



## RAPPORT DE RECHERCHE

### Thème 7 : Participation à la rédaction et la relecture des recommandations SOLCYP

Auteurs : A. PUECH (FUGRO) - JP. IORIO (SAIPEM)  
S. BURLON (IFSTTAR) - M. BOULON (INPG)  
J. CANOU (ENPC)

R/15/SOL/025  
LC/13/SOL/48  
LC/14/SOL/50  
LC/14/SOL/51  
LC/14/SOL/53  
LC/14/SOL/54  
LC/14/SOL/55  
Juillet 2015

# **SOLCYP - FICHE SIGNALÉTIQUE**

**TITRE : Participation à la rédaction et la relecture des recommandations SOLCYP**

**RAPPORT N°: R/15/SOL/025**

**DATE D'ETABLISSEMENT : juillet 2015**

**AUTEUR(S) : A. PUECH - JP. IORIO - S. BURLON - M. BOULON - J. CANOU**

**ORGANISME(S) CHARGE(S) DE L'ACTION : FUGRO - SAIPEM - IFSTTAR - INPG - ENPC**

**THEME DE RATTACHEMENT : 7**

**LETTRE DE COMMANDE : LC/13/SOL/48 - LC/14/SOL/50 - LC/14/SOL/51 - LC/14/SOL/53 - LC/14/SOL/54 - LC/14/SOL/55**

# **Groupe de Travail**

Les recommandations ont été élaborées par un Groupe de Travail spécifique sous la Direction du Comité Scientifique. Elles restent à valider par un Comité de Relecture.

## ***Direction du Comité Scientifique et Technique***

A. PUECH

## ***Direction de la Rédaction***

A.PUECH et J. GARNIER

## ***Animation***

J.P. IORIO (Saipem)

## ***Membres***

M. BEN AMOR (Fugro GeoConsulting) ; M. BOULON (Professeur Emérite)  
; S. BURLON (Ifsttar) ; J. CANOU (Navier/Cermes) ; L. CARPINTEIRO  
(Socotec) ; C. DANO (Ecole Centrale de Nantes/GeM) ; A. LE KOUBY  
(Ifsttar) ; E. PALIX (EDF-EN) ; Ph. REIFFSTECK (Ifsttar)

## ***Comité de Relecture***

En cours de constitution

## ***Figures***

M. ANIC ANTIC (Terrasol)

# Sommaire

## Chapitre 1.

**INTRODUCTION..... 1**

## Chapitre 2.

**PÉRIMÈTRE ET DOMAINE D'APPLICATION..... 12**

## Chapitre 3.

**CHARGES CYCLIQUES..... 20**

## Chapitre 4.

**INTRODUCTION À LA DÉGRADATION CYCLIQUE..... 42**

## Chapitre 5.

**STRATÉGIE SOLCYP..... 87**

## Chapitre 6.

**COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGEMENTS CYCLIQUES AXIAUX..... 112**

## Chapitre 7.

**DIMENSIONNEMENT DES PIEUX SOUS CHARGES CYCLIQUES AXIALES..... 166**

## Chapitre 8.

**COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGEMENTS CYCLIQUES LATÉRAUX..... 234**

## Chapitre 9.

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES PIEUX SOUS CHARGE LATÉRALE  
CYCLIQUE..... 291**

## Chapitre 10.

**DETERMINATION DES PARAMÈTRES CYCLIQUES  
POUR LE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX..... 346**

## **ABREVIATIONS ET SYMBOLES**

### **ABREVIATIONS**

API : American Petroleum Institute

ASTM : American Society for Testing Materials

CAUc : Essai triaxial avec consolidation anisotrope (sous  $K_0$ ) et cisaillement non-drainé en compression

CAUe : Essai triaxial avec consolidation anisotrope (sous  $K_0$ ) et cisaillement non-drainé en extension

CNL : Essais à la boîte de cisaillement à contrainte normale imposée

CNS : Essai à la boîte de cisaillement à rigidité normale imposée

COFS : Centre for Offshore Foundation Systems

CPT : Essai au pénétromètre statique à pointe électrique

CPTU : Essais au piezocône

DNV : Det Norske Veritas

DSS : Essai direct de cisaillement simple

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

ICL : Imperial College London

IFP : Institut Français du Pétrole

IFSTTAR : Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux.

ISO : International Standard Organisation

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

LRFD : Load and Resistance Factor Design

NF : Norme Française

NGI : Norwegian Geotechnical Institute

PAF : Pressiomètre Auto-Foreur

PMT : Essai au pressiomètre Ménard

SOLCYP : Pieux sous SOLlicitations CYcliques

TLP : Tension Leg Platform (Plate-forme à Lignes Tendues = PLT)

TX : Essai triaxial

UWA : University of Western Australia

WSD : Working Stress Design

**SYMBOLES****SOLS**

<b>Notation</b>	<b>Unité</b>	<b>Descriptif</b>
$c'$	[Pa]	Cohésion effective
$c'_R$	[Pa]	Cohésion résiduelle
$c_u$	[Pa]	Cohésion non drainée
$C_c$	[-]	Indice de compression
$C_s$	[-]	Indice de recompression
$C_U$	[-]	Coefficient d'uniformité
$c_{uu}$	[Pa]	Cohésion d'un sol non saturé
$c_v$	[m <sup>2</sup> /s]	Coefficient de consolidation verticale
$C_\alpha$		Coefficient de consolidation secondaire (compression primaire)
$C_{as}$		Coefficient de consolidation secondaire (gonflement / recompression)
CR	[-]	ratio de compression primaire [= $C_c/(1+e_0)$ ]
$D_R$		Densité relative (%) – voir aussi $I_D$ (Indice de Densité)
$e$	[-]	Indice des vides
$e_0$		Indice des vides à la contrainte $\sigma'_{v0}$
$e_{max}$	[-]	Indice des vides maximal
$e_{min}$	[-]	Indice des vides minimal
$E$	[Pa]	Module de deformation linéaire (Module d'Young)
$E_u$	[Pa]	Module de deformation linéaire (Module d'Young) pour le cas non drainé
$E_d$	[Pa]	Module de deformation linéaire (Module d'Young) pour le cas drainé
$E_{oed}$	[Pa]	Module œdométrique
$f$	[-]	Fréquence deschargements cycliques
$g$ or $g_0$	[m/s <sup>2</sup> ]	Accélération de la pesanteur terrestre
$G$	[Pa]	Module de cisaillement
$G_0$ (ou $G_{max}$ )	[Pa]	Module de cisaillement du sol sous faible taux de distorsion
$H$	[m]	Longueur de drainage
$I_D$	[-]	Indice de densité

$I_C$	[-]	Indice de consistance
$I_L$	[-]	Indice de liquidité
$I_p$	[-]	Indice de plasticité
$K_0$	[-]	de pression des terres au repos
$k_h$	[m <sup>2</sup> ]	Perméabilité intrinsèque
$k$	[m/s]	Perméabilité de Darcy
$n$	[-]	Porosité
$M$	[-]	Module M [= 1/m <sub>v</sub> ]
$m_v$	m <sup>2</sup> /MN	Coefficient de compressibilité volumique
$N$	[-]	Nombre de cycles
$N_{\text{éq}}$	[-]	Nombre de cycles équivalent de la tempête
$N_f$	[-]	Nombre de cycles pour atteindre un des critères de rupture
OCR	[-]	Rapport de surconsolidation (ratio [= $\sigma'_p / \sigma'_{vo}$ ])
$p$	[Pa]	Pression latérale
$p'$	[Pa]	Contrainte isotrope effective [= ( $\sigma'_1 + 2\sigma'_3$ )/3] or [= ( $\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$ )/3]
$q$	[Pa]	Le déviateur des contraintes principales [= $\sigma'_1 - \sigma'_3$ ] or [= $\sigma_1 - \sigma_3$ ]
$q_{\text{cyc}}$	[Pa]	½ amplitude de chargement cyclique
$q_m$	[Pa]	Charge moyenne appliquée à l'échantillon
$q_{\text{max}}$	[Pa]	résistance maximale de l'échantillon au cisaillement
RR	[-]	ratio de recompression [= $C_s/(1+e_0)$ ]
$S_r$	[-]	Degré de saturation
$S_u$	[Pa]	Résistance au cisaillement non-drainée
$S_u^{\text{DSS}}$ :	[Pa]	Résistance au cisaillement non-drainée obtenue avec un essai direct de cisaillement simple
$S_u^{\text{C}}$ :	[Pa]	Résistance au cisaillement non-drainée obtenue avec un essai triaxial en compression
$S_u^{\text{E}}$	[Pa]	Résistance au cisaillement non-drainée obtenue avec un essai triaxial en extension
$t$	[s]	Temps
$T$	[s]	Période des cycles
$T_{\text{max}}$ :	[s]	Période du cycle maximal
$U$	[-]	Degré de consolidation
$u$	[Pa]	Pression interstitielle

$u_{cy}$	[Pa]	Pression interstitielle cyclique
$u_p$	[Pa]	Pression interstitielle permanente
$u_a$ :	[Pa]	Pression interstitielle moyenne
$w$	[-]	Teneur en eau
$w_L$	[-]	Limite de liquidité
$w_P$	[-]	Limite de plasticité
$w_R$	[-]	Limite de retrait
YSR	[-]	Ratio entre la contrainte de rupture et la contrainte initiale [= $\sigma'_{vy} / \sigma'_{vo}$ ]

$\alpha$	[-]	Coefficient rhéologique du sol
$\varepsilon$	[-]	Déformation
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	[-]	Déformations dans le plan principal
$\varepsilon_v$	[-]	Déformation volumique
$\varphi'$	[°]	Angle de frottement effectif
$\varphi'_R$	[°]	Angle de frottement résiduel
$\eta_w$	[Pa.s] [cP]	Viscosité dynamique de l'eau l'eau : $1.0019 \cdot 10^{-3}$ Pa.s à 20°C
$\lambda$	[-]	Coefficient de Lamé
$\mu$	[-]	Coefficient de Lamé
$\nu$	[-]	Coefficient de Poisson
$\nu_u$		Coefficient de Poisson pour le cas non drainé
$\nu_d$		Coefficient de Poisson pour le cas drainé
$\Omega$	[rad/s]	Vitesse angulaire de rotation de la centrifugeuse
$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Masse volumique d'un sol
$\rho_d$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Masse volumique sèche d'un sol
$\rho_s$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Masse volumique des particules
$\rho_w$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Masse volumique de l'eau : $1.0019 \cdot 10^{-3}$ Pa.s (ou cP) à 20°C
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Poids volumique d'un sol
$\gamma_d$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Poids volumique sèche d'un sol
$\gamma_s$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Poids volumique des particules
$\gamma_w$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Poids volumique de l'eau : $1.0019 \cdot 10^{-3}$ Pa.s (ou cP) à 20°C
$\gamma$	[-]	Distorsion
$\gamma_a$	[-]	Déformation moyenne de cisaillement (%)

