieu subissent une dégradation importante du frottement axial limite. Cependant, les couches situées à une profondeur comprises entre 4 m et 10 m présentent de faibles valeurs de  $D_\tau$ , ce qui montre que ces couches de sol sont faiblement dégradées. Pour les couches situées à une profondeur supérieure à  $L/2$ , le coefficient  $D_\tau$  prend des valeurs positives, ce qui montre que le frottement axial limite connaît une amélioration au cours des cycles. La Figure III.27a montre également que la vitesse de variation (amélioration ou dégradation) du frottement axial limite diminue avec les cycles.

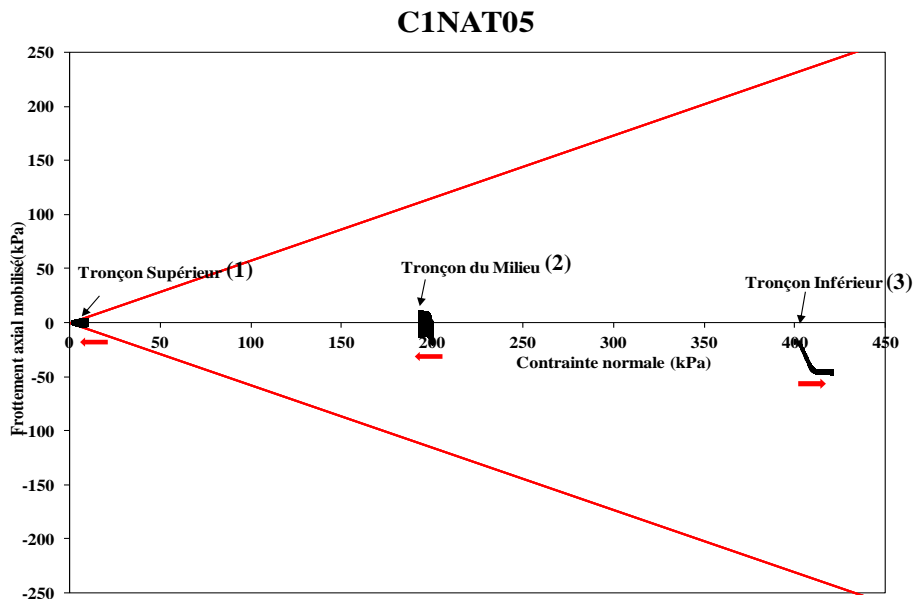


Figure III.26 : Chemins de contraintes pour trois niveaux de pieu au cours du calcul stable (C1NAT05)

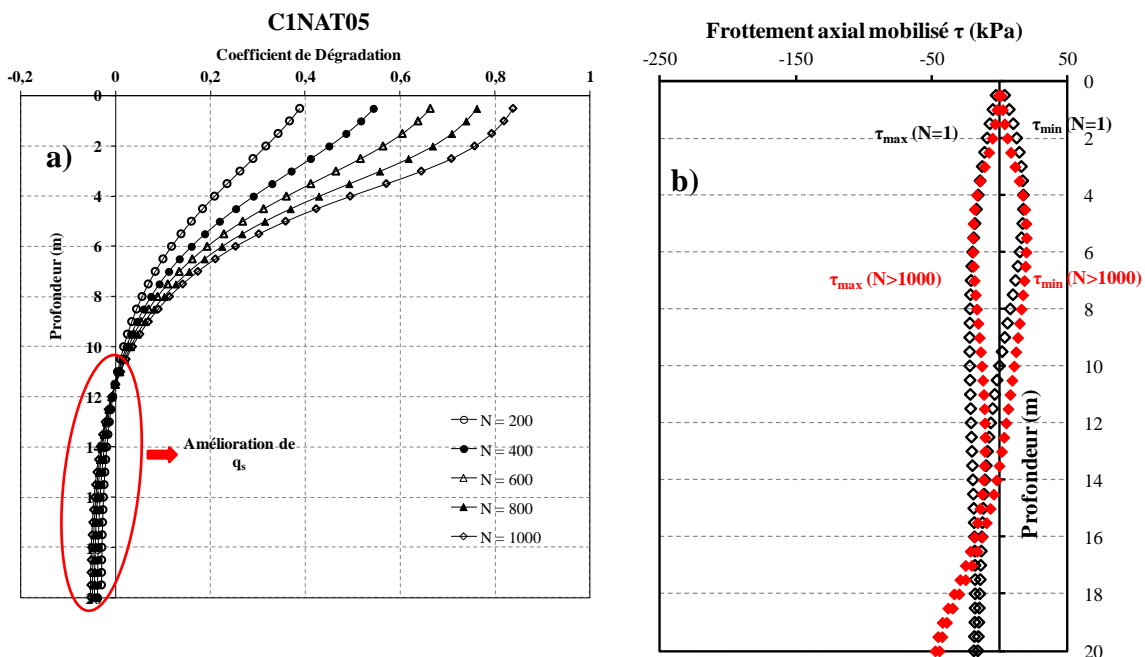


Figure III.27 : a) Evolution du coefficient de dégradation du frottement axial limite en fonction du nombre de cycles, b) Profil du frottement axial mobilisé en fonction de la profondeur pour le premier et le dernier cycle de C1NAT05

La Figure III.27b trace le profil du frottement axial mobilisé  $\tau$  en fonction de la profondeur au cours du premier cycle et à la fin du dernier cycle (N=1000). La comparaison entre les deux distributions montre qu'il n'existe qu'une légère différence entre le premier et le dernier cycle principalement au niveau de la tête et de la base du pieu. En tête de pieu, l'amplitude de cisaillement a légèrement diminué après l'application de la séquence C1NAT05. A la base du pieu, le cisaillement moyen mobilisé a augmenté après cette séquence. De manière générale, les séquences stables n'impactent que légèrement la mobilisation du frottement axial le long du pieu.

### III.3.3.5.2 Comportement métastable

La Figure III.28a montre les chemins de contraintes pour trois niveaux de pieu au cours de la séquence métastable C1NAT01. Les trois chemins se déplacent vers la gauche illustrant une réduction de la contrainte normale au cours des cycles. Ceci traduit un phénomène de contractance à l'interface sol-pieu. Les tronçons (1) et (2) ont subi une dégradation importante et leurs chemins ont touché la droite de rupture. Après avoir touché cette droite, ces chemins la suivent car l'angle de frottement sol-structure reste constant tout au long du chargement ( $\delta = 30^\circ$ ). De plus, le tronçon ayant subi la dégradation la plus sévère se trouve en tête de pieu. Ceci prouve que la rupture se propage du haut vers le bas du pieu.

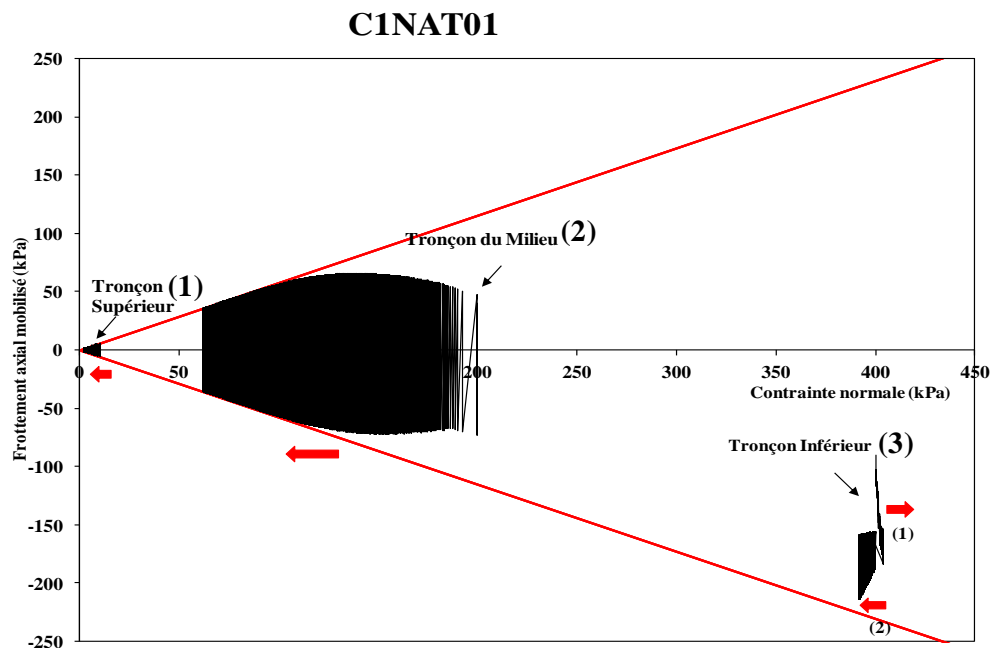


Figure III.28 : Chemins de contraintes de trois niveaux de pieu au cours du calcul métastable (C1NAT01)

La Figure III.29a trace l'évolution du coefficient de dégradation du frottement axial limite  $D_\tau$  en fonction de la profondeur et du nombre de cycles pour la séquence C1NAT01. Cette figure montre que les couches de sol situées au voisinage de la moitié supérieure du pieu ont subi une forte dégradation. La dégradation est équivalente pour l'ensemble de ces couches et égale à 75 % environ à la fin de la

séquence C1NAT01. Pour les couches de sol situées à une profondeur inférieure à  $L/2$ , la dégradation est plus faible, plus progressive et décroissante avec la profondeur. Ces observations prouvent que la rupture se propage du haut vers le bas du pieu. Contrairement à la séquence stable présentée dans le paragraphe précédent (C1NAT05), les couches de sol situées au voisinage de la base du pieu ne subissent pas d'amélioration du frottement axial limite à la fin de la séquence C1NAT01. Ceci est dû principalement à la valeur élevée de charge maximale imposée en tête et au grand nombre de cycles subis par le pieu. De plus, la même observation concernant la vitesse de dégradation faite pour la séquence stable est retrouvée pour cette séquence métastable. En effet, cette vitesse diminue au fur et à mesure des cycles.

La Figure III.29b montre le profil des frottements axiaux mobilisés tout au long du pieu au cours de la séquence C1NAT01, pour les premier et dernier cycles. Les profils initial et final sont distincts. L'amplitude de cisaillement mobilisée a nettement diminué pour les couches situées à une profondeur comprise entre 0 et  $L/2$ . Ainsi, afin de supporter la charge maximale appliquée en tête, l'effort normal à l'intérieur du pieu est transmis aux couches de sol situées à une plus grande profondeur. Pour reprendre cet effort normal, ces couches de sol mobilisent plus de frottement axial. Ainsi, sur la Figure III.29b, les couches de sol situées à une profondeur inférieure à  $L/2$  mobilisent plus de cisaillement moyen et plus d'amplitude de cisaillement cyclique.

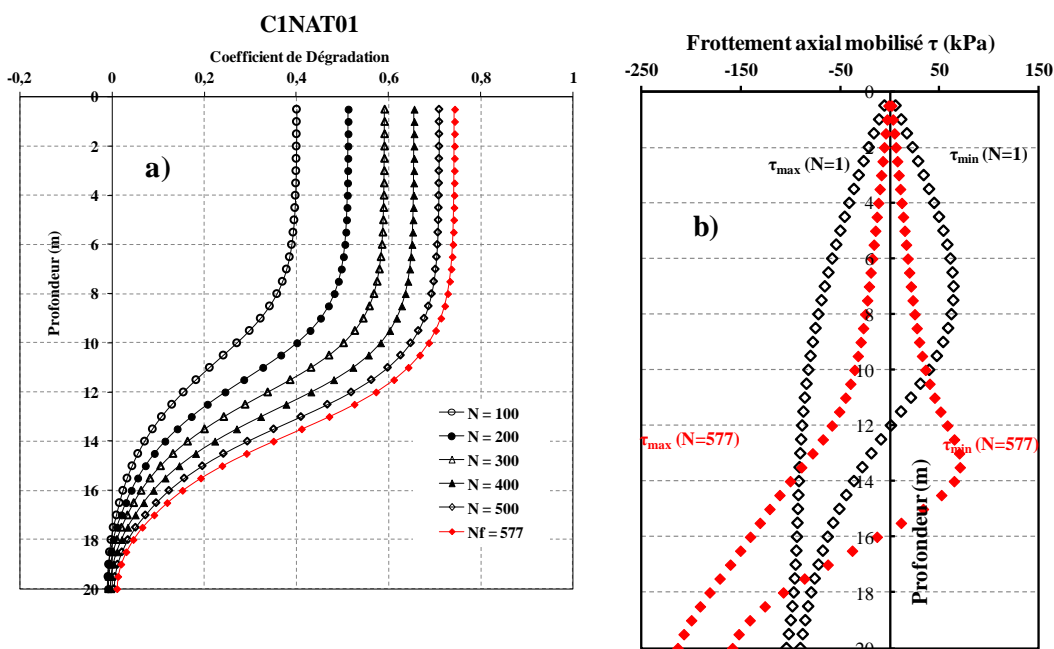


Figure III.29 : a) Evolution du coefficient de dégradation du frottement axial limite en fonction du nombre de cycles, b) Profil de frottement axial mobilisé en fonction de la profondeur pour le premier et le dernier cycle de C1NAT01

### III.3.3.5.3 Comportement instable

La Figure III.30 représente les chemins de contraintes pour les trois niveaux de pieu au cours de la séquence instable C1NAT02. Les deux chemins de contraintes correspondants aux tronçons (1) et (2)

montrent que le sol se contracte dès les premiers cycles ( $\sigma_n$  diminue). Le sol autour de ces tronçons se densifie. Les trois chemins de contraintes ont touché la droite de rupture, ce qui explique le défaut d'équilibre noté pour ce pieu après 57 cycles.

Cependant, d'après la Figure III.30, la modélisation avec TZC-ABC ne prend pas en compte le phénomène de dilatance pouvant apparaître lorsque les chemins de contraintes s'approchent de la droite de rupture. En effet, les essais réalisés en laboratoire par Tsuha et al. (2012) montrent qu'il existe une droite de changement de phase juste en-dessous de la droite de rupture. Le sol contracte jusqu'à cette droite de changement de phase, ensuite il commence à se dilater. Ceci se manifeste sur les figures traçant les chemins de contraintes par l'apparition de courbes sous forme « d'ailes de papillon » qui se développent avant d'arriver à la rupture totale du pieu.

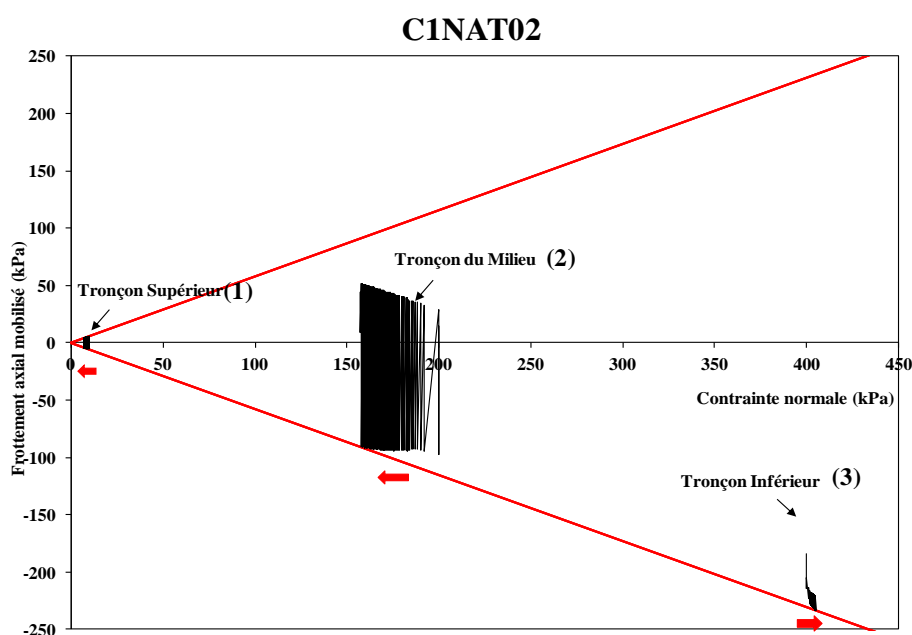


Figure III.30 : Chemins de contraintes de trois niveaux de pieu au cours du calcul instable (C1NAT02)

L'évolution du coefficient de dégradation du frottement axial limite  $D_r$  de la séquence C1NAT02 a été tracée sur la Figure III.31a. Le profil de  $D_r$  est décroissant avec la profondeur et est similaire à celui de la séquence C1NAT01. Il présente toutefois une plus faible dégradation du frottement axial limite pour toutes les couches situées à l'interface car le nombre de cycles avant la rupture est faible (57 cycles). Cette figure montre également une légère amélioration du frottement axial limite en bas du pieu, mais qui reste insuffisante pour compenser la dégradation subie par les couches supérieures.

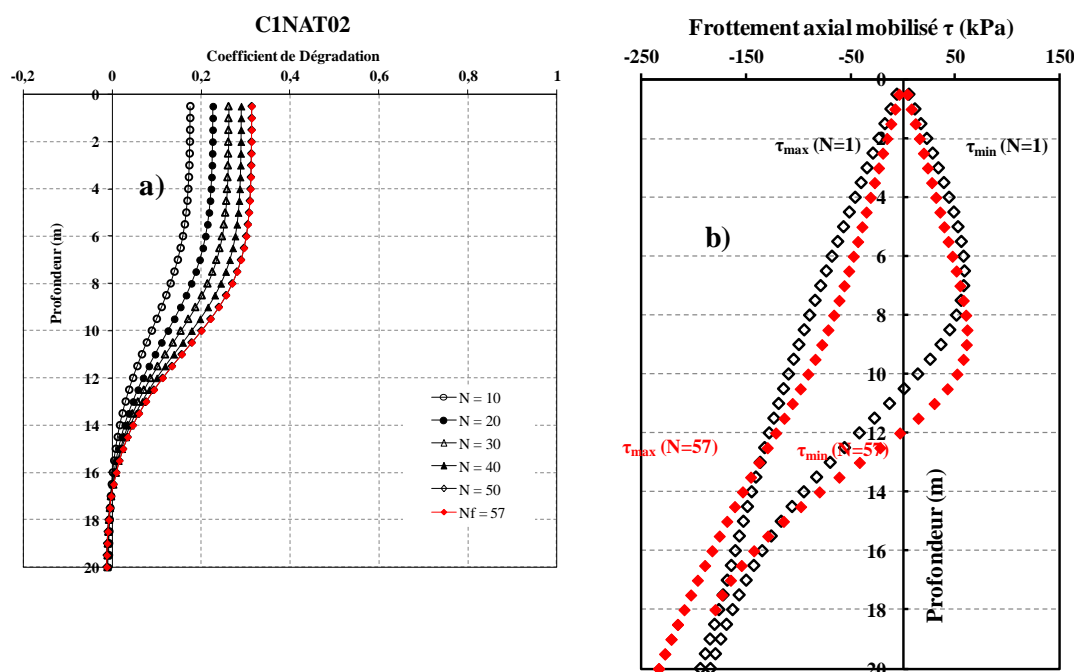


Figure III.31 : a) Evolution du coefficient de dégradation du frottement axial limite en fonction du nombre de cycles, b) Profil de frottement axial mobilisé en fonction de la profondeur pour le premier et le dernier cycle de C1NAT02

Les profils de frottements axiaux mobilisés au premier et au dernier cycle de la séquence C1NAT02 sont représentés sur la Figure III.31b. Ces deux profils ne sont pas très éloignés mais présentent une légère différence en tête et en bas du pieu. En tête de pieu, l'amplitude de cisaillement a diminué tandis qu'en bas du pieu, le cisaillement moyen a augmenté. La dégradation du frottement axial limite semble plus faible que pour la séquence C1NAT01. Cependant, ceci n'est pas le cas car la charge maximale appliquée en tête devient rapidement supérieure à la résistance à la traction cyclique du pieu et celui-ci atteint rapidement la rupture.

### III.3.4 Présentation des résultats avec la méthode TZC-SOLCYP

#### III.3.4.1 Résultats généraux

Afin de tester les potentialités de TZC-SOLCYP, les séquences présentées sur le Tableau III.3 ont été réalisées avec cette méthode sur le même pieu présentée dans le paragraphe III.3.1. Cette partie est consacrée à la présentation des résultats obtenus avec la méthode TZC-SOLCYP et à leur comparaison avec les résultats numériques obtenus avec la méthode TZC-ABC. Pour cela, les mêmes critères de rupture du pieu définis dans le paragraphe III.3.3.1 sont utilisés dans ce paragraphe (rupture en déplacement et rupture par défaut d'équilibre).

Les résultats généraux obtenus avec TZC-SOLCYP pour les sept séquences de traction cyclique sont récapitulés sur le Tableau III.6. Ces résultats permettent de distinguer les mêmes types de comportement de pieu définis dans le paragraphe III.3.3.1 (stable, métastable et instable). Ces types de comportement dépendent des caractéristiques du chargement cyclique imposé ( $Q_{max}$ ,  $Q_{cyc}$ ,  $Q_{moy}$  et  $N$ ).

De manière générale, les résultats du Tableau III.6 permettent de dire que les calculs réalisés avec TZC-SOLCYP aboutissent à des résultats similaires à ceux obtenus avec TZC-ABC en terme de comportement. En effet, comme pour TZC-ABC, les séquences C1NAT01, C1NAT03 et C1NAT07 sont métastables, les séquences C1NAT04, C1NAT05 et C1NAT06 sont stables et la séquence C1NAT02 est instable.

Cependant, lorsque la charge maximale  $Q_{\max}$  n'est pas trop élevée, la rupture conventionnelle en déplacement est atteinte pour un plus grand nombre de cycles avec TZC-SOLCYP qu'avec à TZC-ABC. La différence reste toutefois faible entre les deux méthodes.

Les paragraphes qui suivent détaillent les résultats du Tableau III.6.

**Tableau III.6 : Résultats des calculs avec TZC-SOLCYP pour les séquences de traction cyclique**

Séquence	Intervalle de chargement	Commentaires	Comportement
<b>C1NAT01</b>	$Q_{\max}=4459 \text{ kN}$ ; $Q_{\min}=0$ (T)*	Rupture après 770 cycles, déplacement supérieur à B/10.	Métastable
<b>C1NAT02</b>	$Q_{\max}=6689 \text{ kN}$ ; $Q_{\min}=2230 \text{ kN}$ (T)	Rupture du pieu avec défaut d'équilibre après 17 cycles.	Instable
<b>C1NAT03</b>	$Q_{\max}=5946 \text{ kN}$ ; $Q_{\min}=2973 \text{ kN}$ (T)	Rupture après 417 cycles, déplacement supérieur à B/10.	Métastable
<b>C1NAT04</b>	$Q_{\max}=1486 \text{ kN}$ ; $Q_{\min}=0$ (T)	Pas de rupture observée après 1000 cycles, vitesse d'accumulation des déplacements moyenne $0.3 \text{ mm}/10^2$ cycles.	Stable
<b>C1NAT05</b>	$Q_{\max}=1115 \text{ kN}$ ; $Q_{\min}=0$ (T)	Pas de rupture observée après 1000 cycles, vitesse moyenne d'accumulation des $1,5 \text{ mm}/10^3$ cycles.	Stable
<b>C1NAT06</b>	$Q_{\max}=2230 \text{ kN}$ ; $Q_{\min}=0$ (T)	Pas de rupture observée après 1000 cycles, vitesse moyenne d'accumulation des déplacements $0,7 \text{ mm}/10^2$ cycles.	Stable
<b>C1NAT07</b>	$Q_{\max}=3716 \text{ kN}$ ; $Q_{\min}=0$ (T)	Pas de rupture observée après 1000 cycles, vitesse moyenne d'accumulation des déplacements $6 \text{ mm}/10^2$ cycles.	Métastable

\*(T) : Calculs réalisés en traction

#### **III.3.4.2 Accumulation des déplacements**

La méthode TZC-SOLCYP a été introduite dans l'outil de calcul, permettant ainsi de déterminer pour chaque cycle donné d'une séquence cyclique, les déplacements verticaux de chaque niveau du pieu. La

Figure III.32 illustre l'évolution des déplacements en tête de pieu en fonction du nombre de cycles pour toutes les séquences de traction cyclique du Tableau III.3.

D'une manière générale, la Figure III.32 montre que les déplacements calculés avec TZC-SOLCYP s'accroissent de manière non-linéaire au cours des premiers cycles. Pour les cycles suivants, l'évolution est linéaire pour les sept séquences modélisées.

De la même manière qu'avec la méthode TZC-ABC, la vitesse d'accumulation des déplacements et le déplacement permanent accumulé à la fin d'une séquence cyclique dépendent de la charge maximale appliquée en tête de pieu  $Q_{max}$ . En effet, plus le niveau de chargement est élevé, plus la vitesse de déplacement du pieu et le déplacement permanent du pieu sont importants. La valeur seuil de la charge maximale identifiée pour TZC-ABC pour laquelle le comportement du pieu se modifie, est également mise en évidence sur la Figure III.32 pour TZC-SOLCYP. Cette valeur est comprise entre  $0,20 R_s$  et  $0,30 R_s$ . Pour une charge maximale inférieure à cette valeur seuil, les déplacements se stabilisent quasiment après un certain nombre de cycles, tandis qu'au-delà de cette valeur, les déplacements s'accroissent au fur et à mesure des cycles.

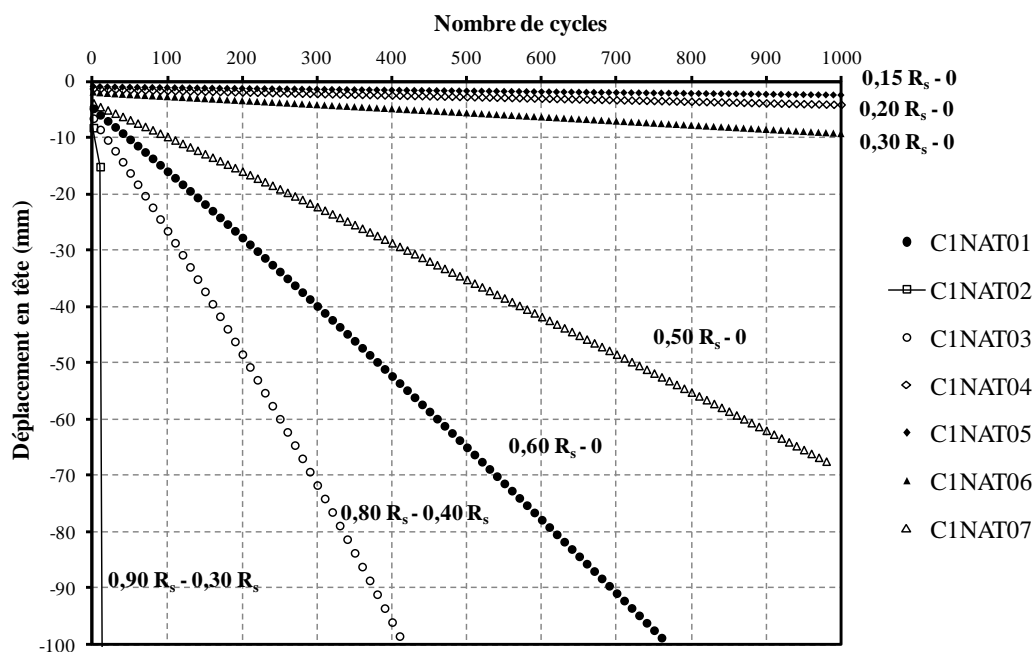


Figure III.32 : Evolution des déplacements en tête de pieu en fonction du nombre de cycles pour les sept séquences de traction répétée avec TZC-SOLCYP

Afin de comparer plus en détail les valeurs de déplacements calculées avec TZC-ABC et celles calculées avec TZC-SOLCYP, la Figure III.33 donne, pour chaque séquence, l'évolution en fonction du nombre de cycles de la différence entre le déplacement calculé avec TZC-ABC  $w(ABC)$  et le déplacement calculé avec TZC-SOLCYP  $w(SOLCYP)$ . D'après les deux figures III.32 et III.33, la différence entre les deux méthodes en termes de déplacements dépend du comportement du pieu.



- comportement stable : les deux méthodes de calcul aboutissent presque au même niveau de déplacement (différence inférieure à 0.004 D) ;
- comportement métastable : pour les charges maximales  $Q_{max}$  comprises entre  $0.50 R_s$  et  $0.80 R_s$ , les déplacements calculés avec TZC-SOLCYP diffèrent de ceux obtenus avec TZC-ABC. Les déplacements de TZC-ABC évoluent non-linéairement et la vitesse d'accumulation des déplacements augmentent avec le nombre de cycles et à l'approche de la rupture. Pour TZC-SOLCYP, la vitesse reste à peu près constante. A la fin de ces séquences métastables, les déplacements avec TZC-ABC sont supérieurs à ceux estimés avec TZC-SOLCYP (la différence maximale atteinte est équivalente à 0.03 D) ;
- comportement instable : il existe une légère différence entre les deux méthodes dans la prévision des déplacements car le pieu atteint rapidement la rupture par défaut d'équilibre.

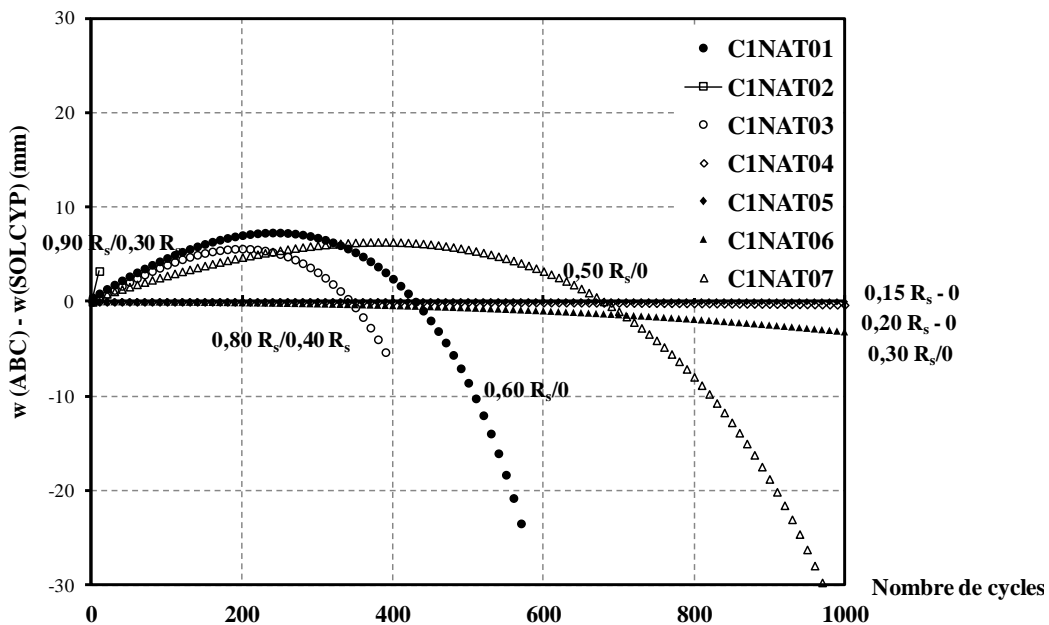


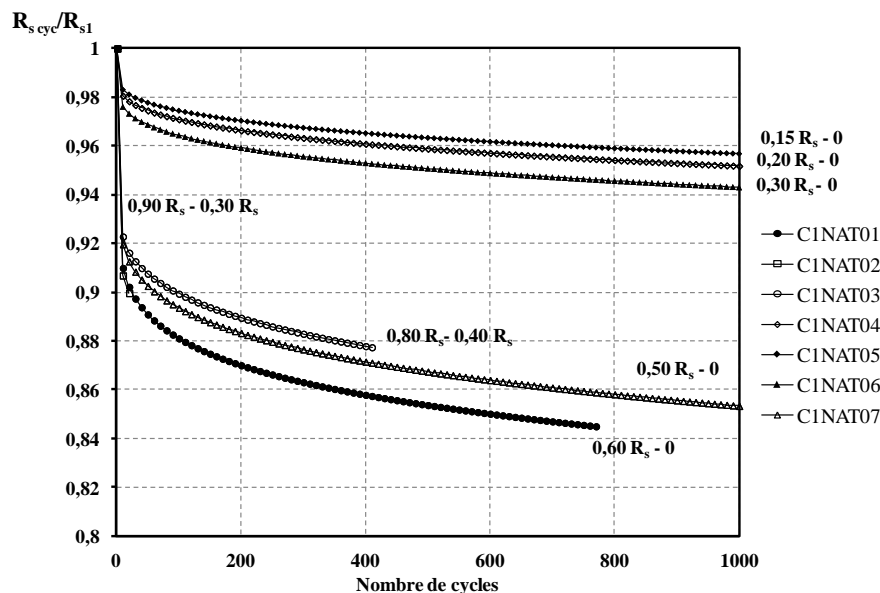
Figure III.33 : Différence dans l'estimation des déplacements entre les deux méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP

### III.3.4.3 Evolution de la résistance à la traction

La Figure III.34 reporte les évolutions du rapport  $\frac{R_{s\text{cyc}}}{R_{s1}}$  où  $R_{s\text{cyc}}$  est la résistance à la traction cyclique et  $R_{s1}$  est la résistance à la traction initiale, en fonction du nombre de cycles. Cependant, il existe une différence au niveau du taux de dégradation cyclique de  $R_{s1}$  à la fin de ces séquences. Cette différence est significative lorsque la charge maximale est comprise entre  $0.30 R_s$  et  $0.60 R_s$ . Pour ces séquences, la dégradation cyclique de la résistance à la traction calculée avec la méthode TZC-ABC peut dépasser la résistance à la traction calculée par TZC-SOLCYP d'environ 28 %  $R_{s1}$ . Pour les séquences stables, la différence entre les deux méthodes n'est pas significative. Pour les séquences instables, la différence

entre les deux méthodes est faible et concerne principalement le nombre de cycles avant d'atteindre la rupture par défaut d'équilibre. Le Tableau III.7 donne les pourcentages de dégradation cyclique de la résistance à la traction initiale  $R_{s1}$  pour chacune des sept séquences de traction répétées.

D'une manière générale, il est clair que le chargement cyclique provoque une dégradation de la résistance à la traction du pieu au fur et à mesure des cycles. Le taux de dégradation et sa vitesse dépendent des caractéristiques du chargement cyclique ( $Q_{max}$  et  $Q_{cyc}$ ). Pour les essais à faible charge maximale et à faible amplitude cyclique, la dégradation cyclique est très faible (environ 5 % de  $R_{s1}$  pour les séquences C1NAT04, C1NAT05 et C1NAT06). Les courbes relatives à ces trois séquences stables ont une tendance de stabilisation d'après la Figure III.34. Pour les essais à charge maximale élevée, c'est l'amplitude cyclique  $Q_{cyc}$  qui contrôle principalement la dégradation cyclique de  $R_{s1}$ . Ceci représente une similitude avec la méthode TZC-ABC (paragraphe III.3.3.3).



**Figure III.34 : Evolution de la résistance à la traction cyclique en fonction du nombre de cycles pour les séquences de traction répétée avec TZC-SOLCYP**

Cependant, il existe une différence dans le taux de dégradation cyclique de  $R_{s1}$  à la fin de ces séquences. Cette différence est significative lorsque la charge maximale est comprise entre  $0,30 R_s$  et  $0,60 R_s$ . Pour ces séquences, la dégradation cyclique de la résistance à la traction calculée avec la méthode TZC-ABC peut dépasser la résistance à la traction calculée par TZC-SOLCYP d'environ 28 %  $R_{s1}$ . Pour les séquences stables, la différence entre les deux méthodes n'est pas significative. Pour les séquences instables, la différence entre les deux méthodes est faible et concerne principalement le nombre de cycles avant d'atteindre la rupture par défaut d'équilibre.

**Tableau III.7 : Récapitulatif des caractéristiques de la dégradation cyclique subie par la résistance à la traction du pieu avec TZC-SOLCYP et comparaison avec TZC-ABC**

Nom de la séquence	Nombre de cycles appliqué	Pourcentage de dégradation de $R_{s1}$ (%)	Résistance à la traction cyclique finale $R_{s\text{ cyc f}}$ (kN)	Différence avec TZC-ABC
<b>C1NAT01</b>	770	16 %	4717	20 %
<b>C1NAT02</b>	17	10 %	6688	0
<b>C1NAT03</b>	417	13 %	6235	3%
<b>C1NAT04</b>	>1000	4.8 %	6823	3.3 %
<b>C1NAT05</b>	>1000	4.3 %	7168	-0.8 %
<b>C1NAT06</b>	>1000	5.7 %	6041	13.3%
<b>C1NAT07</b>	>1000	14.7 %	4266	28.3 %

La Figure III.35 illustre pour chaque séquence cyclique l'évolution du rapport  $\frac{R_{s\text{ cyc}}}{R_{s1}}$  en fonction du nombre de cycles et également les bornes de chargement maximale et minimale. Pour les calculs où une rupture conventionnelle est atteinte (C1NAT01 et C1NAT03), la résistance à la traction  $R_{s\text{ cyc}}$  est très supérieure à la charge maximale appliquée en tête. Ce résultat obtenu avec TZC-SOLCYP diffère du résultat obtenu avec TZC-ABC et s'écarte des observations expérimentales.

Le coefficient de sécurité  $\gamma_R$  défini dans le paragraphe III.3.3.3 avec la méthode TZC-ABC peut être défini de la même manière avec la méthode TZC-SOLCYP selon l'équation (III.46).

$$\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k < \frac{R_{s\text{ cyc}}}{\gamma_R} \quad (\text{III.46})$$

Afin de comparer les résultats obtenus avec les deux méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP, la valeur de  $\gamma_R$  a été fixée à 1.2, et on considère que  $\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$  est équivalent à  $Q_{\text{max}}$ . La valeur de 1.2 n'est qu'un exemple et peut être définie plus précisément dans le cadre d'une autre étude. Le Tableau III.8 donne pour chaque séquence de traction répétée, le produit  $\gamma_R \cdot \frac{Q_{\text{max}}}{R_{s1}}$ , et la séquence est dite admissible, inadmissible ou admissible jusqu'à un nombre de cycles donné. Le Tableau III.8 montre que pour les séquences stables et instables, les deux méthodes coïncident, tandis que pour les séquences métastables, les deux méthodes diffèrent. Pour les charges maximales comprises entre  $0.30 R_s$  et  $0.60 R_s$ , la méthode TZC-ABC est plus sécuritaire, tandis que pour les charges maximales supérieures à  $0.80 R_s$ , c'est la méthode TZC-SOLCYP qui est plus sécuritaire.

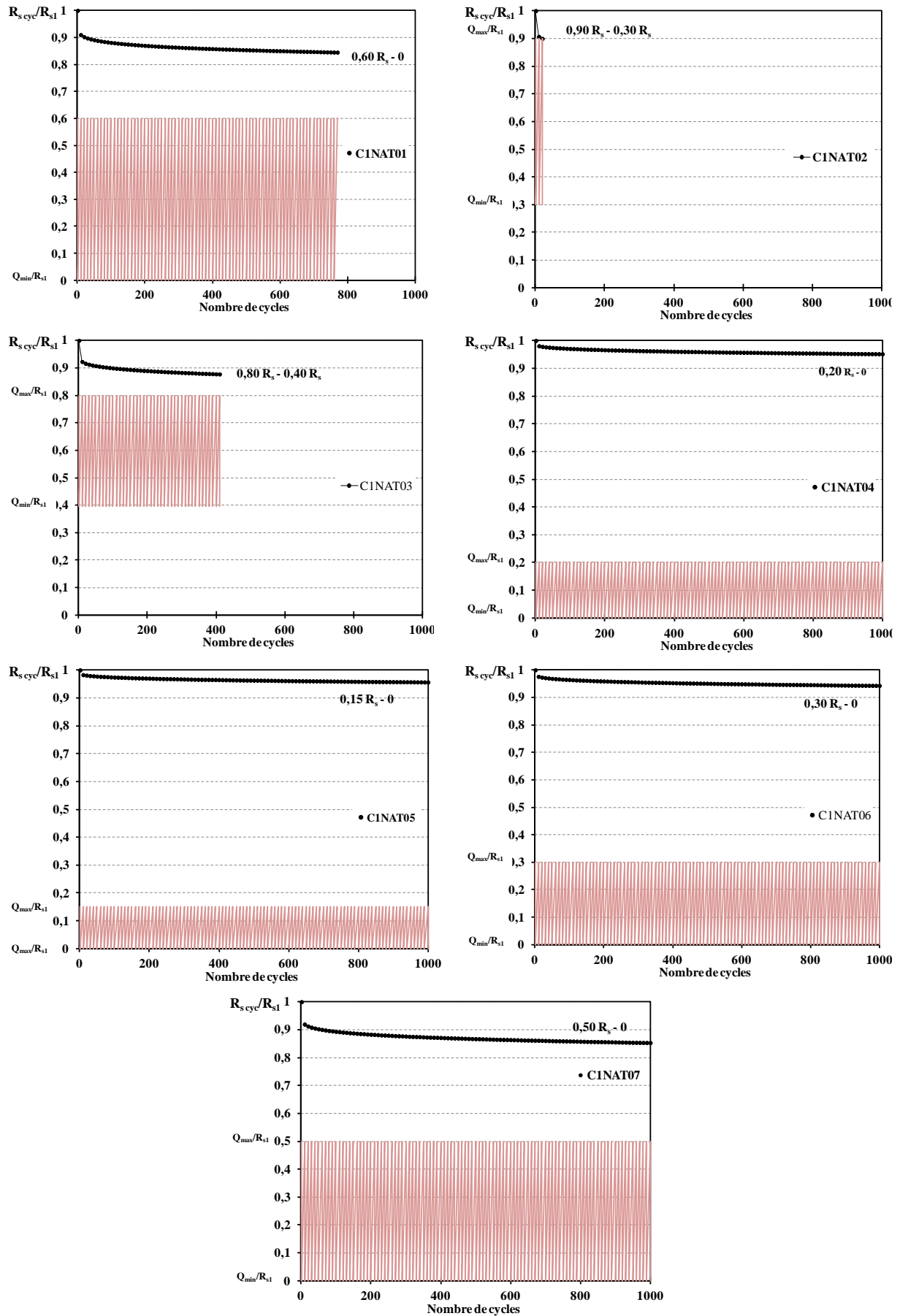


Figure III.35 : Evolution de la résistance à la traction cyclique en fonction du nombre de cycles pour chaque séquence de traction

**Tableau III.8 : Limites d'admissibilité des séquences de traction répétée avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP**

Séquence	$\frac{Q_{\max}}{R_{s1}}$	$\gamma_R * \frac{Q_{\max}}{R_{s1}}$ $\gamma_R=1.2$	TZC-ABC	TZC-SOLCYP
<b>C1NAT01</b>	0.60	0.72	Admissible pour N<400	Admissible
<b>C1NAT02</b>	0.90	1.08	Inadmissible	Inadmissible
<b>C1NAT03</b>	0.80	0.96	Admissible pour N<30	Inadmissible
<b>C1NAT04</b>	0.20	0.24	Admissible	Admissible
<b>C1NAT05</b>	0.15	0.18	Admissible	Admissible
<b>C1NAT06</b>	0.30	0.36	Admissible	Admissible
<b>C1NAT07</b>	0.50	0.60	Admissible pour N<930	Admissible

Les deux Figures III.36 et III.37 représentent les domaines d'admissibilité des chargements cycliques en traction en fonction de la charge maximale appliquée en tête et du nombre de cycles appliqué. Ces figures ont été construites à l'aide des résultats obtenus avec les séquences C1NAT01 à C1NAT07 et avec la valeur du coefficient de sécurité  $\gamma_R$  égale à 1.2. Ces figures montrent que selon la méthode utilisée et selon  $Q_{\max}$ , le chargement cyclique peut être admissible, inadmissible mais sans avoir atteint la rupture, ou inadmissible car il a dépassé la limite de rupture. Ce type de figures peut être utilisé lors du dimensionnement de fondations profondes subissant des chargements cycliques.

#### **III.3.4.4 Autres résultats**

Comme pour TZC-ABC, l'outil de calcul dans lequel a été introduite la méthode TZC-SOLCYP permet de visualiser l'évolution de la contrainte normale en fonction du nombre de cycles pour chaque séquence cyclique appliquée au pieu. La Figure III.38 représente l'évolution de  $\sigma_n$  au cours de la séquence métastable C1NAT01. Cette séquence a été choisie car les principales différences entre TZC-ABC et TZC-SOLCYP ont été observées pour les séquences métastables. En effet, pour les séquences stables et instables, les évolutions de contraintes normales, de frottements axiaux limites et de frottements axiaux mobilisés sont comparables.

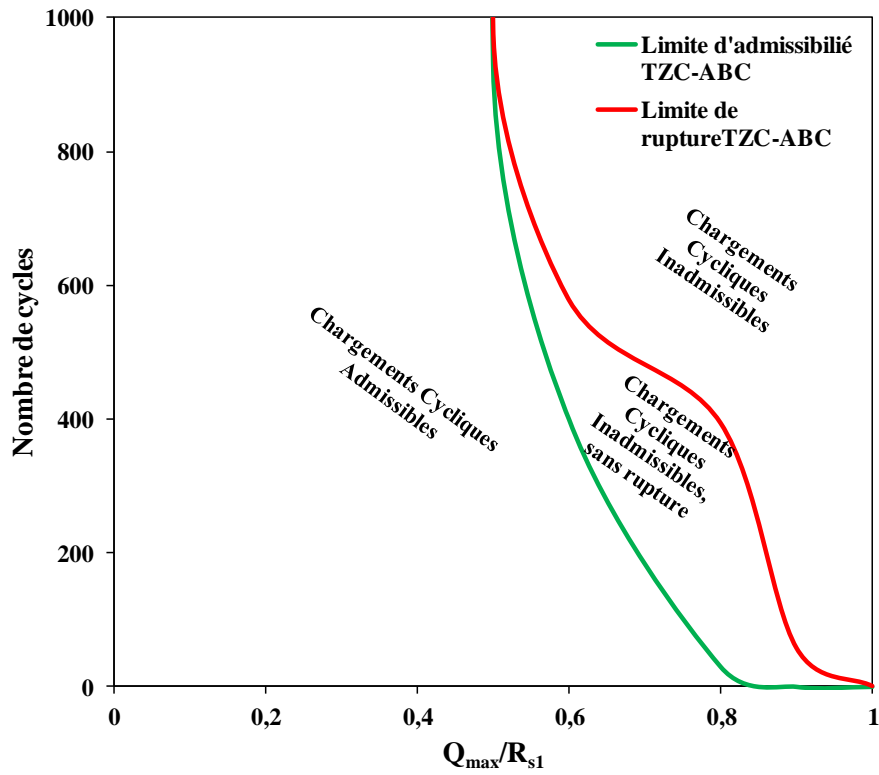


Figure III.36 : Limites d'admissibilité et de rupture avec TZC-ABC en fonction du niveau de charge maximale appliquée en tête

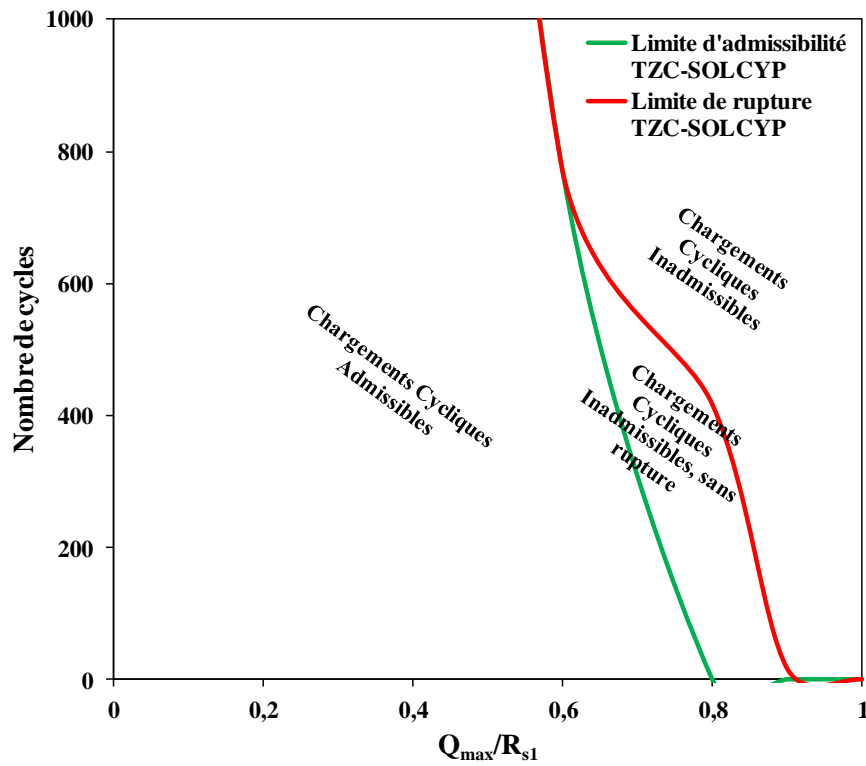


Figure III.37 : Limites d'admissibilité et de rupture avec TZC-SOLCYP en fonction du niveau de charge maximale appliquée en tête

La Figure III.38 montre que pour le tronçon (1) situé en tête de pieu, la dégradation de la contrainte normale est presque totale dès les premiers cycles de chargement. Pour cette méthode, la chute de contrainte est brusque et très importante dès le premier cycle, tandis qu'avec TZC-ABC, la chute de contrainte pour la même séquence est plus progressive et atteint une valeur finale de 80%  $\sigma_{n1}$ . Pour le tronçon (2), la dégradation illustrée sur la Figure III.38 atteint à la fin de la séquence une valeur équivalente à 20 %  $\sigma_{n1}$ . Ce taux de dégradation de  $\sigma_n$  est plus faible que le taux obtenu avec TZC-ABC à la fin de C1NAT01. Ce dernier correspondait à 70 %  $\sigma_{n1}$ . Enfin pour le tronçon situé à la base du pieu, la méthode TZC-SOLCYP, à l'opposé de TZC-ABC, ne permet pas d'obtenir une amélioration de contrainte normale. La Figure III.38 montre que  $\sigma_n$  diminue légèrement au fur et à mesure des cycles. De manière générale, les courbes d'évolution de  $\sigma_n$  ont une tendance à la stabilisation au fur et à mesure des cycles avec TZC-SOLCYP. De plus, cette méthode engendre une plus faible dégradation de la contrainte normale par rapport à la méthode TZC-ABC.

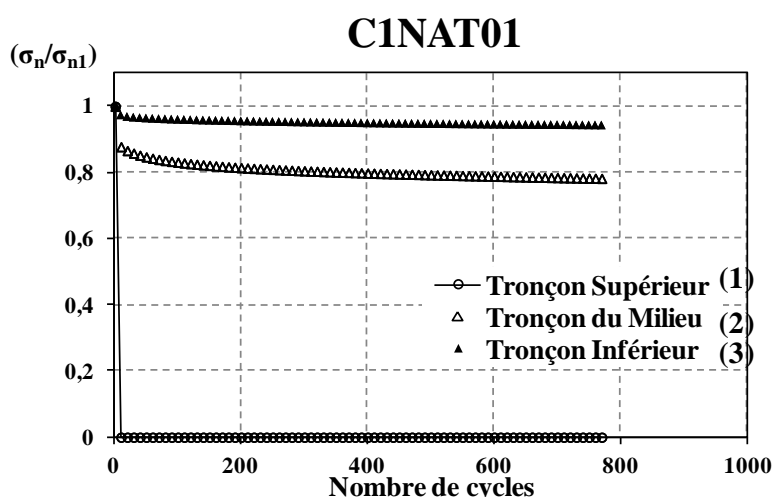


Figure III.38 : Evolution de la contrainte normale à l'interface sol-pieu en fonction du nombre de cycles pour trois niveaux de pieu au cours de la séquence C1NAT01 avec la méthode TZC-SOLCYP

Cette faible dégradation de la contrainte normale influence directement l'évolution du frottement axial limite tout au long du pieu. Afin de mieux visualiser l'évolution du frottement axial limite en fonction du nombre de cycles avec TZC-SOLCYP, le facteur de dégradation  $D_\tau$  défini dans la section III.3.4.4 pour TZC-ABC est utilisé. La Figure III.39a illustre l'évolution de  $D_\tau$  en fonction de la profondeur et en fonction du nombre de cycles au cours de la séquence C1NAT01. Il est clair que la dégradation du frottement axial limite est décroissante avec la profondeur, et est plus importante au niveau des couches supérieures (0 à 2 m) par rapport aux couches situées en dessous. Afin de mieux comparer les résultats des deux méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP, le coefficient  $D_\tau$  de chaque méthode à la fin de C1NAT01 est donné sur la Figure III.39b. Il est clair que la méthode TZC-ABC engendre globalement une plus forte dégradation du frottement axial limite. De plus, les deux profils n'ont pas la même allure. Le taux de dégradation équivalent pour les couches situées à une profondeur supérieure à  $L/2$  avec TZC-ABC, n'est pas observé avec la deuxième méthode. L'allure obtenue avec

TZC-SOLCYP est due au fait que le paramètre  $\Delta q_s(i)$  est calculé à partir de la rigidité normale à l'interface  $k_n$ , qui est elle-même calculée à partir de la résistance en pointe  $q_c$ . Il n'est pas étonnant alors d'obtenir un profil de coefficient de dégradation  $D_\tau$  en fonction de la profondeur similaire à celui de  $q_c$ .

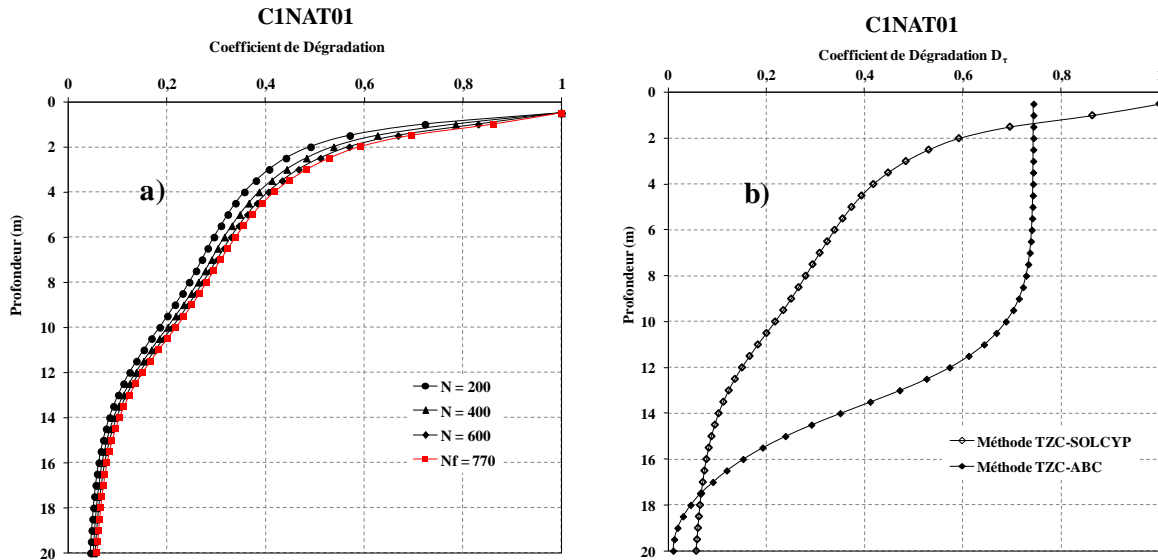


Figure III.39 : a) Evolution du coefficient  $D_\tau$  en fonction du nombre de cycles et de la profondeur au cours de C1NAT01 avec TZC-SOLCYP, b) Comparaison des coefficients finaux de dégradation de frottement axial limite obtenus avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP

La faible dégradation du frottement axial limite influence la mobilisation du frottement le long du pieu. En effet, puisque le frottement axial limite des couches situées à une profondeur supérieure à 4 m n'est pas fortement dégradé avec TZC-SOLCYP, les profils de mobilisation du frottement le long du pieu aux premier et dernier cycles ne sont pas très éloignés. C'est ce qui est observé sur la Figure III.40. Une légère augmentation du cisaillement moyen à la base du pieu est notée.



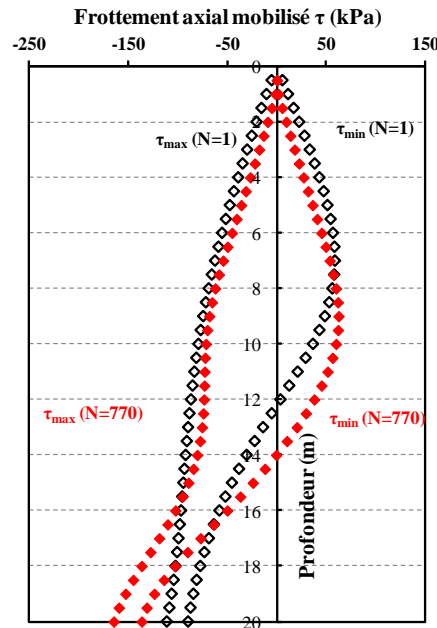


Figure III.40 : Profil de frottement axial mobilisé en fonction de la profondeur pour le premier et le dernier cycle de C1NAT01 avec TZC-SOLCYP

Les chemins de contraintes tracés avec la méthode TZC-ABC (paragraphe III.3.3.5) peuvent également être obtenus avec la méthode TZC-SOLCYP. Les résultats obtenus avec cette deuxième méthode sont très similaires à ceux de TZC-ABC. Pour cette raison, uniquement le chemin de contraintes de la séquence C1NAT01 est présenté sur la Figure III.41.

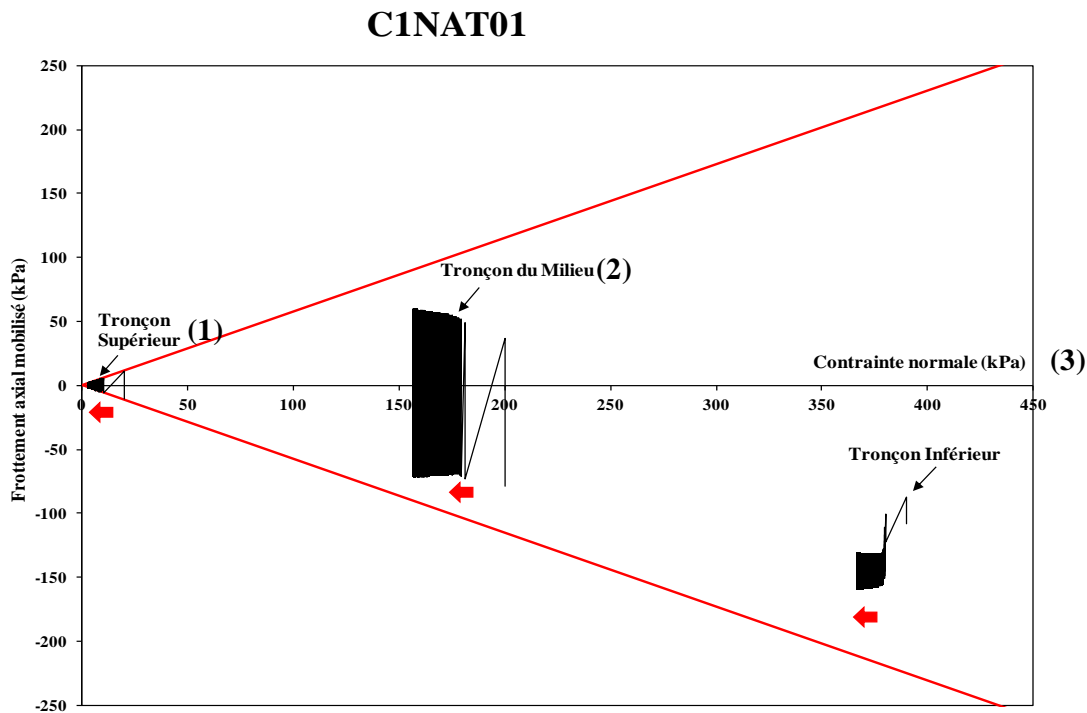


Figure III.41 : Chemins de contraintes pour trois niveaux de pieu au cours du calcul métastable (C1NAT01) avec TZC-SOLCYP

De manière générale, les observations faites avec TZC-ABC sont retrouvées avec TZC-SOLCYP. Les chemins de contraintes se déplacent vers la gauche, ce qui traduit une diminution de la contrainte normale à l'interface sol-pieu, et donc le sol au voisinage du sol se contracte et subit une densification. Le phénomène de dilatance observé à la fin des séquences instables au cours des essais in-situ, n'a pu être modélisé. Donc aucun changement de phase n'est intégré dans le calcul. Lorsque la rupture par défaut d'équilibre est atteinte au cours des séquences instables, les chemins de contraintes des trois tronçons de pieu touchent la droite de rupture.

La différence notée entre les chemins de contraintes obtenus avec TZC-ABC et ceux obtenus avec TZC-SOLCYP, est la réduction moins significative de la contrainte normale au milieu du pieu.

### III.4 Synthèse et Conclusions

L'objectif de ce chapitre était de développer un modèle permettant de calculer la capacité portante cyclique d'un pieu soumis à une sollicitation cyclique axiale. La capacité portante cyclique calculée dépend des déplacements accumulés en tête de pieu au cours de la sollicitation, et dépend également des variations de contraintes (normales et de cisaillement) à l'interface sol-pieu. Afin de réaliser cet objectif, il a fallu utiliser une méthode de type t-z et gérer les calculs cycle à cycle.

Pour répondre à cet objectif, le modèle TZC a été développé et présenté dans ce chapitre. Tout d'abord sa formulation tout au long du fût du pieu et au niveau de base a été donnée. Les paramètres du modèle TZC ont été ensuite présentés, et l'influence de chaque paramètre a été étudiée. Une attention particulière a été accordée au paramètre contrôlant la dégradation cyclique subie par le frottement axial limite au cours d'une sollicitation cyclique. Ce paramètre, noté  $\Delta q_s$  a été calculé dans cette étude selon deux méthodes, présentées auparavant dans le chapitre I. La première méthode est ABC et la seconde est la méthode SOLCYP. Le détail du couplage du modèle TZC avec les deux méthodes ainsi que l'introduction de TZC-ABC et TZC-SOLCYP dans un outil de calcul cycle à cycle, ont été présentés.

Afin d'évaluer les potentialités du modèle TZC, une application sur un cas théorique a été réalisée. L'application concerne des séquences de traction cyclique, ayant différentes combinaisons de charge moyenne  $Q_{moy}$  et d'amplitude cyclique  $Q_{cyc}$ . Ces séquences ont été choisies afin de visualiser les effets de chaque caractéristique de chargement sur le comportement du pieu. Chacune des séquences de traction cyclique a été effectuée avec TZC-ABC et avec TZC-SOLCYP afin de comparer les deux méthodes.

Les résultats présentés dans ce chapitre permettent de voir que l'outil de calcul réussit à estimer, à chaque cycle  $i$  du chargement, la capacité portante cyclique  $R_{s\ cyc}$ , les contraintes mobilisées à l'interface  $\sigma_{ni}$  et  $\tau_i$  et les déplacements accumulés en tête de pieu. Les conclusions suivantes ont pu être tirées à partir de ces résultats :

- l'augmentation de la charge maximale  $Q_{max}$ , de l'amplitude cyclique  $Q_{cyc}$  ou de la charge moyenne  $Q_{moy}$  conduisent à une augmentation de l'accumulation des déplacements ;
- une séquence de traction cyclique provoque une dégradation de la résistance à la traction initiale  $R_{s1}$  du pieu. Le taux de dégradation dépend des caractéristiques de la séquence de chargement ;
- la rupture du pieu peut être définie selon deux critères. Le premier est un critère en déplacement (déplacement conventionnel égal à  $D/10$ ). Le second critère est une rupture par

défaut d'équilibre, obtenu lorsque  $R_{s\text{ cyc}}$  devient inférieur à la charge maximale appliquée en tête de pieu ;

- selon les caractéristiques du chargement appliquées sur le pieu, trois comportements peuvent être observés : stable, métastables et instable ;
- le calcul du coefficient de dégradation du frottement axial limite  $D_\tau$  permet de voir que la rupture se développe de la tête vers la base ;
- un coefficient de sécurité peut être introduit lors du dimensionnement des pieux soumis aux chargements cycliques axiaux. Il permet de distinguer les chargements cycliques admissibles des chargements cycliques inadmissibles selon le critère suivant :

$$\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k < \frac{R_{s\text{ cyc}}}{\gamma_R}$$

- pour les séquences métastables, la dégradation de la résistance à la traction obtenue avec TZC-ABC est supérieure à celle estimée avec TZC-SOLCYP. La dégradation obtenue avec cette dernière méthode dépend fortement de la rigidité normale à l'interface  $k_n$ . Celle-ci est directement liée au module de cisaillement du sol  $G$ . Ainsi, pour pouvoir reproduire des résultats d'essais in-situ avec TZC-SOLCYP, il est nécessaire d'étudier la valeur prise pour  $G$ . Cette étude est menée dans le cadre du chapitre suivant.

Les sept séquences de traction cyclique étudiées dans ce chapitre peuvent être placées sur un diagramme de stabilité cyclique (Figure III.42). En multipliant le nombre de ces séquences et en modifiant la combinaison ( $Q_{\text{moy}}$ ,  $Q_{\text{cyc}}$ ), des zones de stabilité peuvent être définies. Ce diagramme est une application du modèle TZC, pouvant être utile pour l'ingénieur lors du dimensionnement des pieux. En effet, pour un type de pieu donné (battu ou foré), pour un type de sol donné, l'utilisation de ces diagrammes permet à l'ingénieur de connaître les gammes d'amplitude et de charge moyenne que peut supporter le pieu. Ces diagrammes permettent également de connaître plus ou moins le nombre de cycles que peut supporter le pieu avant d'atteindre la rupture.

Afin de tester la validité du modèle TZC, le chapitre suivant présente une comparaison entre des résultats d'essais en vraie grandeur et les résultats numériques (obtenus avec TZC). Une discussion autour de la validité du modèle est menée, ainsi que des éventuelles améliorations sont proposées.

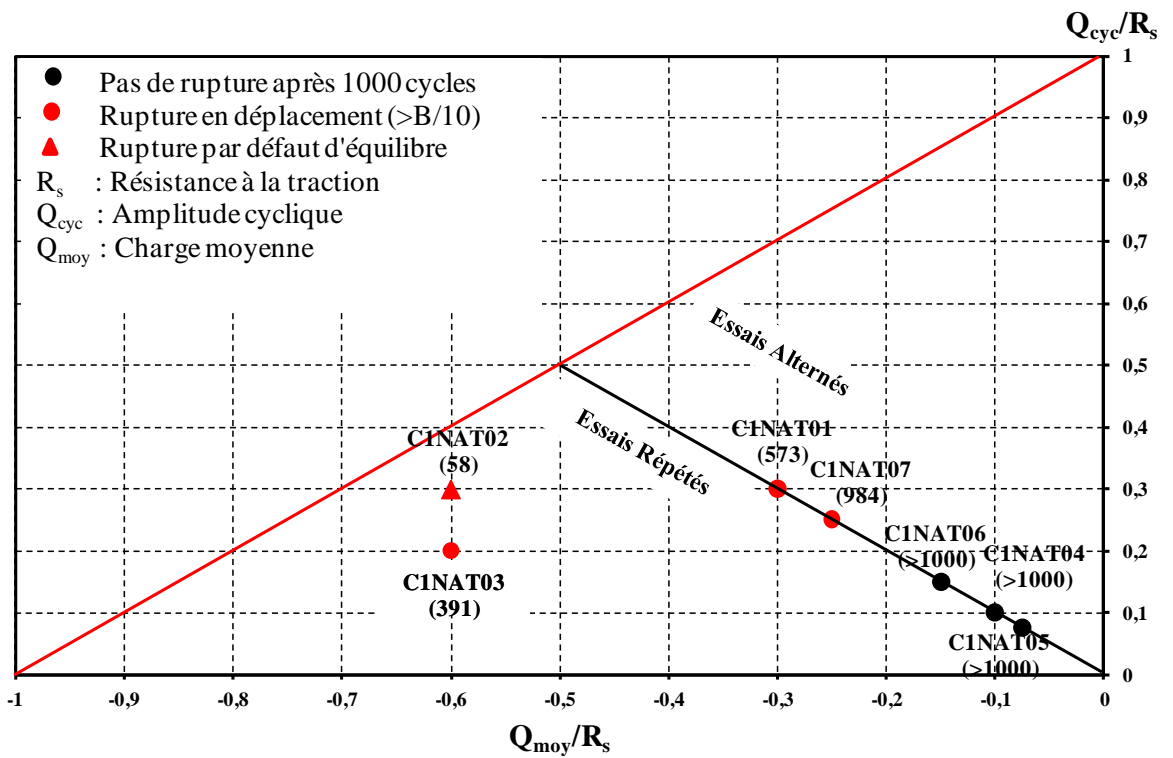


Figure III.42 : Diagramme de stabilité cyclique obtenu avec la méthode TZC-ABC à partir des sept séquences de traction cyclique

## **IV Chapitre IV : Comparaison des résultats du modèle TZC avec les résultats d'essais de pieux en vraie grandeur**

### **IV.1 Introduction**

Le chapitre précédent a proposé un modèle de calcul cycle à cycle TZC pour modéliser la réponse du pieu sous charge axiale cyclique. Ce modèle, combiné à deux procédures de calcul de dégradation du frottement axial limite (approches ABC et SOLCYP), permet d'évaluer la capacité portante cyclique au cours des cycles et d'estimer les déplacements accumulés en tête de pieu.

Afin d'évaluer la fiabilité du modèle TZC, et de manière générale des deux méthodes de calcul cycle à cycle (TZC-ABC et TZC-SOLCYP), les résultats numériques obtenus sont comparés à des résultats expérimentaux issus d'essais en vraie grandeur.

Le présent chapitre propose une comparaison entre les résultats d'essais cycliques sur des pieux battus et sur un pieu foré, et les résultats numériques de la modélisation de ces mêmes essais avec les procédures TZC-ABC et TZC-SOLCYP. Les essais sont tout d'abord présentés, puis modélisés. Les résultats de la modélisation sont ensuite analysés et discutés. L'utilisation des deux méthodes de calcul lors du dimensionnement et de la conception des pieux sous charge cyclique axiale est discutée.

### **IV.2 Présentation des résultats des essais de pieux en vraie grandeur**

#### **IV.2.1 Les essais de Dunkerque**

Les essais de chargements cycliques de pieux en vraie grandeur réalisés à Dunkerque ont été effectués par l'Imperial College (I.C.L) pour le compte du H.S.E (Health and Safety Executive, UK). Les essais ont été réalisés entre le 01/09/1998 et le 21/11/1998. Les pieux utilisés sont des pieux battus ouverts en acier installés dans du sable.

##### **a) Présentation du site**

Les essais ont été réalisés dans une zone nommée Zip des Huttes, située à l'ouest de Dunkerque. Le site présente un profil de sol sableux relativement dense et sa stratigraphie est résumée sur la Figure IV.1. La nappe d'eau a été trouvée à 4 m de profondeur. Les trois principales unités géotechniques du sol sont les suivantes :

- **0 à 3 m : Remblai hydraulique**, constitué de sable Flandrien récupéré de dépôts marins placés entre 1972 et 1975 ;
- **3 à 30 m : Sable Flandrien**, constitué de sable marin séparé par des couches organiques ;

- **au-delà de à 30 m : Argile Yprésienne**, argile marine nommée Argile des Flandres ou Argile de Londres.

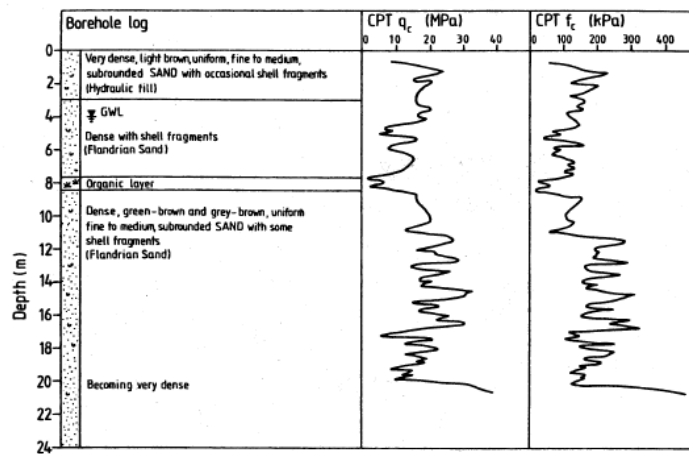


Figure IV.1 : Stratigraphie et profil CPT type du sable de Dunkerque (Jardine et Standing, 2000)

La Figure IV.1 représente également un profil CPT type du sol de Dunkerque. Afin de réaliser ces essais in-situ, sept essais pénétrométriques statiques (CPT) ont été réalisés au cours de l'automne 1998 au voisinage des pieux mis en place par battage. Les profils CPT obtenus à partir de ces essais sont présentés dans le paragraphe IV.3.1.1. Ces résultats ont été utilisés dans la modélisation de ces essais.

Des essais en laboratoire ont été réalisés pour déterminer les densités maximales et minimales du sable de Dunkerque. La Figure IV.2 illustre l'évolution de la densité relative de ce sol en fonction de la profondeur. Cette figure montre que la densité relative du remblai atteint 100%, tandis qu'elle est équivalente à 75 % dans le sable Flandrien. Le Tableau IV.1 donne les valeurs initiales des contraintes normales  $\sigma'_n$  et horizontales  $\sigma'_h$  et des pressions d'eau  $u$ . Il montre que le poids volumique est de  $17.1 \text{ kN/m}^3$  au dessus de la nappe d'eau, et il est équivalent à  $19.9 \text{ kN/m}^3$  en dessous. Le coefficient de pression des terres au repos  $K_0$  est compris entre 0.40 et 0.45 selon les valeurs des contraintes.

Kuwano (1999) a réalisé une série d'essais de cisaillement sol-sol et sol-structure sur des échantillons de sable de Dunkerque. Les résultats de ces essais sont illustrés sur la Figure IV.3 et donnent une valeur de l'angle de frottement interne  $\phi'$  équivalente à  $31^\circ$  et une valeur de l'angle de frottement sol-acier  $\delta'$  équivalent à  $27^\circ$ .

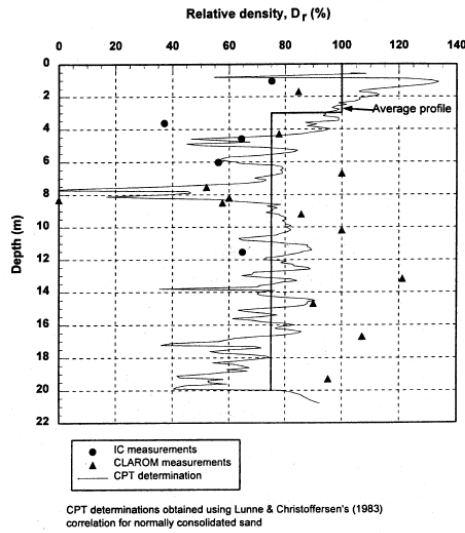


Figure IV.2 : Profil de densité relative dans le sable de Dunkerque (Jardine et Standing, 2000)

Tableau IV.1 : Récapitulatif des contraintes in-situ dans le sable de Dunkerque (Jardine et Standing, 2000)

z (m)	u (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	$\sigma'_n$ (kPa)	$D_r$
2	0	34	14	1.00
4	0	68	27	0.92
6	20	88	35	0.64
8	39	108	43	0.32
10	59	128	51	0.81
12	78	148	59	0.77
14	98	168	67	0.67
16	118	188	75	0.77
18	137	208	83	0.69
20	157	228	91	0.63

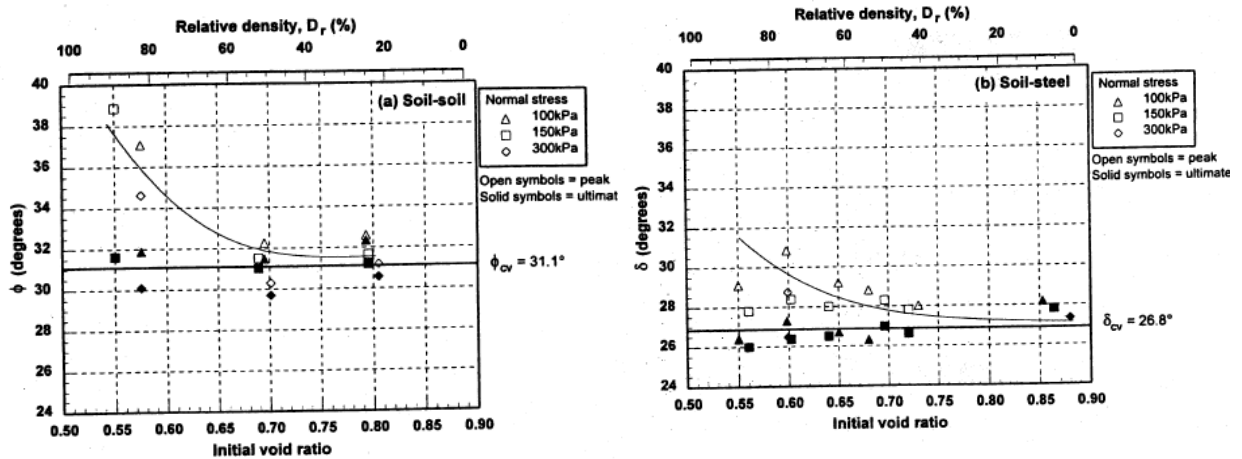


Figure IV.3 : Résultats des essais de cisaillements sol-sol et sol-acier effectués sur le sable de Dunkerque (Kuwano, 1999)



### b) Présentation des pieux modélisés

Les quatre pieux modélisés dans cette étude ont été mis en place par battage en août 1998, ce sont des pieux en acier ouverts. Leur longueur  $L$  est d'environ 19 m et leur diamètre extérieur est égal à 457 mm. Ces pieux ont été utilisés comme pieux de réaction pour des chargements cycliques précédents. Comme l'histoire de chargement d'un pieu influence son comportement au cours d'une sollicitation, il est important de décrire les différentes sollicitations subies par chaque pieu. Ainsi, le Tableau IV.2 récapitule les principales caractéristiques et l'historique de chacun des pieux R3, R4, R5 et R6 modélisés.

**Tableau IV.2 : Récapitulatif des caractéristiques et de l'historique de chargement des pieux modélisés**

Nom du pieu	Caractéristiques	Historique de chargement
R3	L = 19.24 m Epaisseur en tête = 20 mm Epaisseur à la base = 13.5 mm	-20/08/1998 : Mise en place par battage. -Du 29/10/1998 au 6/11/1998 : Pieu de réaction pour deux autres pieux. -13/11/1998 : Essai de traction -14 et 15/11/1998 : Essais cycliques et post-cycliques
R4	L = 19.37 m Epaisseur en tête = 20 mm Epaisseur à la base = 13.5 mm	-24/08/1998 : Mise en place par battage. -Du 29/10/1998 au 6/11/1998 : Pieu de réaction pour deux autres pieux. -06/11/1998 : Essai de traction -17 et 18/11/1998 : Essais cycliques et post-cycliques
R5	L = 19.05 m Epaisseur en tête = 20 mm Epaisseur à la base = 13.5 mm	-25/08/1998 : Mise en place par battage. -Du 29/10/1998 au 30/10/1998 : Pieu de réaction pour deux autres pieux. -19/11/1998 : Essai de traction -20 et 21/11/1998 : Essais cycliques et post-cycliques
R6	L = 18.90 m Epaisseur en tête = 20 mm Epaisseur à la base = 13.5 mm	-21/08/1998 : Mise en place par battage. -Du 29/10/1998 au 30/10/1998 : Pieu de réaction pour deux autres pieux. -9/11/1998 : Essai de traction -10 et 12/11/1998 : Essais cycliques et post-cycliques

### c) Présentation des séquences et des résultats expérimentaux

La modélisation des essais de Dunkerque concernent les quatre pieux présentés ci-dessus R3, R4, R5 et R6. Chaque pieu a subi une ou deux séquences cycliques. Afin de modéliser une séquence de chargement cyclique, il faut caler les paramètres statiques du modèle TZC sur les résultats des essais monotones appliqués à chaque pieu. La procédure de calage est présentée plus en détail dans le paragraphe IV.3. Le Tableau IV.3 présente les différentes séquences de traction statique et cyclique utilisées dans la modélisation et le Tableau IV.4 présente les caractéristiques et les résultats expérimentaux des séquences cycliques modélisées.

**Tableau IV.3 : Descriptif des séquences de traction statique et cyclique utilisées dans a modélisation des pieux de Dunkerque (d'après Jardine et Standing, 2000, 2012)**

Pieu	Date	Séquence	Type d'essai	Commentaires
R3	13/11/1998	2.R3.T1	Traction	Charge maximale appliquée 2000 kN, pas de rupture, déplacement maximal en tête 10.3 mm.
	14/11/1998	2.R3.CY2	Traction cyclique	Traction appliquée entre 0 et 1400 kN, essai arrêté après 200 cycles, pas de rupture, déplacement permanent 6.8 mm.
R4	16/11/1998	2.R4.T1	Traction	Charge maximale appliquée 2000 kN, pas de rupture, déplacement maximal en tête 8.73 mm.
	17/11/1998	2.R4.CY2	Traction cyclique	Traction appliquée entre 0 et 2000 kN, essai arrêté après 221 cycles, pas de rupture, pas de mesures obtenues au cours des 35 premiers cycles.
	17/04/1999	2.R4.T3	Traction rapide	Charge maximale appliquée 2000 kN, rupture.
R5	19/11/1998	2.R5.T1	Traction	Charge maximale appliquée 2000 kN, pas de rupture, déplacement maximal en tête 8.86 mm.
	20/11/1998	2.R5.CY2	Traction cyclique	Traction appliquée entre 500 et 2000 kN, rupture du pieu après 345 cycles, des dysfonctionnements au cours de l'essai ont causé deux courtes périodes de pauses.
R6	12/11/1998	3.R6.T5	Traction rapide	Charge maximale appliquée 1325 kN, rupture.
	22/04/1999	3.R6.CY6	Traction cyclique	Traction appliquée entre 0 et 1400 kN, rupture après 206 cycles.

**Tableau IV.4 : Caractéristiques des séquences de traction cyclique modélisées**  
(d'après Jardine et Standing, 2000, 2012)

Pieu	Séquences cycliques	$R_s$ (kN) (estimée ou mesurée)	$Q_{max}$ (kN)	$Q_{min}$ (kN)	$\frac{Q_{moy}}{R_s}$	$\frac{Q_{cyc}}{R_s}$	Nombre de cycles	Rupture
R3	2.R3.CY2	2315	1400	0	0.30	0.30	200	Non
R4	2.R4.CY2	2960	2000	0	0.34	0.34	221	Non
R5	2.R5.CY2	2465	2000	500	0.51	0.30	345	Oui
R6	3.R6.CY6	1650	1400	0	0.42	0.42	206	Oui

## IV.2.2 Les essais de Loon-Plage

Les essais réalisés à Loon-Plage entrent dans le cadre du Projet National SOLCYP. Il compte de nombreux essais réalisés dans deux sites différents. Le premier site est Merville où de nombreux essais cycliques ont été conduits dans l'Argile des Flandres. Le deuxième site est Loon-Plage où d'autres essais cycliques ont été conduits dans du sable. L'étude ci-dessous est limitée uniquement sur les essais réalisés dans le deuxième site.

### a) Présentation du site

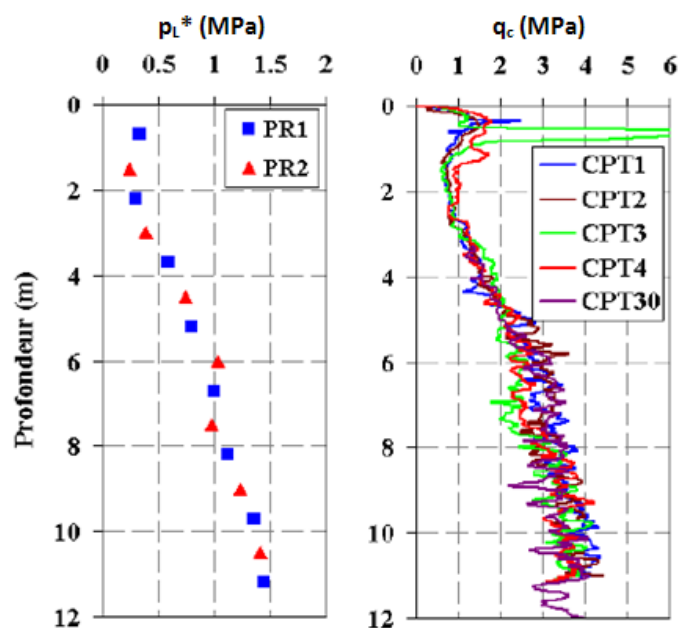
Le site de Loon-Plage se situe en bordure de la commune de Loon-Plage au nord de la France. Il est situé près du site précédent (Zip des Huttes), ce qui permet d'avoir des conditions de sol très similaires à celles présentées précédemment.

La stratigraphie dans le site où les pieux du Projet SOLCYP ont été installés est décrite ci-dessous :

- de 0 à 0.6 m : Ancien remblai constitué de briques, de béton et de sable verdâtre ;
- de 0.6 m à 2.2 m : Argile légèrement sableuse de couleur grise à verte foncée ;
- de 2.2 à 11.5 m : Sable gris très fin ;
- de 11.5 m à 16.5 m : Argile molle légèrement sableuse de couleur olive-gris foncé ;
- de 16.5 m à 18 m : Sable fin légèrement argileux de couleur grise.

Dans le cadre du Projet National SOLCYP, le site de Loon-Plage a subi une reconnaissance spécifique comportant 4 essais au pénétromètre statique CPT à pointe électrique descendus jusqu'à 20 m de profondeur, un essai au pénétromètre statique de type piézocône descendu jusqu'à une profondeur de 18.4 m, deux essais au pressiomètre Ménard descendus jusqu'à 18 m de profondeur et quelques carottages continus.

Ces essais in-situ ont abouti aux résultats de la Figure IV.4 donnant l'évolution de la pression limite nette  $p_l^*$  et la résistance de pointe pénétrométrique  $q_c$  en fonction de la profondeur.



**Figure IV.4 : Evolution de la pression limite nette et de la résistance de pointe pénétrométrique en fonction de la profondeur (Benzaria, 2013)**

En ce qui concerne la densité relative du sol de Loon-Plage, son profil est similaire à celui du site précédent. Entre 0 et 2 m, la densité relative du sol est forte et est équivalente à 100 % et, en dessous de cette profondeur, elle est moyenne et équivalente à 75%. Ces valeurs sont issues de l'interprétation des essais CPT réalisés sur ce site (Jardine et Standing, 2000)

En ce qui concerne l'angle de frottement interne  $\phi$  du sable de Loon-Plage et l'angle de frottement sol-béton  $\delta$ , les essais réalisés par Kuwano (1999) montrent que  $\phi$  est équivalent à  $31.1^\circ$  et  $\delta$  est équivalent à  $26.8^\circ$ . Cependant, cette dernière valeur reste faible et une discussion sera menée à propos d'elle dans le paragraphe IV.4.1.2.

### **b) Présentation du pieu modélisé**

Le pieu modélisé dans cette section est nommé F2. Il a été mis en place par forage à la tarière creuse. Sa longueur  $L$  est équivalente à 10,5 m et son diamètre  $B$  à 0.42 m. La tête du pieu est placée à une hauteur de 0,5 m au dessus du sol. Le pieu F2 a été instrumenté avec des extensomètres amovibles afin de mesurer les déformations lors du chargement du pieu. La description détaillée des équipements placés sur le pieu F2 est donnée par Benzaria (2013). La séquence modélisée avec le pieu F2 correspond à une séquence de traction cyclique. Cette dernière n'a été précédée par aucun chargement statique ou cyclique. Tous les paramètres statiques du modèle TZC ont été calés sur l'essai statique réalisé sur un pieu de référence noté F1. Ce dernier est un autre pieu foré à la tarière creuse possédant les mêmes dimensions que F2 et a subi un essai monotone.

### c) Présentation des séquences et des résultats expérimentaux

La modélisation des pieux de Loon-Plage ne concerne que les pieux F1 et F2. Les caractéristiques de ces deux séquences sont données dans le Tableau IV.5 et les résultats de la séquence de traction cyclique modélisée sont donnés dans le Tableau IV.6.

**Tableau IV.5 : Descriptif des séquences de traction statique et cyclique utilisées dans la modélisation des pieux de Loon-Plage (d'après Benzaria, 2013)**

Pieu	Séquence	Type d'essai	Commentaires
F1	L-F1/TS1	Traction	Charge maximale appliquée 820 kN, essai arrêté lorsque le déplacement en tête a dépassé 41 mm (0.1 B)
F2	L-F2/TC1	Traction cyclique	Traction appliquée entre 85 et 550 kN, rupture en déplacement après 367 cycles, déplacement supérieur à 0.1 B.