$\gamma_{cy}$	[-]	Déformation cyclique de cisaillement (%) - quelquefois notée $\gamma_{cyc}$
$\gamma_p$	[-]	Déformation permanente de cisaillement (%)
$\sigma$	[Pa]	Contrainte totale
$\sigma_{vo}$	[Pa]	Contrainte totale verticale due au poids des terres
$\sigma_{ho}$	[Pa]	Contrainte horizontale due au poids des terres
$\sigma'$	[Pa]	Contrainte effective intergranulaire
$\sigma'_p$	[Pa]	Pression de préconsolidation
$\sigma'_v$	[Pa]	Contrainte effective verticale
$\sigma'_{vo}$	[Pa]	Contrainte effective verticale due au poids des terres
$\sigma'_{vc}$	[Pa]	Contrainte effective verticale de consolidation
$\sigma'_h$	[Pa]	Contrainte effective horizontale
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	[Pa]	Contraintes principales
$\sigma'_{ho}$	[Pa]	Contrainte effective in-situ horizontale
$\tau_0$	[Pa]	Contrainte de cisaillement initiale du sol avant l'installation de la structure
$\tau_a$	[Pa]	Contrainte de cisaillement moyenne
$\Delta\tau_a$	[Pa]	Contrainte de cisaillement moyenne additionnelle
$\tau_{cy}$	[Pa]	Contrainte de cisaillement cyclique – quelquefois notée $\tau_{cyc}$
$\tau_{f, cy}$	[Pa]	Résistance cyclique

### ESSAIS IN SITU

<b>Notation</b>	<b>Unité</b>	<b>Descriptif</b>
$B_q$	[-]	Ratio de pression intersitielle
$E_M$	[Pa]	Module pressiométrique obtenu à partir d'un essai pressiométrique MENARD
$Fr$	[-]	Coefficient de frottement latéral relative à la résistance de cone (%)
$f_s$	[Pa]	Frottement latéral mesuré sur le manchon du pénétromètre
$N_c$	[-]	Facteur de corrélation entre $q_c$ et $c_u$
$N_k$	[-]	Facteur de corrélation entre $q_n$ et $c_u$
$p_f^*$	[Pa]	Pression de fluage obtenue à partir d'un essai pressiométrique MENARD
$p_l^*$	[Pa]	Pression limite obtenue à partir d'un essai pressiométrique MENARD
$q_c$	[Pa]	Résistance pénétrométrique
$q_{c1}$	[Pa]	Résistance pénétrométrique normalisée pour une contrainte in situ effective de 100 kPa

$q_n$	[Pa]	Résistance pénétrométrique nette
$q_t$	[Pa]	Résistance pénétrométrique corrigée
$Q_t$	[-]	Résistance pénétrométrique normalisée [= $q_n/\sigma'_{vo}$ ]
$R_f$	[-]	Ratio entre le frottement et la résistance pénétrométrique (%)

COMPORTEMENT GLOBAL DES PIEUX

Notation	Unité	Descriptif
B	[m]	Diamètre du pieu
D	[m]	Longueur (Fiche) du pieu
$D_t$	-	Facteur de dégradation relatif au frottement latéral
$D_q$	-	Facteur de dégradation relatif à la résistance en pointe
$f_s$	[kPa]	Frottement latéral
$f_{s,max,i}$	[kPa]	Frottement latéral maximum mesuré au cours du cycle i
$f_{s,max,1}$	[kPa]	Frottement latéral maximum mesuré au cours du cycle 1
H	[N]	Résultantes des efforts latéraux appliqués à la fondation
$H_o$	[N]	Résistance latérale ultime de la fondation
$H_u$	[N]	Chargement horizontal limite ultime supporté par le pieu
$H_{max}$	[N]	Chargement latéral maximal
$H_m$	[N]	Chargement latéral moyen
$H_c$	[N]	½ amplitude du chargement horizontal cyclique
$H_{maxcyc}$	[N]	Chargement latéral maximal cyclique
I	[m <sup>4</sup> ]	Moment d'Inertie
IP	[m <sup>4</sup> ]	Inertie à la flexion du pieu
$k_h$	[N/m <sup>3</sup> ]	module initial de réaction du sol selon l'API
$K_R$	[N/m]	Facteur de flexibilité selon Poulos
$K_S$	[N/m]	Raideur Sécante
$l_o$	[m]	Longueur de transfert (Ménard et al., 1969)
M(z)	[N.m]	Moment fléchissant à une profondeur z
$M_o$	[N.m]	Moment résistant ultime de la fondation en rotation pure
$M_{max}$	[N.m]	Moment fléchissant maximal
$N_{int}$	[-]	Nombre de cycles à partir duquel il y a bifurcation (/changement de pente) de la droite d'ajustement des déplacements cycliques maximaux. Cette valeur est déterminée lors de la détermination des équations des droites d'ajustement

$p(z)$ :	[Pa]	Pression latérale du sol à une profondeur $z$
$p_{\text{cycle}}$	[Pa]	pour un $z$ donné, la réaction calculée à partir de l'enveloppe des courbes $p$ - $y$ cycliques pour un déplacement $y$ donné
$p_{\text{statique}}$	[Pa]	pour un $z$ donné, la réaction calculée à partir des courbes $p$ - $y$ statiques pour un déplacement $y$ donné
$q_p$	[MPa]	Résistance en pointe
$q_{p,\text{max},1}$	[MPa]	Résistance en pointe mesurée au cours du cycle 1
$q_{p,\text{max},i}$	[MPa]	Résistance en pointe mesurée au cours du cycle $i$
$Q_c$	[kN]	Capacité portante verticale en compression
$Q_t$	[kN]	Capacité portante verticale en traction
$V$	[-]	Résultantes des efforts axiaux appliqués à la fondation
$V_o$	[N]	Résistance ultime de la fondation sous sollicitation axiale
$V_u$	[N]	Chargement vertical ultime supporté par le pieu
$V_{\text{max}}$	[N]	Chargement vertical maximal
$V_m$	[N]	Chargement vertical moyen
$V_c$	[N]	$\frac{1}{2}$ amplitude de chargement vertical cyclique
$V_{\text{maxcyc}}$	[N]	Chargement latéral maximal cyclique
$y$	[m]	Déplacement local horizontal
$z$	[m]	Déplacement local axial

<b>Notation</b>	<b>Unité</b>	<b>Descriptif</b>
$\Delta_{f,i}$	--	Facteur de dégradation relatif au frottement latéral mesuré lors de la séquence cyclique
$\Delta_{q,i}$	-	Facteur de dégradation relatif à la résistance en pointe mesuré lors de la séquence cyclique
$\delta_{\text{acc}}$	[mm]	Accumulation des déplacements
$\delta_c$	[mm]	Amplitude des déplacements dans le cas des essais à force contrôlée
$\rho_c$	[mm]	Amplitude de déplacement imposée dans le cas des essais à déplacement contrôlée
$\mathcal{R}_v$	-	Rigidité axiale relative pieu-sol

## CHAPITRE 1

# Introduction

## 1. MOTIVATIONS

Le Génie Civil et le Génie Maritime sont des domaines dans lesquels les ouvrages et structures à concevoir, calculer et construire sont soumis à des actions que l'on peut qualifier de la manière la plus générale de « variables dans le temps ». Ces actions viennent s'ajouter aux actions permanentes (typiquement les forces de pesanteur).

Les actions variables peuvent avoir une influence significative sur le comportement et la stabilité des ouvrages pendant toute leur durée de vie et entraîner, sur le moyen et le long terme, des pathologies et des désordres significatifs, pouvant aller jusqu'à des dysfonctionnements importants, voire à la rupture de l'ouvrage.

L'industrie pétrolière a développé des procédures pour prendre en compte les effets des fortes houles sur les fondations des structures offshore. Elles sont explicitées dans des codes ou recommandations professionnelles (API RP 2GEO, 2011; DnV Foundations, 1992 ; ISO 19901-4, 2003). L'industrie éolienne adapte progressivement ces procédures au cas des éoliennes offshore (DnV-OS-J101, 2011, 2014; BSH, 2007, 2011).

Parallèlement et de manière surprenante, l'effet des sollicitations cycliques sur le comportement des fondations est largement ignoré dans le champ d'activité de la construction. Il existe quelques exceptions notoires comme l'étude de la liquéfaction des sols sous sollicitations sismiques, la fatigue des chaussées ou des remblais ferroviaires. Mais d'une manière générale, il n'y a pas - sur le plan national aussi bien qu'au niveau européen (CEN) ou international (ISO) - de document spécifique (norme, texte réglementaire, recommandation professionnelle) traitant explicitement des risques liés aux sollicitations cycliques et proposant une approche méthodologique pour les prendre en compte dans le dimensionnement des fondations.

L'insuffisance des méthodes usuelles de dimensionnement des fondations est de plus en plus ressentie au moment où se développent les nouveaux types de structures ou infrastructures liées aux récents développements dans le domaine de l'énergie, du transport et du génie industriel.

Ces recommandations visent à combler partiellement cette lacune technique et réglementaire, en proposant une approche méthodologique et des méthodes de calcul pour prendre en compte les effets des charges variables dans le dimensionnement des fondations sur pieux.

Elles s'appuient sur des expérimentations en laboratoire et en vraie grandeur et des modélisations conduites dans le cadre du projet SOLCYP.

## **2. LE PROJET SOLCYP**

Le programme de recherche et développement du projet SOLCYP a été mis au point dans le cadre des réflexions d'un groupe de travail émanant du Pôle de Compétence « Sols » de l'IREX, créé en 2003 et composé d'une dizaine d'experts. Il s'est concrétisé par la définition de deux volets complémentaires : un projet - dit ANR-SOLCYP - qui a obtenu un financement auprès de l'Agence Nationale de la Recherche et le label du Pôle Génie Civil Ecoconstruction et un projet - dit PN-SOLCYP - organisé sous forme de Projet National avec le soutien financier du ministère du développement durable (MEDDE). Le programme a été restreint au domaine des fondations sur pieux.

Le projet SOLCYP s'est attaché à améliorer les connaissances sur le comportement des pieux de fondations soumis à des sollicitations cycliques et à proposer des procédures permettant la prise en compte de l'effet des cycles dans le dimensionnement des ouvrages de génie civil ou maritime.