**Tableau IV.6 : Caractéristiques de la séquence de traction cyclique modélisée (d'après Benzaria, 2013)**

Pieu	Séquence cyclique	$R_s$ (kN) (mesurée)	$Q_{max}$ (kN)	$Q_{min}$ (kN)	$\frac{Q_{moy}}{R_s}$	$\frac{Q_{cyc}}{R_s}$	Nombre de cycles	Rupture
F2	L-F2/TC1	820	550	85	0.40	0.30	367	Oui

## IV.3 Paramètres de calculs

### IV.3.1 Paramètres de calculs dans le modèle TZC

Les paramètres du modèle TZC utilisés dans la modélisation des pieux sont détaillés dans ce paragraphe. On distingue ci-dessous les paramètres monotones (frottement axial limite  $q_s$ , la rigidité initiale  $\lambda_s$ , la résistance en pointe  $R_b$  et la rigidité initiale en pointe  $\lambda_b$ ), et les paramètres cycliques (raideur  $R_i$  et dégradation cyclique  $\Delta q_s(i)$ ). Pour chaque pieu modélisé dans cette section, le système sol-pieu a été discrétisé en 40 couches. Ces 40 couches ont une épaisseur égales tout le long du fût du pieu, sauf au voisinage de la base où les couches sont moins épaisses afin d'augmenter la précision du calcul.

#### IV.3.1.1 Paramètres monotones

##### a) Frottement axial limite initial $q_{sI}$

Pour les pieux battus ouverts installés à Dunkerque, le frottement axial limite initial à l'interface sol-pieu a été calculé selon la méthode ICP (Jardine, 2005). Après installation d'un pieu battu le frottement axial limite est exprimé selon l'équation (IV.1). Dans cette équation,  $\sigma'_{nl}$  est la contrainte normale effective et sa variation  $\Delta\sigma'_n$  est due à la dilatance pouvant apparaître au cours d'un chargement de pieu. Le frottement axial limite initial a été calculé pour chacune des 40 couches.

$$q_{s1} = \tan(\delta)(\sigma'_{n1} + \Delta\sigma'_n) \quad (\text{IV.1})$$

La contrainte normale effective initiale est calculée selon l'équation (IV.2). Dans cette équation,  $q_c$  est la résistance de pointe pénétrométrique,  $\sigma'_{v1}$  est la contrainte verticale effective,  $Pa$  est la pression atmosphérique ( $Pa=100$  kPa),  $h$  est la distance par rapport à la pointe du pieu ( $0 \leq h \leq L$ ), et  $R^*$  est le rayon équivalent d'un pieu ouvert ( $R^*=(R_{\text{ext}}^2-R_{\text{int}}^2)^{1/2}$ ). La Figure IV.5 définit les différents paramètres utilisés dans le calcul de la contrainte normale effective. Les valeurs des résistances de pointe pénétrométriques  $q_c$  proviennent des essais CPT réalisés à Dunkerque à proximité des pieux modélisés R3, R4, R5 et R6. Les profils utilisés sont représentés sur la Figure IV.6.

$$\sigma'_{n1} = 0.029q_c \left(\frac{\sigma'_{v1}}{Pa}\right)^{0.13} \left(\frac{h}{R^*}\right)^{-0.38} \quad (\text{IV.2})$$

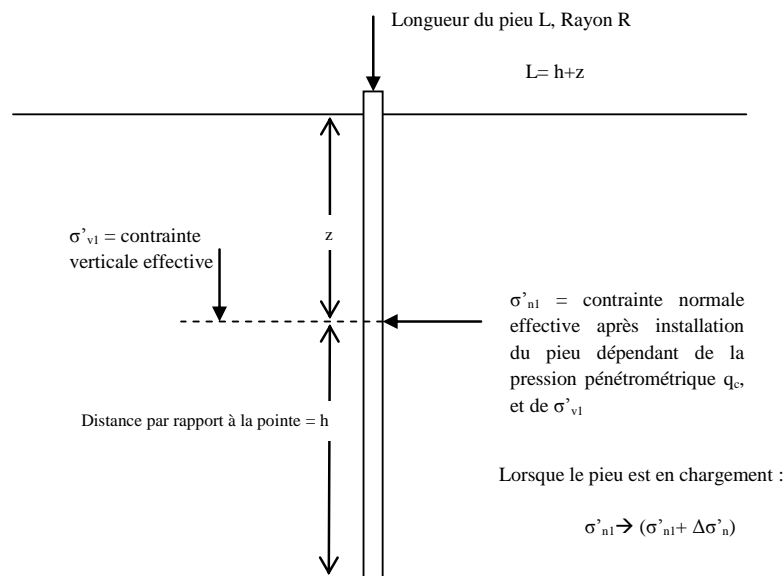


Figure IV.5 : Définitions des paramètres contrôlant la contrainte normale effective selon la méthode ICP (Jardine, 2005)

La contrainte verticale effective est calculée selon l'équation (IV.3). Dans cette équation le poids volumique effectif  $\gamma'$  est pris égal à  $17$  kN/m<sup>3</sup> pour une profondeur comprise entre  $0$  et  $4$  m ( $\gamma' = \gamma$ ), et à  $10$  kN/m<sup>3</sup> pour une profondeur plus grande.

$$\sigma'_{v1} = \gamma' \cdot z \quad (\text{IV.3})$$

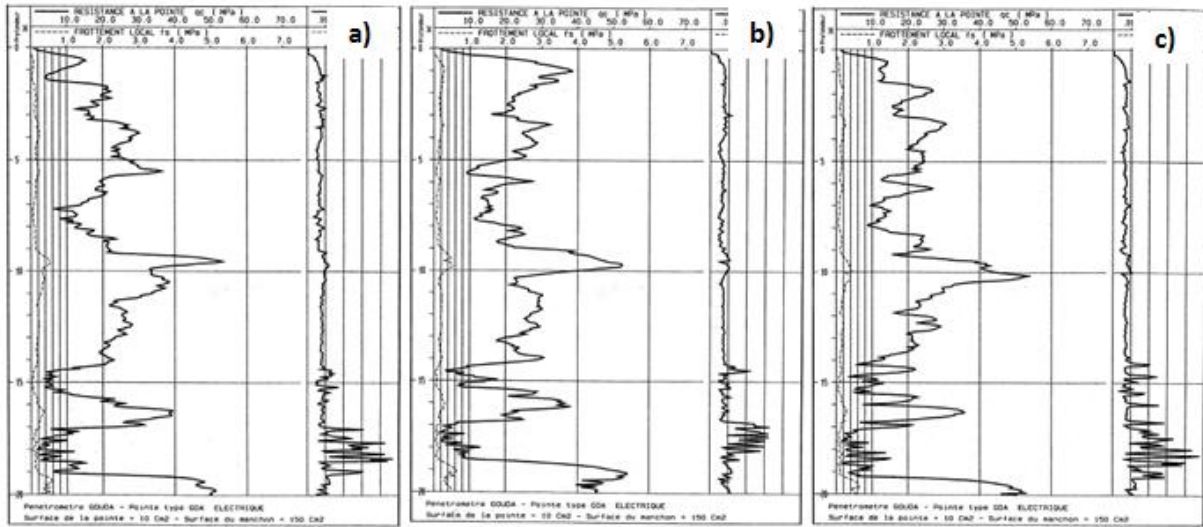


Figure IV.6 : Profils de CPT utilisés dans la modélisation a) du pieu R3, b) des pieux R4 et R5 et c) du pieu R6 (Jardine et Standing, 2000)

Le terme de dilatance  $\Delta\sigma'_n$  de l'équation (IV.1) est calculé selon l'équation (IV.4) où  $G$  est le module de cisaillement du sol estimé suivant la formule de Baldi et al. (1989) (équation (IV.5)). Le terme  $\Delta r$  est le déplacement radial nécessaire pour que le glissement se produise. Pour les pieux en acier à surface peu rugueuse,  $\Delta r$  prend la valeur 0.02 mm.

$$\Delta\sigma'_n = \frac{2G\Delta r}{R} \quad (IV.4)$$

$$G = [A + \beta\eta - C\eta^2]^{-1} \text{ avec } \eta = q_c (Pa.\sigma'_{v0})^{-0.5}; A = 0.0203; B = 0.00125; C = 1.216e-6 \quad (IV.5)$$

Les profils de frottements axiaux limites  $q_{s1}$  à l'interface de chaque pieu battu R3, R4, R5 et R6 en fonction de la profondeur sont tracés sur la Figure IV.7 et la Figure IV.8.

Pour le pieu foré F2 de Loon-Plage, le frottement axial limite initial  $q_{s1}$  a été calculé selon la méthode pressiométrique présentée dans la section (I.2.2) suivant l'équation (IV.6). Dans cette équation, le terme  $\alpha_{\text{pieu-sol}}$  a été déterminé à partir du Tableau I.3. Pour un pieu foré à la tarière creuse installé dans du sable,  $\alpha_{\text{pieu-sol}}$  est égal à 1.8. Les paramètres  $a$ ,  $b$  et  $c$  ont été déterminés à partir du Tableau I.2. Pour le sable,  $a$  est égal à 0.01,  $b$  à 0.06 et  $c$  à 1.2. Pour la pression limite nette, les essais au pressiomètre Ménard ont permis de construire les profils présentés sur la Figure IV.9. La distribution du frottement axial limite initial  $q_{s1}$  en fonction de la profondeur au voisinage du pieu F2 est tracée sur cette même figure.

$$q_s = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}(p_l) = \alpha_{\text{pieu-sol}} (a * p_l + b)(1 - e^{-c * p_l}) \quad (IV.6)$$

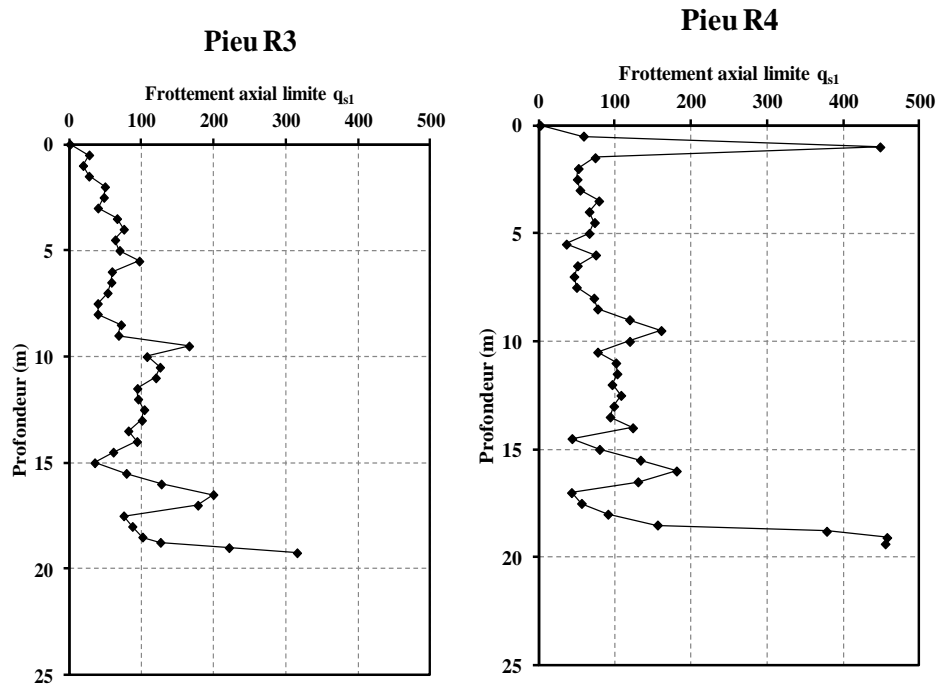


Figure IV.7 : Frottement axial limite en fonction de la profondeur pour les pieux a) R3 et b) R4

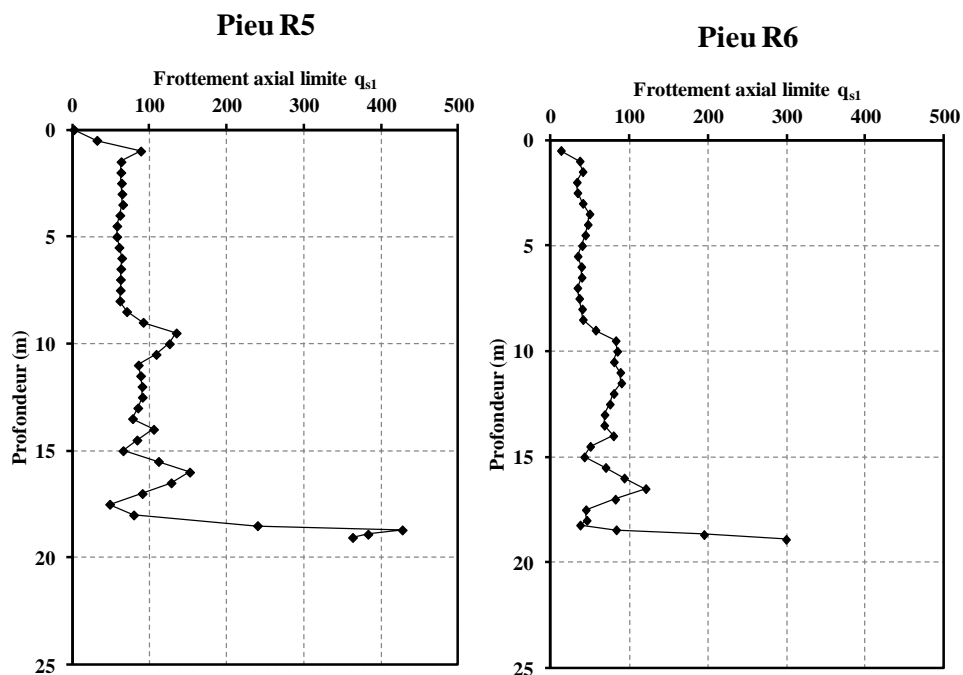


Figure IV.8 : Frottement axial limite en fonction de la profondeur pour les pieux a) R5 et b) R6

L'intégration des frottements axiaux limites initiaux  $q_{s1}$  ainsi calculés tout au long des pieux permet d'estimer la résistance à la traction statique de chaque pieu notée  $R_s$ . Cependant, chaque pieu de Dunkerque a subi un essai monotone pour mesurer sa capacité portante (résistance à la compression)  $R_c$  et sa résistance à la traction  $R_s$ . Pour le pieu F2, un essai de référence a été réalisé sur un pieu similaire pour obtenir  $R_s$  et  $R_c$ . Les valeurs de résistance à la traction mesurées et celles qui ont été calculées à partir de l'intégration des valeurs de  $q_{s1}$  ne coïncident pas. Afin que les deux valeurs



coïncident, une correction a été appliquée aux valeurs de pression limite nette (pour le pieu F2) et aux résistances de pointe pénétrométriques (pour les pieux de Dunkerque).

L'ensemble des données relatives à chaque pieu ( $h/R^*$ ,  $\sigma'_{v1}$ ,  $\sigma'_{n1}$ ,  $G$ ,  $\Delta\sigma_n$  et  $q_{s1}$ ) sont présentées en annexes.

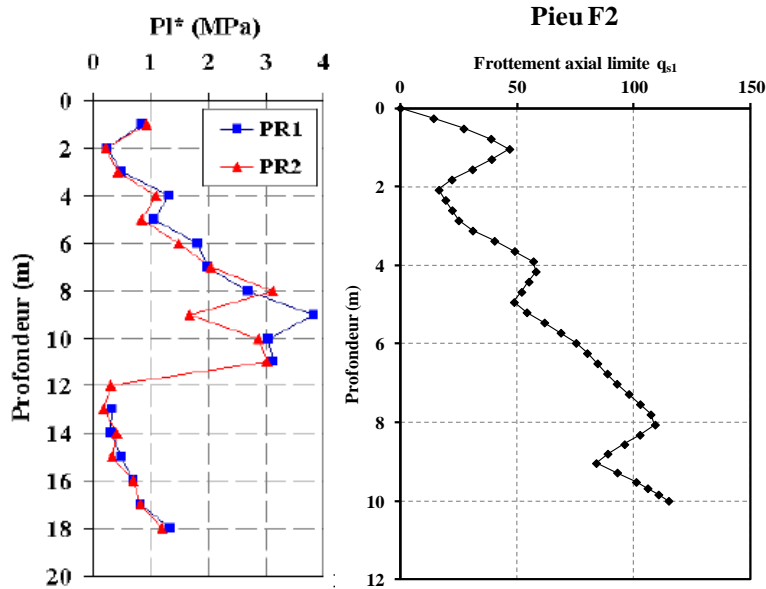


Figure IV.9 : a) Profil de la pression limite en fonction de la profondeur à Loon-Plage (Benzaria, 2013), b) Frottement axial limite initial au voisinage du pieu F2

b) L'effort en pointe du pieu  $R_b$

Le calcul de l'effort en pointe  $R_b$  des pieux battus se fait en utilisant la méthode ICP. Pour les pieux ouverts sans formation de bouchon, l'effort en pointe est mobilisé uniquement sur la section annulaire de la base du pieu. Il est calculé en utilisant l'équation (IV.7). Dans cette dernière,  $q_c$  est la résistance de pointe pénétrométrique mesurée au niveau de la dernière couche,  $R_{ext}$  et  $R_{int}$  sont respectivement les rayons extérieur et intérieur du pieu. Le calcul de  $R_b$  a été fait pour chaque pieu battu R3, R4, R5 et R6. Le Tableau IV.7 récapitule l'ensemble des valeurs.

$$R_b = q_c \pi (R_{ext}^2 - R_{int}^2) \tag{IV.7}$$

Tableau IV.7: Valeurs d'efforts en pointe pour les pieux de Dunkerque

Pieu	$q_c$ (MPa)	$R_{ext}$ (mm)	$R_{int}$ (mm)	$R_b$ (kN)
R3	40,65	228.5	211.75	941.82
R4	59,01			1367
R5	47			555
R6	36			555

Pour le pieu foré à la tarière creuse, l'effort de pointe a été calculé selon la méthode pressiométrique détaillée dans le paragraphe (I.2.2), suivant l'équation (IV.8) :

$$R_b = k_p \cdot p_{Le} \cdot A_b \quad (IV.8)$$

$$p_{Le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{L-b}^{L+3a} p_{Le}^*(z) dz \quad \text{avec } a = B/2 \text{ si } B > 1m \\ a = 0.5m \text{ si } B < 1m$$

Le Tableau IV.8 donne les valeurs des différents paramètres intervenant dans le calcul de  $R_b$ .

**Tableau IV.8 : Valeurs des paramètres de calcul de l'effort en pointe du pieu F2**

<b>a (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>L (m)</b>	<b><math>p_{Le}^*</math> (MPa)</b>	<b><math>k_p</math></b>	<b><math>A_b</math> (m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>R_b</math> (kN)</b>
0.5	0.5	10	1.99	1.65	0.14	457

### c) La rigidité initiale

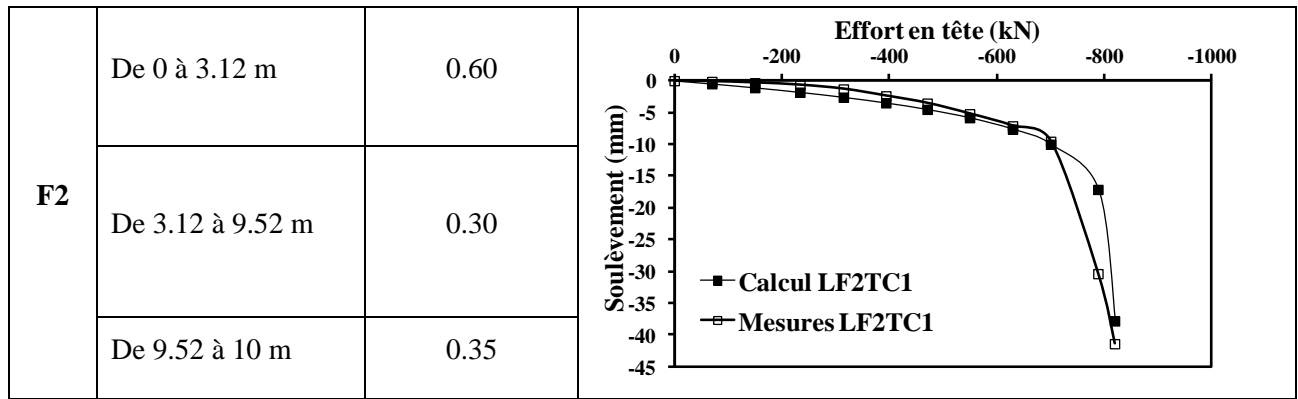
Le paragraphe II.3.1 permet de déterminer les valeurs du paramètre  $\lambda_s$  qui contrôle la rigidité initiale des courbes monotones du modèle TZC (modèle AB1). Cependant, dans le cadre de la modélisation présentée dans ce chapitre, des données expérimentales concernant les essais de traction réalisés sur les pieux modélisés permettent de déterminer ce paramètre à l'aide d'un calage des calculs sur les mesures. En effet, le Tableau IV.3 montre que chaque pieu battu de Dunkerque a également subi un essai de traction avant les séquences modélisées, et pour le pieu foré F2, le pieu référence F1 similaire à ce dernier a subi un essai de traction (Tableau IV.5).

Le paramètre  $\lambda_s$  contrôlant la rigidité initiale varie avec la profondeur du sol autour du pieu. Afin de le déterminer, un calcul monotone en traction est effectué sur chaque pieu avec le modèle TZC. L'objectif est de déterminer le paramètre permettant de caler les calculs réalisés sur les mesures. Le principe du calage est que ce paramètre est décroissant avec la profondeur. En effet, l'analyse des courbes t-z issues d'essais expérimentaux montrent qu'elles sont plus souples au voisinage de la tête de pieu qu'à la base du pieu où elles sont plus raides.

Le Tableau IV.9 récapitule les valeurs données au paramètre pour chaque pieu après avoir effectué le calage avec les mesures. Il donne également les courbes de charge/enfoncement mesurées et calculées.

Tableau IV.9 : Valeurs des paramètres  $\lambda_s$  au voisinage de chaque pieu et calage avec les essais statiques

Pieu	Profondeur	Paramètre $\lambda_s$ (cm)	Courbe de charge/enfoncement
R3	De 0 à 10 m	0.35	
	De 10 m à 19.24 m	0.30	
R4	De 0 à 10 m	0.55	
	De 10 m à 19.37	0.50	
R5	De 0 à 8 m	0.57	
	De 8 m à 12 m	0.30	
	De 12 m à 16 m	0.20	
	De 16 m à 19.05 m	0.15	
R6	De 0 à 6 m	0.30	
	De 6 m à 12 m	0.15	
	De 12 m à 18.90 m	0.13	



Les données expérimentales de tous les essais statiques sont issues de Jardine et Standing (2000) pour les pieux battus R3, R4, R5 et R6, et de Benzaria (2013) pour le pieu foré F2.

d) La rigidité initiale en pointe

Le paramètre  $\lambda_b$  intervenant dans la loi de mobilisation de la résistance en pointe  $q_b$  n'influence pas beaucoup la courbe de charge/enfoncement des pieux. Pour tous les pieux modélisés dans ce chapitre,  $\lambda_b$  est prise égale à la valeur de  $\lambda_s$  de la couche de sol la plus profonde autour du pieu.

### IV.3.1.2 Paramètres cycliques

a) Le paramètre  $R_i$

Le paragraphe III.2.1 détaille l'influence du paramètre  $R_i$  sur l'évolution de la rigidité initiale des courbes  $\tau-w_z$  avec le nombre de cycles. Son expression est rappelée dans l'équation (IV.9). Il est clair qu'avec une valeur de  $R_i$  constante et égale à 1 pour tout  $i$ , le phénomène de rochet est très accentué et les déplacements s'accroissent très rapidement en tête de pieu. Afin de limiter le phénomène de rochet, il est nécessaire de considérer une valeur finale de  $R_i$  (valeur de  $\rho$ ) supérieure à 1.

$$R_i = e^{-(i-1)\xi} + \rho(1 - e^{-(i-1)\xi}) \quad (\text{IV.9})$$

Les calculs réalisés dans ce chapitre ont été faits tout d'abord avec un paramètre  $R_i$  constant et égal à 1. Cependant les résultats obtenus s'éloignent des mesures et les déplacements calculés sont très supérieurs aux déplacements mesurés. Afin de se rapprocher des mesures, le paramètre  $\rho$  dans  $R_i$  a été pris égal à 20 et le paramètre  $\xi$  fixé à 1.  $R_i$  peut être considéré comme un paramètre de calage n'ayant pas réellement de signification ou d'interprétation physique.

b) Le paramètre  $\Delta q_s(i)$

Ce paramètre traduit la dégradation du frottement axial limite au cours des cycles lors de l'application du chargement cyclique sur un pieu. Comme il a été mentionné dans le chapitre III, il peut être calculé selon deux approches : ABC ou SOLCYP. La procédure de couplage du modèle TZC avec ces deux approches (TZC-ABC et TZC-SOLCYP) a été détaillée dans le paragraphe III.2.2.2. Dans ce chapitre,

tous les calculs réalisés ont été effectués avec TZC-ABC d'une part, et avec TZC-SOLCYP d'autre part, donnant suite à une comparaison. Les paramètres de ces deux méthodes utilisés dans cette modélisation sont détaillés dans les paragraphes ci-dessous.

### IV.3.2 Paramètres de calculs dans la méthode ABC

La méthode ABC permet d'estimer le paramètre  $\Delta q_s$  pour chaque cycle de chargement. Elle fait intervenir l'amplitude de cisaillement cyclique  $\tau_{cyc}$ , le frottement axial limite initial  $q_{s1}$ , le frottement axial limite au cycle  $i$   $q_{si}$ , le nombre de cycles  $N$  et trois paramètres  $A$ ,  $B$  et  $C$ . Un premier cycle est effectué afin de déterminer la valeur de  $\tau_{cyc}$ . Le frottement axial limite subit une dégradation et sa valeur est actualisée après chaque 10 cycles. La procédure de calcul cycle à cycle est détaillée dans le paragraphe III.2.2.2.

Dans les calculs présentés ci-dessous, les valeurs utilisées pour les trois paramètres  $A$ ,  $B$  et  $C$  sont issues d'essais de cisaillement simples cycliques (Jardine et Standing, 2000). Leurs valeurs sont données dans le Tableau IV.10.

Tableau IV.10 : Valeurs des paramètres de la méthode ABC

A	B	C
-0.083	-0.06	0.355

### IV.3.3 Paramètres de calculs dans la méthode SOLCYP

Les six paramètres intervenant dans la méthode SOLCYP ainsi que les formules permettant de les calculer, sont récapitulés sur le Tableau III.1 du chapitre III. Le Tableau IV.11 rajoute quelques précisions relatives à ces paramètres dans le cadre de la modélisation menée dans ce chapitre. Pour le cisaillement moyen  $\tau_{moy}$  et l'amplitude de cisaillement cyclique  $\Delta\tau_{cyc}$ , aucune précision supplémentaire n'est à apporter aux formules données dans le Tableau III.1.

Tableau IV.11 : Précisions relatives à quelques paramètres intervenant dans la modélisation avec la méthode SOLCYP

Paramètres	Commentaires	
	Pieux Battus	Pieu Foré
La contrainte effective normale initiale $\sigma'_{n1}$	La contrainte $\sigma'_{n1}$ est calculée en utilisant la méthode ICP (Jardine et al., 2005).	La contrainte $\sigma'_{n1}$ est calculée selon cette équation : $\sigma'_{n1} = K \sigma'_{v1}$ où $K$ est le coefficient des terres après installation du pieu. Dans le cas d'un pieu foré, $K$ est pris égal à 1.

<p>La rigidité normale à l'interface sol-pieu <math>k_n</math></p>	<p>Ce paramètre important fait appel au module de cisaillement du sol <math>G</math>. Son expression est donnée sur le Tableau III.1 (Baldi et al. , 1989). Plus <math>G</math> augmente, plus <math>k_n</math> augmente et plus la dégradation du frottement axial <math>\Delta q_s</math> augmente.. Cette expression fournit une estimation haute du module proche de sa limite <math>G_{max}</math> qui est valable pour de très faibles valeurs de déformations (<math>10^{-6}</math>). La valeur de <math>G</math> utilisée dans la modélisation permettant d'avoir des déformations de l'ordre de <math>10^{-3}</math> est équivalente à <math>G_{max}/1.55</math>.</p>	
<p>Indice de densité <math>I_D</math></p>	<p>Les valeurs d'indice de densité utilisées dans cette modélisation sont précisées dans le paragraphe (IV.2).</p>	
<p>Etat Critique <math>\eta_0</math></p>	<p>Ce paramètre est calculé à partir de l'angle de frottement sol-structure.</p>	

	-Pour Dunkerque : $\eta_0$ est égal à 0.509. -Pour Loon-Plage : $\eta_0$ est égal à 0.505.
--	---

## IV.4 Comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats calculés avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP

### IV.4.1.1 Comparaison avec les essais de Dunkerque

#### IV.4.1.1.1 Résultats du Pieu R3

Le pieu R3 est un pieu de réaction. Avant la séquence de traction cyclique 2R3CY2, le pieu a été chargé en traction (2R3T1 sur le Tableau IV.3) afin de mesurer sa résistance à la traction initiale  $R_{s1}$ . Comme la charge maximale appliquée au cours de 2R3T1 ne dépasse pas 2000 kN sans que le pieu n'atteigne la rupture,  $R_{s1}$  a été estimée à 2317 kN par Jardine et Standing (2000). La séquence 2R3CY2 dont les caractéristiques sont données sur le Tableau IV.12, provoque un comportement métastable du pieu. Après 200 cycles de chargement, aucune rupture n'a été observée. Un essai de traction rapide a été effectué sur le pieu après 2R3CY2 afin de mesurer la résistance à la traction post-cyclique du pieu  $R_{s \text{ post-cyc}}$ . Les mesures montrent que  $R_{s \text{ post-cyc}}$  est équivalente à 2000 kN.

La séquence 2R3CY2 a été réalisée avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP afin de comparer les résultats des deux méthodes aux résultats expérimentaux. Le Tableau IV.12 récapitule les principaux résultats obtenus avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP. Comme pour les mesures, aucune rupture n'a été observée après 200 cycles avec les deux méthodes.

Tableau IV.12 : Récapitulatif des résultats des mesures et des calculs pour la séquence 2R3CY2 du pieu R3

Séquence	$Q_{\max}$ (kN) (T)	$Q_{\min}$ (kN) (T)	$R_{s1}$ mesurée ou estimée (kN)	Mesures		Calculs avec TZC-ABC		Calculs avec TZC-SOLCYP	
				Rupture	Non	Rupture	Non	Rupture	Non
2R3CY2	1400	0	2317	Nbr. de cycles	200	Nbr. de cycles	200	Nbr. de cycles	200
				$R_{s \text{ post-cyc}}$ (kN)	2000	$R_{s \text{ cyc}}$ (kN)	1866	$R_{s \text{ cyc}}$ (kN)	1953

L'outil de calcul dans lequel ont été introduites les deux méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP permet de tracer l'évolution de la résistance à la traction cyclique  $R_{s \text{ cyc}}$  cycle par cycle. Ainsi, après chaque séquence cyclique, la dégradation de la résistance à la traction peut être estimée. Le Tableau IV.12 montre que  $R_{s \text{ cyc}}$  est égale à 1866 et 1953 kN avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP respectivement. La résistance à la traction initiale a subi alors une dégradation d'environ 19,5 % et 15,71 % avec TZC-

ABC et TZC-SOLCYP respectivement. La Figure IV.10 illustre l'évolution du rapport « résistance à la traction cyclique/ résistance à la traction initiale » ( $R_{s\text{ cyc}}/R_{s1}$ ) en fonction du nombre de cycles. Les deux courbes d'évolution de  $R_{s\text{ cyc}}/R_{s1}$  sont voisines et restent au dessus du rapport « charge maximale/ résistance à la traction initiale » ( $Q_{\text{max}}/R_{s1}$ ). Cela explique l'absence de rupture du pieu au cours de la séquence 2R3CY2.

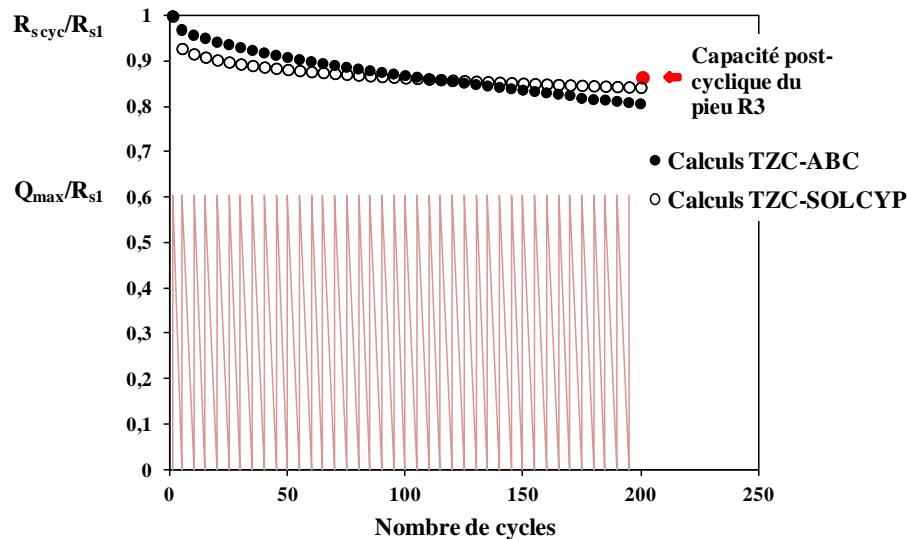


Figure IV.10 : Evolution de la résistance à la traction cyclique  $R_{s\text{ cyc}}$  en fonction du nombre de cycles au cours de 2R3CY2

Cependant, la modélisation ne permet pas d'estimer la résistance à la traction post-cyclique  $R_{s\text{ post-cyc}}$  du pieu R3 après la séquence 2R3CY2. En effet, l'essai de traction réalisé pour mesurer  $R_{s\text{ post-cyc}}$  n'est pas réalisé directement après la dernière décharge de 2R3CY2. Une durée sépare généralement la séquence cyclique de l'essai monotone qui suit. Au cours de cette durée, le sol autour du pieu peut subir des évolutions notamment une dissipation des pressions interstitielles, même si on se trouve dans du sable. Cette dissipation peut conduire à des valeurs de  $Q_{s\text{ post-cyc}}$  plus élevées que la résistance à la traction mesurée directement après la séquence cyclique. La modélisation ne permet pas de reproduire l'effet du temps sur le comportement du sol au voisinage du pieu, et ne peut donc estimer cette résistance à la traction post-cyclique. Elle permet de connaître la résistance à la traction cyclique  $R_{s\text{ cyc}}$  à la fin de la séquence 2R3CY2. Cette dernière est légèrement inférieure à  $R_{s\text{ post-cyc}}$  mesurée. C'est ce qui est obtenu avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP d'après la Figure IV.10.

La Figure IV.11 illustre les évolutions des déplacements relatifs maximaux en tête du pieu R3 au cours de 2R3CY2 respectivement avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP. Les déplacements maximaux mesurés en tête du pieu  $\Delta w_{t\text{ max mes}}$  sont également tracés sur cette figure. Les courbes expérimentales et numériques sont quasiment superposées pour TZC-ABC et TZC-SOLCYP. A la fin de la séquence, les déplacements mesurés sont légèrement supérieurs aux déplacements calculés avec les deux méthodes. Cependant, la différence reste inférieure à 1.7 mm, ce qui est très faible. De plus, les déplacements



calculés avec TZC-SOLCYP sont légèrement inférieurs à ceux calculés avec TZC-ABC et présentent une allure quasi-linéaire.

De manière générale, les déplacements maximaux calculés avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP sont satisfaisants et sont proches des mesures.

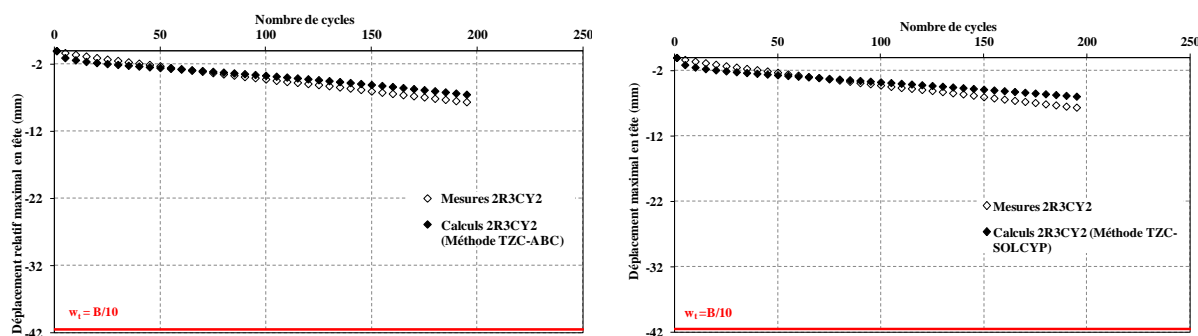


Figure IV.11 : Evolution du déplacement maximal en tête de pieu au cours de 2R3CY2 avec a) la méthode TZC-ABC, et b) la méthode TZC-SOLCYP

L'outil de calcul permet de tracer les chemins de contraintes pour différents tronçons de pieu. Pour ce pieu, trois tronçons ont été sélectionnés pour suivre leurs chemins de contraintes : les tronçons supérieur (1), du milieu (2) et inférieur (3).

Sur les figures IV.12 et IV.13, les chemins de contraintes des tronçons (1) et (2) du pieu évoluent vers la gauche, traduisant ainsi une réduction de la contrainte normale à l'interface sol-pieu. Le sol au niveau de ces tronçons se contracte. Pour ces deux tronçons la variation de contrainte normale calculée avec TZC-ABC est supérieure à la variation de la contrainte normale calculée avec TZC-SOLCYP.

Pour le tronçon (3), la Figure IV.12 montre que la méthode TZC-ABC permet d'obtenir une valeur de  $\Delta\sigma_n$  positive. Cela est dû à une faible amplitude de cisaillement  $\tau_{cyc}$  imposée dans la partie inférieure du pieu. Avec TZC-SOLCYP, un tel phénomène ne peut être observé. Ainsi, pour le tronçon inférieur, le sol au voisinage du pieu se contracte légèrement conduisant à une légère diminution de la contrainte normale. Ces deux figures confirment le comportement métastable du pieu qui a été observé durant l'essai en vraie grandeur.

Le paragraphe III.3.3 indique que le facteur de dégradation du frottement axial limite  $D_\tau$  peut être calculé pour chaque couche de sol tout le long du pieu au cours d'une séquence de chargement cyclique. La Figure IV.14 donne la distribution de  $D_\tau$  tout le long du pieu à la fin de la séquence 2R3CY2 avec les deux méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP.

La distribution de  $D_\tau$  en fonction de la profondeur obtenue avec TZC-ABC présente un profil régulier. La dégradation du frottement axial limite initial  $q_{s1}$  est décroissante avec la profondeur. Les couches superficielles du sol présentent une dégradation de  $q_{s1}$  d'environ 50 %, tandis que les couches situées au milieu du pieu présentent un facteur  $D_\tau$  plus faible. Les couches de sol situées au voisinage de la

pointe du pieu présentent une légère amélioration du frottement axial limite  $q_{s1}$  à cause de la faible amplitude de cisaillement du sol  $\tau_{cyc}$  imposée dans cette zone.

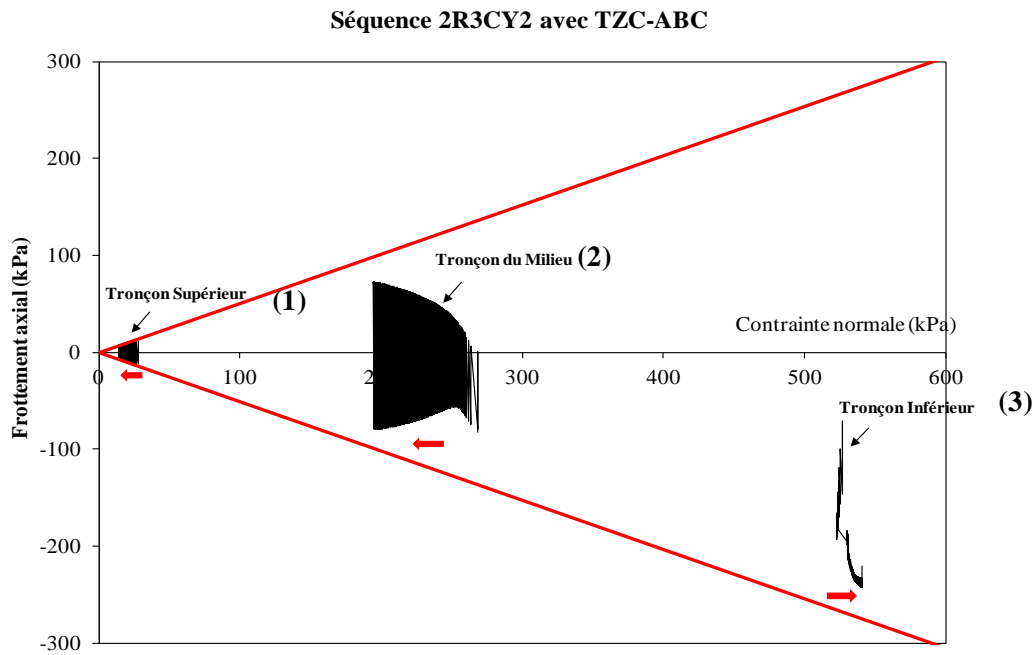


Figure IV.12 : Chemins de contraintes pour trois niveaux de pieux au cours de 2R3CY2 avec TZC-ABC

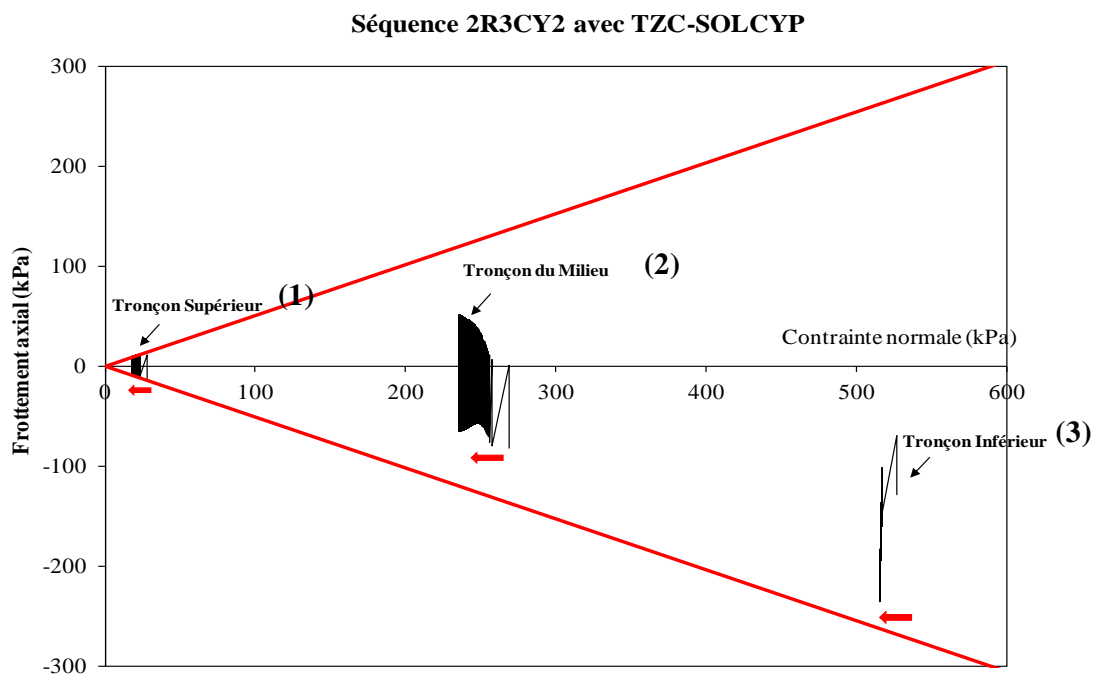


Figure IV.13 : Chemins de contraintes pour trois niveaux de pieux au cours de 2R3CY2 avec TZC-SOLCYP

Le profil de  $D_r$  obtenu avec TZC-SOLCYP à la fin de la séquence 2R3CY2 est moins régulier. Cette irrégularité est due essentiellement à la dépendance du calcul du paramètre  $\Delta q_s$  de la rigidité normale à l'interface  $k_n$ . Ce dernier paramètre est calculé à partir du module de cisaillement du sol  $G$ , qui est lui-même estimé à partir de la résistance de pointe pénétrométrique  $q_c$ . La Figure IV.1 montre que le

profil de  $q_c$  en fonction de la profondeur est irrégulier. Cette irrégularité est alors retrouvée dans le calcul de  $D_\tau$  en fonction de la profondeur. Cependant, de manière générale, la dégradation du frottement axial limite calculée avec TZC-SOLCYP reste décroissante avec la profondeur.