Une approche méthodologique et systématique a été développée de manière à parvenir à une compréhension approfondie des phénomènes physiques complexes régissant d'une part la réponse des sols aux sollicitations cycliques et d'autre part le comportement des pieux soumis à des sollicitations cycliques verticales ou horizontales.

Sur ces bases essentiellement expérimentales, on s'est attaché à développer des procédures de dimensionnement et des méthodes d'ingénierie dont la complexité de mise en œuvre reste compatible avec la nature des ouvrages et la sévérité des chargements cycliques.

## 2.1. Le programme ANR-SOLCYP

Le volet ANR du projet SOLCYP a démarré en Juin 2008. Initialement prévu pour une durée de 4 ans, il a été prolongé de 9 mois jusqu'à Mars 2013.

Le projet a été mené en collaboration par 9 partenaires (non compris l'IREX). Il s'agit de 6 laboratoires de recherche et 3 sociétés à caractère industriel.

### *Laboratoires ou Instituts de recherche :*

- GeM (Ecole Centrale de Nantes)
- IFSTTAR (ex LCPC)
- LGCgE (Université de Lille),
- LTDS (Ecole Centrale de Lyon)
- Navier – Géotechnique (Ecole des Ponts ParisTech)
- 3S-R (Université Grenoble-Alpes)

### *Organismes industriels :*

- EDF (Centres d'ingénierie)
- Fugro GeoConsulting SAS (Nanterre)
- Saipem SA (St Quentin-en-Yvelines)

Le contenu scientifique et technique du projet ANR-SOLCYP s'articule autour de cinq tâches :

- Caractérisation expérimentale du comportement monotone et cyclique de deux sols de référence : une argile et un sable ;
- Expérimentations sur le comportement des interfaces sol-pieu : interfaces sol-acier pour caractériser le comportement des pieux battus et interfaces sol-béton pour caractériser le comportement des pieux forés ;
- Essais en chambre d'étalonnage et en centrifugeuse pour appréhender la réponse globale du système sol-pieu sous chargements cycliques ;
- Développement de différentes approches numériques pour modéliser le comportement cyclique des pieux ;
- Proposition de procédures et méthodes de calcul pour le dimensionnement des pieux sous chargements cycliques.

Le rapport final ANR-SOLCYP de Septembre 2013 synthétise les résultats obtenus.

## **2.2. Le Projet National SOLCYP**

Le Projet National SOLCYP a été conduit en parallèle et en prolongement du programme ANR-SOLCYP sur la période 2009 – 2014.

Le PN-SOLCYP a regroupé une douzaine d’acteurs des secteurs du génie civil et de l’énergie : BOTTE FONDATIONS, EDF, EDF-EN, FRANKI FONDATION, FUGRO, IHC, MENARD, SAIPEM, SOCOTEC, SOLETANCHE-BACHY, SUBSEA7, TERRASOL, TOTAL.

Les laboratoires et instituts de recherche impliqués dans le programme ANR-SOLCYP ont été associés au PN-SOLCYP.

Le PN-SOLCYP a été soutenu financièrement par le ministère du développement durable (MEDDE) et la Fédération Nationale des Travaux Publics (FNTP). Il a été labellisé par le Pôle Ecoconstruction (Pays de la Loire) et a reçu le soutien financier de la région Pays de la Loire.

### ***2.2.1. Essais de pieux in situ sous charges axiales***

L’objectif essentiel du PN-SOLCYP était d’établir une base expérimentale de données d’essais de pieux à grande échelle pouvant servir de référence pour la validation des méthodologies développées dans le cadre du programme ANR-SOLCYP.



**Figure 1.1.** Installation de pieux battus et forés sur le site de Merville

Des essais in situ de pieux sous chargement axial ont été conduits sur deux sites expérimentaux. Le premier site est à Merville dans le Nord de la France où se rencontre près de la surface la formation d'argile des Flandres. Il s'agit d'une argile plastique Eocène, très fortement surconsolidée, et de consistance raide à très raide. Elle est de la même origine géologique que l'argile de Londres de l'autre côté de la Manche. Dix pieux ont été installés sur ce site en Mars 2011 : quatre pieux tubulaires métalliques fermés à leur base, quatre pieux forés exécutés à la tarière creuse et deux pieux dits vissés. La longueur des pieux était de 13.5m et les diamètres de respectivement 406mm pour les pieux battus et 420mm pour les pieux forés ou vissés. Les pieux étaient équipés d'extensomètres amovibles de type LCPC permettant la mesure des efforts axiaux tous les mètres. Durant les mois de Mai et Juin 2011, les pieux ont été soumis à des séries de chargements incluant des chargements statiques conventionnels (par incréments de charge maintenus une heure), des chargements monotones rapides et des chargements cycliques. Ces derniers comprenaient des essais conduisant à la rupture après un nombre limité de cycles de grande amplitude et des essais à faible amplitude

allant jusqu'à plusieurs milliers de cycles ( $N > 10\,000$ ). Tous les modes de chargement ont été appliqués : tension, compression, répétés, alternés.



**Figure 1.2.** Dispositif de chargement des pieux pour essais cycliques alternés

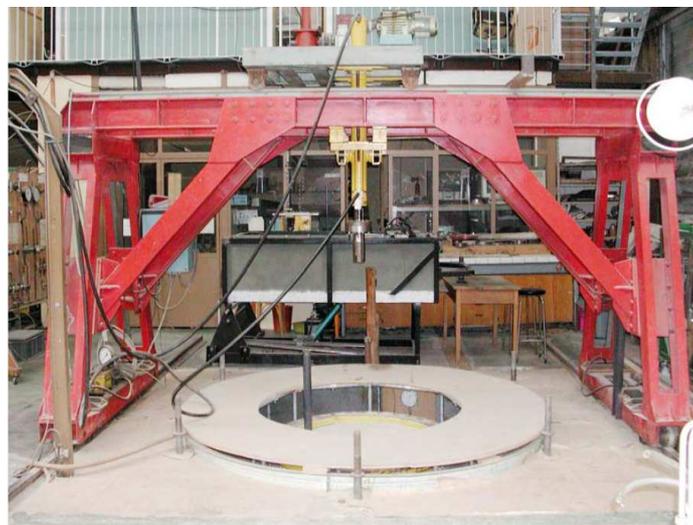
Le deuxième site était à Loon-Plage, près de Dunkerque où la formation de sables des Flandres est affleurante. Il s'agit de dépôts de sables fins d'origine post-glaciaire se trouvant dans un état essentiellement dense. L'Imperial College de Londres avait conduit dans les années 1990 des essais de chargements cycliques sur des pieux battus installés sur un site très proche, dans l'enceinte du Port de Dunkerque. La disponibilité des résultats au travers d'une collaboration SOLCYP-Imperial College a permis de réduire le nombre de pieux d'essais battus à deux. Au final on a installé sur ce site en Novembre 2011 deux pieux métalliques battus fermés à leur base de 13.5m de long et 406mm de diamètre et cinq pieux forés à la tarière creuse de 420mm de diamètre et de longueurs 8 ou 10.5m. Un programme de chargement similaire dans son esprit à celui de Merville leur a été appliqué en Mars 2012.

Les deux sites ont fait l'objet de reconnaissances géotechniques détaillées comportant de nombreux essais in situ (CPT, PMT) et carottages. Un programme important d'essais de laboratoire sur les carottes prélevées a permis de parfaitement caractériser les matériaux tant sous sollicitations monotones que cycliques.

### 2.2.2. Essais de pieux modèles sous charges axiales

Des séries d'essais en macrogravité ont été conduites sur des matériaux de référence (sable de Fontainebleau et argile Speswhite dans la grande centrifugeuse de l'IFSTTAR à Nantes). L'objectif principal était d'établir des diagrammes de stabilité cyclique pour :

- différentes conditions de sols (sables denses et moyennement denses, argiles molles et raides) ;
- différentes méthodes d'installation : forage et battage ;
- différents modes de chargement : tension, compression, cyclique répété, cyclique alterné.



**Figure 1.3.** Chambre d'étalonnage du Laboratoire 3S-R

Parallèlement, des essais de pieux modèles fortement instrumentés ont été réalisés dans la grande chambre d'étalonnage du Laboratoire 3SR de l'Université Grenoble - Alpes. Ces essais menés en collaboration avec l'Imperial College de Londres ont permis de recueillir des données de grande précision sur la mobilisation du frottement à l'interface pieu – sable et son évolution en cours de cyclage.

### 2.2.3. Essais de pieux modèles sous charges latérales

L'effet des chargements cycliques latéraux n'a été abordé que par le biais d'essais en macrogravité. Seul le comportement de pieux flexibles a été simulé dans la centrifugeuse IFSTTAR. Des séries de chargements répétés et alternés ont été conduites sur des pieux

modèles moulés dans du sable de Fontainebleau moyennement dense et dense et dans de l'argile Speswhite normalement consolidée et surconsolidée. L'objectif principal était d'étudier la dégradation de la raideur ainsi que l'évolution des déplacements du pieu et des moments de flexion sous l'effet des cycles.



**Figure 1.4.** Essai de pieu sous charge axiale dans la centrifugeuse IFSTTAR

### **2.3. Organisation du PN - SOLCYP**

Le projet national SOLCYP était piloté par l'Institut pour la Recherche et les Expérimentations en Génie Civil (IREX)

Le Président du projet était Alain PECKER (Géodynamique et Structures)

La Direction Technique était assurée par Alain PUECH (Fugro GéoConsulting SA)

Le Professeur Richard JARDINE de l'Imperial College, Londres et le Professeur Alain HOLEYMAN de l'Université Catholique de Louvain-la-Neuve ont apporté leurs conseils et expertise.

## **3. CONTENU ET NATURE DU DOCUMENT**

Le présent document a pour ambition de :

- décrire les phénomènes physiques gouvernant la réponse des pieux soumis à des sollicitations cycliques axiales ou latérales ;
- exposer la méthodologie de dimensionnement des pieux sous chargements cycliques développée dans le cadre du projet SOLCYP;

- fournir un ensemble de recommandations susceptibles de servir de base pour initier des actions prénormatives en vue de l'introduction de ces nouveaux acquis dans la normalisation nationale ou internationale.