En comparant les deux courbes illustrées sur la Figure IV.14, la méthode TZC-ABC impose une dégradation plus importante que la méthode TZC-SOLCYP. En effet, le facteur de dégradation du frottement axial limite  $D_\tau$  calculé avec TZC-ABC présente une moyenne équivalente à 0.24, tandis qu'avec TZC-SOLCYP sa moyenne est équivalente à 0.19. Toutefois, les deux profils ne sont pas très éloignés.

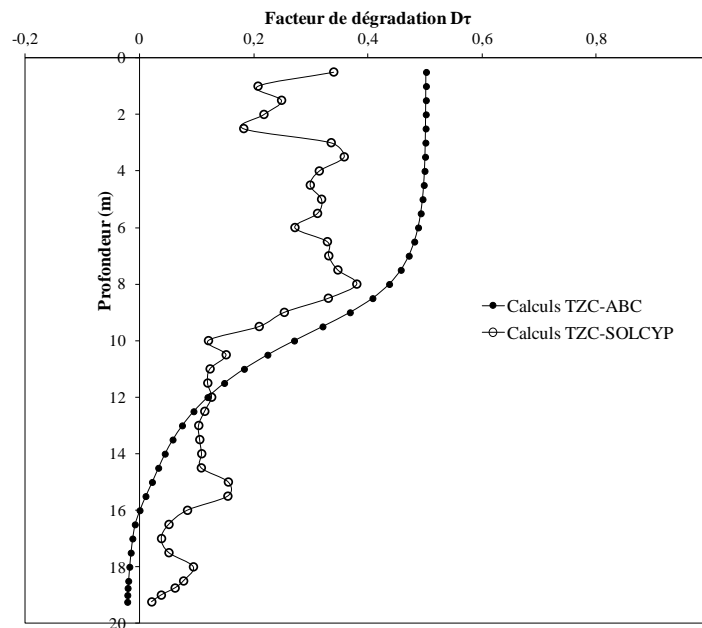


Figure IV.14 : Evolution du facteur de dégradation  $D_\tau$  en fonction de la profondeur à la fin de 2R3CY2 avec les deux méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP

#### IV.4.1.1.2 Résultats du Pieu R4

La séquence modélisée dans ce paragraphe est 2R4CY2. L'essai réalisé en vraie grandeur a été précédé par un essai de traction 2R4T1. Comme l'indique le Tableau IV.13, la charge maximale appliquée en tête de pieu est 2000 kN sans qu'aucune rupture ne soit observée. Jardine et Standing (2000) ont estimé la résistance à la traction initiale  $R_{s1}$  à 2960 kN. Cette valeur est vraisemblablement élevée par rapport aux valeurs de  $R_{s1}$  des autres pieux qui ont des dimensions équivalentes avec le pieu R4. Les caractéristiques de 2R4CY2 sont données sur le Tableau IV.13. Les résultats expérimentaux montrent que les 221 cycles appliqués n'ont pas causé de rupture du pieu.

Le Tableau IV.13 présente également les résultats obtenus avec les deux méthodes de calcul TZC-ABC et TZC-SOLCYP. De même que les mesures, aucune rupture n'a été observée avec les deux méthodes après 221 cycles.

Tableau IV.13 : Récapitulatif des résultats des mesures et des calculs pour la séquence 2R4CY2 du pieu R4

Séquence	$Q_{\max}$ (kN) (T)	$Q_{\min}$ (kN) (T)	$R_{s1}$ mesurée ou estimée (kN)	Mesures		Calculs avec TZC-ABC		Calculs avec TZC-SOLCYP	
				Rupture	Non	Rupture	Non	Rupture	Non
2R4CY2	2000	0	2960	Nbr. de cycles	221	Nbr. de cycles	221	Nbr. de cycles	221
				$R_{s \text{ post-cyc}}$ (kN)	2100	$R_{s \text{ cyc}}$ (kN)	2242	$R_{s \text{ cyc}}$ (kN)	2568

La Figure IV.15 illustre l'évolution du rapport  $R_{s \text{ cyc}}/R_{s1}$  en fonction du nombre de cycles au cours de 2R4CY2 avec les deux méthodes de calcul. Sur cette même figure est noté le rapport  $R_{s \text{ post-cyc}}/R_{s1}$  avec  $R_{s \text{ post-cyc}}$  la résistance à la traction post-cyclique mesurée lors d'un essai de traction postérieur à 2R4CY2. Il est clair que la méthode TZC-ABC provoque une dégradation plus importante de la résistance à la traction du pieu que TZC-SOLCYP. Cependant, les deux courbes restent au-dessus du rapport de charge maximale appliquée sur  $R_{s1}$ . La résistance à la traction cyclique  $R_{s \text{ cyc}}$  calculée avec TZC-ABC à la fin de 2R4CY2 est voisine de  $R_{s \text{ post-cyc}}$ , ce qui est relativement satisfaisant. La méthode TZC-SOLCYP estime une valeur de  $R_{s \text{ cyc}}$  supérieure à la valeur mesurée de  $R_{s \text{ post-cyc}}$  avec une différence de plus de 400 kN. Cette différence est due principalement à la résistance à la traction initiale  $R_{s1}$  du pieu. En effet, cette valeur a été simplement estimée et non mesurée au cours de 2R4T1. Dans la modélisation, afin d'arriver à une valeur de  $R_{s1}$  équivalente à 2960 kN avec la méthode ICP, les valeurs de résistance de pointe pénétrométrique ont été augmentées. Cette augmentation conduit à des contraintes normales à l'interface  $\sigma_n$  supérieures aux valeurs réelles. Comme la dégradation de la résistance à la traction est directement liée à  $\sigma_n$  avec la méthode SOLCYP, ces valeurs élevées de  $\sigma_n$  ont conduit à une plus faible dégradation de  $R_{s1}$  sur la Figure IV.15.

Les déplacements maximaux relatifs mesurés et calculés avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP en tête du pieu R4 au cours de 2R4CY2 sont illustrés sur la Figure IV.16. Les déplacements n'ont pas été mesurés au cours de 35 premiers cycles à cause d'un problème technique. A partir de la figure, il est clair que les deux méthodes conduisent à des déplacements calculés proches des mesures. A la fin de 2R4CY2, l'écart entre les déplacements mesurés et ceux calculés avec TZC-ABC est d'environ 1 mm, et avec ceux calculés avec TZC-SOLCYP, il est d'environ 3.7 mm. La tendance de la méthode TZC-SOLCYP à calculer des déplacements légèrement inférieurs aux déplacements mesurés à ceux calculés avec TZC-ABC observée avec le pieu R3, est confirmée avec la séquence 2R4CY2 ; l'écart entre TZC-SOLCYP et les mesures augmente avec le nombre de cycles, l'évolution des déplacements avec cette méthode est presque linéaire.

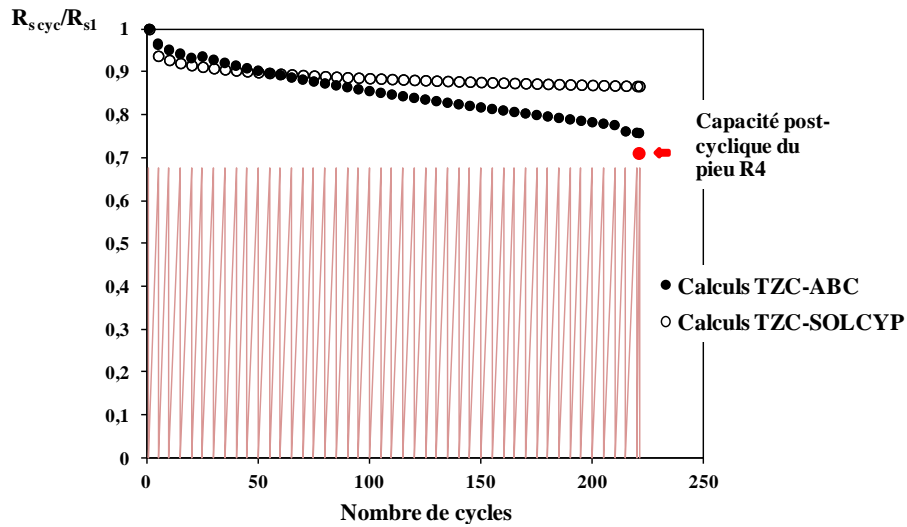


Figure IV.15 : Evolution de la résistance à la traction cyclique  $R_{s\_cyc}$  en fonction du nombre de cycles au cours de 2R4CY2

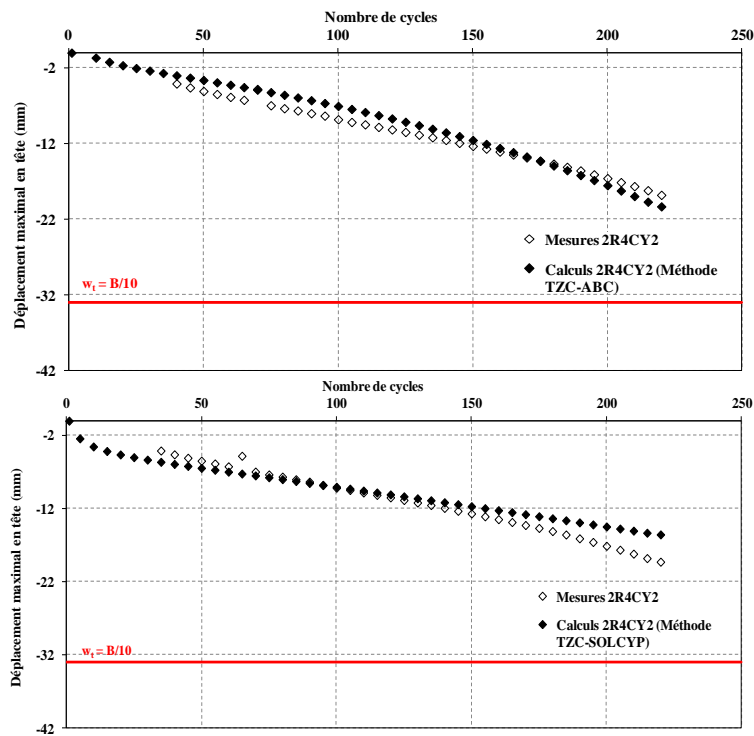


Figure IV.16 : Evolution du déplacement maximal en tête de pieu au cours de 2R4CY2 avec a) la méthode TZC-ABC, et b) la méthode TZC-SOLCYP

Les chemins de contraintes des trois tronçons (1), (2) et (3) sont tracés sur les figures IV.17 et IV.18 pour les résultats obtenus avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP respectivement, au cours de la séquence 2R4CY2.

Les chemins de contraintes relatifs aux tronçons (1) et (2) évoluent vers la gauche, traduisant ainsi une réduction de contrainte normale  $\sigma_n$ . La chute de contrainte avec la méthode TZC-ABC est plus importante qu'avec TZC-SOLCYP pour ces deux tronçons. Pour le tronçon inférieur, la méthode TZC-ABC montre que la variation de contrainte normale  $\Delta\sigma_n$  est positive, ce qui veut dire que le

frottement axial limite du sol s'améliore. Ce phénomène est dû au faible rapport  $\tau_{cyc}/q_{s1}$  avec  $\tau_{cyc}$  l'amplitude de cisaillement du sol, et  $q_{s1}$  est le frottement axial limite initial du sol. La méthode TZC-SOLCYP montre que ce tronçon situé à la base du pieu subit une diminution de  $\sigma_n$  et donc une dégradation de  $q_{s1}$ .

La séquence 2R4CY2 est une séquence métastable où le pieu R4 est plus proche de la rupture que le pieu R3 au cours de 2R3CY2. En effet, en comparant ces deux séquences, les deux premiers tronçons ont touché la droite de rupture (Figure IV.17), tandis que sur la Figure IV.18, le tronçon (2) n'est pas rentré en contact avec cette même droite. Ce résultat est attendu car la charge maximale  $Q_{max}$  appliquée sur le pieu R3 est équivalente à  $0.6 R_{s1}$ , tandis qu'au cours de 2R4CY2,  $Q_{max}$  est supérieure à cette valeur ( $Q_{max} = 0.64 R_{s1}$ ).

De la même manière que pour le pieu R3, le facteur de dégradation du frottement axial limite  $D_\tau$  a été calculé et représenté sur la Figure IV.19. Les deux profils tracés correspondent aux évolutions  $D_\tau$  avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP. Pour ces deux méthodes, la dégradation du frottement axial limite est plus importante en tête de pieu qu'à la base. La méthode TZC-ABC conduit à une dégradation plus importante de  $q_{s1}$ . Cette différence est due aux valeurs de contraintes normales à l'interface surestimées pour avoir une résistance à la traction initiale de R4 équivalente à 2960 kN.

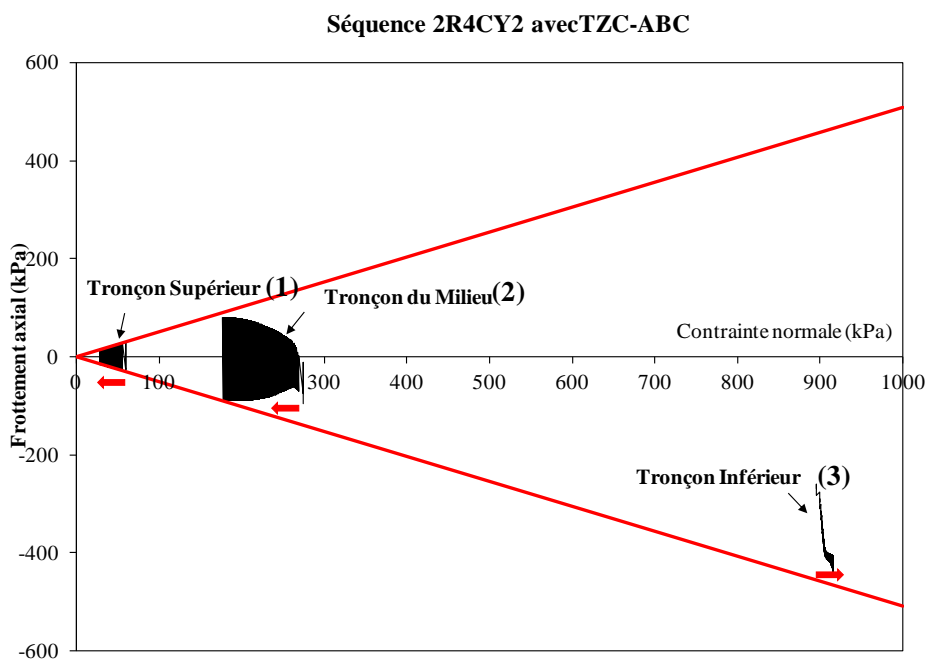


Figure IV.17 : Chemins de contraintes pour trois niveaux de pieux au cours de 2R4CY2 avec TZC-ABC

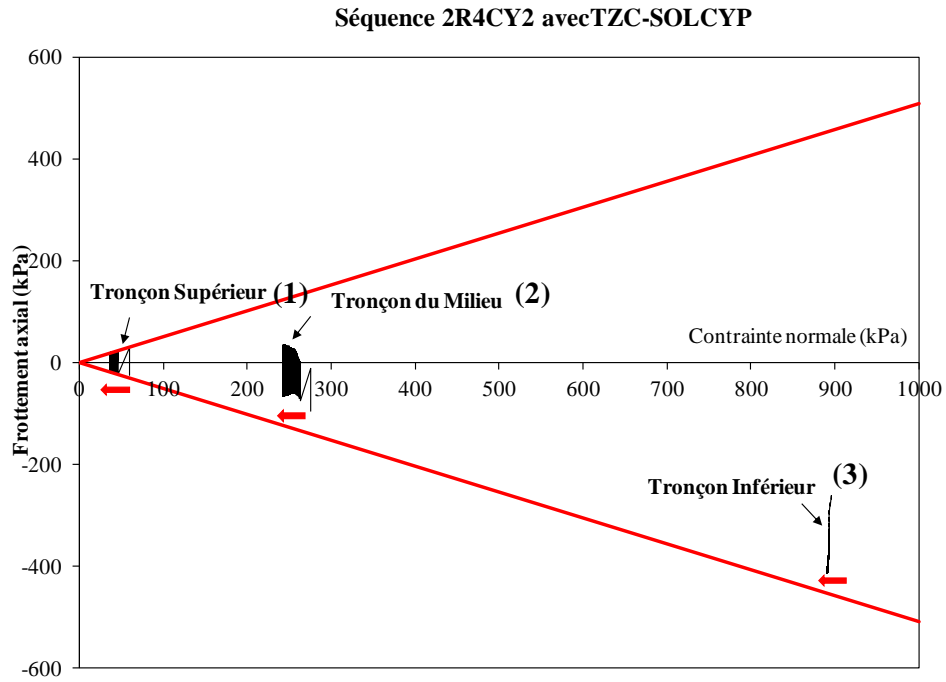


Figure IV.18 : Chemins de contraintes pour trois niveaux de pieux au cours de 2R4CY2 avec TZC-SOLCYP

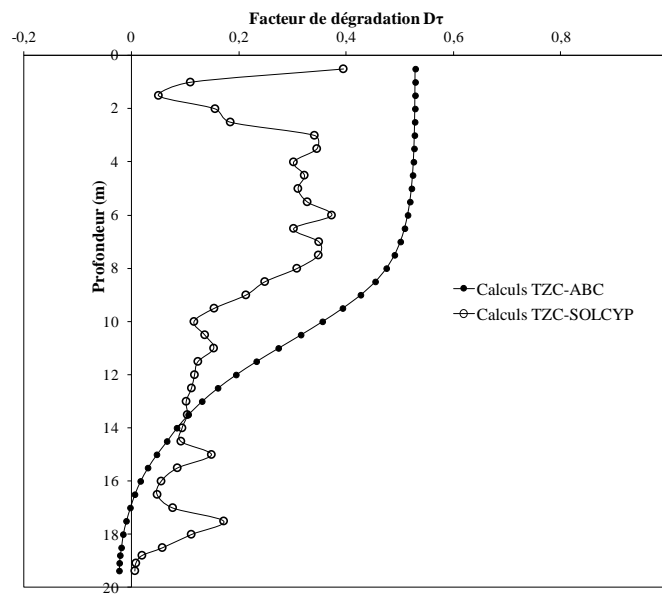


Figure IV.19 : Evolution du facteur de dégradation  $D_r$  en fonction de la profondeur à la fin de 2R4CY2 avec les deux méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP

#### IV.4.1.1.3 Résultats du Pieu R5

Dans ce paragraphe, les résultats relatifs à la modélisation de la séquence de traction 2R5CY2 sont présentés. Le pieu R5 est un pieu de réaction qui a subi un essai de traction pour mesurer sa résistance à la traction initiale  $R_{s1}$ . Cet essai n'a pas été mené jusqu'à la rupture. La charge maximale appliquée

en tête de pieu était de 2000 kN. Jardine et Standing (2000) ont estimé alors  $R_{s1}$  à 2464 kN. Cette même valeur de  $R_{s1}$  a été utilisée dans notre modélisation avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP. Au cours de la séquence 2R5CY2, le pieu a été sollicité entre  $0.21 R_{s1}$  et  $0.81 R_{s1}$ .

Les résultats du test en vraie grandeur montrent que le pieu R5 a atteint la rupture après 345 cycles (Tableau IV.14). L'accumulation des déplacements s'est sensiblement accélérée au cours des derniers cycles de chargement. Cependant, l'essai a été perturbé par des disfonctionnements, conduisant à deux périodes de pause (15 min pour la première et 45 min pour la deuxième).

Le

Tableau IV.15 présente également les résultats des calculs relatifs à 2R5CY2, réalisés avec les deux méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP. Les deux méthodes conduisent à une rupture pour un nombre de cycles inférieur à celui de l'essai en vraie grandeur. La méthode TZC-ABC conduit à une rupture après 173 cycles, et la méthode TZC-SOLCYP conduit à une rupture après 233 cycles.

**Tableau IV.14 : Récapitulatif des résultats des mesures et des calculs pour la séquence 2R5CY2 du pieu R5**

Séquence	$Q_{max}$ (kN) (T)	$Q_{min}$ (kN) (T)	$R_{s1}$ mesurée ou estimée (kN)	Mesures		Calculs avec TZC-ABC		Calculs avec TZC-SOLCYP	
				Rupture	Oui	Rupture	Oui	Rupture	Oui
2R5CY2	2000	500	2464	Nbr. de cycles	345	Nbr. de cycles	173	Nbr. de cycles	233
				$R_{s \text{ post-cyc}}$ (kN)	--	$R_{s \text{ cyc}}$ (kN)	--	$R_{s \text{ cyc}}$ (kN)	--

Les figures IV.20 et IV.21 illustrent les évolutions du rapport  $R_{s \text{ cyc}}/R_{s1}$  en fonction du nombre de cycles pour les deux méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP respectivement. Il est clair que cette séquence provoque une dégradation de  $R_{s1}$  avec le nombre de cycles. La résistance à la traction du pieu  $R_{s \text{ cyc}}$  diminue jusqu'à atteindre une valeur inférieure à la charge maximale  $Q_{max}$  appliquée en tête. C'est ce qui traduit la rupture par défaut d'équilibre observée avec les deux méthodes. La vitesse de dégradation de  $R_{s1}$  est plus élevée avec TZC-ABC qu'avec TZC-SOLCYP. Cette observation a été faite au cours des séquences précédentes 2R3CY2, 2R4CY2, et elle est retrouvée avec cette séquence.

L'écart noté entre les observations expérimentales et les résultats numériques en termes de nombre de cycles pour atteindre la rupture est de 172 cycles pour TZC-ABC, et de 112 cycles pour TZC-SOLCYP. Même si l'écart n'est pas négligeable entre les mesures et les calculs, il reste cependant acceptable. En effet, les résultats expérimentaux permettent de classer cette séquence 2R5CY2 parmi les essais métastables. Les résultats numériques avec les deux méthodes aboutissent à la même classification. Ainsi, même si pour cette combinaison de charge moyenne  $Q_{moy}$  et d'amplitude cyclique



$Q_{cyc}$ , le modèle TZC ne permet pas de calculer précisément le nombre de cycles nécessaire pour atteindre la rupture, il est capable de prédire le comportement global du pieu. Il permet de prévoir si une rupture aura lieu au cours de l'essai, et pour quel intervalle de cycles cette rupture se produira (pour un nombre inférieur à 100 cycles, ou bien pour un nombre compris entre 100 et 1000 cycles, ou bien pour un nombre supérieur à 1000). Ces éléments sont très importants pour les ingénieurs dimensionnant les pieux sous charges axiales cycliques.

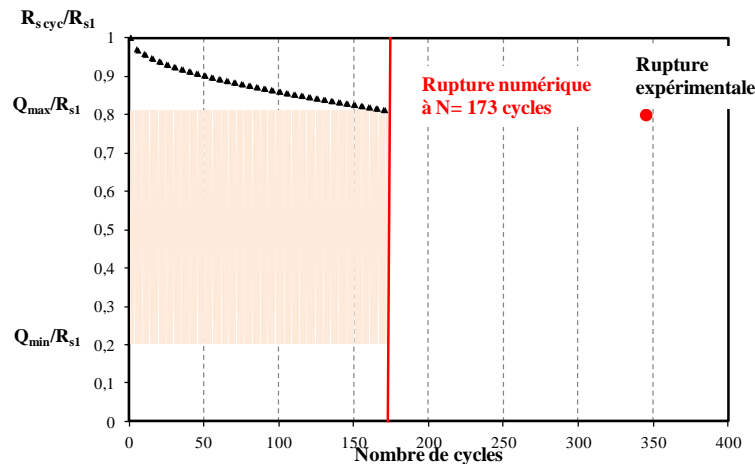


Figure IV.20 : Evolution de la résistance à la traction cyclique  $R_{s\,cyc}$  en fonction du nombre de cycles au cours de 2R5CY2 avec TZC-ABC

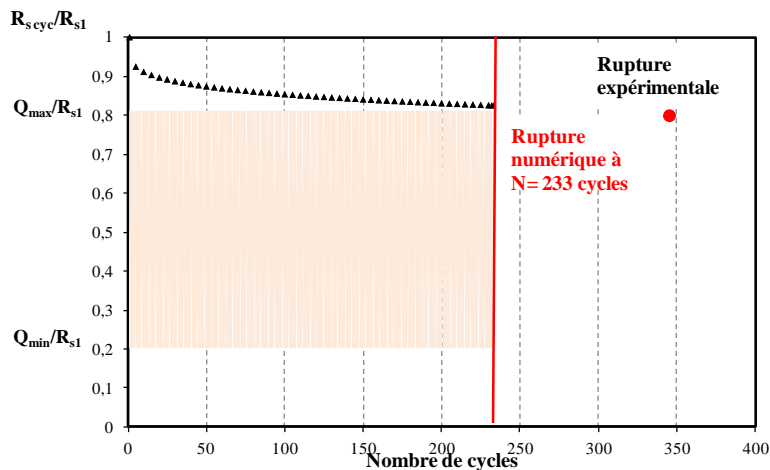


Figure IV.21 : Evolution de la résistance à la traction cyclique  $R_{s\,cyc}$  en fonction du nombre de cycles au cours de 2R5CY2 avec TZC-SOLCYP

L'autre élément important lors du dimensionnement des pieux sous charges axiales cycliques concerne les déplacements accumulés en tête de pieu. Les deux Figures IV.22 et IV.23 illustrent l'évolution des déplacements accumulés au cours de la séquence de traction cyclique 2R5CY2. Il est clair que le pieu atteint une rupture par défaut d'équilibre avant d'avoir atteint le déplacement maximal autorisé ( $D/10$ ) avec la méthode TZC-ABC. Avec la méthode TZC-SOLCYP, la rupture obtenue est une rupture conventionnelle. Le calcul est arrêté car le déplacement maximal autorisé est dépassé. Les calculs

réalisés avec les deux méthodes reproduisent les mesures au cours des 50 premiers cycles. Pour les cycles suivants, les deux méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP surestiment les déplacements mesurés. L'écart maximal entre TZC-ABC et les mesures est égal à 17 mm, tandis qu'avec TZC-SOLCYP cet écart est plus élevé. Il est égal à 28 mm.

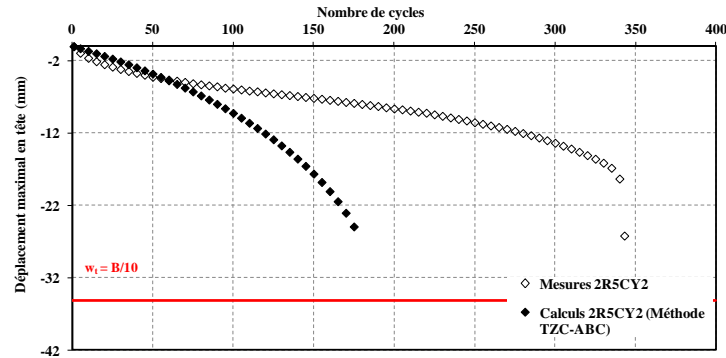


Figure IV.22 : Comparaison entre les déplacements mesurés et les déplacements calculés avec TZC-ABC au cours de 2R5CY2

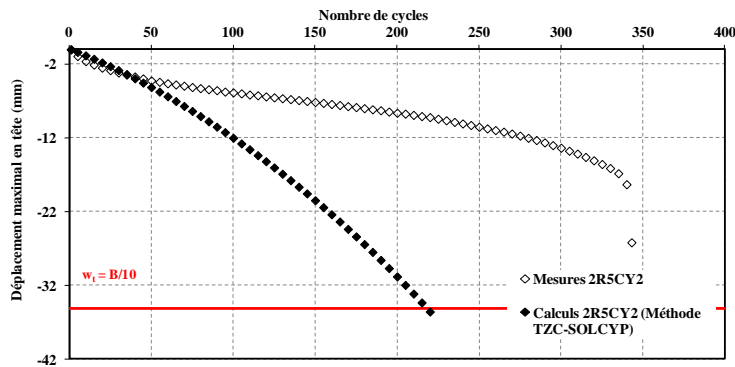


Figure IV.23 : Comparaison entre les déplacements mesurés et les déplacements calculés avec TZC-SOLCYP au cours de 2R5CY2

Les raisons pouvant expliquer l'écart entre les mesures faites au cours de 2R5CY2 et les calculs réalisés avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP sont les suivantes.

- L'essai 2R5CY2 a connu deux périodes de pause à cause de dysfonctionnements d'environ 15 et 45 min chacune. Ces deux pauses peuvent provoquer un « repos du pieu », un relâchement des contraintes à l'interface sol-pieu et à une diminution des pressions interstitielles même si on se trouve dans le sable. Ces éléments ont pu provoquer une légère augmentation de la résistance à la traction cyclique avant la fin de la période de pause. Ainsi le nombre 345 cycles noté pour atteindre la rupture expérimentale peut être surestimé. Il est possible que le nombre de cycles nécessaire pour que le pieu arrive à la rupture soit inférieur à 345, et donc plus proche des valeurs notées pour la rupture numérique. La modélisation ne prend pas en compte les effets de ces pauses sur la résistance à la traction cyclique du pieu et sur les déplacements accumulés en tête de pieu.

- La deuxième explication est reliée aux valeurs de contraintes au voisinage du pieu utilisées dans la modélisation. Ces valeurs peuvent être sous-estimées et conduire à une diminution rapide des contraintes normales à l'interface et à une dégradation rapide des frottements axiaux limites. Afin de remédier à ce problème, le pieu doit être instrumenté afin de mesurer les contraintes normales à l'interface sol-pieu et les résistances au cisaillement avant le début de la séquence cyclique. Ces valeurs mesurées doivent être utilisées dans la modélisation.

Les figures IV.24 et IV.25 illustrent les évolutions des chemins de contraintes des trois tronçons de pieu au cours de la séquence 2R5CY2. Les calculs ont été réalisés avec TZC-ABC sur la Figure IV.24 et avec TZC-SOLCYP sur la Figure IV.25. Comme pour les deux pieux précédents, le sol au voisinage des tronçons (1) et (2) est en contractance. Une nette réduction de contrainte normale  $\sigma_n$  est notée. Le chemin de contrainte du dernier tronçon évolue vers la droite, traduisant ainsi une légère amélioration du frottement axial limite. Cependant, la singularité par rapport aux séquences précédentes est que les trois tronçons sont entrés en contact avec la droite de rupture. C'est ce qui confirme la rupture par défaut d'équilibre obtenu pour la séquence 2R5CY2. Pour les séquences précédentes, le troisième tronçon ne touche généralement pas la droite de rupture. Ainsi, aucune rupture n'a été observée pour les séquences 2R3CY2 et 2R4CY2.

La Figure IV.25 montre qu'un phénomène de contractance se produit au niveau des trois tronçons. Pour cette séquence, la méthode TZC-SOLCYP permet d'obtenir une rupture en déplacement et non par défaut d'équilibre (Figure IV.25). Ainsi, les trois chemins de contraintes ne sont pas encore rentrés en contact avec la droite de rupture. La méthode TZC-SOLCYP permet de calculer une dégradation de la contrainte normale inférieure à celle calculée par TZC-ABC. Cette remarque est en accord avec les observations réalisées lors de la modélisation des séquences 2R3CY2 et 2R4CY2.

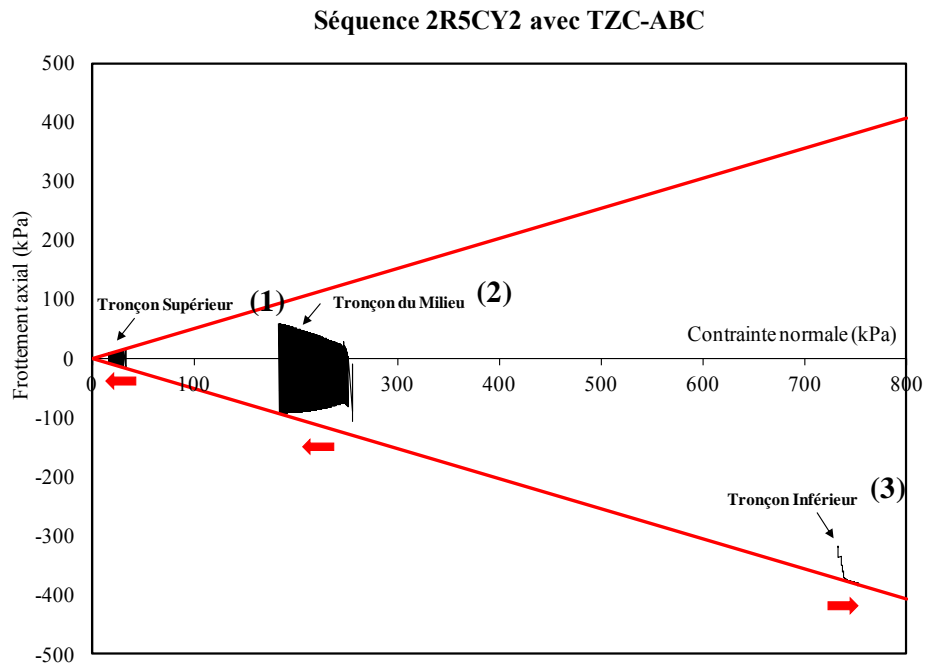


Figure IV.24 : Chemins de contraintes pour trois niveaux de pieux au cours de 2R5CY2 avec TZC-ABC

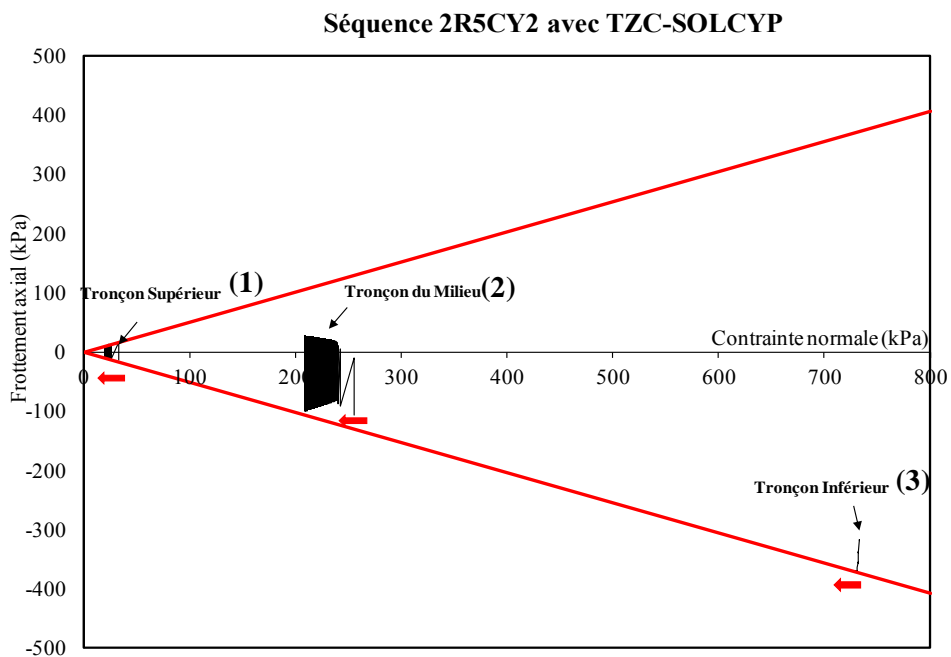


Figure IV.25 : Chemins de contraintes pour trois niveaux de pieux au cours de 2R5CY2 avec TZC-SOLCYP

Le facteur de dégradation du frottement axial limite  $D_\tau$  est calculé avec les deux méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP pour la séquence 2R5CY2. Il est représenté sur la Figure IV.26 tout le long du pieu. Un profil similaire à celui obtenu pour les séquences précédentes est représenté sur cette figure. Pour les deux méthodes, la dégradation du frottement axial limite est plus importante en tête et décroît avec la profondeur. Les deux méthodes conduisent à des valeurs de  $D_\tau$  pas très éloignées.

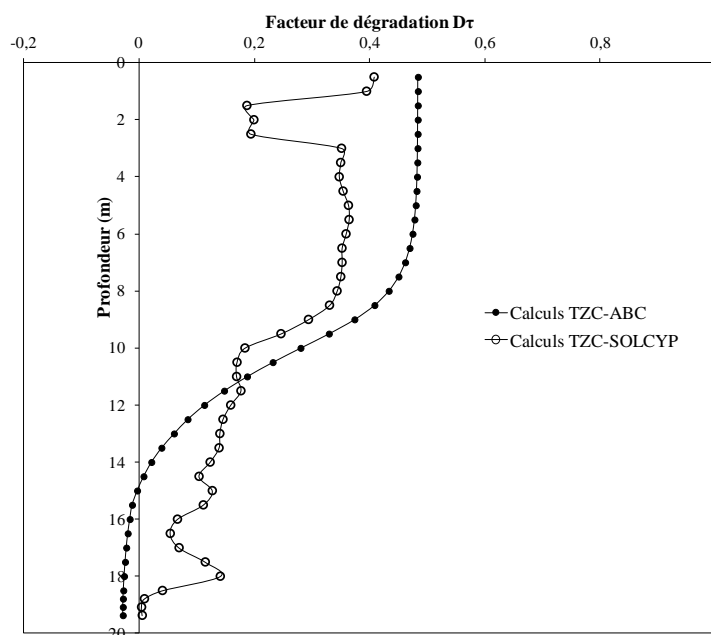


Figure IV.26 : Facteur de dégradation  $D_\tau$  calculé avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP

#### IV.4.1.1.4 Résultats du Pieu R6

Les résultats relatifs à la modélisation du pieu R6 sont présentés dans ce paragraphe. Il a subi la séquence de traction cyclique 3R6CY6 avec une charge moyenne  $Q_{moy}$  égale à  $0,42 R_{s1}$  et une amplitude cyclique  $Q_{cyc}$  équivalente à  $0,42 R_{s1}$ . La résistance à la traction initiale  $R_{s1}$  du pieu a été estimée par Jardine et Standing (2000) est égale à 1650 kN. Les résultats de l'essai en vraie grandeur montrent que le pieu arrive à la rupture après 190 cycles.

La modélisation avec la méthode TZC-ABC et TZC-SOLCYP aboutit à une rupture par défaut d'équilibre. Le nombre de cycles pour atteindre cette rupture avec les deux méthodes de calcul est inférieur au nombre de cycles pour atteindre la rupture expérimentale. L'écart entre les deux ruptures est discuté dans la suite du paragraphe.

Le Tableau IV.15 récapitule les résultats principaux des mesures et des calculs faits au cours de la séquence 3R6CY6.

Les deux Figures IV.27 et IV.28 où l'évolution du rapport «  $R_{s\ cyc}/R_{s1}$  » en fonction du nombre de cycles est tracée confirment la rupture par défaut d'équilibre. En effet, sur la figure IV.27, le rapport «  $R_{s\ cyc}/R_{s1}$  » devient inférieur à  $Q_{max}/R_{s1}$  après 53 cycles, et sur la Figure IV.28, «  $R_{s\ cyc}/R_{s1}$  » devient inférieur à  $Q_{max}/R_{s1}$  après 26 cycles. Cette séquence 3R6CY6 représente la séquence modélisée avec le plus haut niveau de chargement car  $Q_{max}$  est égale à  $0,84 R_{s1}$  et  $Q_{moy}$  est égale à  $0,42 R_{s1}$ . La différence entre cette séquence et les séquences précédentes est la vitesse de dégradation de la résistance à la traction avec la méthode TZC-SOLCYP. En effet, elle est supérieure à celle de TZC-ABC. Cela est du

à l'influence du cisaillement moyen  $\tau_{cm}$  sur la dégradation du frottement axial limite  $\Delta q_s$  dans la méthode SOLCYP. Cette dépendance n'est pas présente dans la méthode ABC.

Tableau IV.15 : Récapitulatif des résultats des mesures et des calculs pour la séquence 3R6CY6 du pieu R6

Séquence	$Q_{max}$ (kN) (T)	$Q_{min}$ (kN) (T)	$R_{s1}$ mesurée ou estimée (kN)	Mesures		Calculs avec TZC-ABC		Calculs avec TZC-SOLCYP	
				Rupture	Oui	Rupture	Oui	Rupture	Oui
3R6CY6	1400	0	1650	Nbr. de cycles	190	Nbr. de cycles	53	Nbr. de cycles	26
				$R_{s \text{ post-cyc}}$ (kN)	--	$R_{s \text{ cyc}}$ (kN)	--	$R_{s \text{ cyc}}$ (kN)	--

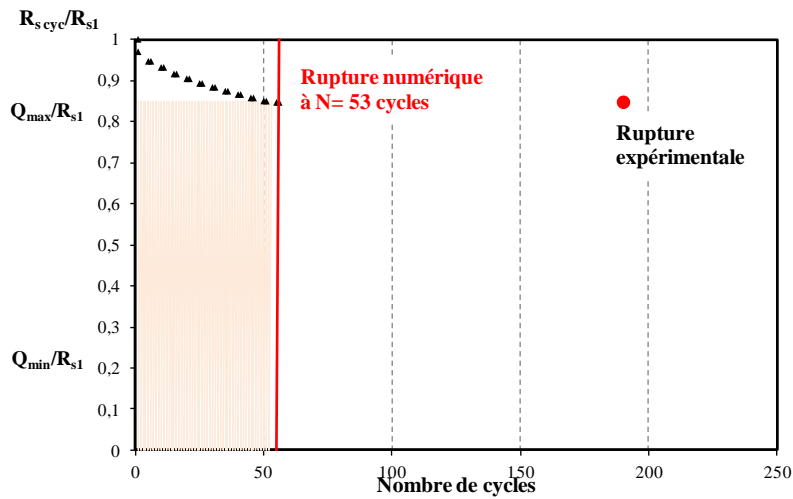


Figure IV.27 : Evolution de la résistance à la traction cyclique  $R_{s \text{ cyc}}$  au cours de 3R6CY6 avec TZC-ABC

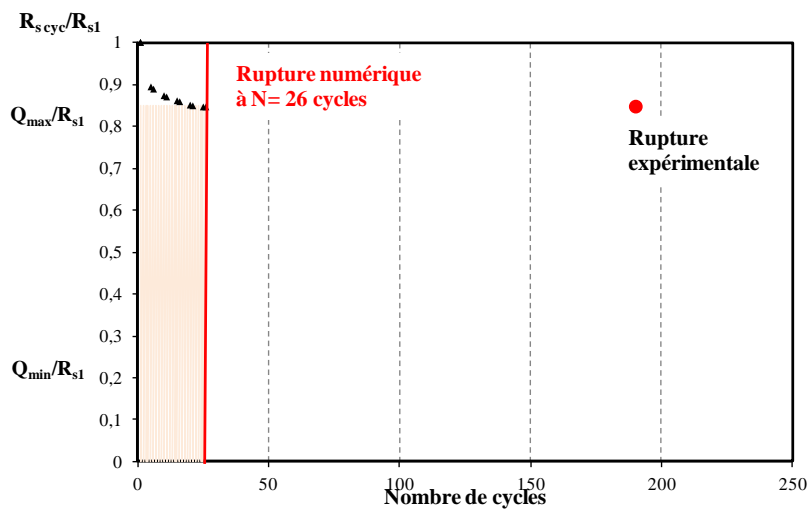


Figure IV.28 : Evolution de la résistance à la traction cyclique  $R_{s \text{ cyc}}$  en fonction du nombre de cycles au cours de 3R6CY6 avec TZC-SOLCYP

Les deux figures IV.29 et IV.30 illustrent les évolutions des déplacements maximaux relatifs en tête de pieu au cours des mesures et au cours des calculs réalisés avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP. Au cours des cycles modélisés, les déplacements calculés sont équivalents aux déplacements mesurés. La rupture par défaut d'équilibre arrête le calcul des déplacements.

Les résultats de la modélisation de la séquence 3R6CY6 montrent que l'estimation des déplacements avec la méthode TZC-ABC et TZC-SOLCYP donne des résultats satisfaisants. Cependant, l'estimation du nombre de cycles pour atteindre la rupture est peu satisfaisante. Afin d'expliquer la raison de l'écart entre les mesures et les calculs, le diagramme de stabilité cyclique présenté par Jardine et Standing (2012) est utilisé (Figure IV.31). Sur ce diagramme, les deux auteurs ont placé l'ensemble des essais réalisés à Dunkerque selon les caractéristiques de chargement ( $Q_{moy}$  et  $Q_{cyc}$ ). La séquence 3R6CY6 est entourée en rouge. Cette combinaison de charge place cette séquence dans la zone définie comme instable par Jardine et Standing (2012). Cette zone regroupe les séquences marquées par une rapide accumulation des déplacements en tête et une rupture du pieu pour un nombre de cycles inférieur à 100. Ainsi, hormis 3R6CY6, toutes les autres séquences placées dans cette zone sont marquées par une rupture après une dizaine de cycles uniquement. Ces observations amènent à se poser des questions sur les mesures réalisées pour la séquence 3R6CY6 car la rupture du pieu ne s'est produite qu'après 206 cycles. Normalement cette séquence ne doit pas être placée dans cette zone. D'une part, une incertitude au niveau de l'estimation de la résistance à la traction initiale  $R_{s1}$  faite par Jardine et Standing (2000) peut être la cause de l'emplacement de 3R6CY6 dans la zone instable. En effet une sous-estimation de la valeur de  $R_{s1}$  mène à des rapports  $Q_{moy}/R_{s1}$  et  $Q_{cyc}/R_{s1}$  plus élevés que les rapports réels, et placent donc la séquence 3R6CY6 dans la zone instable au lieu de la zone métastable. D'autre part, des dysfonctionnements au cours l'essai in-situ peuvent expliquer le nombre de cycles élevé pour atteindre la rupture.

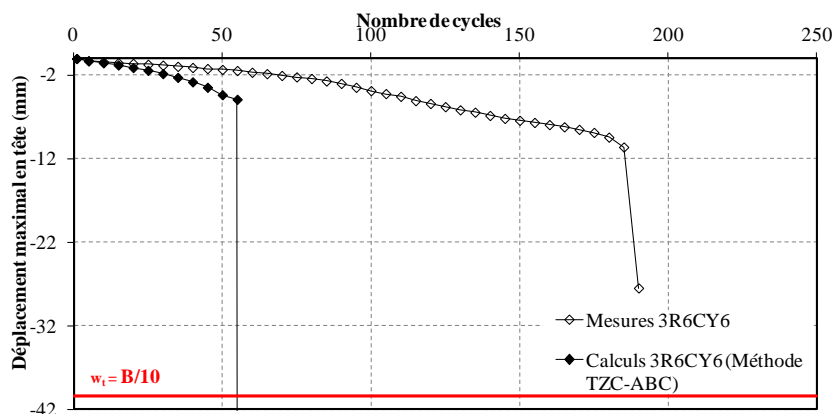


Figure IV.29 : Comparaison entre les déplacements mesurés et les déplacements calculés avec TZC-ABC au cours de 3R6CY6

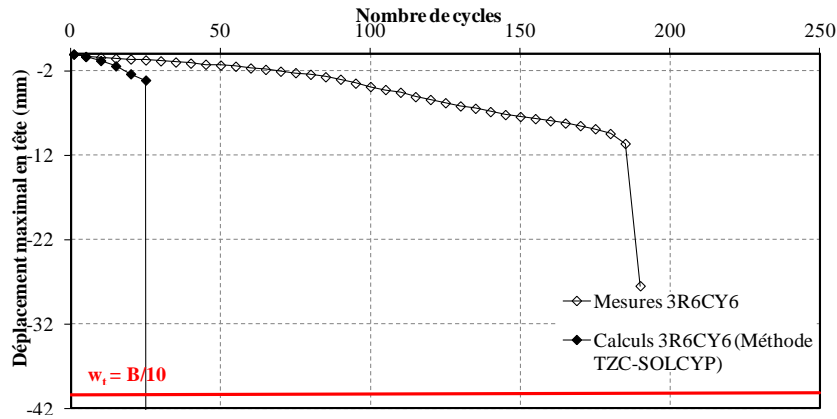


Figure IV.30: Comparaison entre les déplacements mesurés et les déplacements calculés avec TZC-SOLCYP au cours de 3R6CY6

La discussion menée dans le paragraphe précédent montre que la modélisation avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP mènent à des résultats proches des observations expérimentales généralement obtenues, pour cette combinaison de charge ( $Q_{moy}$ ,  $Q_{cyc}$ ). Un défaut de mesures peut expliquer l'écart observé entre les résultats expérimentaux de la séquence 3R6CY6 et les résultats numériques.

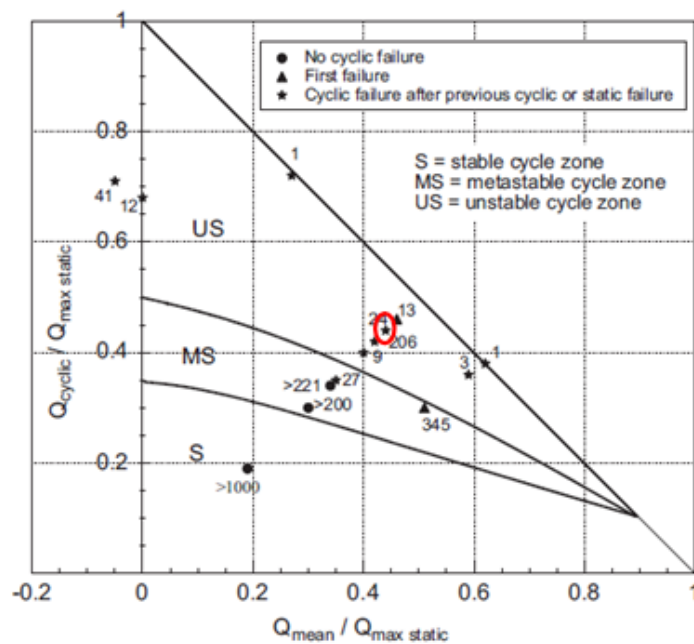


Figure IV.31 : Diagramme de stabilité cyclique pour les pieux battus dans le sable établis à partir des essais in-situ réalisés à Dunkerque (Jardine et Standing, 2012)

#### IV.4.1.2 Comparaison avec l'essai de Loon-Plage

Le pieu F2 est un pieu foré vierge. Il n'a subi aucun chargement statique ou cyclique avant la séquence de traction cyclique LF2TC1 modélisée dans ce paragraphe. L'estimation de sa résistance à la traction initiale  $R_{s1}$  a été faite à partir d'un essai de traction appliqué à un pieu F1 de dimensions similaires et installé au voisinage de F2. A partir des résultats de cet essai,  $R_{s1}$  a été estimée à 820 kN (Benzaria, 2013). La séquence LF2TC1 possède les caractéristiques données dans le Tableau IV.16. La charge



appliquée en tête varie entre  $0.10 R_{s1}$  et  $0.70 R_{s1}$ . Les résultats de cette séquence montrent que le pieu atteint la rupture en déplacement après 367 cycles. Les résultats expérimentaux montrent que le déplacement accumulé en tête de pieu reste stable jusqu'à un déplacement critique après un nombre de cycles donné. Au-delà de cette valeur de déplacement critique, la déformation en tête s'accélère brutalement pour atteindre le déplacement maximal autorisé. Afin d'évaluer l'effet de la séquence LF2TC1 sur la résistance à la traction du pieu, un essai statique a été appliqué au pieu F2 noté LF2TS1. Cet essai montre qu'après la séquence LF2TC1, la résistance à la traction du pieu est de 472 kN. La séquence de traction cyclique a donc provoqué une chute de résistance à la traction du pieu d'environ 42 %.

Les résultats de la modélisation de cette séquence sont présentés ci-dessous.

**Tableau IV.16 : Résultats de l'essai LF2TC1 et des calculs avec TZC-ABC pour cette même séquence**

Séquence	$Q_{\max}$ (kN) (T)	$Q_{\min}$ (kN) (T)	$R_{s1}$ mesurée ou estimée (kN)	Mesures		Calculs avec TZC-ABC	
				Rupture	Oui	Rupture	Oui
LF2TC1	550	85	820	Nbr. de cycles	367	Nbr. de cycles	400
				$R_{s \text{ post-cyc}}$ (kN)	--	$R_{s \text{ cyc}}$ (kN)	--

#### IV.4.1.2.1 Résultats de la modélisation du pieu F2 avec TZC-ABC

Les résultats de la modélisation de la séquence LF2TC1 avec la méthode TZC-ABC sont récapitulés dans le Tableau IV.16. Une rupture par déplacement du pieu est obtenue après 400 cycles.

La Figure IV.32 représente l'évolution du rapport  $Q_{s \text{ cyc}}/R_{s1}$  en fonction du nombre de cycles appliqué au pieu F2 au cours de la séquence LF2TC1. La vitesse de dégradation de la résistance à la traction décroît avec le nombre de cycles. Il est clair d'après cette figure que le pieu F2 n'atteint pas une rupture par défaut d'équilibre. Le résultat de cette modélisation reste satisfaisant car lorsque le pieu dépasse le déplacement autorisé de  $B/10$ , sa résistance à la traction cyclique  $R_{s \text{ cyc}}$  est voisine de la charge maximale qui lui est appliquée. En effet, après 400 cycles,  $R_{s \text{ cyc}}$  est équivalente à 78 %  $R_{s1}$  et  $Q_{\max}$  est égale à 70 %  $R_{s1}$ .

Cependant, il existe un écart entre la chute de résistance à la traction mesurée et celle estimée avec TZC-ABC. Une réduction de 42 % a été observée au cours des essais en vraie grandeur, tandis que TZC-ABC estime cette réduction de résistance à la traction à 22 % uniquement.

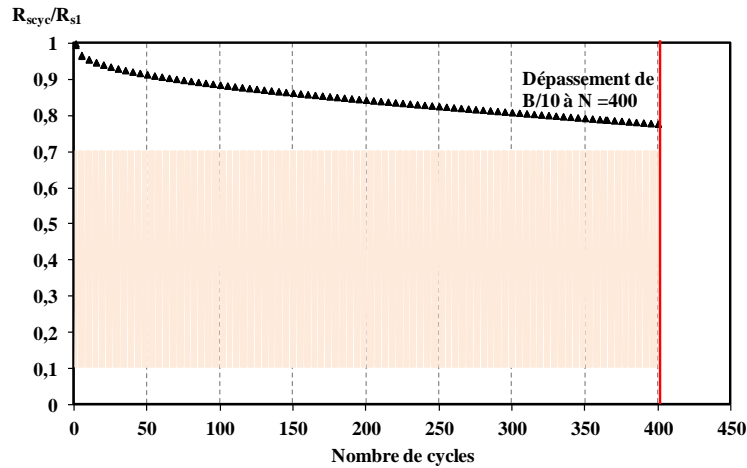


Figure IV.32 : Evolution de la résistance à la traction cyclique  $Q_{s\_cyc}$  en fonction du nombre de cycles au cours de LF2TC1 avec TZC-ABC

La Figure IV.33 illustre l'évolution du déplacement maximal relatif au cours de l'essai LF2TC1 et au cours du calcul de cette séquence. Les déplacements calculés et mesurés coïncident au cours des 100 premiers cycles. Au-delà de 100 cycles, les déplacements sont surestimés par le calcul avec TZC-ABC. L'écart maximal entre les mesures et les calculs ne dépasse pas 15 mm, ce qui reste acceptable. La différence notée entre les deux courbes est l'absence de l'accroissement brutal au niveau des déplacements observé au cours de l'essai. En effet, l'évolution des déplacements avec TZC-ABC est quasi-régulière au cours des 400 cycles.

L'écart au niveau de la chute de résistance à la traction noté entre les mesures et les calculs avec TZC-ABC peut provenir de la formulation de la méthode ABC. En effet, cette méthode a été proposée pour la modélisation de pieux battus. Les paramètres A, B et C utilisés dans cette méthode ont été déterminés à partir d'essais de cisaillement cycliques avec une interface sable-acier. Ils ont été déterminés pour évaluer la dégradation du frottement axial limite de pieux battus en acier. Pour les pieux forés, ces paramètres peuvent être différents. La modélisation faite dans ce paragraphe a été réalisée avec les mêmes paramètres que pour les pieux battus de Dunkerque.

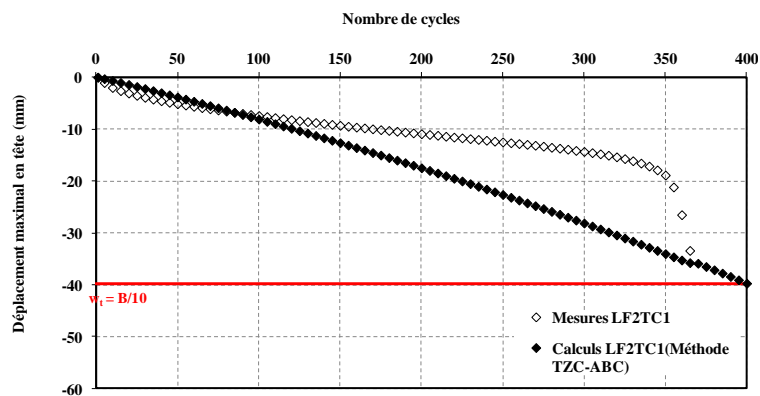


Figure IV.33 : Comparaison entre les déplacements mesurés et les déplacements calculés avec TZC-ABC au cours de LF2TC1

*IV.4.1.2.2 Résultats de la modélisation du pieu F2 avec TZC-SOLCYP*

L'utilisation de la méthode TZC-SOLCYP requiert la définition de plusieurs paramètres détaillés dans le Tableau IV.11. Parmi ces paramètres on trouve la contrainte normale initiale  $\sigma_{n1}$ . Cette valeur contrôle la dégradation de la contrainte normale  $\Delta\sigma_n$ , la dégradation du frottement axial limite  $\Delta q_s$  et ainsi la valeur finale de la résistance à la traction cyclique  $R_{s\text{ cyc}}$ .

Pour ce pieu, le calcul de la contrainte normale initiale s'est déroulé selon les étapes suivantes :

- 1- Calcul des frottements axiaux limites de chaque couche de sol en utilisant la méthode pressiométrique. ;
- 2- L'intégration des frottements axiaux limites le long du pieu doit respecter la valeur de résistance à la traction initiale mesurée du pieu  $R_{s1}$ . Une petite correction est appliquée alors aux valeurs de  $q_{s1}$ .
- 3- La contrainte normale initiale  $\sigma_{n1}$  est calculée suivant l'équation suivante :

$$\sigma_{n1} = q_{s1} / \tan(\delta)$$

Donc la valeur de  $\sigma_{n1}$  est régie par la valeur de l'angle de frottement sol-structure  $\delta$ . Dans le cas du béton, Benzaria (2013) propose une valeur de  $26.8^\circ$ , égale à l'angle à l'interface sol-acier. Etant donné la rugosité du béton par rapport à l'acier, cette valeur semble très faible et n'a pas été utilisée. Pour le sable de Dunkerque, similaire à celui de Loon-Plage, Jardine et al. (2012) proposent une valeur de l'angle critique d'interface égale à  $31^\circ$ , et une valeur de l'angle de pic égale à  $36^\circ$ .

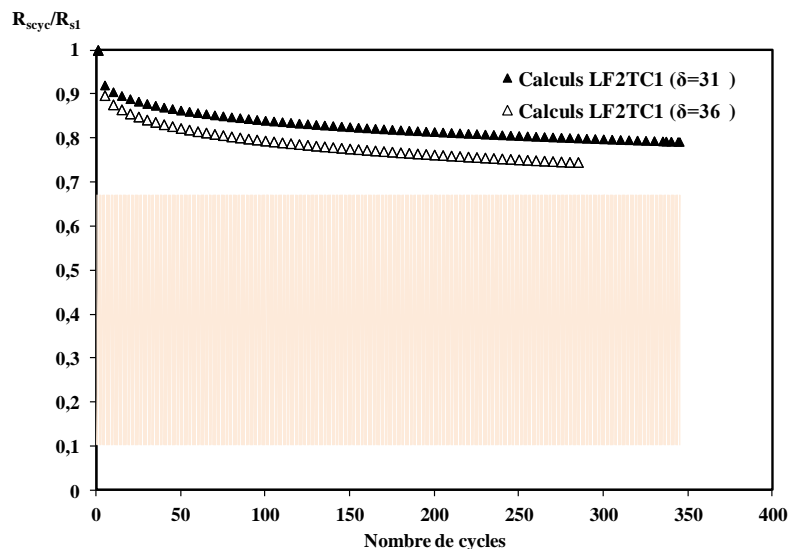
La valeur de l'angle  $\delta$  qui doit être utilisée dans le cadre de cette modélisation, doit être comprise entre  $31^\circ$  et  $36^\circ$ . Afin de visualiser l'effet de cette valeur sur le comportement du pieu, les résultats relatifs aux deux valeurs  $31^\circ$  et  $36^\circ$  sont présentés ci-dessous.

Le Tableau IV.17 récapitule les résultats des calculs relatifs à la séquence LF2TC1 pour les deux valeurs d'angle de frottement sol-béton. Les résultats montrent pour les deux calculs, la rupture se produit en déplacement (comme pour les mesures). Le nombre de cycles pour atteindre la rupture décroît avec l'accroissement de la valeur prise par l'angle de frottement.

**Tableau IV.17 : Résultats des calculs de LF2TC1 avec TZC-SOLCYP pour les deux valeurs de l'angle de frottement sol-béton ( $\delta=31^\circ$  et  $\delta=31^\circ$   $\delta=36^\circ$ )**

Séquence	$Q_{\max}$ (kN) (T)	$Q_{\min}$ (kN) (T)	$R_{s1}$ mesurée ou estimée (kN)	Mesures		Calculs avec TZC-SOLCYP ( $\delta = 31^\circ$ )		Calculs avec TZC-SOLCYP ( $\delta = 36^\circ$ )	
				Rupture	Oui	Rupture	Oui	Rupture	Oui
LF2TC1	550	85	820	Nbr. de cycles	367	Nbr. de cycles	345	Nbr. de cycles	285
				$R_{s \text{ post-cyc}}$ (kN)	--	$R_{s \text{ cyc}}$ (kN)	--	$R_{s \text{ cyc}}$ (kN)	--

La Figure IV.34 montre l'évolution du rapport  $R_{s \text{ cyc}}/R_{s1}$  au cours de la séquence modélisée pour les deux valeurs de  $\delta$ . L'augmentation de l'angle de frottement sol-béton provoque une augmentation de la vitesse de dégradation de la résistance cyclique  $R_{s \text{ cyc}}$ . A la rupture, la dégradation de la résistance à la traction initiale est égale à 21 % avec un  $\delta$  égal à  $31^\circ$ , et est équivalente à 26 % pour un  $\delta$  égal à  $36^\circ$ . Le résultat du second calcul est plus satisfaisant, car lorsque le pieu arrive à une rupture en déplacement, la résistance à la traction cyclique doit être voisine de la charge maximale appliquée en tête. De plus, les mesures ont montré une dégradation de  $R_{s1}$  égale à 42 %.


**Figure IV.34 : Evolution de la résistance à la traction cyclique du pieu en fonction du nombre de cycles pour les deux valeurs de l'angle  $\delta$  ( $\delta=31^\circ$  et  $\delta=31^\circ$   $\delta=36^\circ$ ), avec TZC-SOLCYP**

La Figure IV.35 donne l'évolution des déplacements maximaux relatifs au cours des calculs de LF2TC1 pour les deux valeurs de  $\delta$ . Il est clair que l'augmentation de l'angle de frottement provoque une accélération de l'accumulation des déplacements. Les deux calculs coïncident avec les mesures au cours des 100 premiers cycles. Ils s'en écartent au fur et à mesure que le nombre de cycles augmente. L'écart maximal en terme de déplacement entre les mesures et les calculs effectués avec une valeur de

$\delta$  égale à  $31^\circ$  est 22 mm. Pour les calculs effectués avec  $\delta$  égal à  $36^\circ$ , l'écart maximal est égal à 26 mm.

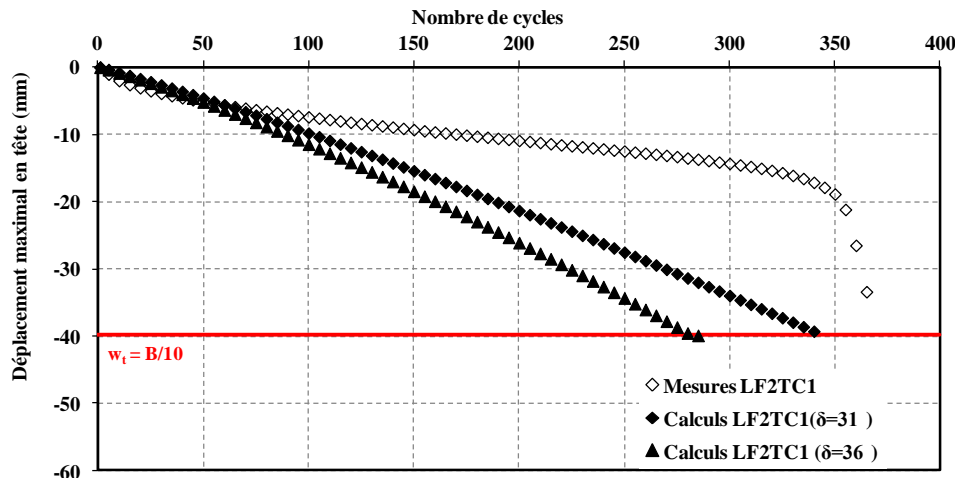


Figure IV.35: Evolution des déplacements au cours de l'essai LF2TC1 et aux cours des calculs effectués avec les deux valeurs de  $\delta$

D'après les résultats de la modélisation de cette séquence, les déplacements mesurés sont surestimés par la méthode TZC-SOLCYP. Pour la prévision de la résistance à la traction cyclique, la valeur de l'angle de frottement d'interface influence grandement son évolution. La valeur la plus adéquate aux observations expérimentales est celle de  $36^\circ$ . L'augmentation de la valeur de  $\delta$  provoque une diminution des valeurs prises pour  $\sigma_{n1}$  le long du pieu. Ces valeurs étant faibles provoquent une dégradation plus rapide des frottements axiaux limites à l'interface, et ainsi une dégradation plus rapide de  $R_{s1}$ .

#### IV.4.1.3 Conclusions sur les comparaisons mesures/calculs

L'outil de calcul dans lequel le modèle TZC combiné aux deux méthodes nommées ABC et SOLCYP a permis de modéliser deux types de pieux installés dans du sable. Les pieux modélisés ont subi des essais en vraie grandeur. La comparaison entre les résultats de ces essais en vraie grandeur et les calculs réalisés avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP concernent l'évolution de la résistance à la traction cyclique du pieu et les déplacements accumulés en tête de pieu. Des calculs relatifs au facteur de dégradation du frottement axial  $D_\tau$  et des chemins de contraintes ont également été présentés. Cependant, la résistance à la traction post-cyclique ne peut être un résultat de la modélisation car les effets du temps sur le sol au voisinage du pieu ne sont pas reproduits.

Les éléments les plus importants pour l'ingénieur dimensionnant les pieux sous charges axiales cycliques sont l'évolution de la résistance à la traction et des déplacements au cours des cycles. Ainsi, un récapitulatif est présenté ci-dessous.

**Pour la méthode TZC-ABC :**

- Le pieu R3 : La résistance à la traction cyclique calculée à la fin de la séquence 2R3CY2 est légèrement inférieure à la résistance à la traction post-cyclique mesurée après cette séquence. L'écart est égal à 134 kN. Les déplacements calculés estiment correctement les déplacements mesurés ;
- Le pieu R4 : La résistance à la traction cyclique est légèrement supérieure à la résistance post-cyclique mesurée in-situ (l'écart est égal à 142 kN). Les déplacements calculés au cours de cette séquence prévoient correctement les déplacements mesurés ;
- Le pieu R5 : Le pieu présente un défaut d'équilibre dans les calculs et les mesures. La rupture calculée se produit avant la rupture expérimentale. L'écart en terme de nombre de cycles est égal à 172 cycles. Pour les 100 premiers cycles, les déplacements mesurés et calculés coïncident. Au-delà de 100 cycles, les déplacements calculés surestiment les déplacements mesurés au cours de 2R5CY2. L'écart maximal en terme de déplacements est de 17 mm ;
- Le pieu R6 : Le pieu cède par défaut d'équilibre tant lors de l'essai que lors du calcul. La rupture calculée se produit avant la rupture expérimentale et l'écart est de 137 cycles. Les déplacements calculés sont quasiment égaux aux déplacements mesurés. Une forte incertitude liée aux mesures est observée pour ce pieu ;
- Le pieu F2 : Les calculs et les mesures montrent que le pieu cède en déplacement après un nombre de cycles quasiment équivalent. Pour les 100 premiers cycles, les déplacements mesurés et calculés coïncident. Au-delà de 100 cycles, les déplacements calculés surestiment les mesures. L'écart maximal entre déplacement mesuré et calculé est de 15 mm.

D'après ces observations, on peut distinguer deux cas :

- **Pour les niveaux de chargement inférieurs à  $0.70 R_{s1}$  ( $Q_{max}$  inférieure à la charge de fluage) :** Les résistances à la traction cycliques des pieux et les déplacements calculés sont en accord avec les mesures. La méthode TZC-ABC donne des résultats très satisfaisants. Ce niveau de chargement correspond aux charges de service des pieux sollicités cycliquement en général ;
- **Pour les niveaux de chargement supérieurs à  $0.70 R_{s1}$  ( $Q_{max}$  supérieure à la charge de fluage) :** Les pieux battus atteignent à la rupture calculée avant les mesures. L'écart en terme de nombre de cycles reste acceptable. Pour le pieu foré, la comparaison faite avec le pieu F2 ne peut être confirmée car elle doit être complétée par des comparaisons avec d'autres essais sur ce même type de pieu. En se basant sur les résultats du pieu F2, les déplacements et la résistance à la traction cyclique sont surestimés par rapport aux mesures.

Cependant, dans les deux cas précités, la méthode TZC-ABC réussit à reproduire correctement le comportement global du pieu. En effet, les comportements métastable et instable observés au cours des essais ont été retrouvés avec les calculs. De plus, la méthode de calcul réussit à prévoir

correctement la rupture, et à préciser adéquatement sa nature (en déplacement ou par défaut d'équilibre).

La méthode TZC-ABC reste très sensible à l'état initial au voisinage du pieu. Les valeurs de frottements axiaux limites initiaux entrés au début de la modélisation conditionnent les résultats des calculs. L'incertitude liée aux mesures peut être défavorable au modèle.

**Pour la méthode TZC-SOLCYP :**

- Le pieu R3 : La résistance à la traction cyclique est voisine de la résistance à la traction post-cyclique modélisée après la séquence 2R3CY2 (différence de 47 kN). Les déplacements sont correctement estimés ;
- Le pieu R4 : La résistance à la traction cyclique calculée est supérieure à la résistance à la traction post-cyclique mesurée après la séquence 2R4CY2 (différence de 468 kN). Les déplacements sont correctement estimés. Une incertitude vis-à-vis des contraintes normales initiales utilisées dans le calcul est notée ;
- Le pieu R5 : La rupture calculée est obtenue avant la rupture expérimentale. L'écart est de 112 cycles. Les déplacements calculés surestiment les mesures ;
- Le pieu R6 : Les déplacements sont correctement estimés. La rupture calculée se produit avant la rupture expérimentale. Une incertitude par rapport à la valeur de résistance à la traction initiale est mise en évidence ;
- Le pieu F2 : La valeur de  $\delta$  égale à  $36^\circ$  donne une estimation acceptable de la résistance à la traction cyclique, mais les déplacements sont légèrement surestimés (écart maximal égal à 26 mm).

De la même manière que pour la méthode TZC-ABC, deux cas peuvent être distingués pour cette méthode :

- **Pour les niveaux de chargement inférieurs à  $0.70 R_{s1}$  ( $Q_{max}$  inférieure à la charge de fluage) :** les résultats de la modélisation avec TZC-SOLCYP sont satisfaisants surtout en ce qui concerne les déplacements calculés.
- **Pour les niveaux de chargement supérieurs à  $0.70 R_{s1}$  ( $Q_{max}$  supérieure à la charge de fluage) :** La rupture calculée est obtenue généralement avant la rupture expérimentale. L'écart entre les mesures et les calculs ne dépassent pas 200 cycles.

La méthode TZC-SOLCYP est sensible à l'état initial autour du pieu. En effet, les valeurs de contraintes normales initiales  $\sigma_{n1}$ , de frottements axiaux limites  $q_{s1}$  et de densité relative du sol  $I_D$  influencent grandement la modélisation. Ainsi, pour aboutir à une comparaison plus rigoureuse, il est nécessaire d'instrumenter des pieux à l'aide de capteurs afin de mesurer  $\sigma_{n1}$  et  $q_{s1}$  après

installation du pieu et avant le début de la séquence cyclique. Ces valeurs mesurées pourraient être introduites dans le calcul mené avec la méthode TZC-SOLCYP.

## **IV.5 Construction de diagrammes de stabilité cyclique**

Les comparaisons réalisées dans le paragraphe IV.4 ont permis de conclure que le modèle TZC combiné aux méthodes ABC et SOLCYP réussit à prévoir adéquatement le comportement du pieu (stable, métastable et instable), à prévoir correctement la rupture et sa nature (en déplacements ou par défaut d'équilibre) et à estimer le nombre de cycles pour atteindre cette rupture si elle existe, sinon à évaluer la résistance à la traction cyclique à la fin de chaque séquence cyclique.

Ainsi, l'objectif de ce paragraphe est de proposer à l'ingénieur dimensionnant les pieux sous charges cycliques axiales, un outil permettant de prévoir tous les éléments précités. L'outil permettra de prévoir pour un type de pieu donné et pour un type de sol donné, le comportement du pieu sous différentes combinaisons de charge ( $Q_{moy}$  et  $Q_{cyc}$ ). Cet outil est le diagramme de stabilité cyclique.

Plusieurs diagrammes de stabilité cyclique ont été proposés par différents auteurs, pour différents types de sol et différents types de pieux. Dans ce paragraphe, un pieu battu (R3) et un pieu foré (F2) ont été sélectionnés. Différentes combinaisons de charge moyenne et d'amplitude cyclique leur ont été appliquées. Les résultats de ces combinaisons de charge ont été placés sur un diagramme. Les zones de stabilité ont été ensuite définies suivant ces résultats. Afin de valider le diagramme de stabilité cyclique ainsi construit, ce dernier a été comparé au diagramme proposé par Jardine et Standing (2012) pour les pieux battus dans le sable. Pour les pieux forés dans le sable, une comparaison a été faite avec le diagramme proposé dans le cadre du Projet Nationale SOLCYP (Benzaria, 2013).

Ainsi, l'ingénieur possédant l'outil de calcul permettant de construire ce type de diagramme, pourra apprécier pour un type de pieu donné, le comportement du pieu sous plusieurs combinaisons de charge.

### **IV.5.1 Exemple des pieux battus dans le sable de Dunkerque**

Le pieu utilisé dans cette construction est le pieu R3. Le Tableau IV.18 recense toutes les combinaisons de charge moyenne  $Q_{moy}$  et d'amplitude cyclique  $Q_{cyc}$  effectuées avec TZC-ABC permettant de construire le diagramme de stabilité cyclique des pieux battus dans le sable. Le nombre de calculs réalisés pour le construire est 25. Le Tableau IV.19 recense quant à lui les combinaisons de chargement cyclique de traction réalisées avec TZC-SOLCYP pour la construction du diagramme de stabilité cyclique relatif à cette méthode pour le même type de pieu et le même type de sol (34



calculs). Les deux tableaux montrent que deux types de rupture sont considérés (rupture par défaut d'équilibre ou rupture en déplacement). Tous les calculs correspondent à des essais répétés en traction.

**Tableau IV.18 : Calculs réalisés avec TZC-ABC appliquées au pieu R3 pour la construction du diagramme de stabilité cyclique des pieux battus**

Numéro	$Q_{moy}/R_s$	$Q_{cyc}/R_s$	Rupture	Nbr. cycles pour rupture par défaut d'équilibre	Nbr. cycles pour rupture en déplacement
1	-0.1	0.1	Non	>1000	>1000
2	-0.2	0.2	Non	>1000	>1000
3	-0.3	0.1	Non	>1000	>1000
4	-0.3	0.2	Non	>1000	>1000
5	-0.3	0.3	Oui	551	535
6	-0.4	0.2	Oui	>1000	934
7	-0.4	0.3	Oui	381	372
8	-0.4	0.4	Oui	107	101
9	-0.45	0.2	Oui	953	782
10	-0.45	0.3	Oui	291	283
11	-0.45	0.4	Oui	61	61
12	-0.45	0.45	Oui	21	21
13	-0.5	0.1	Non	>1000	>1000
14	0.5	0.2	Oui	801	633
15	-0.5	0.3	Oui	291	272
16	-0.5	0.4	Oui	27	27
17	-0.6	0.1	Non	>1000	>1000
18	-0.6	0.2	Oui	461	370
19	-0.6	0.3	Oui	54	54
20	-0.7	0.1	Non	>1000	926
21	-0.7	0.2	Oui	150	150
22	-0.8	0.05	Non	>1000	>1000
23	-0.8	0.1	Oui	881	374
24	-0.8	0.15	Oui	101	101
25	-0.9	0.05	Non	>1000	>1000

**Tableau IV.19 : Calculs réalisés avec TZC-SOLCYP appliquées au pieu R3 pour la construction du diagramme de stabilité cyclique des pieux battus**

Numéro	$Q_{moy}/R_s$	$Q_{cyc}/R_s$	Rupture	Nbr. cycles pour rupture par défaut d'équilibre	Nbr. cycles pour rupture en déplacement
1	-0,2	0,2	Non	>1000	>1000
2	-0,3	0,2	Non	>1000	>1000
3	-0,3	0,3	Non	>1000	>1000
4	-0,4	0,2	Non	>1000	>1000
5	-0,4	0,35	Oui	>1000	381
6	-0,4	0,4	Oui	254	198
7	-0,4	0,3	Oui	>1000	662
8	-0,45	0,3	Oui	>1000	432
9	-0,45	0,35	Oui	367	228
10	-0,45	0,4	Oui	66	66
11	-0,45	0,45	Oui	10	10
12	-0,5	0,1	Non	>1000	>1000
13	-0,5	0,2	Oui	>1000	977
14	-0,5	0,3	Oui	500	265
15	-0,5	0,4	Oui	13	13
16	-0,5	0,45	Oui	3	3
17	-0,6	0,12	Non	>1000	>1000
18	-0,6	0,15	Oui	>1000	804
19	-0,6	0,2	Oui	>1000	396
20	-0,6	0,25	Oui	208	171
21	-0,6	0,3	Oui	23	23
22	-0,7	0,05	Non	>1000	>1000
23	-0,7	0,1	Oui	>1000	605
24	-0,7	0,15	Oui	549	268
25	-0,7	0,2	Oui	51	51
26	-0,75	0,025	Non	>1000	>1000
27	-0,75	0,05	Oui	833	833
28	-0,8	0,05	Oui	>1000	451
29	-0,8	0,08	Oui	423	228
30	-0,8	0,1	Oui	147	134
31	-0,8	0,15	Oui	3	3
32	-0,85	0,05	Oui	149	136
33	-0,9	0,01	Oui	87	87
34	-0,9	0,05	Oui	3	3

Toutes ces combinaisons de chargement ont permis de construire le diagramme des Figures IV.36 et IV.37 pour TZC-ABC et TZC-SOLCYP respectivement. Sur ces deux figures, tous les calculs ont été placés selon la charge moyenne  $Q_{moy}$  et l'amplitude cyclique  $Q_{cyc}$  imposées sur le pieu. Au dessus de chaque calcul, le nombre de cycles nécessaire pour atteindre la rupture en déplacement. Si une rupture par défaut d'équilibre se produit avant que le déplacement dépasse le critère de  $B/10$ , le nombre de cycles correspondant est marqué. Dans le cas où aucune rupture n'est observée après 1000 cycles, la mention « >1000 » est notée.

Tous les calculs réalisés avec TZC-ABC ou TZC-SOLCYP permettent de délimiter trois zones de stabilité.

- Zone stable : Aucune rupture ni par défaut d'équilibre ni en déplacement, n'est observée après 1000 cycles. Les déplacements s'accroissent très lentement en tête de pieu et la résistance à la traction cyclique reste supérieure à  $Q_{max}$ .
- Zone instable : Une rupture (généralement par défaut d'équilibre) est observée après une dizaine de cycles. Les déplacements s'accroissent rapidement en tête de pieu.

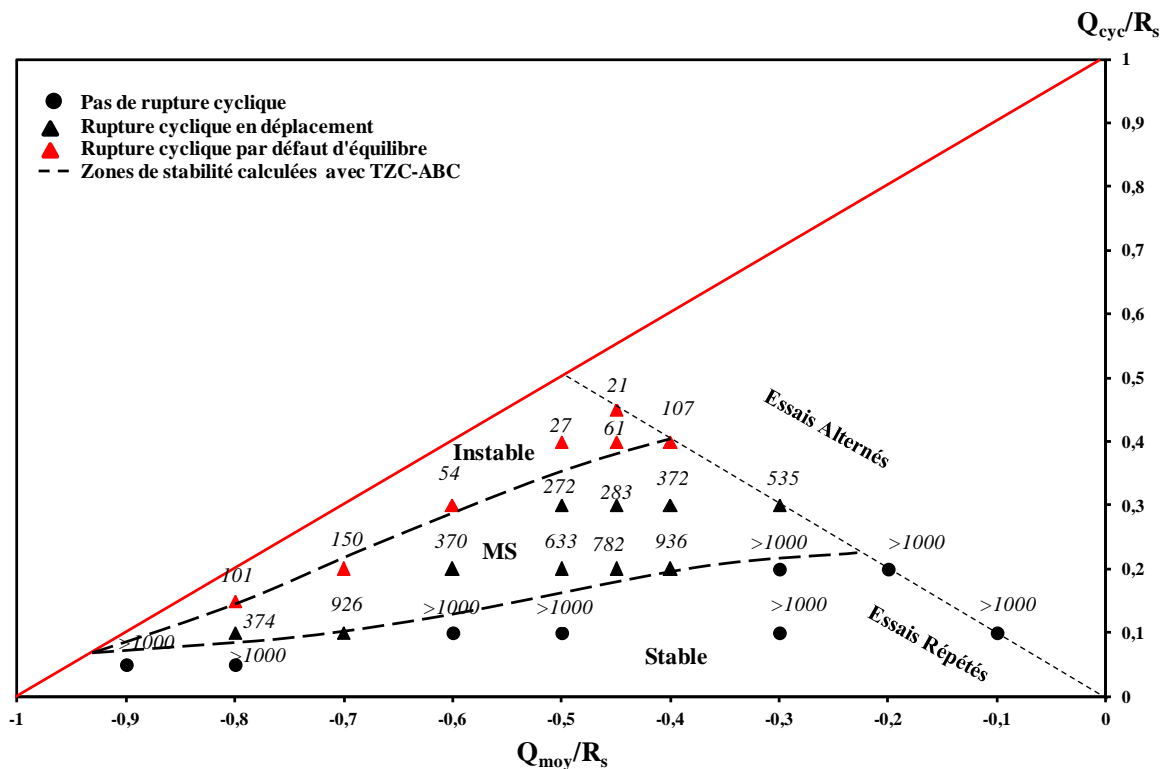


Figure IV.36 : Diagramme de stabilité cyclique obtenu avec TZC-ABC pour les pieux battus dans le sable de Dunkerque

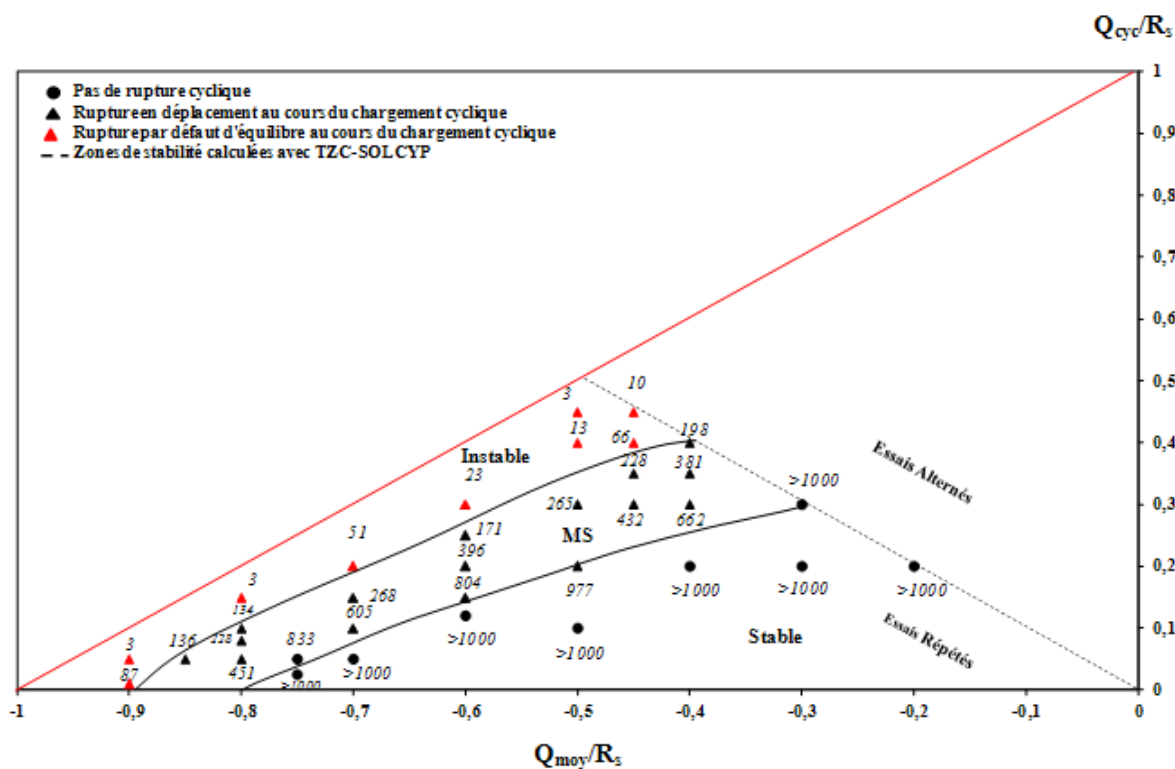


Figure IV.37 : Diagramme de stabilité cyclique obtenu avec TZC-SOLCYP pour les pieux battus dans le sable de Dunkerque

- Zone métastable : Une rupture (en déplacement ou par défaut d'équilibre) est observée pour un nombre de cycles compris entre 100 et 1000 cycles. Les déplacements s'accroissent progressivement en tête de pieu.

Afin de mieux comparer entre les deux méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP, la Figure IV.38 superpose les zones de stabilité cyclique calculées avec les deux méthodes. Les zones obtenues avec les deux méthodes coïncident généralement. Pour les combinaisons avec une charge moyenne inférieure à  $0.65 R_s$  et une amplitude cyclique inférieure à  $0.2 R_s$ , les deux méthodes prévoient un comportement stable du pieu. Les zones métastables et instables estimées avec les deux méthodes coïncident dans la plupart des cas. Cependant, lorsque la charge moyenne  $Q_{moy}$  augmente, les zones des deux méthodes s'écartent. En effet, TZC-SOLCYP montre une plus grande sensibilité par rapport à ce paramètre que TZC-ABC. Avec cette dernière méthode, le pieu reste stable même pour des valeurs très importantes de  $Q_{moy}$ , tant que  $Q_{cyc}$  est faible. Avec TZC-SOLCYP, même si  $Q_{cyc}$  est très faible ( $0.01 R_s$ ), le pieu a un comportement métastable pour  $Q_{moy}$  supérieure à  $0.8 R_s$  et instable pour  $Q_{moy}$ , supérieure à  $0.9 R_s$ . Cette différence entre les deux méthodes est due à la prise en compte dans la méthode SOLCYP du cisaillement moyen  $\tau_{cm}$  dans la modélisation. Dans la méthode ABC, ce paramètre n'est pas pris en compte et le calcul se base sur l'amplitude de cisaillement  $\tau_{cyc}$ .

Afin de valider les diagrammes de stabilité cyclique construit avec les deux méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP, une comparaison avec des données d'essais en vraie grandeur s'impose. Les données utilisées dans cette comparaison sont issues des mêmes essais réalisés à Dunkerque et dont l'interprétation a été faite par Jardine et Standing (2012). A l'issue de cette interprétation, ces auteurs ont proposé un diagramme de stabilité cyclique (Figure IV.39).