Le document a été rédigé par un petit groupe d'experts géotechniciens impliqués dans le projet SOLCYP. Ces recommandations ne sauraient avoir de caractère normatif. Toutefois les auteurs ont veillé à ce que le contenu du document soit à la fois compatible et complémentaire avec les normes en vigueur (mentionnées en section 4) :

- dans les domaines du génie civil et du génie portuaire et maritime français ;
- dans le domaine de l'industrie offshore internationale.

Le document comporte 10 Chapitres y compris la présente Introduction.

Le Chapitre 2 définit le périmètre d'application des présentes recommandations.

Le Chapitre 3 est consacré à la caractérisation des charges cycliques et aux données requises pour évaluer leurs effets sur des fondations sur pieux.

Le Chapitre 4 pose les bases nécessaires à la compréhension des phénomènes de dégradation cyclique dans les sols et les interfaces et pour les systèmes sol-pieu.

Le Chapitre 5 présente la stratégie développée au cours du projet SOLCYP pour aborder le dimensionnement des pieux sous chargements cycliques.

Les Chapitres 6 et 8 décrivent la phénoménologie du comportement des pieux soumis à des charges cycliques respectivement axiales et latérales.

Les Chapitres 7 et 9 exposent les recommandations SOLCYP pour la conception et le dimensionnement des pieux sous charges respectivement axiales et latérales.

Le Chapitre 10 indique comment obtenir les paramètres géotechniques nécessaires au dimensionnement des pieux sous charges cycliques.

## **4. CONTEXTE REGLEMENTAIRE**

Les recommandations émises dans le présent document sont destinées à compléter la réglementation et les normes en vigueur sur un aspect particulier qui est celui de la réponse des pieux sous charges cycliques. Leur ambition est de combler certaines lacunes en apportant au concepteur/projeteur un ensemble cohérent de méthodes lui permettant d'évaluer de manière quantitative les effets des charges cycliques. Ces méthodes ont été conçues de manière à ne pas entrer en conflit avec les documents normatifs. Il s'agit notamment de :

- Eurocode 7 (NF EN 1997 et son annexe nationale NF 94 251- 1/NA)

- Eurocode 8 (NF EN 1998 et ses annexes nationales)
- Norme NF P 94 262 – Justification des ouvrages géotechniques / Fondations profondes (norme d'application nationale de l'Eurocode 7)

Les présentes recommandations sont également compatibles avec les « Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des fondations d'éoliennes » éditées sous l'égide du Comité Français de Mécanique des Sols (CFMS).

Dans le domaine des travaux offshore, pour lesquels n'existe à ce jour aucun document normatif national, on pourra se référer aux principaux documents de référence internationaux en vigueur dans l'industrie pétrolière :

- ISO 19901-4. (2003). Petroleum and Natural Gas Industries, Specific requirements for offshore structures, Part 4: Geotechnical and Foundation Design Considerations.
- API RP2GEO (2011). API Recommended Practice, Geotechnical and Foundation Design Considerations, First Edition, April 2011.
- DnV (1992), Classification Note 30-4, Foundations.

ou plus spécifiques à l'industrie éolienne :

- DnV-OS-J101 (2011, 2014). Design of Offshore Wind Turbines Structures, *DnV Offshore Standards*.
- GL Rules and Guidelines (2005): IV Industrial Services. Part 2- Guidelines for the Certification of Offshore Wind Turbines, Germanischer Lloyd, Reprint 2007.
- BSH (2007, 2011) Design of Offshore Wind Turbines.

Ces documents contiennent un certain nombre de recommandations pour le traitement de l'effet des chargements cycliques sur les fondations mais sont encore loin d'y apporter des solutions définitives, notamment en ce qui concerne les pieux. Les recommandations qui suivent pourront dans certains cas permettre de raffiner les approches traditionnellement admises en offshore. Le document français « Recommandations pour la conception et le dimensionnement des fondations d'éoliennes offshore » en cours de rédaction sous l'égide du CFMS intègre les apports du projet SOLCYP.

## 5. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### 5.1. Rapports internes (Projet SOLCYP)

Le Kouby, A., Benzaria O. et Po S. (2011). Essais de chargement – chantier Merville. Rapport Fugro et Ifsttar. N° IREX LC/11/SOL/23-19.

Le Kouby, A., Benzaria O. et Po S. (2012). Essais des chargements cycliques des pieux à Loon Plage. Rapport Fugro et Ifsttar. N° IREX LC/12/SOL/26 -29.

Puech A. et Benzaria O. (2010) Réalisation des essais de caractérisation du site de Merville. Rapport Fugro. N° IREX LC/09/SOL/04-07.

Projet ANR-SOLCYP (2013) Comportement et calcul des fondations profondes sous sollicitations cycliques, Rapport final (Septembre 2013), rédigé sous la direction de J. Canou et A. Puech. ANR 2007-PGCU-005

### 5.2. Références externes (publications et normes)

API RP2GEO (2011) API Recommended Practice, Geotechnical and Foundation Design Considerations, First Edition, April 2011.

BSH (2007, 2011) Design of Offshore Wind Turbines

DnV (1992) Classification Note 30-4, Foundations.

DnV-OS-J101 (2011, 2014) Design of Offshore Wind Turbines Structures, DnV Offshore Standards

GL Rules and Guidelines (2005): IV Industrial Services. Part 2- Guidelines for the Certification of Offshore Wind Turbines, Germanischer Lloyd, Reprint 2007.

ISO 19901-4. (2003). Petroleum and Natural Gas Industries, Specific requirements for offshore structures, Part 4: Geotechnical and Foundation Design Considerations.

NF EN 1997-1, Eurocode 7. Calcul géotechnique - Partie 1: Règles générales (P 94-251-1) avec son annexe nationale (P 94-251-2).

NF EN 1997-2, Eurocode 7. Calcul géotechnique - Partie 2 : Reconnaissance et essais géotechniques.

NF P 94-262, Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes.

NF EN 1998-1, Eurocode 8. Conception et calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.

NF EN 1998-5, Eurocode 8. Conception et calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques.

## CHAPITRE 2

# Périmètre et domaine d'application

## 1. CHARGES VARIABLES ET CHARGES CYCLIQUES

Les ouvrages sont le plus généralement soumis à des charges permanentes (typiquement les forces de pesanteur) et à des charges variables dans le temps. Ces charges sont considérées comme statiques et prises en compte dans les règlements en vigueur.

Toutefois, parmi les charges variables, certaines peuvent être qualifiées de « cycliques ». Le terme cyclique sera ici utilisé génériquement pour caractériser des actions variables qui présentent un caractère marqué de répétitivité avec un certain degré de régularité en amplitude et en période de retour. Les actions variables peuvent être classées en deux familles :

- actions environnementales telles que vent, houle, séismes, marées, fluctuations de paramètres environnementaux divers (température, pression, hauteur de nappe, ...).
- actions/sollicitations de type « industriel » ou anthropique telles que machines tournantes, presses, trafic ferroviaire, routier, aéroportuaire, circulation d'engins de manutention, vidanges/remplissage de réservoirs.

Il est précisé que l'étude des sollicitations dynamiques générant des effets inertiels n'est pas traitée dans le présent document.

Les règlements actuels, tant au niveau Européen (EUROCODE 7) qu'au niveau de ses Documents d'Application Nationale (NF P 94 262 pour les pieux) stigmatisent les effets que peuvent avoir les chargements cycliques sur les sols de fondation en termes de dégradation de la capacité portante des fondations, d'amplification des déplacements et des efforts internes ou de modifications des raideurs. Mais force est de constater que le géotechnicien ne dispose d'aucun guide susceptible de lui fournir des éléments de jugement sur la sévérité des phénomènes à attendre et sur la manière de les prendre en compte.

## 2. OUVRAGES CONCERNES

Les maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre ou entreprises sont régulièrement confrontés au problème de dimensionnement de fondations d'ouvrages ou équipements sensibles soumis à des sollicitations cycliques d'origine diverse. On peut citer de manière non exhaustive :

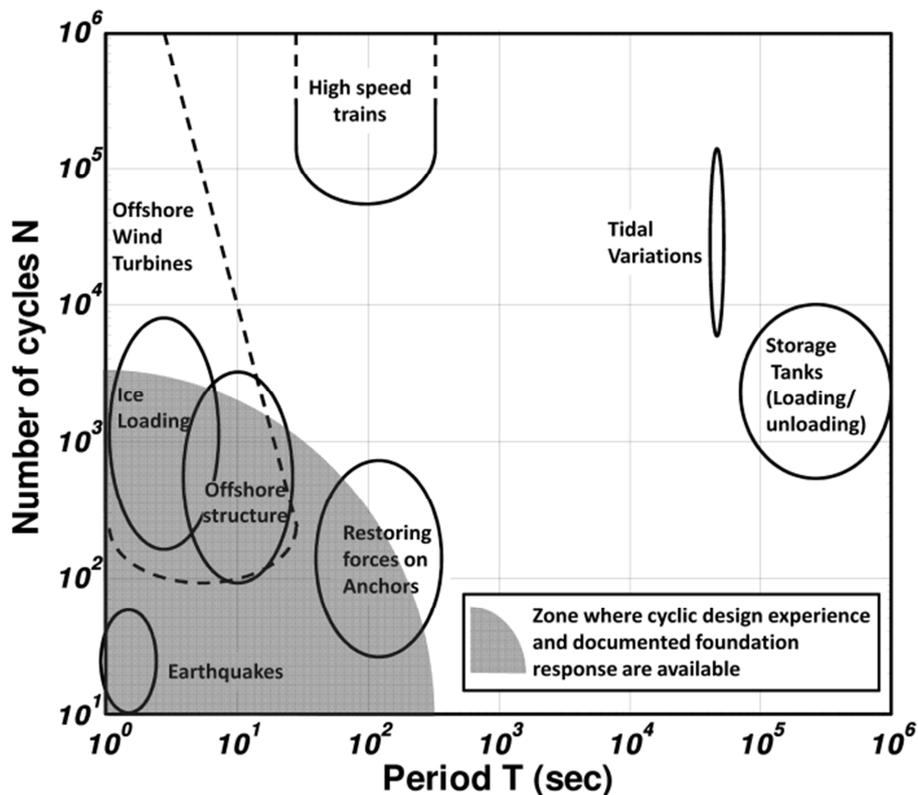
- ✓ les projets maritimes ou portuaires incluant digues, jetées, murs de quai, ouvrages d'accostage et amarrage, ducs d'Albe ;
- ✓ les terminaux de réception (ou exportation) de GNL, incluant de gros équipements lourds avec un centre de gravité élevé ;
- ✓ les structures supports légères (composant gravitaire faible) telles que par exemple : les pylônes de transport d'énergie, les éoliennes terrestres ou offshore, les cheminées, les grues à tour ;
- ✓ les bâtiments et tours de grande hauteur
- ✓ les ouvrages d'art supportant les infrastructures de transport, notamment ponts ferroviaires ;
- ✓ les projets industriels (usines pétrochimiques ou raffineries), sur lesquels sont implantées de grosses machines tournantes ou vibrantes telles que turbogénérateurs ou turbocompresseurs ;
- ✓ les réservoirs de stockage soumis à des cycles de vidange/remplissage ;
- ✓ les grosses unités de liquéfaction, incluant des colonnes élancées dont la charge au sol peut atteindre 1500 à 2000 tonnes ;
- ✓ les ancrages de grosses unités flottantes de production et stockage de produits pétroliers (projets en mer profonde) ;
- ✓ les projets liés au développement des énergies nouvelles (éoliennes, hydroliennes, panneaux solaires).