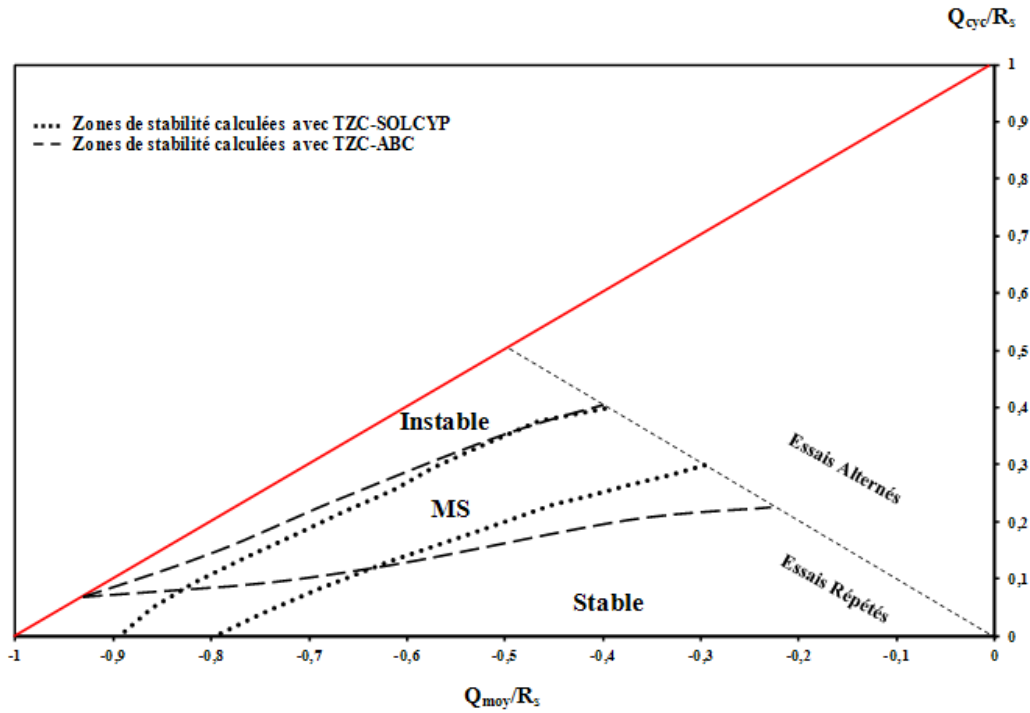


Figure IV.38: Comparaison entre les zones de stabilité cyclique calculées avec TZC-ABC et celles calculées avec TZC-SOLCYP

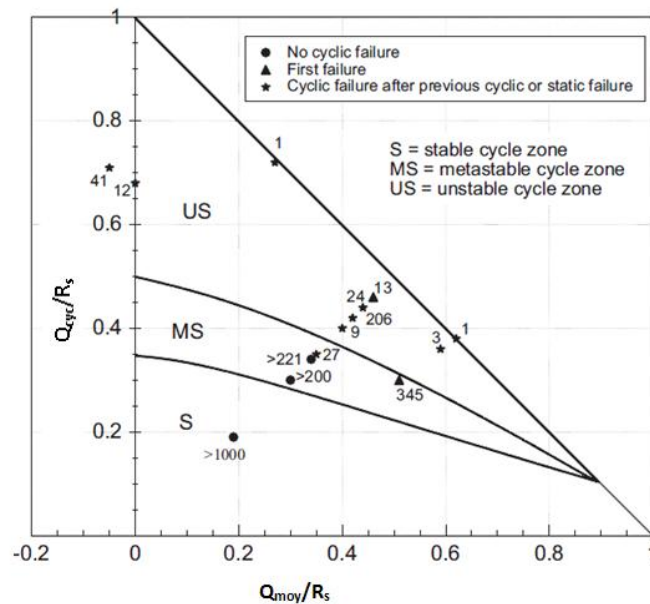


Figure IV.39 : Diagramme de stabilité cyclique des pieux battus dans le sable (Jardine et Standing, 2012)

Afin de comparer les résultats expérimentaux et calculés, tous les essais en vraie grandeur ont été placés sur les deux diagrammes construits avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP ainsi que les zones de stabilité cyclique proposées par Jardine et Standing (2012) (Figure IV.40 et Figure IV.41).

Les zones de stabilité cyclique obtenues avec TZC-ABC tracées sur la Figure IV.40 concordent avec les résultats des essais en vraie grandeur effectués à Dunkerque. En effet, l'essai effectué à  $Q_{\text{moy}}$  égale à  $0.2 R_s$ , entre dans la zone stable de TZC-ABC, les essais ayant montré une rupture avant 100 cycles sont dans la zone instable de TZC-ABC et enfin les essais ayant montré une rupture au-delà de 100 cycles et avant 1000 cycles sont dans la zone métastable de TZC-ABC.

En comparant les zones de TZC-ABC et celles proposées par Jardine et Standing (2012), il est clair que les deux zones instables coïncident. Cependant, la limite entre la zone métastable et stable diffère. En effet, les résultats avec TZC-ABC sont plus conservatifs car la zone métastable commence avec des amplitudes cycliques plus faibles.

La Figure IV.41 permet de conclure que les zones de stabilité calculées à l'aide de TZC-SOLCYP concordent également avec les résultats des essais en vraie grandeur. Les mêmes remarques faites avec TZC-ABC concernant l'emplacement des essais restent valables pour cette méthode. D'après la Figure IV.41, les zones proposées par Jardine et Standing (2012) coïncident de manière générale avec celles calculées avec TZC-SOLCYP pour des charges moyennes inférieures à  $0.60 R_{s1}$ . Lorsque la charge moyenne augmente et devient supérieure à  $0.60 R_s$ , les zones calculées et celles proposées par les auteurs précités s'écartent. En effet, la sensibilité du modèle TZC-SOLCYP déjà mise en évidence ci-dessus écarte les calculs des prévisions faites par les auteurs. Cependant, ces calculs ne peuvent être confirmés ou infirmés car aucune donnée expérimentale concernant des essais en vraie grandeur effectués à un aussi haut niveau de chargement n'est disponible. Ainsi, il faut réaliser des essais à une charge moyenne élevée pour pouvoir confirmer les résultats obtenus avec TZC-SOLCYP. Il est toutefois étonnant de constater que la zone stable s'étend au-delà de  $0.80 R_s$  alors que les déplacements liés au fluage sont susceptibles d'apparaître. Même pour un chargement statique de  $0.80 R_s$ , une rupture dans le temps peut être observée.

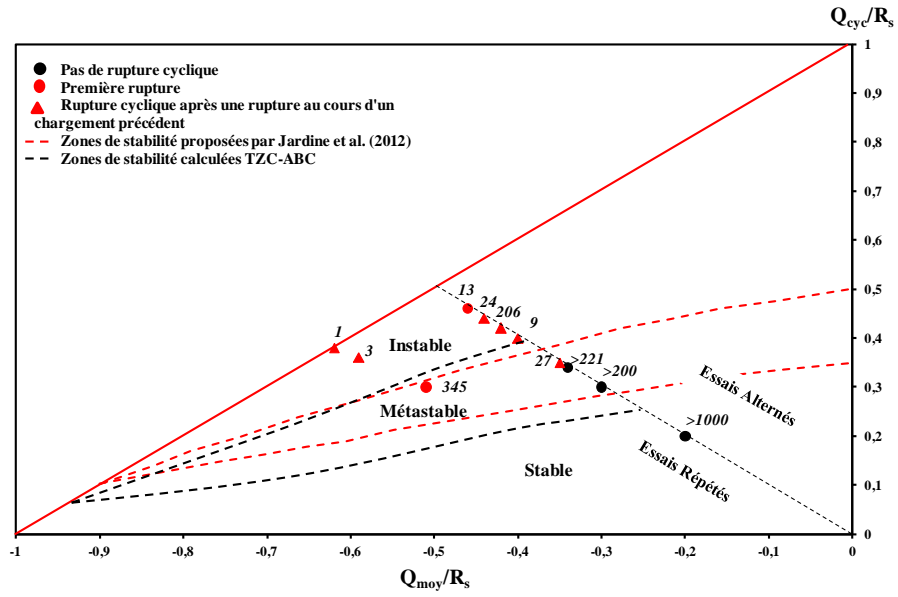


Figure IV.40 : Comparaison entre les résultats de TZC-ABC et les résultats des essais effectués à Dunkerque

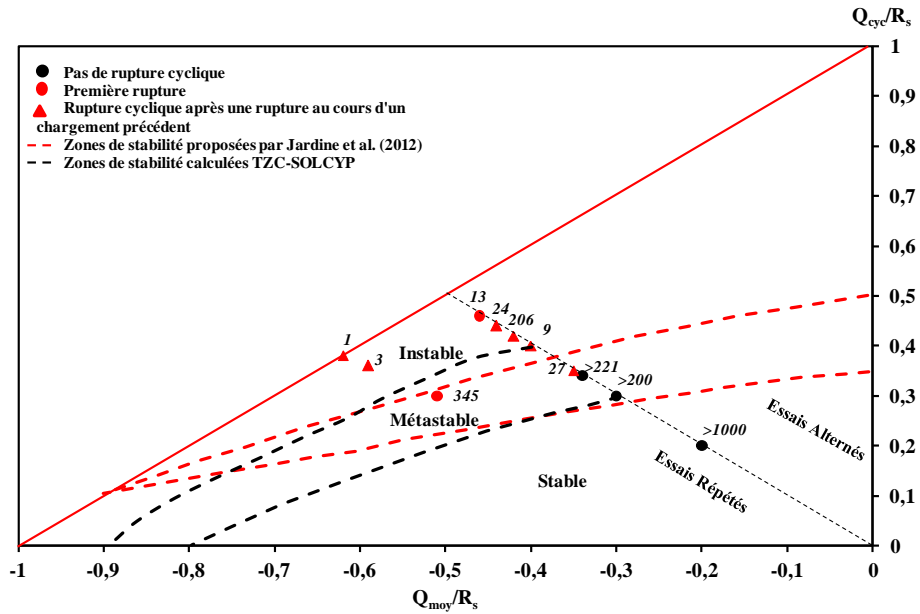


Figure IV.41 : Comparaison entre les résultats de TZC-SOLCYP et les résultats des essais effectués à Dunkerque

### IV.5.2 Exemple des pieux forés dans le sable de Loon-Plage

Le pieu utilisé dans cette construction est le pieu foré de Loon-Plage F2. Les combinaisons de charge moyenne  $Q_{moy}$  et d'amplitude cyclique  $Q_{cyc}$  appliquées au pieu F2 pour la construction du diagramme de stabilité cyclique avec les méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP sont présentées dans les tableaux IV.20 et IV.21 respectivement.

**Tableau IV.20 : Calculs réalisés avec TZC-ABC appliqués au pieu F2 pour la construction du diagramme de stabilité cyclique des pieux forés**

Numéro	$Q_{moy}/R_s$	$Q_{cyc}/R_s$	Rupture	Nbr. cycles pour rupture cyclique
1	- 0.3	0.3	Oui	541
2	-0.3	0.25	Oui	779
3	-0.3	0.2	Non	>1000
4	-0.3	0.1	Non	>1000
5	-0.2	0.2	Non	>1000
6	-0.4	0.2	Oui	759
7	-0.4	0.1	Non	>1000
8	-0.5	0.1	Non	>1000
9	-0.5	0.2	Oui	489
10	-0.6	0.1	Oui	806
11	-0.6	0.2	Oui	292
12	-0.4	0.3	Oui	353
13	-0.4	0.4	Oui	131
14	0.7	0.1	Oui	478
15	-0.8	0.05	Oui	606
16	-0.8	0.025	Non	>1000
17	-0.9	0.025	Oui	583
18	-0.9	0.0125	Oui	81
19	-0.45	0.4	Oui	205
20	-0.5	0.3	Oui	71
21	-0.6	0.3	Oui	140
22	-0.7	0.2	Oui	11
23	-0.8	0.18	Oui	170
24	-0.8	0.12	Oui	170
25	-0.85	0.10	Oui	133



**Tableau IV.21: Calculs réalisés avec TZC-SOLCYP appliquées au pieu F2 pour la construction du diagramme de stabilité cyclique des pieux forés**

<b>Numéro</b>	<b><math>Q_{moy}/R_s</math></b>	<b><math>Q_{cyc}/R_s</math></b>	<b>Rupture</b>	<b>Nbr. cycles pour rupture cyclique</b>
<b>1</b>	0.3	0.3	Oui	444
<b>2</b>	0.3	0.25	Oui	611
<b>3</b>	0.3	0.1	Non	>1000
<b>4</b>	0.2	0.2	Non	>1000
<b>5</b>	0.3	0.2	Oui	852
<b>6</b>	0.4	0.1	Non	>1000
<b>7</b>	0.5	0.1	Oui	775
<b>8</b>	0.5	0.2	Oui	299
<b>9</b>	0.6	0.1	Oui	439
<b>10</b>	0.6	0.2	Oui	126
<b>11</b>	0.4	0.2	Oui	518
<b>12</b>	0.4	0.3	Oui	247
<b>13</b>	0.4	0.4	Oui	39
<b>14</b>	0.7	0.1	Oui	196
<b>15</b>	0.8	0.1	Oui	2
<b>16</b>	0.6	0.05	Oui	932
<b>17</b>	0.7	0.01	Non	>1000
<b>18</b>	0.7	0.025	Non	>1000
<b>19</b>	0.8	0.025	Oui	265
<b>20</b>	0.35	0.3	Oui	232
<b>21</b>	0.5	0.3	Oui	67
<b>22</b>	0.6	0.3	Oui	11
<b>23</b>	0.7	0.2	Oui	11
<b>24</b>	0.9	0.025	Oui	1

Les combinaisons de charge présentées dans les tableaux IV.20 et IV.21 ont conduit à la construction des diagrammes de stabilité cyclique donnés par les figures IV.42 et IV.43. Les deux diagrammes ainsi construits permettent de distinguer les trois zones stable, métastable et instable décrites dans le paragraphe IV.5.1.

En comparant les résultats obtenus avec les pieux forés et ceux obtenus avec les pieux battus, il est clair que la zone stable est plus réduite pour les pieux forés que pour le pieux battus. Cette remarque est valable pour les deux méthodes de calcul TZC-ABC et TZC-SOLCYP. Ce résultat est satisfaisant car les résultats expérimentaux confirment cette tendance.

Les digrammes de stabilité cyclique issus des calculs n'ont pas été comparés à des diagrammes construits à partir de données expérimentales car un tel diagramme n'est pas disponible dans la littérature.

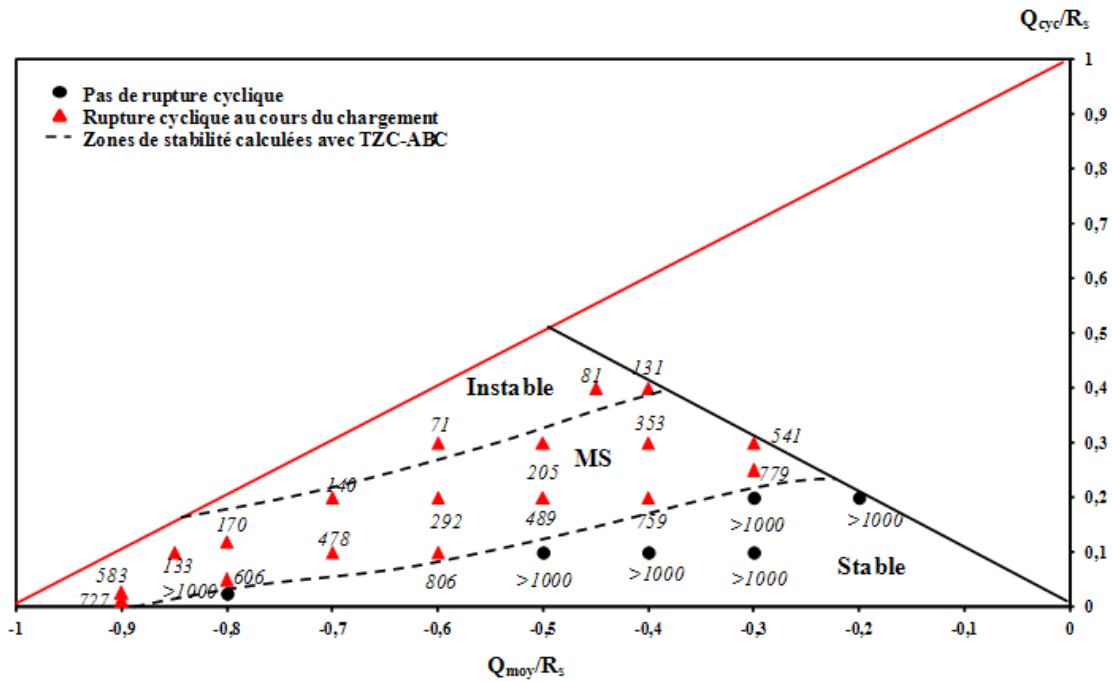


Figure IV.42 : Diagramme de stabilité cyclique construit avec TZC-ABC pour les pieux forés dans le sable

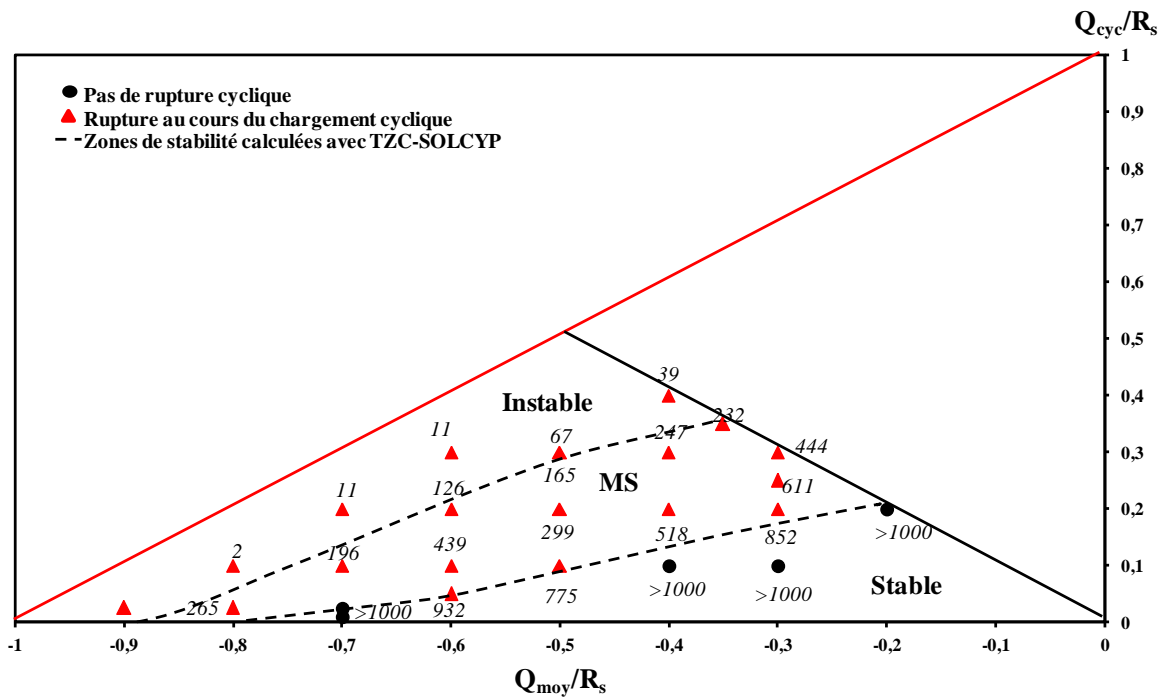


Figure IV.43 : Diagramme de stabilité cyclique construit avec TZC-SOLCYP pour les pieux forés dans le sable

## IV.6 Discussion des résultats

### IV.6.1 Influence du niveau de chargement

Les conclusions présentées dans le paragraphe IV.4.3 concernant les résultats des comparaisons entre les essais en vraie grandeur et les calculs menés avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP ont permis de distinguer deux cas. Le premier cas concerne les chargements cycliques avec une charge maximale  $Q_{\max}$  inférieure à  $0.70 R_{s1}$ , et le deuxième cas concerne les chargements cycliques avec  $Q_{\max}$  supérieure ou égale à  $0.70 R_{s1}$ . Pour le premier cas, et pour les deux méthodes, les prévisions de déplacements et de résistance à la traction cyclique sont satisfaisantes. Pour le deuxième cas, les deux méthodes aboutissent à des déplacements surestimant les mesures réalisées in-situ.

D'après ces conclusions, il est clair que le niveau de chargement maximal  $Q_{\max}$  influence la qualité des résultats des calculs. Ainsi, l'introduction du rapport  $Q_{\max}/R_{s1}$  dans la formulation du modèle TZC (équation (III.8)) semble pouvoir améliorer les déplacements pour des chargements maximaux supérieurs à  $0.70 R_{s1}$ .

Dans l'équation (III.8), le paramètre contrôlant la vitesse d'accumulation des déplacements est principalement le paramètre  $R_i$ . L'analyse menée dans le paragraphe III.2.1.1 montre que l'augmentation du paramètre  $R_i$  diminue la vitesse d'accumulation des déplacements. Ainsi, afin d'améliorer les résultats des calculs précédents, le paramètre  $R_i$  sera multiplié par le rapport  $Q_{\max}/R_{s1}$  dans l'équation (III.8). La formulation du modèle TZC en terme de mobilisation du frottement axial prend la forme de l'équation (IV.10).

$$\tau(w_z) = \tau_{i-1} + A_i (-1)^{i+1} (q_s + \Delta q_s(i)) \left(1 - e^{-\frac{Q_{\max} R_i R_f |w_z - w_{zi-1}|}{R_{s1} \lambda_s}}\right) \quad (IV.10)$$

Tous les calculs présentés ci-dessus ont été réalisés avec  $R_i$  égal à 20. La valeur de ce paramètre doit être augmentée afin d'améliorer les résultats. Cependant, les calculs présentés dans le paragraphe IV.5 montrent que les pieux R3 et R4 ont des déplacements proches des mesures. Le produit  $Q_{\max}/R_{s1}$  par  $R_i$  doit être voisin de 20 pour les pieux R3 et R4. En imposant cette condition, la nouvelle valeur prise pour le paramètre  $R_i$  est 34.

Le Tableau IV.22 récapitule les valeurs des produits  $Q_{\max}/R_{s1}$  par  $R_i$  pour chacun des pieux pour lesquels le calcul a été réalisé dans ce paragraphe.

**Tableau IV.22 : Récapitulatif des valeurs du produit  $Q_{\max}/R_{s1}$  par  $R_i$  pour les pieux R3, R4 et R5 de Dunkerque et pour le pieu F2 de Loon-Plage**

Pieu	Valeur du paramètre $R_i$	$Q_{\max}/R_{s1}$	$R_i * Q_{\max}/R_{s1}$
R3	34	0.60	20
R4		0.68	23
R5		0.81	28
F2		0.70	24

Les résultats relatifs aux calculs exécutés avec ces paramètres sont récapitulés sur le Tableau IV.23. Le calcul relatif à la séquence 2R3CY2 n'est pas présenté car aucun changement par rapport au calcul réalisé avec  $R_i$  égal à 20 n'a été appliqué. Les Figures IV.44, IV.45 et IV.46 représentent les courbes d'évolution des déplacements maximaux au cours des trois séquences et la comparaison avec les déplacements mesurés.

**Tableau IV.23 : Récapitulatifs des résultats des calculs avec TZC-ABC après introduction du paramètre  $Q_{\max}/R_{s1}$  pour les pieux R4, R5 et F2.**

Séquence	$Q_{\max}$ (kN) (T)	$Q_{\min}$ (kN) (T)	$R_{s1}$ mesurée ou estimée (kN)	Mesures		Calculs avec TZC-ABC	
				Rupture	Non	Rupture	Non
2R4CY2	2000	0	2960	Nbr. de cycles	221	Nbr. de cycles	221
				$R_s$ post-cyc (kN)	2100	$R_s$ cyc (kN)	2278
				Rupture	Non	Rupture	Non
2R5CY2	2000	500	2464	Nbr. de cycles	345	Nbr. de cycles	167
				$R_s$ post-cyc (kN)	--	$R_s$ cyc (kN)	--
				Rupture	Oui	Rupture	Oui
LF2TC1	550	85	820	Nbr. de cycles	367	Nbr. de cycles	367
				$R_s$ post-cyc (kN)	--	$R_s$ cyc (kN)	630
				Rupture	Oui	Rupture	Non

Pour la séquence 2R4CY2, les résultats du Tableau IV.23 et de la Figure IV.44 ne présentent pas une grande différence par rapports aux résultats obtenus avec  $R_i$  égal à 20. Les déplacements calculés avec TZC- ABC sont proches des déplacements mesurés in-situ, ce qui est satisfaisant. Pour la séquence 2R5CY2, la rupture cyclique est obtenue après 167 cycles (au lieu de 173 cycles pour  $R_i$  égal à 20), et les déplacements sont nettement mieux estimés (Figure IV.45). L'écart maximal entre les calculs et les

mesures est équivalent à 8,6 mm, ce qui considéré comme relativement faible. Pour la séquence LF2TC1, les calculs avec TZC-ABC n'aboutissent pas une rupture en déplacement après 367 cycles comme pour les mesures. La rupture en déplacement est observée pour un nombre de cycles supérieur à 400 cycles. La capacité portante cyclique à la fin de LF2TC1 est équivalente à 77 %  $R_{s1}$  (au lieu de 78 %  $R_{s1}$ ). La Figure IV.46 montre que les déplacements maximaux calculés avec TZC-ABC pour cette séquence sont mieux estimés que les déplacements calculés avec  $R_i$  égal à 20. Sur cette figure, les déplacements calculés et mesurés sont voisins.

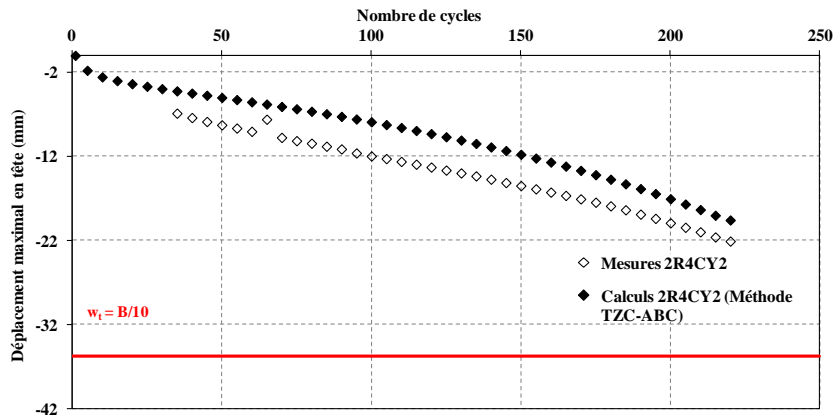


Figure IV.44 : Accumulation des déplacements maximaux en tête au cours des mesures et des calculs réalisés avec TZC-ABC en prenant en compte le paramètre  $Q_{max}/R_{s1}$  – séquence 2R4CY2

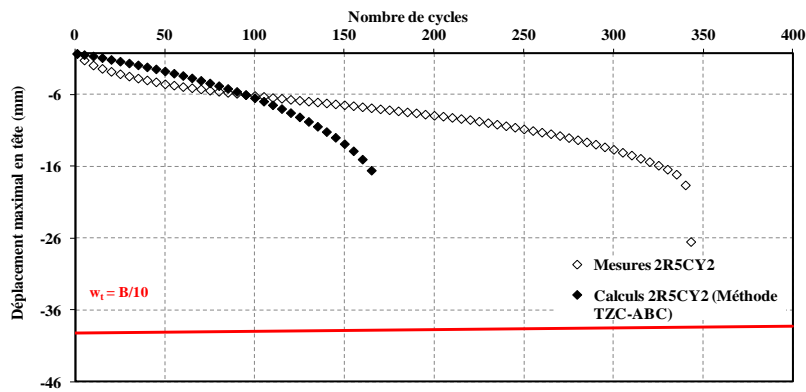


Figure IV.45 : Accumulation des déplacements maximaux en tête au cours des mesures et des calculs réalisés avec TZC-ABC en prenant en compte le paramètre  $Q_{max}/R_{s1}$  – séquence 2R5CY2

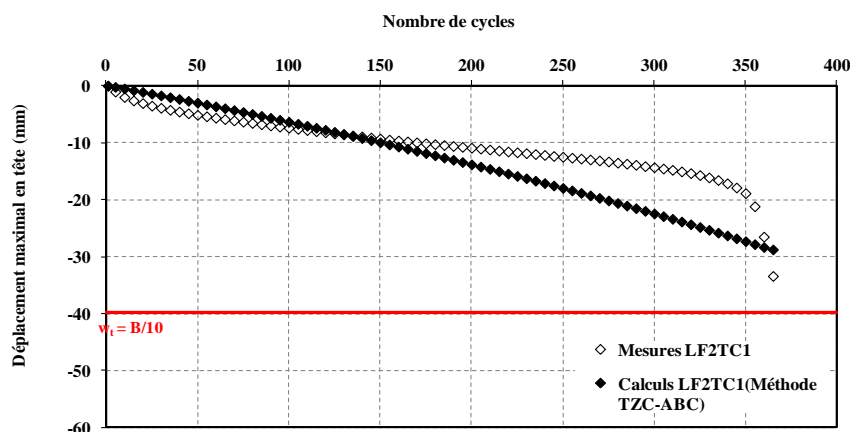


Figure IV.46 : Accumulation des déplacements maximaux en tête au cours des mesures et des calculs réalisés avec TZC-ABC en prenant en compte le paramètre  $Q_{\max}/R_{s1}$  – séquence LF2TC1

Ainsi, les résultats montrent que l'introduction du rapport  $Q_{\max}/R_{s1}$  améliore les résultats relatifs aux séquences de chargement cyclique ayant une charge maximale  $Q_{\max}$  supérieure ou égale  $0.70 R_{s1}$ . Pour les séquences de chargement cyclique ayant une charge maximale  $Q_{\max}$  inférieure à  $0.70 R_{s1}$ , les résultats ne sont pas modifiés.

#### IV.6.2 Influence de l'histoire de chargement

L'écart constaté entre les mesures et les calculs réalisés avec TZC-ABC pour la séquence 2R5CY2 peut-être relié à l'histoire de chargement. En effet, cette séquence de traction cyclique a été précédée par un chargement statique 2R5T1 afin de mesurer la résistance à la traction statique du pieu  $R_5$ . Ce chargement statique n'est pas pris en compte dans la modélisation. Le pieu est considéré comme vierge au début de la séquence cyclique 2R5CY2.

L'objectif de ce paragraphe est d'introduire ce chargement statique 2R5T1 dans la modélisation avant de démarrer la séquence 2R5CY2 et d'évaluer les conséquences de cette modification de l'histoire du chargement sur les déplacements et la capacité portante cyclique du pieu.

Le calcul présenté dans ce paragraphe est réalisé avec TZC-ABC. La Figure IV.47 présente l'effort appliqué en tête en fonction du déplacement au cours de 2R5T1 et 2R5CY2. La rupture cyclique par défaut d'équilibre a été obtenue après 179 cycles (au lieu de 173 cycles avec TZC-ABC sans prise en compte de l'histoire de chargement). L'effet de la prise en compte de 2R5T1 dans la modélisation sur la résistance à la traction cyclique n'est pas conséquent.

La Figure IV.48 illustre l'évolution des déplacements au cours de l'essai 2R5CY2, et pour les calculs relatifs à cette même séquence sans prise en compte de 2R5T1 (ancien calcul), et avec prise en compte de 2R5T1 (nouveau calcul). Il est clair que, pour 2R5CY2, la prise en compte de l'histoire de chargement n'a pas d'impact sur les déplacements calculés.

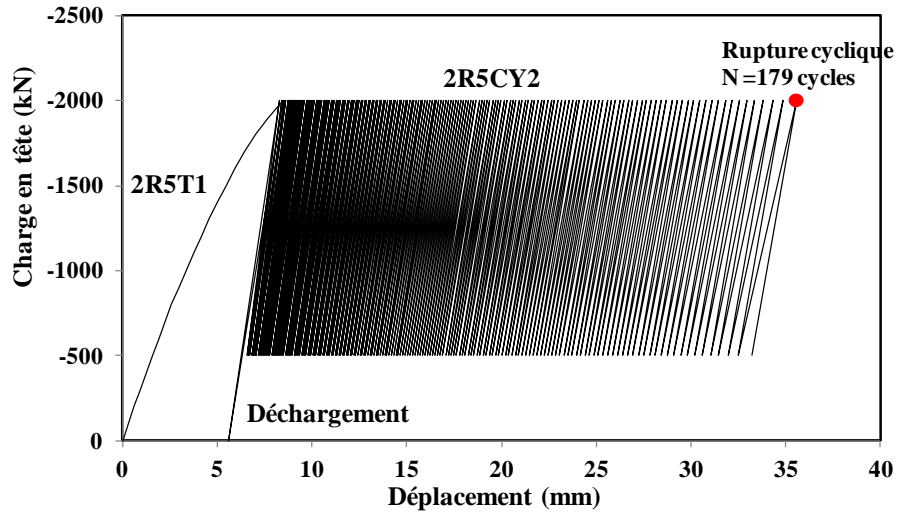


Figure IV.47: Evolution du chargement en tête en fonction du déplacement en tête au cours de 2R5T1 et 2R5CY2 avec TZC-ABC

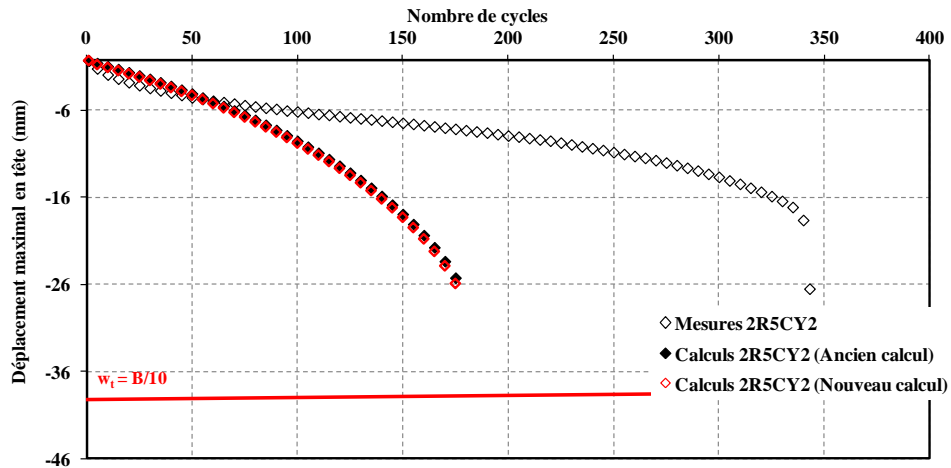


Figure IV.48: Evolution des déplacements maximaux accumulés en tête de pieu au cours de 2R5CY2 avec TZC-ABC et au cours de l'essai in-situ – Effet de l'histoire de chargement

## IV.7 Conclusions et synthèse

Le présent chapitre a permis de comparer les résultats d'essais en vraie grandeur sur des pieux battus et un pieu foré aux résultats de la modélisation de ces essais avec les méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP. Les quatre pieux battus modélisés sont installés dans le sable de Dunkerque et le pieu foré est installé dans le sable de Loon-Plage.

La modélisation de ces essais a permis de calculer l'évolution de la résistance à la traction cyclique du pieu au cours des cycles, de comparer les déplacements calculés aux déplacements mesurés, de déterminer le type de comportement du pieu (stable, métastable ou instable) et de calculer le facteur de dégradation du frottement axial limite le long du pieu.

Les résultats de cette modélisation montrent que le comportement stable, métastable ou instable du pieu lors de l'essai en vraie grandeur et au cours du calcul sont similaires. De plus la rupture ainsi que sa nature (par défaut d'équilibre ou en déplacement) sont correctement estimées. Cependant, la précision de la prévision des déplacements et du nombre de cycles pour atteindre la rupture varie selon les cas.

Lorsque le niveau de chargement maximal est inférieur à 70 % de la résistance à la traction statique du pieu (ce qui correspond à la charge de fluage du pieu), la modélisation aboutit à des déplacements correctement estimés. Lorsque le niveau de chargement est supérieur ou voisin de la charge de fluage, les déplacements calculés avec les deux méthodes surestiment les valeurs mesurées. Le nombre de cycles pour obtenir la rupture cyclique ne coïncide pas avec les résultats des mesures.

Ainsi, une discussion est menée afin de tenter d'améliorer la prévision des déplacements. Le premier paramètre pris en compte dans la discussion est le rapport  $Q_{\max}/R_{s1}$  afin de prendre en compte le niveau de chargement dans le modèle TZC. Les calculs réalisés en prenant en compte ce paramètre montrent une nette amélioration de la prévision des déplacements pour les séquences avec  $Q_{\max}$  supérieure à  $0.70 R_{s1}$ . Pour les autres séquences, aucune modification notable n'est observée. Le deuxième paramètre étudié dans la discussion est l'histoire de chargement. En effet, la séquence de chargement monotone précédant le chargement cyclique a été introduite dans la modélisation. Cependant, aucune amélioration de la prévision des déplacements n'est constatée.

Le chapitre présente un outil dont l'utilisation peut être utile aux ingénieurs lors du dimensionnement des pieux sous charge axiale cyclique. Cet outil est le diagramme de stabilité cyclique. En effet, les deux méthodes TZC-ABC et TZC-SOLCYP ont permis de proposer deux diagrammes de stabilité cyclique pour les pieux battus et pour les pieux forés dans le sable. Pour les pieux battus, une comparaison entre le diagramme de stabilité calculé et celui issu des essais en vraie grandeur, a été



réalisée. Cette comparaison montre que le diagramme calculé avec TZC-ABC est presque similaire à celui proposé par Jardine et Standing (2012). Pour la méthode TZC-SOLCYP, le diagramme calculé coïncide avec celui issu des mesures pour des charges moyennes inférieures à  $0.60 R_{s1}$ . Au-delà, les deux diagrammes divergent.

## Conclusion Générale et Perspectives

La présente recherche a permis de proposer une approche essentiellement numérique permettant d'apporter une contribution à l'étude du comportement des pieux sous charge axiale monotone et cyclique. La synthèse bibliographique a permis de décrire les méthodes de calcul de portance et de tassement des pieux sous chargement monotone. Elle a permis également de décrire l'état d'avancement des travaux relatifs au dimensionnement des pieux sous charges axiales cycliques ainsi que les difficultés rencontrées pour traiter ce type de problème.

La partie traitant le comportement du pieu sous charge monotone a abouti à une analyse statistique du modèle de Frank et Zhao dédié au calcul de tassement et à une proposition de deux nouveaux modèles. L'analyse statistique du modèle de Frank et Zhao s'est basée sur la comparaison entre les tassements calculés avec ce dernier et ceux répertoriés dans la base de données de l'IFSTTAR. L'originalité de cette étude réside en la large gamme d'essais de pieux (90 essais) sur lesquels s'est basée l'analyse. Les résultats de cette étude ont montré une légère tendance de sous-estimation des tassements calculés avec le modèle de Frank et Zhao. Les deux nouveaux modèles AB1 et AB2 développés dans la suite de cette partie ont également été l'objet d'une analyse statistique basée sur les 90 essais de pieux de la base de données de l'IFSTTAR. Cette analyse statistique a abouti aux résultats suivants :

- le modèle AB1 est plus approprié pour le calcul de tassement que les modèles AB2 et Frank et Zhao. Il présente des tassements calculés proches des tassements mesurés avec une légère tendance de surestimation. Les tassements calculés sont ainsi sécuritaires et ont une dispersion limitée ;
- le modèle AB2 propose des tassements calculés supérieurs aux tassements mesurés. La surestimation des mesures est très présente avec ce modèle. Il a été conclu que ce modèle n'apporte pas d'améliorations notables par rapport aux modèles de Frank et Zhao et AB1.

La deuxième partie de ce mémoire se concentre sur le comportement des pieux soumis à des charges axiales cycliques. Dans cette partie un modèle de calcul cycle à cycle nommé TZC a été présenté. Afin de reproduire les phénomènes de dégradation cyclique de la résistance du sol (et donc de la capacité portante du pieu), ce modèle requiert l'utilisation de méthodes d'estimation de cette dégradation. Deux méthodes nommées ABC et SOLCYP ont été associées à TZC. L'originalité des deux procédures de calcul ainsi établies (TZC-ABC et TZC-SOLCYP) réside en la prise en compte de la variation des contraintes à l'interface sol-pieu. Cette prise en compte est nécessaire pour l'estimation adéquate de la capacité portante cyclique du pieu. Elle a été gérée en réalisant un procédé d'actualisation tout au long du calcul cycle à cycle. La procédure de calcul a été testée tout d'abord sur un pieu théorique. Les résultats de cette application ont permis de conclure que TZC-ABC et TZC-SOLCYP donnent les

évolutions de la résistance à la traction cyclique  $R_{s\_cyc}$  en fonction du nombre de cycles, des déplacements accumulés, des frottements axiaux et des contraintes normales à l'interface. Les deux procédures permettent de retrouver les principales observations expérimentales et de distinguer trois types de comportements : stable, métastable et instable. Le type de comportement dépend des caractéristiques du chargement cyclique. Les résultats des calculs menés sur le cas théorique montrent que la dégradation de la résistance à la traction cyclique avec la méthode TZC-ABC est, de manière générale, plus importante qu'avec TZC-SOLCYP.

La validation des deux procédures de calcul TZC-ABC et TZC-SOLCYP s'est basée sur cinq essais de chargements cycliques axiaux de pieux en vraie grandeur (4 pieux battus et un pieu foré). Les résultats de la comparaison entre les résultats calculés et les résultats expérimentaux montrent que pour un chargement maximal inférieur à la charge de fluage (environ 70%  $R_{s1}$ ), le comportement du pieu, la rupture cyclique, les déplacements calculés coïncident avec les mesures. Pour un niveau de chargement maximal supérieur à la charge de fluage, le comportement du pieu et la rupture cyclique sont correctement prédits. Cependant, le nombre de cycles pour atteindre la rupture et les déplacements calculés s'éloignent des mesures. Cela pourrait être expliqué par la non-prise en compte des effets du temps, de la vitesse de chargement et de la viscosité qui sont présents au-delà de la charge de fluage.

Les deux procédures de calcul TZC-ABC et TZC-SOLCYP ont permis de construire des diagrammes de stabilité cyclique pour des pieux forés et des pieux battus dans le sable. Le diagramme de stabilité cyclique relatif aux pieux battus a été comparé à un diagramme construit à partir de données expérimentales. Les deux diagrammes coïncident pour des charges inférieures à 60%  $R_s$ . Au-delà, le diagramme construit avec TZC-SOLCYP s'écarte du diagramme établi à partir des mesures. La construction du diagramme de stabilité cyclique peut constituer un outil intéressant pour le dimensionnement des pieux sous charge cyclique axiale.

Ce travail de recherche dégage les perspectives suivantes :

- compléter l'analyse statistique menée dans la première partie du mémoire par des essais de chargement statique supplémentaires. Cela contribuera à augmenter la précision relative aux modèles de calcul de tassement nommés AB1 et AB2 ;
- comparer le diagramme de stabilité cyclique construit avec TZC-ABC et TZC-SOLCYP avec un diagramme relatif au même type de pieu dans le sable. Cela permettra de valider les diagrammes construits par calculs ;
- réaliser des essais avec des pieux instrumentés pour mesurer les contraintes à l'interface sol-pieu au début de la séquence cyclique. L'accès à ces contraintes permettra de mieux définir l'état initial du sol autour du pieu avant de lancer les calculs. Ces données sont essentielles pour une bonne estimation de la capacité portante cyclique et des déplacements ;

- prendre en compte l'effet du temps et de la vitesse de chargement dans le modèle TZC afin de mieux estimer les déplacements du pieu sous des charges supérieures à la charge de fluage ;
- utiliser une autre méthode de modélisation telle que la méthode des éléments finis. En effet, la méthode des courbes de transfert a montré ses limitations car elle relie le comportement du pieu sous charge cyclique axiale à la variation de la résistance de cisaillement uniquement, en considérant partiellement les effets de la variation de la contrainte normale.



## Références Bibliographiques

API. (2007) Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms: Working stress Design, RP 2A-WSD. 21<sup>st</sup> edition. Washington, DC American Petroleum Institute.

API. (2011) Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms: Working stress Design, RP 2A-WSD. 21<sup>st</sup> edition. Washington, DC American Petroleum Institute.

API RP2GEO (2011), API Recommended Practice, Geotechnical and Foundation Design Considerations, First Edition, American Petroleum Institute.

AFNOR (2012). Calcul des fondations profondes – NF P 94 282, Norme française. Saint-Denis, France: AFNOR Groupe

Anderson W. F. , Young K. Y. , Sulaiman J. I. (1985). Shaft adhesion on bored and cast-in-situ piles, Proceedings of 11<sup>th</sup> ICSMFE, Vol. 3, pp. 1347-1352.

Armaleh S., Desai C. S. (1987). Load-Deformation Response of Axially Loaded Piles. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 12, December, 1987.

Axelsson G. (2000), Long term set up of driven piles in sand. PhD Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

Baillie P. (2013). An investigation into the cyclic response of piles, Imperial College, Faculty of Engineering.

Baguelin F., Burlon S., Bustamente M., Frank R., Gianceselli L., Habert J., Legrand S. (2012). Justification de la portance des pieux avec la norme "Fondations Profondes" NF P 94-262 et le pressiomètre, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Bordeaux, 564-577.