Les sollicitations cycliques induites sont :

- ✓ soit d'origine purement environnementale (action de la houle sur les ouvrages maritimes ou portuaires, ou action du vent sur les structures élancées) ;
- ✓ soit d'origine industrielle (sollicitations induites par les machines tournantes, les presses, les charges roulantes, et les charges induites par le trafic sur les infrastructures de transport) ;
- ✓ soit peuvent résulter des deux facteurs précédents conjugués : cas des éoliennes ou des hydroliennes, soumises simultanément à des actions environnementales (vent, houle, courants) et « industrielles » (rotation des pales).

Les caractéristiques des sollicitations cycliques, exprimées en termes de fréquence et de nombre de cycles, varient considérablement d'un ouvrage à l'autre.

Par exemple, les fréquences peuvent être mensuelles pour des cycles saisonniers ou hebdomadaires pour des vidanges de réservoirs tandis que les périodes de marées sont de 12 heures, les périodes de houles sont de l'ordre de quelques dizaines de secondes et les périodes de séismes de l'ordre de la seconde.



**Figure 2.1.** Périodes et nombres de cycles caractéristiques d'évènements cycliques types

La durée des évènements extrêmes et le nombre de cycles sont également très variables : un à deux jours et quelques milliers de cycles pour une tempête ; de l'ordre de une minute et quelques dizaines de cycles pour un séisme. Le trafic ferroviaire ou la rotation des pales d'une éolienne en service mettent en jeu des millions de cycles.

Les périodes et nombres de cycles caractérisant un certain nombre d'évènements cycliques typiques ont été rassemblés sur la Figure 2.1. La zone grisée recouvre le domaine pour lequel les connaissances sur le comportement des ouvrages sont les plus avancées et pour lequel des méthodologies de dimensionnement ont été développées. Le domaine des grands nombres de

cycles et des périodes longues reste totalement inexploré. Le domaine des fréquences élevées susceptibles de générer des effets inertiels n'est pas abordé dans le cadre de ces recommandations. C'est en particulier le cas des machines vibrantes de fréquences supérieures au Hertz.

D'une manière générale le document se concentre sur la prise en compte dans le dimensionnement des systèmes sol-pieu des aspects liés à la dégradation de la résistance et de la rigidité sous l'effet des cycles. Il ne traite pas des aspects liés à la fatigue des superstructures et à la prise en compte des interactions sol-structure. Cette problématique peut être particulièrement critique pour des ouvrages tels que les éoliennes offshore fondées sur monopieux dans la mesure où les périodes excitatrices (houle, pales, rotor) sont proches des périodes de résonance.

### **3. EFFETS DES CHARGEMENTS CYCLIQUES SUR LES FONDATIONS**

La réponse des sols (et donc des fondations) aux sollicitations cycliques est complexe. De nombreux phénomènes sont intuitivement associés à l'effet des cycles tels que :

- La dégradation de la résistance au cisaillement qui peut réduire la capacité portante ;
- La génération de pressions interstitielles qui a pour conséquence de réduire les contraintes effectives et peut conduire au phénomène de liquéfaction ;
- La variation de résistance au cisaillement des argiles avec la vitesse de cisaillement ;
- Les phénomènes de fluage ou « fatigue » des sols et des interfaces sous grand nombre de cycles qui peuvent accroître les déplacements à long terme.

La pertinence et l'importance de ces différents effets sont éminemment liées aux propriétés mécaniques des matériaux (sols de fondation et éléments d'interface entre le sol et l'ouvrage).

En particulier :

- La perméabilité du matériau conditionne – pour une géométrie et des caractéristiques de chargement données - la nature drainée ou non drainée de la réponse du sol ;
- Le degré de surconsolidation des argiles et leur plasticité influent sur leur aptitude à la dégradation ;
- La densité des sables conditionne – pour un niveau de sollicitation donné – la réponse contractante ou dilatante du milieu.

Ces différents aspects seront évoqués tout au long des Chapitres 4, 6 et 8.

Sans entrer à ce stade dans les études phénoménologiques, on peut dresser avec Andersen et al, 2013 la liste des études et vérifications indispensables qui doivent être menées en vue du dimensionnement des fondations sous chargements cycliques :

- 1- s'assurer que la capacité de la fondation est suffisante ;
- 2- vérifier que les déplacements cycliques et les efforts internes sont acceptables ;
- 3- fournir les matrices de raideur nécessaires aux analyses d'interaction sol-structure ;
- 4- évaluer les tassements à long terme générés par les déformations cycliques permanentes et vérifier qu'ils sont tolérables ;
- 5- prendre en considération les mouvements susceptibles de se développer après l'évènement cyclique considéré du fait de la dissipation des pressions interstitielles ou sous forme de fluage ;
- 6- estimer les contraintes aux interfaces sol- structure et leur évolution tout au long de la vie de l'ouvrage.

Les recommandations présentées aux Chapitres 6 et 8 entendent fournir au géotechnicien des éléments pour répondre à ces exigences.

L'effet des chargements cycliques sur le matériau constitutif du pieu (acier, béton) n'est pas traité dans le cadre de ces recommandations.

#### **4. TYPES DE PIEUX**

Le projet SOLCYP ne pouvait pas pour des raisons à la fois financière et de durée s'intéresser à l'effet des chargements cycliques sur l'ensemble des fondations les plus couramment utilisées dans le domaine du génie civil et maritime. Le groupe de travail en charge de la définition du Projet National a estimé que la priorité devait être donnée aux fondations sur pieux.

Le programme expérimental du projet SOLCYP a concerné essentiellement les pieux sous chargement cyclique axial avec l'ensemble des moyens d'études décrits au Chapitre 2, section 2.2. L'étude expérimentale des pieux sous chargement cyclique latéral n'a été abordée que par le biais d'essais en centrifugeuse sur des modèles simulant des pieux flexibles.

Les pieux concernés par les présentes recommandations correspondent aux classes 1 et 2 pour les pieux forés, classes 3 à 6 pour les pieux à refoulement de sol relevant de la norme NF P 94 262. En revanche, en l'absence de données expérimentales disponibles, les classes 1bis et 8

(micropieux), 6 (profilés H) et 7 (palplanches) ne sont pas couvertes par les présentes recommandations.

Pour les pieux métalliques tubulaires ouverts mis en place par battage (classe 5) les recommandations sont valables pour des diamètres compris entre 300mm et 2 690 mm (limite actuelle des applications offshore pour des pieux longs).

Le comportement latéral des monopieux utilisés pour certains types d'éoliennes offshore n'est que partiellement couvert par les présentes recommandations. Il s'agit de pieux de très grand diamètre ( $D > 5\text{m}$ ) et relativement faible élancement qui ont un comportement rigide. Un projet de recherche spécifique (projet PISA) a été initié en 2014 sur un site d'argile surconsolidée et sur un site de sable (Byrne et al., 2015a,b). Il s'agit respectivement des sites de Cowden au Royaume Uni et de Dunkerque en France qui sont référencés et décrits au Chapitre 5. Les résultats ne sont pas disponibles au moment de la parution de ce document.

## 5. TYPES DE SOLS

Les expérimentations menées dans le cadre du projet SOLCYP tant in situ qu'en laboratoire ont été limitées aux matériaux de référence de la mécanique des sols : sables siliceux et argiles. Les informations recueillies dans la bibliographie internationale (Chapitres 5 et 7) suggèrent que le comportement fondamental des pieux soumis à des chargements cycliques et l'ensemble de la méthodologie SOLCYP peuvent être validés pour la palette des sols usuels présentant des comportements intermédiaires entre sables et argiles (granulométries intermédiaires, mélanges).

Il existe en revanche des matériaux dont le comportement est considéré comme déviant par rapport aux sols de référence. Ces matériaux, quelquefois qualifiés de « matériaux à problèmes » (ISO 19901-8) incluent notamment les sols très compressibles (sables carbonatés, matériaux d'origine volcanique), les craies et les roches tendres carbonatées. L'extension de la validité des résultats obtenus à ces matériaux ne peut être faite sans justification expérimentale préalable.

Dans tous les cas le jugement de l'ingénieur géotechnicien devra s'exercer.

## 6. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### 6.1. Rapports internes (Projet national SOLCYP)

### 6.2. Références externes (publications et normes)

Andersen K., Puech A. and Jardine R. (2013) *Guidance for obtaining soil parameters for design of foundations under cyclic loading*. Proceedings TC 209 Workshop, 18 ICSMGE, Paris, 2-5 September 2013

Byrne B.W., McAdam R., Burd H.J., Houlsby G.T., Martin C.M., Zdravkovic L., Taborda D.M.G., Potts D.M., Jardine R.J., Sideri M., Schroeder F.C., Gavin K., Doherty P., Igoe D., Muir Wood A., Kallehave D. and Skov Gretlund J. (2015) *New design methods for large diameter piles under lateral loading for offshore wind applications*. International Symposium Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG III, Oslo, Norway.

Byrne B.W., McAdam R., Burd H.J., Houlsby G.T., Martin C.M., Zdravkovic L., Taborda D.M.G., Potts D.M., Jardine R.J., Sideri M., Schroeder F.C., Gavin K., Doherty P., Igoe D., Muir Wood A., Kallehave D. and Skov Gretlund J. (2015) *Field testing of large diameter piles under lateral loading for offshore wind applications*. Proceedings 16th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ECSMGE) Edinburgh, UK.

ISO/DIS 19901-8 « Petroleum and natural gas industries - Specific requirements for offshore structures - Part 8 : Marine soil investigations »

NF P 94-262, Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes.

## CHAPITRE 3

# Charges cycliques

### 1. GENERALITES

Tous les pieux de fondations sont soumis à un certain degré de chargement variable ou cyclique, depuis le pieu de bâtiment réagissant à des variations quotidiennes ou saisonnières modérées de température jusqu'au pieu de fondation de structures océaniques devant résister à de violents cyclones.

L'impact du chargement cyclique dépend des charges appliquées et des interactions entre le sol, la fondation et la structure. Si, pour les évènements météo-océaniques, la période des cycles appliqués au pieu varie assez peu (de la dizaine à la centaine de secondes), la Figure 2.1. montre que la gamme des périodes d'évènements susceptibles d'engendrer des chargements cycliques est vaste : de quelques secondes pour les séismes à quelques mois pour les variations saisonnières (températures, humidité).

Dans certains cas, il convient de considérer simultanément les effets liés à plusieurs évènements de période différente. C'est le cas des éoliennes marines qui sont soumises aux cycles générés par l'action du vent et par l'action de la houle et également par les fréquences de rotation du rotor et des pales. Une autre cause de sollicitation multimodale peut être la combinaison d'une fréquence d'excitation externe et de mouvements induits résultant de la structure résonant à une fréquence déterminée par son poids et sa rigidité propres. Andersen et al., 2013 citent le cas des fondations du pont de Great Belt au Danemark: l'impact sur les piles des paquets de glace flottants et se brisant généraient des cycles de charge avec des périodes de l'ordre de 10 secondes mais ces impacts provoquaient des vibrations importantes des piles à plus haute fréquence, de l'ordre du Hertz.

Pour les monopieux des éoliennes marines, ce sont les millions de cycles imposés par la rotation des pales qui peuvent provoquer des rotations significatives de la fondation susceptibles de dépasser les tolérances opérationnelles ou d'affecter la rigidité des fondations et ainsi la fréquence propre de la structure et sa résistance à la fatigue.

Pour les jackets conventionnels des installations pétrolières, ce sont essentiellement les pertes de capacité axiale sous les vagues extrêmes qui doivent être prises en considération. Les caractéristiques météo-océaniques varient largement d'une région à l'autre. Jardine et al., 2012 rappellent que les vagues extrêmes n'excèdent pas 6m en Afrique de l'Ouest mais peuvent

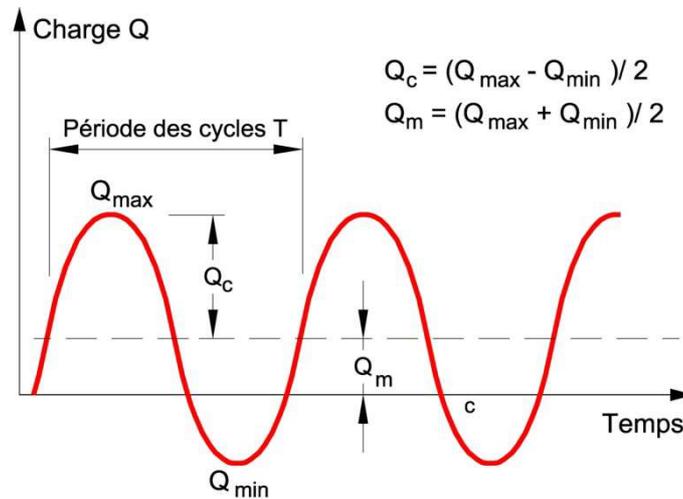
atteindre 30 à 35m dans le Nord de la Norvège ou sur les marges Atlantiques du Nord de l'Ecosse. Les mêmes auteurs soulignent la grande variabilité du rapport  $Q_c/Q_m$  de la charge cyclique à la charge moyenne et donnent des exemples de jackets où ce rapport, selon la profondeur d'eau, la zone géographique et le niveau de charges permanentes, est compris entre 0,3 et 35.

La complexité des critères liés à la caractérisation des chargements cycliques est bien connue des concepteurs d'ouvrages offshore. Dans le domaine du pétrole et du gaz, on peut considérer qu'une certaine maîtrise du dimensionnement des pieux de fondations de structures fixes ou d'ancrages de structures flottantes existe, au moins dans la plage des paramètres concernés (périodes de l'ordre 10 à 100 secondes, nombre de cycles n'excédant pas quelques milliers). L'industrie éolienne complète le savoir-faire en l'adaptant à ses propres besoins (solicitations multimodales, très grands nombre de cycles, grande sensibilité aux déformations, pieux de très gros diamètres en offshore,...).

En revanche, dans le domaine du génie civil et même du génie portuaire, les acteurs de la construction ne sont pas suffisamment sensibilisés. Il est commun dans les travaux de bâtiment et de génie civil de caractériser simplement les charges par les valeurs extrêmes associées aux combinaisons réglementaires (en service, en condition extrême, en condition accidentelle). Ce type d'approche est insuffisant pour permettre d'appréhender l'effet de chargements cycliques sur la fondation. De plus amples indications seront données dans la procédure SOLCYP exposée au Chapitre 5 (Section 6 : Caractérisation complète des chargements cycliques).

## 2. CARACTERISATION DES CHARGEMENTS CYCLIQUES

### 2.1. Chargements réguliers: définitions



Dans le cas idéal de chargements cycliques d'amplitude constante et de période constante (dits chargements réguliers), il est aisé de caractériser le chargement par les quantités ci-après (Figure 3.1.):

- $Q_m$  : charge moyenne ou composante moyenne de la charge cyclique ;
- $Q_c$  : composante cyclique ou demi-amplitude de la charge cyclique ;
- $Q_{\min}$  : charge cyclique minimum ( $Q_{\min} = Q_m - Q_c$ ) ;
- $Q_{\max}$  : charge cyclique maximale ( $Q_{\max} = Q_m + Q_c$ ) ;
- $T$  : période des cycles ( $T = 1/f$  avec  $f$ =fréquence des cycles) ;
- $N$  : nombre de cycles.

On distingue :

- les chargements répétés (en anglais "one-way") pour lesquels  $Q_c < Q_m$  ;
- les chargements alternés (en anglais "two-way") pour lesquels  $Q_c > Q_m$ .

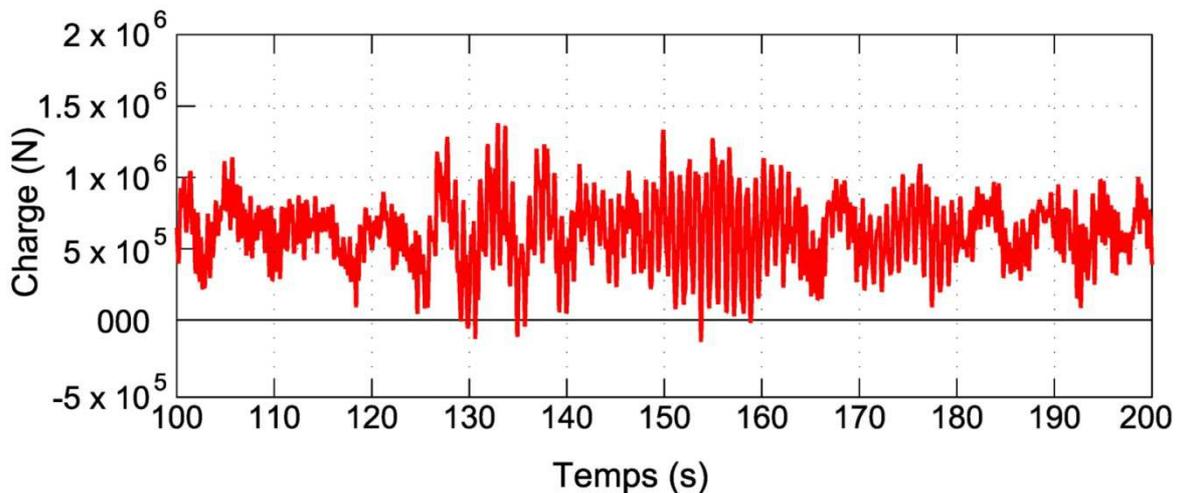
La notation  $Q$  est utilisée pour des charges indifférenciées. Pour les charges latérales elle sera remplacée par la notation  $H$  et pour les charges verticales par la notation  $V$ .

### 2.2. Chargement cyclique d'échantillons de sols en laboratoire

L'analogie avec la définition des paramètres de chargement cyclique d'échantillons soumis à des séries de cycles en laboratoire est immédiate (la charge  $Q$  et la contrainte de cisaillement appliquée  $\tau$  jouant des rôles identiques). La pratique des essais cycliques en laboratoire montre que la réponse d'un échantillon de sol peut être caractérisée par :

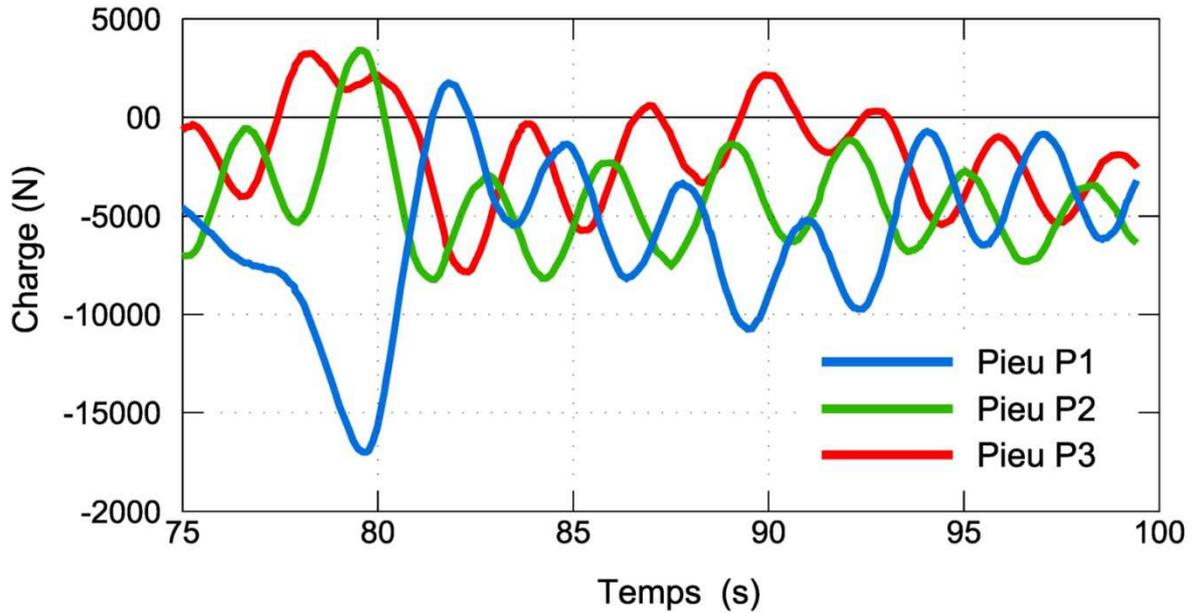
- la contrainte de cisaillement moyenne  $\tau_m$  et l'amplitude du cisaillement cyclique  $\tau_c$  : ces deux paramètres affectent différemment l'évolution des déformations permanentes et cycliques ;
- la fréquence du chargement  $f$  (ou la période  $T$ ) : ce paramètre conditionne la nature de la réponse drainée ou non drainée du matériau en relation avec ses caractéristiques de compressibilité et de perméabilité ;
- la vitesse de chargement : ce paramètre a un impact direct sur la résistance au cisaillement non drainée des argiles. Des périodes de repos entre cycles ou séries de cycles peuvent permettre un drainage partiel ou total de l'échantillon avec dissipation des pressions interstitielles provoquées par le cisaillement répété du matériau.
- le nombre de cycles  $N$  : le nombre de cycles caractérisant un évènement cyclique peut varier de quelques cycles à plusieurs milliers ou millions de cycles (Figure 2.1.).