Baldi G., Bellotini R., Ghionna V.N. Jamiolkowsk N.I. Lo Presti D.L.F. (1989), Modulus of sands from CPTs and DMTs. Proc.12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. I pp. 165-170.

BCP Committee (1971). Field tests on piles in sand. Soils and Foundations, Vol. 11, No°2, pp. 29-49.

Bea R.G., Audibert J.M.E., Dover A.R. (1980). Dynamic Response of Laterally and Axially Loaded Piles, Proceedings 12<sup>th</sup> OTC Conference, Houston , Paper OTC 3749, pp.129-139.

Bea R.G., Dover A.R., Audibert J.M.E. (1982). Pile foundation design considerations for deep-water fixed structures. Proceedings 3<sup>rd</sup> International Conference on the behavior of Offshore Structures, Cambridge, MA, pp. 125-140.

Benzaria O., Le Kouby A., Puech A. (2012). Cyclic axial load-tests on driven and bored piles in overconsolidated clay, Proceedings of 7<sup>th</sup> OffshoreSite Investigation and Geotechnics: IntegratedGeotechnologies – Present and Future. London: Society of Underwater Technology (SUT).

Benzaria O. (2013). Contribution à l'étude du comportement des pieux sous chargements cycliques axiaux, Thèse de Doctorat, Université Paris-Est.

Bjerrum L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils, State of the Art Rep., 8<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol.3, pp. 111-159.

Bohn C. (2015). Serviceability and safety in the design of rigid inclusions and combined pile-raft foundations, PhD Thesis of Université Paris-Est, September 2015.

Boulon M. et al. (1980). Numerical model for foundation under cyclic loading, application to piles, Int. Symp. on Soils Under Cyc. and Trans. Loading, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 681-694.

Boyce J.R. (1976). The behavior of a granular material under repeated loading. PhD Thesis, University of Nottingham.

Bullock, P. J., Schmertmann, J. H., McVay, M. C. & Townsend, F. C. (2005), Side shear setup. II: Results from Florida test piles. J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE 131, No. 3, 301-310.

Burland, J. P. (1973), Shaft friction of piles in clay—a simple fundamental approach. Ground Eng 6:30–42

Burland, J. P. (1993), Closing address. In: Proceedings of recent large-scale fully instrumented pile tests in clay. Institute of Civil Engineers, London, pp. 590–595.

Burlon S., Frank R., Baguelin F., Habert J., Legrand S., Bustamante M., Gianceselli L. (2014). Model factor for the bearing capacity of piles from pressuremeter test results – Eurocode 7 approach, Géotechnique, 64 (7), pp.513 -525.

Bustamante, M. and Gianceselli, L. (1981) Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale – Règles pressiométriques et pénétrométriques. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 113, 83-108.

- Bustamante M., Gianceselli L. (2006). Règles de calcul de la portance des pieux aux ELU – Méthode pressiométrique, Congrès ELU-ELS, Droniuc, Magnan et Mestat (ed.), Ed. du LCPC.
- Chan S., Hanna T.H. (1980). Repeated loading on single piles in sand, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, 106(2), 171-188.
- Chaudry A. R. (1994), Static pile-soil-pile interaction in offshore pile groups. Thesis of University of Oxford. Brasenose College, University of Oxford, pp: 3.14-3.17.
- Chin J. T. & Poulos H. G. (1991). A « T-Z » approach for cyclic axial loading analysis of single piles. *Computers and Geotechnics*, 12 (4), 289-320.
- Chow, F. C (1997) , Investigations into displacement pile behavior for offshore foundations. PhD thesis, University of London (Imperial College)
- Coyle H.M & Reese L.C (1966). Load transfer for axially loaded piles in clays. *Journal of soils Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 92 (SM2): 1-26
- Desai C. S., Wu T. H. (1976). A general function for stress-strain curves. *Proceedings 2<sup>nd</sup> International Conference for Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Va.*
- Desai C. S., Kuppasamy T., Alameddine A. R. (1981). Pile cap-pile group-soil interaction. *Journal of Structure Division, ASCE* 107 (ST5), 817-834.
- Desai C.S., Zaman M.M. Lightner J.G., Siriwardane H.J., (1984). Thin-layer element for interfaces and joints. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 8, No. 1, pp. 19-43.
- Doherty P., Gavin K., Gallagher D. (2010). Field investigation of the base resistance of pipe piles in clay. *Proc. ICE Geotech. Eng.*, 163(1), pp. 13-22.
- Doherty P., Gavin K. (2013). Cyclic and Rapid Axial Load Tests on Displacement Piles in Soft Clay. *J. Geotech. Geoenv. Eng.*, 2012, 138(8): 1022-1026
- Dunnivant T.W., Clukey E.C., Murff J.D. (1990). Effects of cyclic loading and pile flexibility on axial pile capacities in clay. *Proceedings 22<sup>nd</sup> Offshore Technology Conference, 7-10 May 1990, Houston, Texas*, pp. 289-298.
- Eide O.G. Aas, Josang T. (1972). Special application of cast-in place walls for tunnels in soft clay in Oslo, *European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5, Madrid 1972, Proceedings Vol. 1*, pp. 485-498.



- 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 du Laboratoire des Ponts et Chaussées, 119 : 17-24.
- Frank R., Guenot A., Humbert P. (1982). Numerical analysis of contacts in geomechanics. Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. on numerical methods in geomechanics, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 37-42.
- Gambin M. P (1963). Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques. Sols-Soils, No. 7, pp. 11-28.
- Goeke P. M., Hustad P. A. (1979). Instrumented drilled shafts in clay-shale. Proceedings Symp. On Deep Foundations, ASCE, pp. 149-165
- Goodman R.E., Taylor R.L., Brekke T.L. (1968). A model for the mechanics of jointed rocks, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 94, pp. 637-659.
- He Jian. (2002) Experimental research on vertical bearing properties of base-grouting bored cast-in-place pile. Chin J Geotech Eng ; 24 (6), pp: 743–6 (à vérifier car référence en chinois).
- Herrmann L.R. (1978). Finite element analysis of contact problems, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 104, No. 5, pp. 1043-1057.
- Hirayama H. (1990). Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer function. Soils and foundation, Vol. 30, N°1, pp.55-64.
- Hong Y., Yu G., Wu Y., Zheng X. (2011). Effect of cyclic loading on the residual strength of over-consolidated silty clay in a ring shear test, Landslides (2011) 8:233-240.
- Jamiolkowsky M. , Lancellotta R. , Pasqualini E. (1984). Discussion on Scale effects of ultimate pile capacity, Proceedings ASCE, Vol. 110, N° GT8, pp. 1156-1159.
- Janbu N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, Wiesbaden, Germany, pp. 19-25.
- Jardine R.J., Standing R.J. (2000). Pile Load Testing Performed for HSE Cyclic Loading Study at Dunkirk, France. Two Volumes. Offshore Technology Report OTO 2000 007. Health and Safety Executive, London, 60 p and 200 p.
- Jardine, R., Chow, F., Overy, R., Standing, J. (2005), ICP design methods for driven piles in sands and clays. Imperial College London, London

- Jardine R.J., Standing R.J. (2012). Field axial cyclic loading experiments on piles driven in sand, *Soils and Foundations*, Volume 52, Issue 4, August 2012, pp. 723-736.
- Jardine R.J., Puech A., Andersen K.H. (2012). Cyclic loading of offshore piles: potential effects and practical design. Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Offshore Site Investigation and Geotechnics. 12-14 September 2012, London, UK.
- Idriss I. M., Dobry R., Doyle E. H. & Singh R. D. (1976). Behaviour of soft clays under earthquake loading conditions. Proceedings of 8<sup>th</sup> Offshore Techn. Conf. , No. 2671, 1976, 605-616.
- Idriss I.M., Dobry R., Singh R.D. (1978). Nonlinear Behaviour of Soft Clays During Cyclic Loading, *Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104No. GT12, pp. 1427-1447.
- Kraft L. M., Ray R. P, Kagawa T. (1981), Theoretical t-z curves, *Journal of Geotechnique and Engineering Division, ASCE*, Vol. 107, N°GT11, pp. 1543-1561.
- Karlsrud K., Haugen H. (1983). Cyclic loading of piles and pile anchors-field model tests. Final Report. Summary and evaluation of tests results, Norwegian Geotechnical Institute Report 4001811.
- Karlsrud K., Nadim F., Haugen T. (1986). Pile in clay under cyclic axial loading- Field tests and computational modeling. Proc. 3<sup>rd</sup> International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes, France. Paris, Editions Technip. Pp. 165-190.
- Karlsrud K. (2012). Prediction of load-displacement behaviour and capacity of axially loaded piles in clay based on analyses and interpretation of pile load test results. PhD thesis, NTNU, Trondheim, Norway.
- Kuwano R. (1999), The stiffness and yielding anisotropy of sand, PhD thesis, University of London (Imperial College), September, 1999
- Lee C. Y. & Poulos H. G. (1991). Cyclic analysis of axially loaded piles in calcareous soil,
- Lee K. M., Xiao Z. R. (2001). A simplified nonlinear approach for pile group settlement analysis in multilayered soils. *Canadian Geotechnical Journal*, (38), pp:1063–108.
- Lentz R.W., Baladi G.Y. (1980). Simplified procedure to characterize permanent strain in sand subjected to cyclic loading, Proc. Int. Symp. on soils under cyclic and transient loading, Swansea, U.K.
- Liu J., Xiao H.B., Tang J., Li Q. S. (2004). Analysis of load transfer of single pile in layered soil, *Computers and Geotechnics* 31 (2004), 127-135.
- Luong M.P. (1980). Stress-strain aspects of cohesionless soil under cyclic and transient loading, Int. Symp. on Soils under cyclic and transient loading, Swansea, Vol. 1, 315-324.

Maleki 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, Paris, France.

Marr A.W. Jr., Christian T.J. (1981). Permanent displacement due to cyclic wave loading, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 107, No. GT8.

Marsal R.J., Mazari M. (1969). El subsuelo de la ciudad de Mexico (The subsoil of Mexico city), Mexico, 2 vols.

Masing G. (1926). Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing. *Proceedings of 2<sup>nd</sup> International Congress of applied mechanics*, 332-335.

Matlock H., Foo S.H.C. (1979). Axial analysis of piles using a hysteretic and degrading soil model. *Proceedings Numerical methods in offshore piling*, ICE, London, 127-133.

Meyerhof G.G. (1959). Compaction of sands and bearing capacity of piles. *Journ. Soils Mechanics Found. Div., Proc. ASCE*, 85 (SM6):1-29.

Meyerhof, G.G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations. *Jour. Geotech. Eng. Div.* 102:195–228

Ministère de l'Équipement du Logement et des Transports (1993), Fascicule 62 Titre V- Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, CCTG, Texte officiel, No. 93-3, pp. 182

Mortezaie A., Vucetic M. (2013). Effect of frequency and vertical stress on cyclic degradation and pore water pressure in clay in NGI simple shear device. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*

Mosher R. L., Dawkins W. P., (2000), *Theoretical Manual for Pile Foundations*, Information Technology Laboratory, US Army Corps of Engineers, November 2000.

Murff, J. D. (1980), Pile capacity in a softening soil. *Intl. J. Numerical and analytical methods in geomechanics*, 4, No.2 April-June, 1980, pp. 185-189.

Nadim F., Gabr M., Hansen, B. (1989). Sensitivity study of the cyclic axial capacity of a single pile. In: Kulhawy, F. H. (ed.) *Foundation Engineering: current principles and practices*. New York, ASCE. Pp. 1473-1485.

Nadim F., Dahlberg R. (1996). Numerical modeling of cyclic pile capacity in clay. *Offshore Technology conference*, Houston, May 1996, Proc. OTC paper 7994.

O'Reilly M.P., Brown S.F. (1991). Cyclic loading in geotechnical engineering. In: O'Reilly M.P. & Brown S.F. (eds). Cyclic Loading of Soils: from theory to design. London, Blackie. pp. 1-18.

O'Reilly M.P., Brown S.F. (1992). Observations on the resilient shear stiffness of granular materials, *Geotechnique*, Vol. 42, No. 4, p. 631-633.

Pellew A. (2002). Field Investigations into the behavior of piles in clay. PhD Thesis, Imperial College, University of London.

Pittos G. (2014). Contribution à la proposition de lois d'interface sol-pieu sous sollicitations cycliques, Thèse Professionnelle, ENPC – École Centrale, Paris.

Poulos, H.G., Davis, E. H. (1980) Pile foundation analysis and design. John Wiley and Sons, New York, N.Y.

Poulos H.G. (1981). Some aspects of skin friction of piles in clay under cyclic loading, *Geot. Eng.*, Vol. 12, No.1, pp.1-17.

Poulos H.G. (1982). Influence of cyclic loading on axial pile response.

Poulos H.G. (1984). Cyclic degradation of pile performance in calcareous soils, *Anal. and Design of Pile Foundations*, ASCE, pp. 99-118.

Poulos H. G. (1988a), The mechanics of calcareous sediments. J. C. Jaeger Memorial Lecture, Proceedings of 5<sup>th</sup> ANZ Conference on Geomechanics, Sydney, 1988.

Poulos H.G. (1988b). Cyclic stability diagram for axially loaded piles. *Journal of Geotechnical Engineering*. 114(8), 877-895

Poulos H. G. (1989a). Pile behavior- theory and application, 29<sup>th</sup> Rankine Lecture, *Geotechnique*, 39 No. 3, 365-415.

Poulos H.G. (1989b). Cyclic Axial Loading Analysis of Piles in Sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, Issue 115, Volume 6, pp. 836-852.

Pra-ai S. (2013). Behaviour of soil-structure interfaces subjected to a large number of cycles: Application to piles, Thèse, Université de Grenoble, Laboratoire 3SR.

Pra-ai S., Pittos G., Boulon M., Puech A. (2016). Cisaillement direct cyclique sol-structure en vue du calcul des pieux, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Juillet 2016, Nancy, France

- Puech A. (1982). Basic data for the design of tension piles in silty soils. Proc. 3<sup>rd</sup> International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, BOSS'82. BOSTON: M.I.T.
- Puech A., Burlon S. (2016). Accounting for cyclic loadings on piles with Eurocodes. ETC3, ISSMGE, Louvain, Belgique, 28 & 29 Avril 2016
- Randolph M. F., Wroth C.P. (1978), Analysis of deformation of vertically loaded piles. Journal of the Geotechnical Engineering Division, December 1978, pp. 1465-1488.
- Randolph, M. F. (1983), Design considerations for offshore piles. Proceedings of the conference on geotechnical practice in offshore engineering, Austin, pp. 422-439.
- Randolph, M. F. & Jewell, R. J. (1989). Load transfer model for piles in calcareous soil. 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 13-18 August 1989, Rio de Janeiro, Brazil. Pp. 479-484.
- Randolph, M. F. (2003), Science and empiricism in pile foundation design. 43<sup>rd</sup> Rankine Lecture. Geotechnique 5310, 847-876.
- Randolph M.F., Gourvenec S. (2011). Offshore Geotechnical Engineering. Abingdon, Uk, Taylor & Francis.
- Reese L. C. (1978). Design and construction of drilled shafts. 12<sup>th</sup> Terzaghi Lecture, Proceedings ASCE, Vol. 104, N° GT, pp. 95-116.
- Rimoy S., Jardine R., Standing J. (2013a). Displacement response to axial cyclic loading of driven piles in sand, Proceedings of the 18<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013.
- Rimoy S., Jardine R.J., Standing J.R. (2013b). Displacement response to axial cycling of piles driven in sand, Geotechnical Engineering, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, September 2013.
- Robinsky, E. I. & Morrisson, C. F. (1964). Sand displacement and compaction around model friction piles. Revue Canadienne de Géotechnique, Vol. 39, No.4, pp. 35-45
- Sagaseta C., Cuellar V., Pastor M. (1991). Cyclic loading, 10th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Italy, 981-999.
- Shakirev, V., Magnan, J.P., Ejjaaouani, H. (1996) Etude expérimentale du comportement du sol lors du fonçage des pieux. Bull. Lab. Ponts et Chaussées, 206, pp : 95-116.

Silva M., Foray P., Rimoy S., Jardine R., Tsuha C., Yang Z. (2013). Influence des chargements cycliques axiaux dans le comportement et la réponse de pieux battus dans le sable, Proceedings of the 18<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013, France.

Skempton, A. W. (1959) Cast in-situ bored piles in London Clay. *Geot.*, vol.9: 158

Steenfelt J.S., Randolph M.F., Wroth C.P. (1981). Model Tests on Instrumented Piles Jacked into Clay, Proc. 10<sup>th</sup> Int. Conf. S. M. F. E., Stockholm, Vol.2, pp: 857-864.

Tomlinson, M. J. (1975) *Foundation Design and Construction*. 3<sup>rd</sup> Ed. London: pittman

Torestensson B.A. (1973) Kohesionspalars funktionssatt. Ett falstudium I modellskala, Thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Geotechnical Division.

Tsuha C.H.C., Foray P.Y., Jardine R.J., Yang Z.X., Silva M., Rimoy S. (2012). Behaviour of displacement piles in sand under cyclic axial loading, *Soils and Foundations*, The Japanese Geotechnical Society, Volume 52, Issue 3, June 2012, pp. 393-410.

Vesic, A. S. (1977). Design of pile foundations. National co-opretative highway research program. Synthesis of highway practice.

Vucetic M. (1994). Cyclic Threshold shear strains in soils. *Journal Geotechnical Engineering*, 120(12):2208-2228.

Wang J.G., Ichikawa Y. et Leung C.F. (2003). A constitutive model for rock interfaces and joints, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 40, No. 1, pp. 41- 53.

Wang Z., Xie X., Wang J. (2012). A new non-linear method for vertical settleme nt prediction of a single pile and pile groups in layered soils, *Computers and Geotechnics*, 45 (2012), 118-126.

Yuan M., Poulos H.G. (1986). Effect of loading rate on pile skin friction in sands, University of Sydney, School of Civil and Mining Engineering, Australia.

Zaman M.M., Desai C.S. et Drumm E.C. (1984). Interface Model for Dynamic Soil-Structure Interaction, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 10, No. 9, pp. 1257-1273.

Zhang Ga, Zhang Jianmin. Development and application of cyclic shear apparatus for soil structure interface. *Chin J Geotech Eng* 2003;25 (2), pp:149–53



**Annexes**





## Annexes A.I : Exemples de modèles t-z statiques

### a) Méthode de Gambin (1963)

Gambin (1963) a proposé les premières courbes t-z (et q-z pour la pointe) calculées à partir des caractéristiques pressiométriques. Les courbes proposées dépendent du type de pieu (foré, moulé ou battu), du type de sol (sables et graviers ou argiles), du module pressiométrique Ménard  $E_M$  et des dimensions du pieu ( $r_0$  le rayon du pieu et L la longueur du pieu). Le tableau 1 résume les équations des courbes t-z et q-z proposées par Gambin (1963).

Tableau 1 : Equations des courbes t-z et q-z proposées par Gambin (1963)

	Si $r_0 < 0.3$	Si $r_0 > 0.3$
<b>Pente de la courbe t-z</b>	$\frac{\tau}{w_z} = \frac{E_M}{Cr_0}$	$\frac{\tau}{w_z} = \frac{E_M}{Cr_f} \left(\frac{r_f}{r_0}\right)^a$ a = 1/3 pour les sables et graviers a=2/3 pour les argiles $r_f = 0.3$ m
<b>Pente de la courbe q-z</b>	$\frac{q}{w_z} = \frac{2 * E_M}{r_0}$	$\frac{q}{w_z} = \frac{2 * E_M}{r_f} \left(\frac{r_f}{r_0}\right)^a$

Le paramètre C apparaissant dans les équations des courbes t-z sur le tableau 2 est un facteur dépendant de l'élanement du pieu ( $C = L/r_0$ ) et de son mode d'installation. Le tableau 2 récapitule les différentes valeurs données au coefficient C.

Tableau 2 : Valeurs du coefficient C (Gambin, 1963)

Type de pieu	Pieu Flottant		Pieu ancré dans la couche résistante
	$L/r_0 = 10$	$L/r_0 > 20$	
Pieu foré (béton non compacté)	4,5-5,0	5,2-5,6	2,8-3,2
Pieu moulé en place - battu ou foré – (béton serré sur le terrain)	2,9-3,3	3,3-3,6	1,8-2,1
Pieu préfabriqué battu	1,8-2,0	2,1-2,3	1,1-1,3

Note : les valeurs inférieures correspondent aux sols cohérents et les valeurs supérieures aux sols

graveleux

### b) Courbe t-z de Coyle & Reese (1966)

Coyle & Reese (1966) proposent une famille de courbes t-z empiriques afin de tracer les courbes de charge/enfoncement théoriques pour des pieux en acier mis en place dans de l'argile. La figure 1 montre les courbes t-z nommées A', B' et C' proposées par les auteurs. Chaque courbe correspond à l'évolution du rapport frottement axial mobilisé sur résistance au cisaillement du sol en fonction du déplacement vertical du pieu pour une profondeur donnée. A' est la courbe t-z à utiliser pour des profondeurs comprises entre 0 et 3m. La courbe B' est utilisée pour des profondeurs comprises entre 3 et 6m. La courbe C' est utilisée pour des profondeurs inférieures à 6m. Les courbes t-z proposées par Coyle & Reese (1966) ne peuvent être utilisées que pour des pieux dont la hauteur d'encastrement ne dépasse pas 30m. Ces courbes ont été réalisées à partir de l'exploitation d'essais in-situ et à partir d'essais en laboratoire.

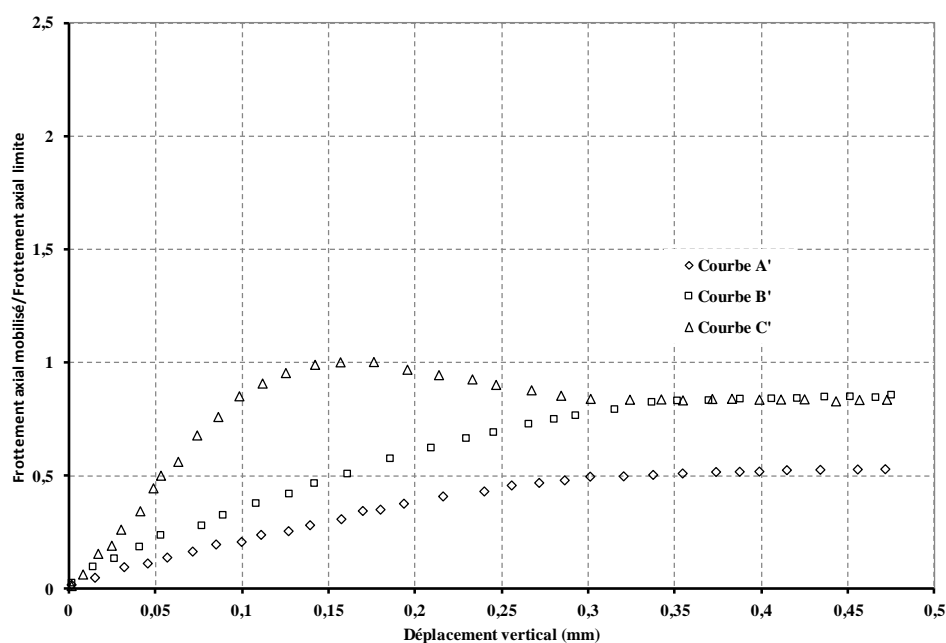


Figure 1 : Courbes t-z proposées par Coyle & Reese (1966) à partir d'essais in-situ et d'essais en laboratoire

### c) Courbe t-z de Vijayvergia (1977)

Vijayvergia (1977) propose des courbes de mobilisation de frottement axial et de résistance en pointe présentées sous forme adimensionnelle et construites avec une méthode empirique simple. L'équation (1) donne l'expression de l'évolution du frottement axial  $\tau$  en fonction du déplacement vertical  $w_z$  et l'équation (2) donne l'évolution de la résistance de pointe  $q$  en fonction du tassement de la pointe  $w_b$ .

$$\frac{\tau}{q_s} = 2\sqrt{\frac{w_z}{z_c}} - \frac{w_z}{z_c} \text{ pour } w_z < z_c$$

$$\tau = q_s \text{ pour } w_z \geq z_c$$
(1)

$$\frac{q}{q_b} = 2\sqrt{\frac{w_b}{z_c}} - \frac{w_b}{z_c} \text{ pour } w_b < z_c$$

$$q = q_b \text{ pour } w_b \geq z_c$$
(2)

Dans ces équations, le paramètre  $z_c$  est homogène à un déplacement. Il correspond à la valeur de déplacement critique pour lequel le frottement axial ou la résistance en pointe sont totalement mobilisés. Vijayvergia (1977) donne les valeurs de  $z_c$  pour des pieux battus dans du sable. Ainsi, pour mobiliser totalement le frottement axial, l'auteur propose  $z_c = 0.75$  cm, et pour mobiliser totalement la résistance en pointe  $z_c = 0.625$  cm.

#### d) Courbe t-z de Randolph et Wroth (1978)

Chaudry (1994) montre que Randolph et Wroth (1978) établissent leur analyse en séparant le sol autour de la fondation profonde en deux parties. La figure 2 montre que le sol a été séparé par un plan horizontal AB en une couche supérieure et une couche inférieure. Il est supposé que la couche supérieure est déformée exclusivement par la charge reprise par le frottement axial tout au long du fût du pieu, et la couche inférieure est exclusivement déformée par la charge supportée par la base du pieu.

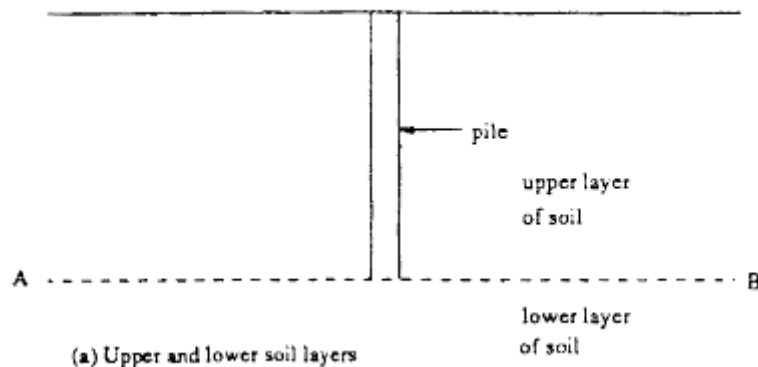


Figure 2: Analyse du pieu en séparant les charges supportées par le fût du pieu et par la base du pieu (Randolph et Wroth, 1978)

A partir de cette analyse, Randolph et Wroth (1978) proposent une fonction analytique (équation (3)) reliant le déplacement vertical du pieu  $w_z$  au frottement axial mobilisé  $\tau$ . Ils supposent que la base du pieu se déplace selon l'équation (4) (base rigide, rigid punch). Ces deux équations ont été développées pour des pieux isolés entièrement encastés dans un sol ayant un comportement élastique linéaire.

$$w_z = \frac{\tau R}{G} \ln\left(\frac{R_m}{R}\right) \text{ pour } \tau < q_s \quad (3)$$

$$w_b = \frac{q_b A_b (1 - \nu)}{4RG} \eta \quad (4)$$

Dans l'équation (4),  $R$  est le rayon du pieu et  $G$  est le module de cisaillement du sol.  $R_m$  est un « rayon magique », introduit par Randolph et Wroth pour déterminer un rayon autour du pieu à partir duquel les déplacements sont négligeables (ou bien à partir duquel le frottement axial est négligeable). Chaudry (1994) montre que le paramètre  $R_m$  est un paramètre empirique variant avec la profondeur (figure 3). Randolph & Wroth (1978) adoptent un paramètre  $R_m$  constant et proposent la relation empirique (5) pour le déterminer. Dans l'équation 8,  $\nu$  est le coefficient de Poisson, et  $\rho$  est un facteur de non-homogénéité du sol permettant de prendre en compte la variation du module de cisaillement du sol  $G$  avec la profondeur. Randolph et Wroth (1978) proposent un paramètre  $\rho$  égal à 1 pour un sol homogène, et pour un sol non-homogène  $\rho$  est pris égal au rapport  $G(L/2)/G(L)$ .

$$R_m = 2,5L\rho(1 - \nu) \quad (5)$$

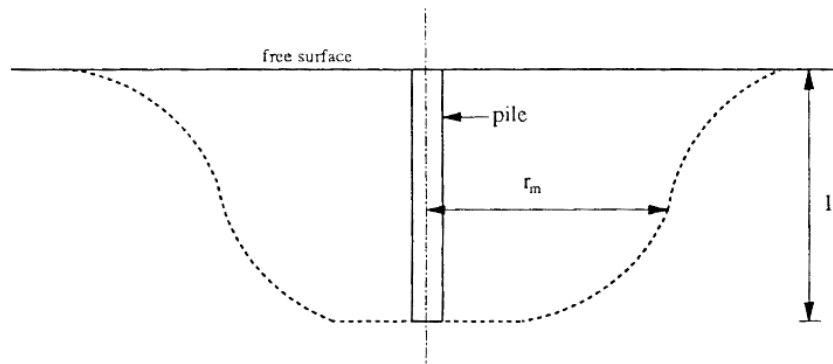


Figure 3: Variation de la limite d'influence du pieu en fonction de la profondeur (Randolph et Wroth, 1978)

L'équation (4) donne l'évolution du déplacement de la base du pieu  $w_b$  en fonction de la résistance en pointe mobilisée  $q$ . Dans cette équation,  $A_b$  est l'aire de la base du pieu et  $\eta$  est un facteur de profondeur. Il a été introduit pour prendre en compte l'effet du renforcement du sol situé au dessus de la zone chargée. Randolph et Wroth (1978) suggèrent de prendre une valeur supérieure à 0.85 ou proche de 1 pour le facteur de profondeur. En adoptant ces valeurs, ils supposent que le renforcement du sol se situant au dessus de la zone chargée est négligeable, car les couches supérieures ont déjà été déformées par l'action du frottement axial tout au long du fût du pieu.

#### e) Courbe t-z de Kraft et al. (1981)

Afin de construire les courbes t-z, Kraft et al. (1981) supposent que le pieu est radialement symétrique et considèrent que le sol est un milieu élastique homogène. Les auteurs distinguent lors de la construction de ces courbes entre deux comportements : un comportement pré-rupture et un comportement post-rupture. Le comportement pré-rupture est établi en considérant un modèle théorique basé sur la théorie d'élasticité. L'équation (6) donne l'évolution du déplacement vertical  $w_z$  en fonction de frottement axial mobilisé  $\tau$  au cours du comportement pré-rupture.

$$w_z = \frac{\tau R}{G} \ln\left(\frac{\frac{R_m}{R_0} - R_f \frac{\tau}{\tau_{\max}}}{1 - R_f \frac{\tau}{\tau_{\max}}}\right) \quad (6)$$

Dans l'équation ci-dessus, R est le rayon du pieu, G est le module de cisaillement du sol,  $R_m$  est le rayon d'influence à partir duquel les contraintes de cisaillement deviennent négligeables (pris égal au  $R_m$  décrit dans les courbes de Randolph et Wroth (1978)),  $R_f$  est un paramètre de calage généralement pris égal à 0.9 et  $\tau_{\max}$  est la résistance au cisaillement du sol.

Pour les sols qui ne présentent pas de comportement adoucissant, la courbe de mobilisation du frottement axial devient horizontale et constante à la valeur de  $\tau_{\max}$ . Un exemple de cette courbe est illustré sur la figure 4

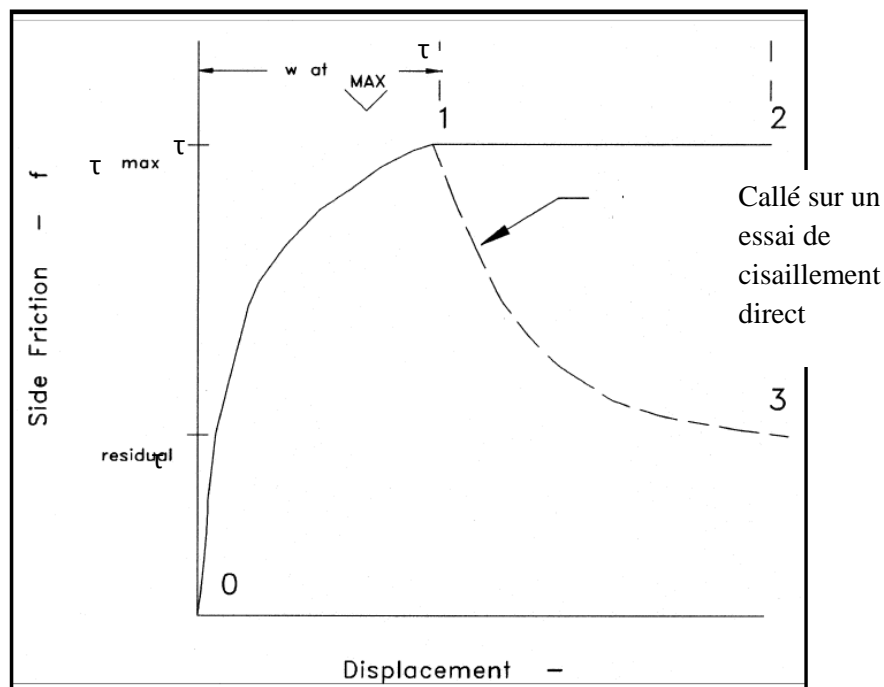


Figure 4 : Courbe t-z proposée par Kraft et al. (1981) pour les pieux insérés dans un sol sans comportement adoucissant

Cependant, certains sols adoucissants présentent une dégradation de la résistance après que la valeur maximale de résistance soit atteinte. Dans ce cas, Kraft et al. (1981) proposent d'utiliser les résultats de l'essai de cisaillement direct pour un sol adoucissant afin de construire la deuxième partie de la courbe t-z (comportement post-rupture). L'objectif est de calculer à partir des résultats de l'essai de cisaillement direct, le déplacement nécessaire pour réduire le frottement axial de sa valeur maximale  $\tau_{\max}$  à sa valeur résiduelle  $\tau_{\text{res}}$ . Kraft et al. (1981) proposent l'équation (7) pour calculer ce déplacement. La courbe en pointillés sur la figure 4 illustre le comportement post-cyclique.

$$w = \frac{\tau_{\max} R}{G} \left[ \ln\left(\frac{R_m - R_f}{1 - R_f}\right) - \ln\left(\frac{R_m - R_f \frac{\tau_{\text{res}}}{\tau_{\max}}}{1 - R_f \frac{\tau_{\text{res}}}{\tau_{\max}}}\right) \right] \quad (7)$$

#### f) La courbe t-z dans le logiciel RATZ

Le logiciel RATZ comprend un modèle t-z inspiré de Randolph et Jewel (1989). La forme de la courbe t-z implémenté dans RATZ permet de modéliser les principaux aspects de la réponse d'un sol lors d'un chargement statique tels que le comportement non-linéaire, le durcissement du sol dans la phase précédent le pic et le radoucissement post-pic. Randolph (2003) précise que la courbe t-z dans RATZ est divisée en trois parties :

- 1) Une partie linéaire de la courbe commençant par une mobilisation nulle du frottement axial  $\tau$  à une fraction  $\xi$  du frottement axial maximal  $\tau_{\max}$  :  $\tau = k \frac{w_{\xi}}{R}$
- 2) Une partie parabolique, avec une tangente initiale de pente égale à k et une tangente finale horizontale. Cette courbe s'arrête lorsque  $\tau$  atteint sa valeur maximale  $\tau_{\max}$ .
- 3) Une partie de radoucissement de contrainte où le frottement axial évolue de sa valeur maximale à une valeur résiduelle  $\tau_{\text{res}}$ . L'équation (8) est l'équation de cette partie de la courbe.

$$\tau = \tau_{\max} - 1.1(\tau_{\max} - \tau_{\text{res}}) \left[ 1 - e^{-2.4 \left( \frac{\Delta w}{\Delta w_{\text{res}}} \right)^{\eta}} \right] \quad (8)$$

Dans l'équation 11,  $\Delta w$  est le déplacement du tronçon de pieu après la mobilisation de  $\tau_{\max}$ , et  $\Delta w_{\text{res}}$  est la différence entre la valeur de déplacement lorsque  $\tau = \tau_{\max}$ , et la valeur de déplacement lorsque  $\tau = \tau_{\text{res}}$ . L'équation inclut un paramètre noté  $\eta$  contrôlant la forme de la courbe de radoucissement. Une valeur de  $\eta$  supérieure à 1 donne un radoucissement plus progressif de la courbe, tandis qu'une valeur de  $\eta$  inférieure 1 donne un radoucissement plus rapide. La figure 5 illustre l'effet de ce paramètre  $\eta$  sur la forme de la courbe t-z.

La valeur de la pente de la tangente initiale  $k$  peut être reliée au module de cisaillement du sol. La relation entre  $k$  et  $G$  selon Randolph et Wroth (1978) est :  $k = G/\zeta$ . Le paramètre  $\zeta$  est calculée selon l'équation (9).

$$\zeta = \ln(2.5\rho(1-\nu)\frac{L}{R}) = \ln\left(\frac{R_m}{R}\right) \quad (9)$$

Dans l'équation (9),  $\rho$  est le module de cisaillement moyen tout au long du pieu,  $\nu$  est le coefficient de Poisson,  $L$  est la longueur du pieu.

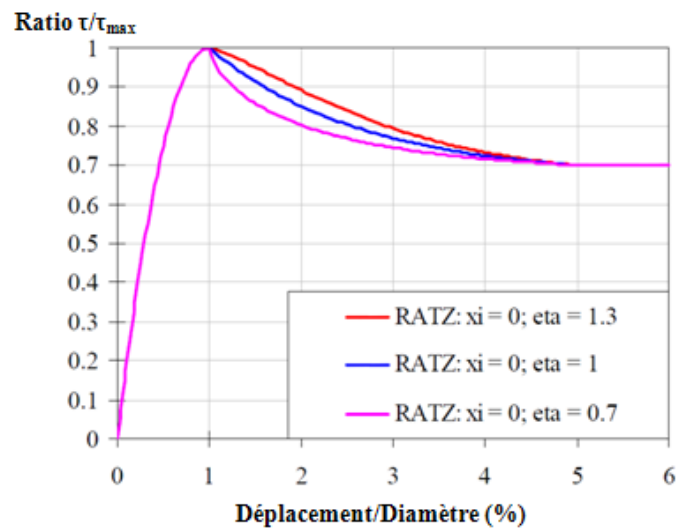


Figure 5: Courbes t-z dans le logiciel RATZ

#### g) La courbe t-z u Armaleh & Desai (1987)

Armaleh et Desai (1987) utilisent un modèle généralisé de Ramberg-Osgood (Desai & Wu, 1976 ; Desai et al. ,(1981)) pour simuler les courbes t-z et p-z. Pour les courbes t-z, Armaleh et Desai (1987) expriment le frottement axial mobilisé  $\tau$  en fonction de l'équation (10).

$$\tau = \frac{(k_{0s} - k_{fs})w_z}{\left(1 + \left|\frac{(k_{0s} - k_{fs})w_z}{q_s}\right|^{m_s}\right)^{1/m_s}} + k_{fs}w_z \quad (10)$$

Dans l'équation (10),  $w_z$  est le déplacement vertical relatif à l'interface sol-pieu à une profondeur  $z$  donnée,  $k_{0s}$  est la pente initiale de la courbe t-z,  $k_{fs}$  est la pente finale de la courbe t-z,  $q_s$  est le frottement axial limite à la profondeur  $z$ , et  $m_s$  est l'ordre de la courbe (il est pris égal à 1 dans l'étude). Armaleh et Desai (1987) nomment les quatre paramètres  $k_{0s}$ ,  $k_{fs}$ ,  $q_s$ ,  $m_s$  les paramètres Ramberg-Osgood. Le modèle de R-O permet de simuler d'une manière souple la courbe de résistance-



déformation. En faisant varier la valeur de  $m_s$ , la courbure de la courbe peut changer et il est simple d'introduire le déchargement et la chargement cyclique.

La valeur de  $k_{0s}$  est déterminée à une profondeur  $z$  donnée en mesurant la pente initiale de la courbe  $t-z$  à cette profondeur. La valeur de  $k_{fs}$  est déterminée à partir de l'équation (11). L'introduction de cette valeur non nulle permet d'intégrer un comportement de durcissement après la mobilisation du frottement axial limite.

$$k_{fs}(z) = 0.005k_{0s}(z) \quad (11)$$

Dans l'étude menée par Armaleh et Desai (1987),  $q_s$  est considéré égal à  $K_h \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\delta)$  avec  $K_h$  le coefficient des terres au repos,  $\sigma'_v$  la contrainte verticale effective et  $\delta$  l'angle de frottement sol-structure. La figure 6 illustre une courbe  $t-z$  construite avec la méthode R-O.

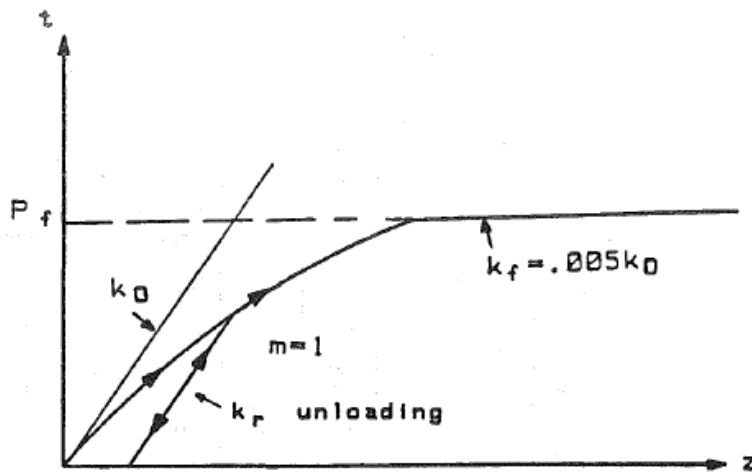


Figure 6 : Représentation schématique d'une courbe  $t-z$  d'après Armaleh et Desai (1987)

En ce qui concerne la courbe  $p-z$  donnant l'évolution de la résistance mobilisée en pointe  $q$  en fonction du déplacement de la base du pieu  $w_b$ , Armaleh et Desai (1987) fournissent l'équation (12) en utilisant la méthode de R-O.

$$q = \frac{(k_{0b} - k_{fb})w_b}{\left(1 + \left|\frac{(k_{0b} - k_{fb})w_b}{q_i}\right|^{m_b}\right)^{1/m_b}} + k_{fb}w_b \quad (12)$$

Dans cette équation,  $k_{0b}$ ,  $k_{fb}$ ,  $q_b$ ,  $m_b$  sont appelés les paramètres Ramberg-Osgood.  $k_{0b}$  est calculé selon l'équation (13),  $k_{fb}$  est pris égal à  $0.005 k_{0b}$ ,  $m_b$  est pris égal à 1.

$$k_{0b}(z) = \lambda \frac{DE}{(1-\nu^2)\eta} \text{ avec } \eta = 1 \text{ et } \lambda = 2.6 \quad (13)$$

Afin de calculer la raideur initiale de la courbe  $k_{ob}$ , Armaleh et Desai (1987) introduisent la raideur initiale  $k_L$  élastique obtenue à partir de la relation de Randolph et Wroth (1978).

$$k_L(z) = \frac{DE_i}{(1-\nu^2)\eta} \quad (14)$$

Dans l'équation ci-dessus,  $\eta$  est le facteur d'influence et  $E_i$  est le module du sol dont l'expression est donnée par Janbu (1963). En ce qui concerne le facteur d'influence, Randolph et Wroth (1978) suggèrent l'utilisation d'une valeur de  $\eta$  égale à l'unité pour des pieux longs. Cependant, Armaleh et Desai (1987) soutiennent que la considération d'une valeur de  $k_{ob}$  égale à  $k_L$  avec  $\eta=1$ , les résultats n'étaient pas très satisfaisants. Ils postulent ainsi l'existence d'un paramètre  $\lambda$  reliant  $k_{ob}$  à  $k_L$  via l'équation (15).

$$k_{ob}(z) = \lambda * k_L(z) \quad (15)$$

Afin de déterminer la valeur de ce paramètre  $\lambda$ , trois essais de pieux ont été utilisés par Armaleh et Desai (1987). Les courbes de mobilisation de la résistance en pointe en fonction du déplacement de la base étaient disponibles pour ces trois essais. La pente initiale de ces courbes  $p$ - $z$  a été considérée égale à  $k_{ob}$ . L'équation (14) a été utilisée pour calculer les valeurs de  $k_L$  (en considérant  $\eta=1$ ). Le tableau 3 donne les valeurs du paramètre  $\lambda$  issues de ces essais ainsi que la valeur moyenne de  $\lambda$ .

**Tableau 3 : Valeurs du paramètre  $\lambda$  à partir des trois essais de pieu (Armaleh et Desai, 1987)**

Pile (1)	$k_{or}$		$k_L$		$\lambda^a$ (6)
	$t/in$ (2)	$kN/cm$ (3)	$t/in.$ (4)	$kN/cm$ (5)	
2	800	2,802.0	294	1,029.7	2.7
3	1,040	3,642.6	347	1,215.4	3.0
10	600	2,101.5	287	1,005.2	2.1

<sup>a</sup>Average value of  $\lambda = 2.6$ .

Cette méthode décrite ci-dessus a été développée pour des pieux longs ( $L/D > 15$ ) mis en place dans du sable ou dans des sols peu cohésifs. Cependant, la méthode peut être utilisée pour développer des courbes  $p$ - $z$  pour d'autres types de sols.

#### **h) La courbe $t$ - $z$ d'Hirayama (1990)**

Afin de relier le frottement axial mobilisé  $\tau$  à une profondeur  $z$  donnée du pieu au déplacement vertical  $w_z$  à cette même profondeur, et afin de relier la résistance en pointe  $q$  au déplacement de la base du pieu  $w_b$ , Hirayama (1990) propose des courbes  $t$ - $z$  hyperboliques du type Kondner exprimées dans les équations (16) et (17). Ces équations donnent lieu aux fonctions représentées sur la figure 7. Ces

courbes ont été développées pour des pieux forés installés dans du sable ou dans l'argile. Les paramètres  $a_f$ ,  $b_f$ ,  $a_e$  et  $b_e$  sont des constantes. La méthode d'Hirayama permet de calculer les valeurs de ces constantes en se basant d'une part sur les valeurs de  $q_s$  et  $q_b$  (frottement axial limite et résistance en pointe ultime), et d'autre part en se basant sur le calcul des déplacements à la mobilisation de 50% des ces valeurs ultimes.

$$\tau = \frac{w_z}{a_f + b_f w_z} \quad (16)$$

$$q = \frac{w_b}{a_e + b_e w_b} \quad (17)$$

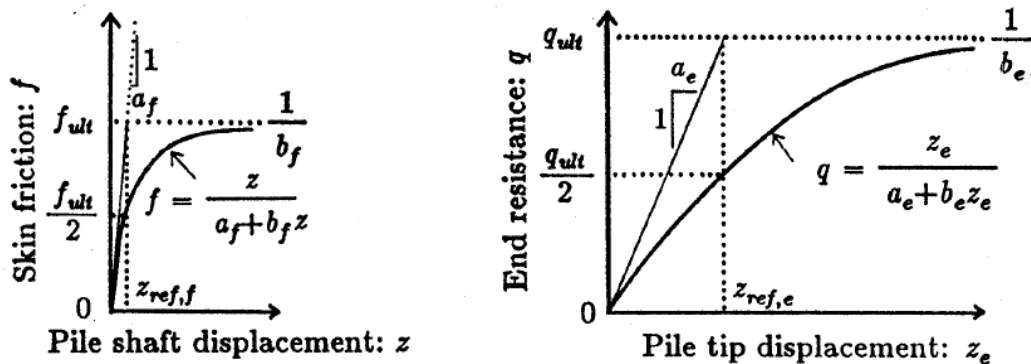


Figure 7 : Courbes t-z et q-z hyperboliques proposées par Hirayama (1990)

- **Détermination des paramètres des courbes t-z ( $a_f$  et  $b_f$ ) :**

Hirayama (1990) propose l'équation (18) pour déterminer la constante  $b_f$ . Dans cette équation  $q_s$  est le frottement axial limite de la couche de sol située à la profondeur  $z$ .  $q_s$  peut être déterminé avec les méthodes conventionnelles ou habituelles.

$$b_f = \frac{1}{q_s} \quad (18)$$

La constante  $a_f$  correspond à la pente de la tangente initiale de la courbe t-z. Cette constante est assez délicate à déterminer car elle est sensible au remaniement du sol. Afin de la déterminer, Hirayama (1990) propose l'équation (19) où  $z_{ref,f}$  est le déplacement nécessaire pour mobiliser  $q_s/2$ .

$$a_f = \frac{z_{ref,f}}{q_s} \quad (19)$$

Afin de calculer la valeur de  $z_{ref,f}$ , Hirayama (1990) utilise les résultats de plusieurs travaux (Reese (1978), Goeke et Hustad (1979), Anderson et al. (1985)) qui proposent des valeurs de  $z_{ref,f}$  dans l'argile et dans le sable proche de  $0.0025D$  ( $D$  étant le diamètre de la surface latérale du pieu). Hirayama propose à partir de ces résultats l'expression donnée dans l'équation (19) pour calculer la constante  $a_f$ .

$$a_f = \frac{0.0025D}{q_s} \quad (19)$$

Cependant, afin de compléter la méthode, Hirayama (1990) souligne que pour certains sols tels que les argiles sensibles, ou raides ou pour des sables denses, le frottement axial connaît un radoucissement après avoir mobilisé sa valeur maximale. Le frottement axial évolue alors d'une valeur de pic à une valeur résiduelle. Pour simuler ce phénomène, les courbes  $t$ - $z$  proposées ont besoin au moins de deux paramètres qui sont : le rapport entre la valeur de pic et la valeur résiduelle, et le déplacement nécessaire pour atteindre cette valeur résiduelle. Si pour les couches étudiées il existe des données montrant ce type de comportement, il doit être pris en compte lors de la modélisation.

- **Détermination des paramètres des courbes  $p$ - $z$  ( $a_e$  et  $b_e$ ) :**

Hirayama (1990) donne l'équation (20) pour calculer la constante  $b_e$ .

$$b_e = \frac{1}{q_b} \quad (20)$$

Comme pour calculer la constante  $a_f$ , la constante  $a_e$  est calculée selon l'équation (21). Dans cette équation  $z_{ref,e}$  est le déplacement nécessaire pour mobiliser la moitié de la résistance en pointe ultime  $q_b$ .

$$a_e = \frac{z_{ref,e}}{q_b} \quad (21)$$

Afin de déterminer la valeur de  $z_{ref,e}$ , Hirayama (1990) utilisent les données de 4 essais de pieux forés dans le sable effectués par le comité BCP (1971). Les résultats de ces essais sont récapitulés sur le tableau 4.

Jamiolkowski et al. (1984) a utilisé onze pieux forés mis en place dans le sable afin de relier la résistance en pointe mobilisée lorsque  $w_b/D=0.05$  ( $q$  pour  $w_b/D=0.05$ ) et la résistance du cône pénétrométrique  $q_c$  mis en place près de la pointe de ces pieux. Les résultats obtenus permettent d'établir la relation (22). La moyenne obtenue est de 0.17 pour  $q$  (pour  $w_b/D=0.05$ ).

$$q(\text{pour } \frac{w_b}{D} = 0.05) / q_c = 0.14 - 0.24 \quad (22)$$

Tableau 4 : Résultats des essais réalisés sur des pieux forés dans le sable (Hirayama, 1990)

Test No.	Pile length[m]	Diameter : $D_e$ [m]	$q_{ult}$ [kPa]	$q_{0.05}^*$ [kPa]	$\frac{q_{0.05}}{q_{ult}}$	$z_{ref,e}^{**}$
5C	11.0	0.20	27,000	4,000	0.15	$0.27D_e$
3C	11.0	0.20	25,000	5,100	0.20	$0.22D_e$
4B	4.8	0.20	6,700	1,400	0.21	$0.21D_e$
1B	4.0	0.20	5,500	700	0.13	$0.42D_e$
Average					0.17	$0.28D_e$

\*  $q_{0.05} = q(\text{for } z_e/D_e = 0.05)$

\*\* Reference displacement for end resistance

Après avoir rapproché entre les résultats précédents et ceux d'autres auteurs, Hirayama (1990) proposent la relation (23) suivante.

$$q(\text{pour } \frac{w_b}{D} = 0.05) = 0.17q_b \quad (23)$$

A partir de ces relations, la valeur de  $z_{ref,e}$  proposée par Hirayama est  $0.25D$ . L'équation (24) est donnée pour calculer  $a_e$ .

$$a_e = 0.25 \frac{D}{q_b} \quad (24)$$

#### i) La courbe t-z de Liu et al. (2004)

Afin de modéliser l'interaction sol-pieu tout au long du fût, Liu et al. (2004) proposent un modèle t-z tri-linéaire comportant un comportement adoucissant. Et pour modéliser l'interaction sol-pieu au niveau de la base, les auteurs proposent un modèle tri-linéaire complètement plastique. Liu et al. (2004) proposent ces courbes pour des pieux installés dans des sols mixtes (contenant des couches de différents types de sols). Le modèle proposé est adapté pour des sols présentant un comportement adoucissant au niveau du fût du pieu. Pour ce type de sol, les courbes t-z hyperboliques ne sont plus

adaptées. La figure 8 illustre les courbes de mobilisation de frottement axial et de mobilisation de la résistance en pointe proposées par Liu et al. (2004) pour une couche de sol notée « i ».

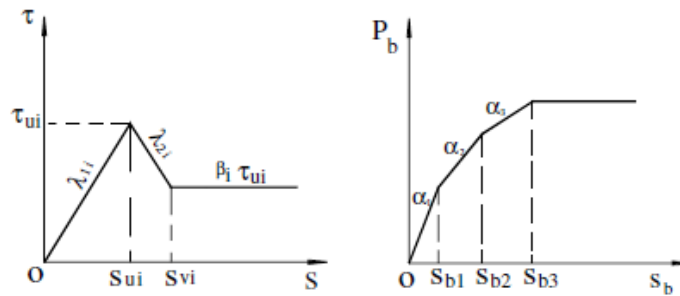


Figure 8: Courbes de mobilisation du frottement axial et de la résistance en pointe (Liu et al., 2004)

La figure 8 représente le frottement axial mobilisé  $\tau$  en fonction du déplacement relatif  $S$  de la couche. Les paramètres  $\lambda_{1i}$ ,  $\lambda_{2i}$  représentent respectivement la rigidité du sol à l'interface sol-pieu au niveau de la couche  $i$  au cours de la première et la deuxième étape.  $\beta_i$  correspond au coefficient de d'adoucissement du sol.  $S_{ui}$  correspond au déplacement relatif à la mobilisation du frottement axial maximal  $\tau_{ui}$ , et  $S_{vi}$  correspond au déplacement relatif à la mobilisation du frottement axial résiduel. La figure 8 représente la courbe de mobilisation de la résistance en pointe en fonction du déplacement relatif de la base du pieu. Sur cette figure,  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  et  $\alpha_3$  correspondent respectivement, aux rigidités compressives du sol situé en dessous de la base du pieu au cours de la première, deuxième et troisième étape.  $S_{b1}$ ,  $S_{b2}$ ,  $S_{b3}$  sont respectivement, les déplacements relatifs de la base du pieu à la fin de la première, deuxième et troisième étape.

Liu et al. (2004) déterminent les valeurs des pentes  $\lambda$  et  $\alpha$  d'un site donné en utilisant une méthode d'optimisation consistant à minimiser les écarts quadratiques entre les prédictions et les valeurs mesurées sur ce site. Les auteurs ne proposent pas de valeurs générales utilisables dans tous les projets mais proposent une calibration des paramètres du modèle pour chaque usage.

#### j) La courbe t-z de Wang et al. (2012)

Wang et al. (2012) proposent un modèle non-linéaire pour décrire la relation d'une part entre le frottement axial et le déplacement vertical d'un élément de pieu, et d'autre part, la relation entre la résistance en pointe et le déplacement vertical de la base du pieu. Les auteurs s'appuient sur des résultats d'essais en laboratoire pour opter pour une relation non-linéaire ayant la forme de l'équation (25). La figure 9 décrit la forme de la courbe de mobilisation proposée par Wang et al. (2012).

$$\tau = a(1 - e^{-bw_z}) \quad (25)$$

Dans l'équation ci-dessus, les deux paramètres  $a$  et  $b$  peuvent être déterminés avec des essais en laboratoire. Le paramètre correspond à l'asymptote de la courbe de mobilisation du frottement axial, et

le paramètre  $b$  contrôle la rigidité initiale du sol situé à l'interface sol-pieu. Wang et al. (2012) proposent les relations (26) et (27) pour calculer les paramètres  $a$  et  $b$ .

$$a = \frac{\sigma_n \tan \theta}{R_f} \quad (26)$$

$$b = \frac{G_s R_f}{r_0 \sigma_n \tan \theta \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)} \quad (27)$$

Dans l'équation (26),  $\sigma_n$  correspond à la contrainte normale au fût du pieu,  $\theta$  est l'angle de frottement à l'interface sol-pieu et  $R_f$  est un ratio pris dans un intervalle compris entre 0.8 et 0.95. Dans l'équation (27),  $G_s$  est le module de cisaillement du sol,  $r_0$  est le rayon du pieu, et  $r_m$  est le rayon d'influence tel qu'il a été défini par Randolph et Wroth (1978) (rayon au-delà duquel les frottements deviennent négligeables).

En ce qui concerne le comportement en pointe, Wang et al. (2012) supposent que la courbe de mobilisation est non-linéaire et a la même forme que la courbe de mobilisation du frottement axial. L'équation de la courbe est donnée dans l'équation (28). La figure 9 décrit l'allure de cette courbe.

$$P_b = a_b (1 - e^{-b_b w_b}) \quad (28)$$

Dans cette équation  $P_b$  est la résistance en pointe mobilisée, et  $w_b$  est le déplacement relatif de la base du pieu.  $a_b$  est l'asymptote de la courbe de mobilisation (résistance de pointe maximale) et  $b_b$  contrôle la rigidité initiale du sol au voisinage de la base du pieu. L'équation (29) permet de calculer le paramètre  $b_b$ .

$$b_b = \frac{4G_{bs} r_0}{a_b (1 - \nu_b)} \quad (29)$$

Dans l'équation (29),  $G_{bs}$  est la rigidité de cisaillement, et  $\nu_b$  est le coefficient de Poisson du sol situé au voisinage de la base du pieu.

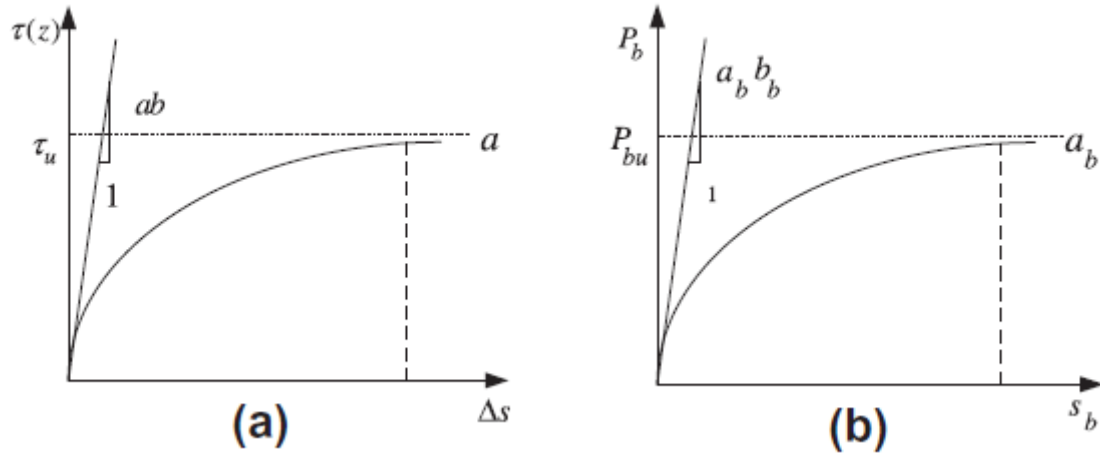


Figure 9: a) Courbe de mobilisation du frottement axial en fonction du déplacement vertical d'un élément de pieu, b) Courbe de mobilisation de la résistance en pointe en fonction du déplacement de la base du pieu (Wang et al. , 2012)



**Annexe A.III : Données relatives au pieu théorique du Chapitre III**

z (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$q_c$ (kPa)	$\sigma'_n$ (kPa)	$\eta$	G (kPa)	$q_s$ (kPa)	$I_D$	$k_n$ (kPa/mm)
0.01	20	0.2	10000	0.2	500	29299.7363	0.1154		
0.5	20	10	10500	10	332.039154	34850.7293	5.77	0.9	139.402917
1	20	20	11000	20	245.967478	43274.4865	11.54	0.9	173.097946
1.5	20	30	11500	30	209.960314	50186.5502	17.31	0.9	200.746201
2	20	40	12000	40	189.73666	56154.8462	23.08	0.9	224.619385
2.5	20	50	12500	50	176.776695	61494.3009	28.85	0.9	245.977204
3	20	60	13000	60	167.829278	66382.0981	34.62	0.9	265.528392
3.5	20	70	13500	70	161.355862	70927.4263	40.39	0.9	283.709705
4	20	80	14000	80	156.524758	75202.5306	46.16	0.9	300.810122
4.5	20	90	14500	90	152.84342	79257.856	51.93	0.9	317.031424
5	20	100	15000	100	150	83130.1264	57.7	0.9	332.520505
5.5	20	110	15500	110	147.786701	86846.9795	63.47	0.9	347.387918
6	20	120	16000	120	146.059349	90429.7861	69.24	0.9	361.719144
6.5	20	130	16500	130	144.714573	93895.4471	75.01	0.9	375.581788
7	20	140	17000	140	143.676223	97257.5851	80.78	0.9	389.03034
7.5	20	150	17500	150	142.886902	100527.361	86.55	0.9	402.109442
8	20	160	18000	160	142.302495	103714.047	92.32	0.9	414.856188
8.5	20	170	18500	170	141.888523	106825.446	98.09	0.9	427.301783
9	20	180	19000	180	141.617639	109868.192	103.86	0.9	439.472767
9.5	20	190	19500	190	141.467869	112847.982	109.63	0.9	451.39193
10	20	200	20000	200	141.421356	115769.753	115.4	0.9	463.079013
10.5	20	210	20500	210	141.46344	118637.813	121.17	0.9	474.551253
11	20	220	21000	220	141.581971	121455.951	126.94	0.9	485.823803
11.5	20	230	21500	230	141.766802	124227.517	132.71	0.9	496.91007
12	20	240	22000	240	142.009389	126955.497	138.48	0.9	507.821988
12.5	20	250	22500	250	142.302495	129642.559	144.25	0.9	518.570235
13	20	260	23000	260	142.639945	132291.103	150.02	0.9	529.164414
13.5	20	270	23500	270	143.016446	134903.299	155.79	0.9	539.613196
14	20	280	24000	280	143.427433	137481.112	161.56	0.9	549.924449
14.5	20	290	24500	290	143.868954	140026.334	167.33	0.9	560.105336
15	20	300	25000	300	144.337567	142540.6	173.1	0.9	570.162401
15.5	20	310	25500	310	144.830268	145025.412	178.87	0.9	580.101647
16	20	320	26000	320	145.344419	147482.148	184.64	0.9	589.928592
16.5	20	330	26500	330	145.877699	149912.082	190.41	0.9	599.648328
17	20	340	27000	340	146.428059	152316.391	196.18	0.9	609.265564
17.5	20	350	27500	350	146.993683	154696.167	201.95	0.9	618.784666
18	20	360	28000	360	147.572957	157052.423	207.72	0.9	628.209692
18.5	20	370	28500	370	148.164445	159386.106	213.49	0.9	637.544422
19	20	380	29000	380	148.766861	161698.096	219.26	0.9	646.792386
19.5	20	390	29500	390	149.379057	163989.221	225.03	0.9	655.956884
20	20	400	30000	400	150	166260.253	230.8	0.9	665.041011

**Annexe A.IV.1 : Données relatives au pieu R3**

z (m)	h/R*	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$q_c$ (MPa)	$\sigma'_n$ (kPa)	$\eta$	G (kPa)	$\Delta\sigma_{rd}$ (kPa)	$\sigma_{rf}$ (kPa)	$q_s$ (kPa)	Somme delta $R_s$ (kN)
0.00	224.05	17.00	0.10	0.87	1.32	500.00	2552.58	0.45	1.76	0.90	
0.50	218.23	17.00	8.50	16.70	45.40	572.68	49493.24	8.66	54.06	27.55	10.21
1.00	212.41	17.00	17.00	10.16	30.54	246.37	39921.22	6.99	37.53	19.12	26.96
1.50	206.58	17.00	25.50	13.93	44.61	275.86	51103.65	8.95	53.56	27.29	43.62
2.00	200.76	17.00	34.00	24.96	83.91	428.14	75063.71	13.14	97.05	49.45	71.16
2.50	194.94	17.00	42.50	23.15	80.98	355.04	74466.92	13.04	94.02	47.91	106.10
3.00	189.12	17.00	51.00	18.13	65.72	253.90	69930.81	12.24	77.96	39.72	137.56
3.50	183.29	17.00	59.50	30.32	113.47	393.13	93657.87	16.40	129.86	66.17	175.56
4.00	177.47	17.00	68.00	33.81	130.32	410.00	102955.63	18.02	148.34	75.58	226.44
4.50	171.65	10.00	73.00	27.56	108.58	322.56	92798.93	16.24	124.82	63.60	276.40
5.00	165.83	10.00	78.00	29.73	119.72	336.68	98033.33	17.16	136.88	69.74	324.26
5.50	160.00	10.00	83.00	41.06	168.93	450.67	121956.56	21.35	190.28	96.95	384.09
6.00	154.18	10.00	88.00	23.77	99.96	253.42	91794.49	16.07	116.03	59.12	440.11
6.50	148.36	10.00	93.00	22.90	98.40	237.44	92128.26	16.13	114.53	58.36	482.27
7.00	142.54	10.00	98.00	20.14	88.46	203.41	89795.64	15.72	104.18	53.08	522.27
7.50	136.71	10.00	103.00	14.03	63.04	138.28	82601.51	14.46	77.50	39.49	555.50
8.00	130.89	10.00	108.00	13.69	62.92	131.74	83547.24	14.63	77.54	39.51	583.85
8.50	125.07	10.00	113.00	26.08	122.65	245.32	102762.29	17.99	140.64	71.66	623.75
9.00	119.25	10.00	118.00	24.11	116.14	222.00	101379.47	17.75	133.89	68.22	673.96
9.50	113.42	10.00	123.00	59.76	294.94	538.86	175367.69	30.70	325.64	165.92	758.00
10.00	107.60	10.00	128.00	37.39	189.26	330.53	124395.54	21.78	211.04	107.53	856.15
10.50	101.78	10.00	133.00	42.91	222.92	372.08	135340.77	23.69	246.61	125.66	939.84
11.00	95.96	10.00	138.00	39.78	212.38	338.67	130799.81	22.90	235.28	119.88	1027.97
11.50	90.13	10.00	143.00	29.98	164.65	250.70	116537.94	20.40	185.05	94.29	1104.84
12.00	84.31	10.00	148.00	29.47	166.73	242.21	117056.87	20.49	187.22	95.40	1172.92
12.50	78.49	10.00	153.00	31.28	182.65	252.87	120936.52	21.17	203.82	103.85	1244.44
13.00	72.67	10.00	158.00	29.24	176.57	232.64	119215.50	20.87	197.44	100.60	1317.82
13.50	66.84	10.00	163.00	22.56	141.17	176.68	111013.15	19.43	160.60	81.83	1383.30
14.00	61.02	10.00	168.00	25.17	163.70	194.17	115889.39	20.29	183.99	93.75	1446.32
14.50	55.20	10.00	173.00	15.00	101.73	114.03	102011.73	17.86	119.59	60.93	1501.84
15.00	49.38	10.00	178.00	7.59	53.90	56.88	86761.29	15.19	69.09	35.20	1536.35
15.50	43.55	10.00	183.00	18.19	135.96	134.43	109312.16	19.14	155.10	79.03	1577.34
16.00	37.73	10.00	188.00	28.78	228.06	209.93	125627.02	21.99	250.05	127.41	1651.44
16.50	31.91	10.00	193.00	43.16	365.67	310.65	148170.43	25.94	391.61	199.53	1768.79
17.00	26.09	10.00	198.00	35.46	325.42	251.98	137394.41	24.05	349.47	178.06	1904.32
17.50	20.26	10.00	203.00	12.80	129.72	89.83	104245.67	18.25	147.96	75.39	1995.29
18.00	14.44	10.00	208.00	13.23	152.99	91.73	106064.22	18.57	171.55	87.41	2053.72
18.50	8.62	10.00	213.00	12.79	180.53	87.64	106137.98	18.58	199.11	101.45	2121.51
18.75	8.00	10.00	215.50	15.69	228.19	106.90	112069.47	19.62	247.80	126.26	2162.38
19.00	8.00	10.00	218.00	28.23	411.08	191.19	131396.68	23.00	434.08	221.18	2224.73
19.24	8.00	10.00	220.40	40.65	592.85	273.84	149786.08	26.22	619.07	315.43	2317.18

**Annexe A.IV.2 : Données relatives au pieu R4**

z (m)	h/R*	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$q_c$ (MPa)	$\sigma'_n$ (kPa)	$\eta$	G (kPa)	$\Delta\sigma_{rd}$ (kPa)	$\sigma_{rf}$ (kPa)	$q_s$ (kPa)	Somme delta $R_s$ (kN)
0.00	225.57	17.00	0.10	1.59	2.40	500.00	4665.39	0.82	3.22	1.96	
0.50	219.74	17.00	8.50	25.01	67.83	857.80	126440.71	22.13	89.96	54.88	20.40
1.00	213.92	17.00	17.00	38.87	116.55	942.79	329573.74	57.69	174.24	106.29	78.25
1.50	208.10	17.00	25.50	34.46	110.06	682.42	112235.77	19.65	129.71	79.12	144.79
2.00	202.28	17.00	34.00	23.97	80.34	411.10	72933.52	12.77	93.10	56.79	193.58
2.50	196.45	17.00	42.50	22.35	77.95	342.76	73050.23	12.79	90.74	55.35	233.83
3.00	190.63	17.00	51.00	23.14	83.63	324.09	77747.26	13.61	97.24	59.32	274.99
3.50	184.81	17.00	59.50	33.17	123.74	430.05	99624.55	17.44	141.18	86.12	327.19
4.00	178.99	17.00	68.00	26.84	103.13	325.53	89973.21	15.75	118.88	72.52	384.13
4.50	173.16	10.00	73.00	29.20	114.65	341.73	95585.29	16.73	131.38	80.14	438.92
5.00	167.34	10.00	78.00	25.66	102.94	290.49	91365.10	15.99	118.93	72.55	493.72
5.50	161.52	10.00	83.00	12.78	52.38	140.24	74418.82	13.03	65.41	39.90	534.09
6.00	155.69	10.00	88.00	27.98	117.21	298.26	98190.49	17.19	134.40	81.98	577.83
6.50	149.87	10.00	93.00	17.92	76.73	185.86	85099.18	14.90	91.62	55.89	627.32
7.00	144.05	10.00	98.00	15.76	68.94	159.16	83609.70	14.64	83.57	50.98	665.68
7.50	138.23	10.00	103.00	16.63	74.38	163.83	86395.53	15.12	89.50	54.60	703.57
8.00	132.40	10.00	108.00	24.67	112.85	237.35	99265.91	17.38	130.23	79.44	751.68
8.50	126.58	10.00	113.00	25.83	120.91	242.95	102396.87	17.93	138.83	84.69	810.59
9.00	120.76	10.00	118.00	39.94	191.45	367.71	126595.91	22.16	213.61	130.30	887.76
9.50	114.94	10.00	123.00	52.90	259.77	477.01	155655.16	27.25	287.02	175.08	997.37
10.00	109.11	10.00	128.00	38.14	192.02	337.13	125671.31	22.00	214.02	130.55	1107.07
10.50	103.29	10.00	133.00	23.38	120.78	202.74	104499.26	18.29	139.08	84.84	1184.38
11.00	97.47	10.00	138.00	30.48	161.73	259.44	115992.89	20.31	182.04	111.04	1254.68
11.50	91.65	10.00	143.00	30.12	164.38	251.87	116743.66	20.44	184.81	112.74	1335.00
12.00	85.82	10.00	148.00	27.23	153.03	223.81	113850.75	19.93	172.96	105.50	1413.34
12.50	80.00	10.00	153.00	29.84	172.97	241.21	118839.23	20.80	193.77	118.20	1493.63
13.00	74.18	10.00	158.00	26.22	157.09	208.60	114933.04	20.12	177.21	108.10	1574.86
13.50	68.36	10.00	163.00	23.98	148.81	187.83	113016.47	19.78	168.59	102.84	1650.57
14.00	62.53	10.00	168.00	31.00	199.80	239.20	124153.11	21.73	221.53	135.13	1735.98
14.50	56.71	10.00	173.00	9.37	62.90	71.23	90811.63	15.90	78.79	48.06	1801.74
15.00	50.89	10.00	178.00	17.77	124.75	133.17	107550.64	18.83	143.58	87.58	1850.43
15.50	45.07	10.00	183.00	29.50	217.68	218.04	125493.14	21.97	239.64	146.18	1934.33
16.00	39.24	10.00	188.00	38.40	299.75	280.08	139640.31	24.44	324.20	197.76	2057.78
16.50	33.42	10.00	193.00	25.52	212.49	183.73	122177.09	21.39	233.88	142.67	2179.97
17.00	27.60	10.00	198.00	6.93	62.22	49.22	87803.70	15.37	77.59	47.33	2248.17
17.50	21.78	10.00	203.00	8.59	84.74	60.32	94155.42	16.48	101.23	61.75	2287.32
18.00	15.95	10.00	208.00	13.01	144.89	90.23	105635.96	18.49	163.38	99.66	2345.25
18.50	10.13	10.00	213.00	19.53	259.20	133.82	117794.97	20.62	279.82	170.69	2442.29
18.79	8.00	10.00	215.90	44.65	649.32	303.85	155104.51	27.15	676.47	412.65	2563.73
19.08	8.00	10.00	218.80	54.06	787.56	365.45	171767.10	30.07	817.63	498.75	2753.46
19.37	8.00	10.00	221.70	53.70	783.64	360.63	171584.93	30.04	813.67	496.34	2960.62

**Annexe A.IV.3 : Données relatives au pieu R5**

z (m)	h/R*	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$q_c$ (MPa)	$\sigma'_n$ (kPa)	$\eta$	G (kPa)	$\Delta\sigma_{rd}$ (kPa)	$\sigma_{rf}$ (kPa)	$q_s$ (kPa)	Somme delta $R_s$ (kN)
0.00	310.79	17.00	0.10	1.98	2.65	500.00	5814.34	1.02	3.67	1.87	
0.50	302.63	17.00	8.50	19.96	47.93	684.59	65195.19	11.41	59.34	30.24	11.52
1.00	294.47	17.00	17.00	37.93	100.73	920.02	268912.75	47.07	147.80	75.31	49.41
1.50	286.31	17.00	25.50	34.66	98.06	686.41	113504.24	19.87	117.93	60.09	98.00
2.00	278.16	17.00	34.00	33.84	100.49	580.40	100670.43	17.62	118.11	60.18	141.17
2.50	270.00	17.00	42.50	33.26	102.81	510.14	97379.12	17.05	119.86	61.07	184.69
3.00	261.84	17.00	51.00	32.55	104.26	455.85	96477.25	16.89	121.15	61.73	228.77
3.50	253.69	17.00	59.50	32.09	106.11	415.96	97271.48	17.03	123.14	62.74	273.45
4.00	245.53	17.00	68.00	29.28	99.76	355.08	94200.62	16.49	116.25	59.23	317.23
4.50	237.37	10.00	73.00	26.71	93.04	312.62	91400.52	16.00	109.04	55.56	358.43
5.00	229.21	10.00	78.00	26.01	92.59	294.48	91916.44	16.09	108.68	55.38	398.25
5.50	221.06	10.00	83.00	26.82	97.60	294.41	94807.34	16.60	114.20	58.19	439.01
6.00	212.90	10.00	88.00	27.87	103.66	297.11	98018.72	17.16	120.82	61.56	481.99
6.50	204.74	10.00	93.00	26.70	101.52	276.88	97742.89	17.11	118.63	60.45	525.78
7.00	196.59	10.00	98.00	25.88	100.62	261.44	98041.08	17.16	117.79	60.02	569.02
7.50	188.43	10.00	103.00	25.18	100.13	248.10	98519.84	17.25	117.37	59.80	612.03
8.00	180.27	10.00	108.00	24.36	99.12	234.40	98825.96	17.30	116.42	59.32	654.78
8.50	172.11	10.00	113.00	27.51	114.59	258.78	104857.91	18.36	132.95	67.74	700.39
9.00	163.96	10.00	118.00	35.68	152.25	328.44	119054.26	20.84	173.09	88.19	756.36
9.50	155.80	10.00	123.00	51.86	226.83	467.57	153004.84	26.78	253.62	129.23	834.39
10.00	147.64	10.00	128.00	47.23	211.96	417.45	143029.63	25.04	236.99	120.75	924.12
10.50	139.49	10.00	133.00	39.52	182.15	342.71	129216.72	22.62	204.77	104.34	1004.91
11.00	131.33	10.00	138.00	29.83	141.35	253.94	115040.97	20.14	161.48	82.28	1071.89
11.50	123.17	10.00	143.00	30.06	146.63	251.40	116660.10	20.42	167.05	85.12	1131.97
12.00	115.02	10.00	148.00	29.83	149.99	245.18	117579.71	20.58	170.57	86.91	1193.72
12.50	106.86	10.00	153.00	29.01	150.65	234.51	117646.56	20.59	171.25	87.25	1256.23
13.00	98.70	10.00	158.00	26.09	140.22	207.54	114745.95	20.09	160.31	81.68	1316.87
13.50	90.54	10.00	163.00	22.93	127.89	179.62	111543.45	19.53	147.42	75.11	1373.14
14.00	82.39	10.00	168.00	30.52	177.10	235.45	123453.94	21.61	198.71	101.25	1436.44
14.50	74.23	10.00	173.00	22.81	138.26	173.43	113764.97	19.92	158.17	80.59	1501.71
15.00	66.07	10.00	178.00	16.62	105.69	124.59	105766.37	18.51	124.21	63.29	1553.35
15.50	57.92	10.00	183.00	28.18	189.04	208.29	123633.44	21.64	210.68	107.35	1614.60
16.00	49.76	10.00	188.00	36.83	262.67	268.60	137256.22	24.03	286.70	146.08	1705.56
16.50	41.60	10.00	193.00	28.64	219.39	206.15	126548.26	22.15	241.54	123.07	1802.17
17.00	33.44	10.00	198.00	18.13	151.40	128.85	112491.97	19.69	171.10	87.18	1877.63
17.50	25.29	10.00	203.00	8.09	75.37	56.78	92608.24	16.21	91.58	46.66	1925.67
18.00	17.13	10.00	208.00	12.17	131.92	84.40	103914.66	18.19	150.11	76.48	1969.87
18.50	8.97	10.00	213.00	30.85	428.74	211.36	134014.41	23.46	452.20	230.41	2080.02
18.70	8.00	10.00	215.00	53.34	775.32	363.77	169814.14	29.73	805.05	410.19	2171.99
18.90	8.00	10.00	217.00	47.65	693.50	323.48	160223.46	28.05	721.55	367.65	2283.67
19.05	8.00	10.00	218.50	45.08	656.68	304.98	156304.53	27.36	684.04	348.54	2360.78

**Annexe A.IV.4 : Données relatives au pieu R6**

z (m)	h/R*	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$q_c$ (MPa)	$\sigma'_n$ (kPa)	$\eta$	G (kPa)	$\Delta\sigma_{rd}$ (kPa)	$\sigma_{rf}$ (kPa)	$q_s$ (kPa)	Somme delta $R_c$ (kN)
0.00	308.34	17.00	0.10	1.04	1.19	500.00	3050.07	0.53	1.73	0.88	
0.50	300.18	17.00	8.50	15.96	18.30	547.44	46918.03	8.21	26.52	13.51	5.17
1.00	292.02	17.00	17.00	29.40	33.71	712.98	100199.57	17.54	51.25	26.11	19.39
1.50	283.87	17.00	25.50	18.00	20.64	356.46	57810.81	10.12	30.76	15.67	34.39
2.00	275.71	17.00	34.00	18.73	21.48	321.28	63207.28	11.06	32.55	16.58	45.97
2.50	267.55	17.00	42.50	17.05	19.55	261.51	64570.40	11.30	30.85	15.72	57.56
3.00	259.40	17.00	51.00	24.70	28.32	345.83	80405.81	14.08	42.40	21.60	70.96
3.50	251.24	17.00	59.50	25.14	28.83	325.96	84218.63	14.74	43.58	22.20	86.68
4.00	243.08	17.00	68.00	20.64	23.66	250.24	80307.21	14.06	37.72	19.22	101.55
4.50	234.92	10.00	73.00	20.32	23.30	237.84	81671.77	14.30	37.60	19.16	115.32
5.00	226.77	10.00	78.00	15.50	17.77	175.47	76643.25	13.42	31.19	15.89	127.90
5.50	218.61	10.00	83.00	13.77	15.79	151.10	75881.19	13.28	29.07	14.81	138.92
6.00	210.45	10.00	88.00	19.29	22.12	205.59	85377.37	14.95	37.06	18.88	151.02
6.50	202.30	10.00	93.00	13.45	15.42	139.47	78661.69	13.77	29.19	14.88	163.14
7.00	194.14	10.00	98.00	13.25	15.20	133.85	79905.85	13.99	29.18	14.87	173.81
7.50	185.98	10.00	103.00	14.92	17.11	147.00	83921.31	14.69	31.80	16.20	184.97
8.00	177.82	10.00	108.00	15.88	18.21	152.84	86821.49	15.20	33.41	17.02	196.89
8.50	169.67	10.00	113.00	14.99	17.19	141.04	86958.97	15.22	32.42	16.52	208.93
9.00	161.51	10.00	118.00	29.00	33.25	266.93	108468.84	18.99	52.24	26.62	224.41
9.50	153.35	10.00	123.00	35.84	41.10	323.13	120563.45	21.11	62.20	31.69	245.34
10.00	145.20	10.00	128.00	29.08	33.35	257.06	111313.88	19.49	52.84	26.92	266.38
10.50	137.04	10.00	133.00	30.61	35.11	265.45	114901.18	20.11	55.22	28.14	286.14
11.00	128.88	10.00	138.00	33.90	38.87	288.54	121169.97	21.21	60.08	30.61	307.23
11.50	120.73	10.00	143.00	29.88	34.27	249.88	116395.93	20.38	54.64	27.84	328.21
12.00	112.57	10.00	148.00	24.74	28.37	203.38	110344.81	19.32	47.69	24.30	346.93
12.50	104.41	10.00	153.00	24.55	28.15	198.44	111334.77	19.49	47.64	24.27	364.36
13.00	96.25	10.00	158.00	18.46	21.17	146.85	103911.86	18.19	39.36	20.05	380.27
13.50	88.10	10.00	163.00	22.56	25.87	176.69	111016.02	19.43	45.30	23.08	395.75
14.00	79.94	10.00	168.00	24.45	28.04	188.67	114889.71	20.11	48.16	24.54	412.85
14.50	71.78	10.00	173.00	3.23	3.71	24.59	64298.70	11.26	14.97	7.63	424.39
15.00	63.63	10.00	178.00	17.85	20.47	133.77	107672.21	18.85	39.31	20.03	434.32
15.50	55.47	10.00	183.00	17.40	19.96	128.63	108101.01	18.92	38.88	19.81	448.62
16.00	47.31	10.00	188.00	28.18	32.32	205.52	124776.61	21.84	54.16	27.59	465.63
16.50	39.15	10.00	193.00	28.45	32.63	204.79	126284.16	22.11	54.73	27.89	485.55
17.00	31.00	10.00	198.00	6.90	7.91	49.04	87709.41	15.35	23.27	11.86	499.81
17.50	22.84	10.00	203.00	8.45	9.69	59.34	93737.33	16.41	26.10	13.30	508.84
18.00	14.68	10.00	208.00	5.61	6.43	38.89	83625.04	14.64	21.07	10.74	517.47
18.23	11.01	10.00	210.25	4.06	4.66	28.02	74721.78	13.08	17.74	9.04	520.66
18.45	8.00	10.00	212.50	16.50	18.92	113.20	112855.39	19.76	38.68	19.71	525.31
18.68	8.00	10.00	214.75	32.98	37.82	225.05	137399.79	24.05	61.87	31.53	533.58
18.90	8.00	10.00	217.00	44.13	50.61	299.61	154504.14	27.05	77.66	39.57	545.06

**Annexe A.IV.5 : Données relatives au pieu F2**

z (m)	h/R*	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$q_c$ (MPa)	$\sigma'_n$ (kPa)	$\eta$	G (kPa)	$\sigma_{vf}$ (kPa)	$q_s$ (kPa)
0.00	47.62	10.00	0.10	0.22	0.10	500.00	655.96	0.10	0.07
0.26	46.38	10.00	2.60	4.52	2.47	280.21	16425.03	2.47	1.93
0.52	45.14	10.00	5.20	14.94	4.94	655.12	47079.10	4.94	3.86
0.78	43.90	10.00	7.80	9.97	7.41	357.09	32004.85	7.41	5.79
1.04	42.67	10.00	10.40	3.07	9.88	95.30	23939.00	9.88	7.72
1.30	41.43	10.00	13.00	1.87	12.35	51.93	22852.61	12.35	9.65
1.56	40.19	10.00	15.60	1.12	14.82	28.34	20445.63	14.82	11.58
1.82	38.95	10.00	18.20	0.77	17.29	18.13	18171.49	17.29	13.51
2.08	37.71	10.00	20.80	0.53	19.76	11.60	15276.39	19.76	15.44
2.34	36.48	10.00	23.40	0.59	22.23	12.20	16686.92	22.23	17.37
2.60	35.24	10.00	26.00	3.20	24.70	62.67	34044.91	24.70	19.30
2.86	34.00	10.00	28.60	2.22	27.17	41.48	31664.64	27.17	21.23
3.12	32.76	10.00	31.20	2.48	29.64	44.45	33799.42	29.64	23.16
3.38	31.52	10.00	33.80	3.03	32.11	52.16	36895.40	32.11	25.09
3.64	30.29	10.00	36.40	1.28	34.58	21.25	27683.92	34.58	27.02
3.90	29.05	10.00	39.00	8.24	37.05	131.99	50229.38	37.05	28.95
4.16	27.81	10.00	41.60	10.69	39.52	165.67	55075.54	39.52	30.88
4.42	26.57	10.00	44.20	15.71	41.99	236.34	63407.19	41.99	32.81
4.68	25.33	10.00	46.80	12.21	44.46	178.51	59660.75	44.46	34.74
4.94	24.10	10.00	49.40	11.44	46.93	162.74	59723.34	46.93	36.67
5.20	22.86	10.00	52.00	10.56	49.40	146.48	59573.35	49.40	38.60
5.46	21.62	10.00	54.60	7.88	51.87	106.60	56370.69	51.87	40.53
5.72	20.38	10.00	57.20	2.77	54.34	36.60	42968.03	54.34	42.46
5.98	19.14	10.00	59.80	0.94	56.81	12.11	26555.65	56.81	44.38
6.24	17.90	10.00	62.40	9.10	59.28	115.17	61415.62	59.28	46.31
6.50	16.67	10.00	65.00	14.04	61.75	174.19	69819.44	61.75	48.24
6.76	15.43	10.00	67.60	16.22	64.22	197.29	73872.60	64.22	50.17
7.02	14.19	10.00	70.20	16.93	66.69	202.11	75845.76	66.69	52.10
7.28	12.95	10.00	72.80	19.07	69.16	223.51	79813.03	69.16	54.03
7.54	11.71	10.00	75.40	22.29	71.63	256.66	85381.70	71.63	55.96
7.80	10.48	10.00	78.00	24.77	74.10	280.46	89996.45	74.10	57.89
8.06	9.24	10.00	80.60	21.19	76.57	236.00	85580.20	76.57	59.82
8.32	8.00	10.00	83.20	14.88	79.04	163.11	77555.37	79.04	61.75
8.56	8.00	10.00	85.60	15.10	81.32	163.23	78681.49	81.32	63.53
8.80	8.00	10.00	88.00	19.82	83.60	211.32	86134.02	83.60	65.32
9.04	8.00	10.00	90.40	28.29	85.88	297.55	99412.45	85.88	67.10
9.28	8.00	10.00	92.80	23.49	88.16	243.81	92914.88	88.16	68.88
9.52	8.00	10.00	95.20	31.08	90.44	318.53	105321.74	90.44	70.66
9.68	8.00	10.00	96.80	40.97	91.96	416.42	124165.75	91.96	71.85
9.84	8.00	10.00	98.40	39.36	93.48	396.81	121173.10	93.48	73.03
10.00	8.00	10.00	100.00	31.57	95.00	315.67	107474.81	95.00	74.22