### 2.3. Chargement cyclique réel



**Figure 3.2.** Exemple de chargement induit en tête d'un monopieu par une turbine éolienne en opération (calculé)

Les figures 3.2. et 3.3. montrent des exemples de chargements cycliques calculés transmis aux fondations par des turbines éoliennes offshore. L'exemple de la Figure 3.2. se rapporte à un chargement opérationnel dominé par les conditions de vent. La Figure 3.3. concerne un chargement extrême dominé par la houle. Les séquences simulées ici sont de courtes durées (200s et 100s, respectivement).



**Figure 3.3.** Charges axiales extrêmes transmises à la tête des 3 pieux de fondation d’une éolienne offshore Structure tripode - Vague avec une période de retour de 50 ans

### 3. PRISE EN COMPTE D’UN CHARGEMENT CYCLIQUE REEL DANS LE DIMENSIONNEMENT

#### 3.1. Principe et définitions

Les histogrammes des charges mesurées ou calculées en tête des pieux sont le plus souvent composés de successions de charges d’amplitude non régulière et présentant une distribution relativement aléatoire dans le temps (Fig. 3.2. et 3.3.). En revanche, comme on vient de le voir, les essais de laboratoire destinés à appréhender la phénoménologie du comportement des sols sous sollicitations cycliques sont nécessairement réalisés sur des séries de cycles réguliers (amplitude et fréquence maintenues constantes tout au long de la série).

Lors du dimensionnement, une étape clé consiste alors à convertir le chargement réel aléatoire en un chargement idéalisé régulier. Les méthodes de comptage de cycles, dérivées des analyses de type “rainflow” ou “en cascade”, sont largement utilisées, notamment dans le domaine des analyses de fatigue du métal, pour transformer des histogrammes de charges réelles en séries idéalisées de cycles d’amplitude et fréquence constantes (*e.g.* ASTM E 1049-85 et NF A03-406). Cet aspect est précisé en section 3.2.

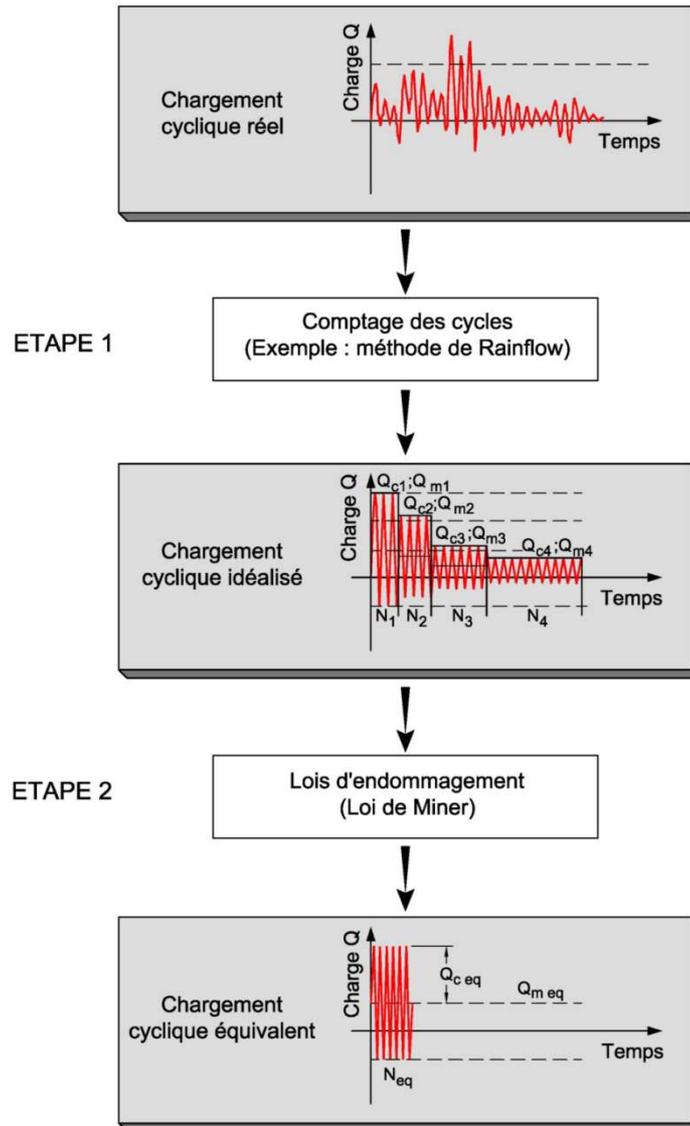
L'utilisation des méthodes de comptage pour l'analyse des problèmes de la réponse des fondations d'éoliennes offshore est actuellement recommandée par certains règlements (notamment BSH, 2011).

Pour les métaux, on applique ensuite le concept de cumul d'endommagement de Miner (Downing, and Socie, 1982) pour dériver des chargements cycliques équivalents à partir des courbes de fatigue de Wölher (souvent appelées courbes S-N) obtenues en représentant le nombre de cycles à la rupture d'échantillons soumis à des séries de cycles d'amplitudes de contraintes constantes.

La principale limitation dans l'usage des procédures actuelles de traitement des cycles réside dans l'incertitude sur la validité de l'hypothèse de Miner dans le cas des sols : indépendance de l'ordre d'application des séries de cycles et de la fréquence. On connaît mal les effets de la fréquence et de l'histoire des chargements sur les réponses en stabilité et déformations des fondations en général. Des procédures analytiques ont été développées pour définir le nombre de cycles équivalent à la rupture dans certaines applications géotechniques. Elles sont évoquées en section 3.3.2.

Afin d'éviter toute confusion sur les termes, on parlera de chargement « idéalisé » pour définir un chargement en séries de cycles d'amplitudes constantes déterminé en appliquant une méthode de comptage sur le chargement réel, et de chargement « équivalent » pour un chargement donnant le même endommagement du matériau que le chargement réel. Dans le processus de dimensionnement des fondations, la prise en compte des chargements cycliques cumule les deux étapes, comme schématisée sur la Figure 3.4.

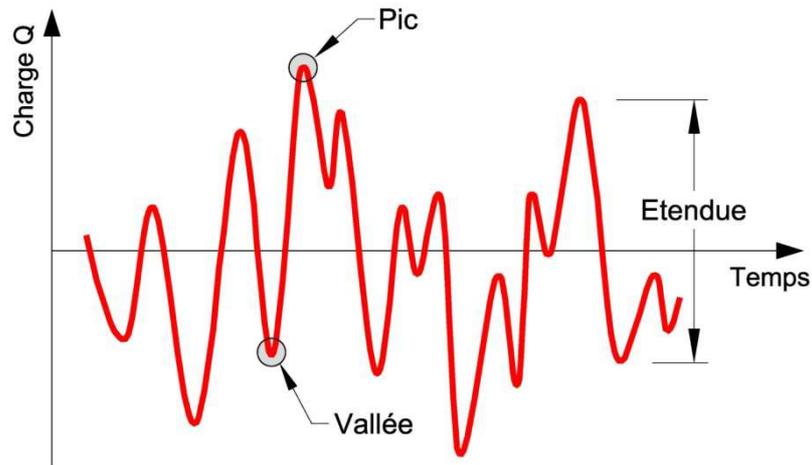
- étape 1 : la transformation du chargement aléatoire en un chargement idéalisé par une méthode de comptage ;
- étape 2 : la détermination d'un chargement équivalent à partir du chargement idéalisé en utilisant les lois d'endommagement au sens de Miner.



**Figure 3.4.** Prise en compte d'un chargement cyclique dans le dimensionnement des fondations

### 3.2. Méthodes de comptage

Une méthode de comptage est une méthode qui permet de recenser un évènement statistique dans une histoire aléatoire de chargement. Cet évènement peut être par exemple un pic, une vallée, une étendue ou le dépassement d'une charge donnée (Figure 3.5.).



**Figure 3.5.** Définitions pour un chargement cyclique réel

Il existe différentes méthodes de comptage aboutissant à des résultats sensiblement différents, la définition d'un cycle différant en effet selon la méthode de comptage utilisée. On distingue des méthodes simples telles que le comptage de pics, des dépassements de niveaux ou d'étendues, et des méthodes plus complexes telles que la méthode de comptage des cycles dite « Rainflow » en Anglais et que l'on peut traduire par « en cascade » en Français. Plusieurs variantes existent pour chaque méthode. Les algorithmes de comptage ont été normalisés dans les normes françaises NF A03-406 et américaines ASTM E 1049-85. Pour plus de détails, le lecteur pourra se reporter aux documents cités et au rapport SOLCYP (Khemakhem, 2012) où les différentes méthodes de comptage sont discutées.

Un logiciel dédié - dénommé « Cascade » - a été développé dans le cadre du projet SOLCYP (Héricher, 2012). Il permet de transformer toute série aléatoire en une somme de séries ordonnées de cycles à période et amplitude constante (Figure 3.6.).

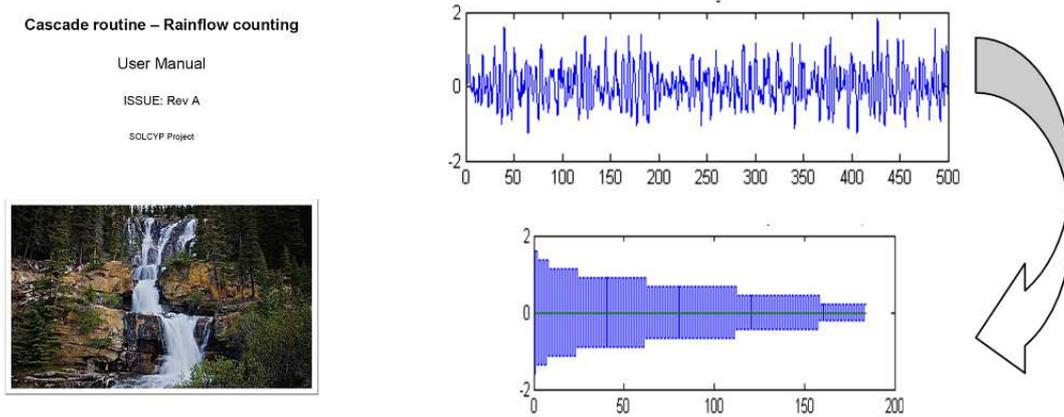


Figure 3.6. Exemple de signal brut et traité par Cascade

### 3.3. Lois d'endommagement

#### 3.3.1. Loi de Miner

L'idéalisation des chargements cycliques par méthodes de comptage est compatible avec la loi d'endommagement de Miner (1945) largement utilisée en mécanique des matériaux.

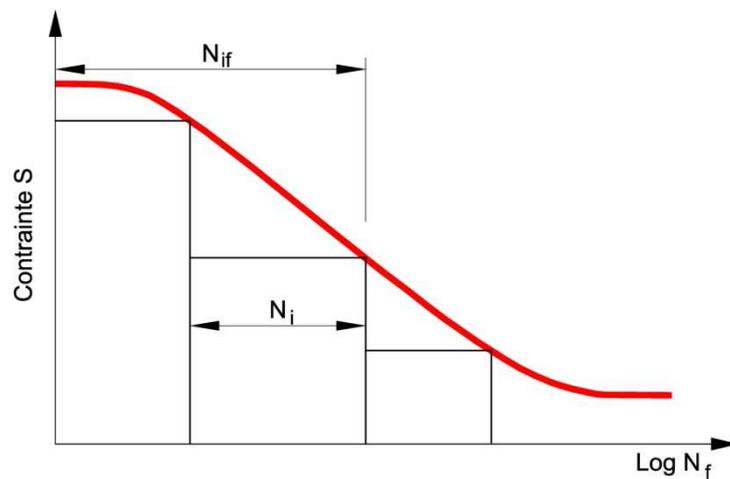


Figure 3.7. Courbe qualitative de Wöhler ou courbe S-N pour un matériau donné et application de la loi de Miner pour une série de cycles  
(S est la contrainte et  $N_f$  nombre de cycles correspondant à la rupture)

La loi de Miner s'appuie sur la courbe de Wöhler (ou courbe S-N) qui traduit la résistance à la fatigue des matériaux (Figure 3.7.). La courbe S-N est obtenue de manière expérimentale et

permet de déterminer pour un matériau donné le nombre de cycles à la rupture  $N_f$  pour un chargement cyclique défini par une amplitude de contrainte constante  $S$ . La fatigue ou la quantité d'endommagement  $D_s$  d'un matériau est ainsi défini par le rapport suivant :

$$D_s = \frac{N}{N_f}$$

où

$N$  : le nombre de cycles appliqué ;

$N_f$  : le nombre de cycles admissible ;

En particulier si la rupture du matériau se produit alors  $D_s=1$  et  $N=N_f$ .

Supposons que le matériau soit soumis à une séquence de cycles décomposée en séries idéalisées où chaque série est définie par un nombre de cycles  $N_i$  et une amplitude constante  $S_i$ . De la même manière, le nombre de cycles admissible  $N_{if}$  est déduit à partir de la courbe S-N (Figure 3.7.) et la quantité d'endommagement  $D_{si}$  est donnée par le rapport suivant :

$$D_{si} = \frac{N_i}{N_{if}}$$

Miner stipule que la rupture est atteinte dans le matériau sous le chargement réel lorsque l'endommagement total obtenu en cumulant les fractions d'endommagement des différentes séries vaut l'unité :

$$D_s = \sum_i D_{si} = \sum_i \frac{N_i}{N_{if}} = 1$$

L'endommagement subi par un matériau est ainsi proportionnel au niveau de la contrainte et indépendant de l'ordre de l'apparition des séries pour une séquence de chargement donné.

### 3.3.2. Applications de la loi de Miner aux sols

Une variante de la loi de Miner, appelée la méthode des cycles équivalents uniformes, a été développée par Lee & Chan (1972) pour estimer l'endommagement d'un matériau soumis à un chargement cyclique irrégulier dans le cas des analyses sismiques.

Cette méthode permet de définir un nombre de cycles équivalents  $N_{eq}$  pour une amplitude de référence constante  $S_{ref}$  en se basant sur la courbe de Wöhler d'un matériau donné. Dans ce

contexte, le terme « équivalent » signifie que le chargement « réel » et le chargement « idéalisé » causent le même taux d'endommagement. Ainsi le taux d'endommagement  $D$  s'exprime comme suit :

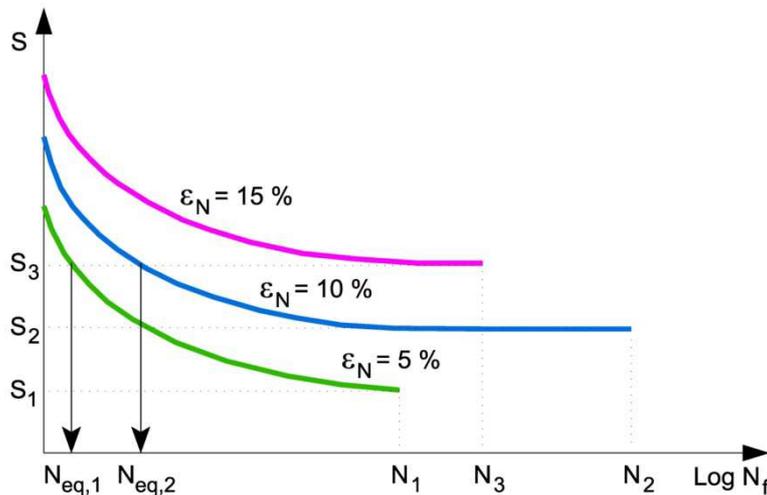
$$\frac{N_{eq}(S_{ref})}{N_{ref,f}} = D = \sum_i \frac{N_i}{N_{if}}$$

avec

$N_{eq}(S_{ref})$  : nombre de cycles équivalents pour une amplitude de référence constante  $S_{ref}$  ;

$N_{ref,f}$  : nombre de cycles admissible (de rupture) correspondant à la contrainte de référence  $S_{ref}$  et déterminé à partir de la courbe de Wöhler.

L'intérêt de la méthode des cycles équivalents uniformes est qu'elle soit transposable aux sols et/ou aux interactions sol-structure, et ceci en utilisant des courbes équivalentes à celles de Wöhler et plus appropriées pour analyser les déformations dans le sol. Au lieu d'une unique courbe de résistance à la fatigue, on définit des courbes iso-valeurs de déformation cumulée pour différents taux de déformation (par exemple  $\epsilon_N = 5, 10$  et  $15\%$ ). La déformation totale causée par un chargement irrégulier peut être ainsi prédite en utilisant le même concept de cycles uniformes équivalents.



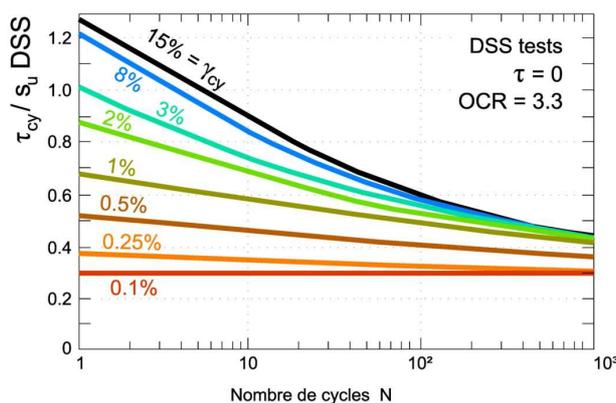
**Figure 3.8.** Méthode des cycles uniformes équivalents (Peralta, 2010)

Un exemple est illustré sur la Figure 3.8. Supposons que le sol soit sollicité par un chargement cyclique réel converti en un chargement idéalisé composé de trois séries définies successivement par  $(S_1, N_1)$ ,  $(S_2, N_2)$  et  $(S_3, N_3)$  où  $S_i$  est l'amplitude des cycles et  $N_i$  le nombre de cycles pour chaque série. La déformation totale due au chargement réel peut être

déterminée graphiquement en exprimant successivement chaque série ( $S_i$ ,  $N_i$ ) en fonction d'une amplitude de référence  $S_{ref}$  et d'un nombre de cycles équivalents  $N_{eq,i}$ . Supposons que la contrainte de référence est  $S_3$  ( $S_{ref} = S_3$ ). La déformation totale  $\epsilon_{N,ref}$  peut ainsi être exprimée en fonction de la contrainte de référence  $S_3$  et les cycles  $N_3$ ,  $N_{eq,1}$  et  $N_{eq,2}$ , où  $N_{eq,i}$  est le nombre de cycles équivalent pour l'amplitude de référence  $S_{ref}$  et correspondant à  $S_i$ . Mathématiquement,  $N_{eq,i}$  peut être déterminé en égalisant les deux équations des courbes des déformations pour les deux amplitudes, par exemple  $S_1$  et  $S_3$  avec leur nombre de cycles correspondant (c'est-à-dire  $N_1$  et  $N_{eq,1}$  respectivement) et résoudre l'équation à une seule inconnue  $N_{eq,1}$ .

Andersen et al. (1988) s'appuient sur le même principe pour proposer une procédure d'accumulation de l'endommagement des sols en fonction du nombre de cycles en se basant sur les courbes d'iso-contours d'un paramètre de mémoire pour les sols : distorsion pour les argiles ou surpression interstitielle pour les sables. Ces procédures sont largement utilisées en géotechnique offshore pour le dimensionnement des fondations d'embases gravitaires ou d'ancres à succion.

Un exemple de diagramme d'iso-valeurs de déformations est présenté sur la Figure 3.9. Le diagramme contour est construit en reportant pour chaque essai cyclique, le nombre de cycles nécessaire pour générer un taux de déformation  $\gamma_{cy}$  sous une contrainte constant cyclique  $\tau_{cy}$ . La déformation cyclique peut être remplacée par la pression interstitielle générée.

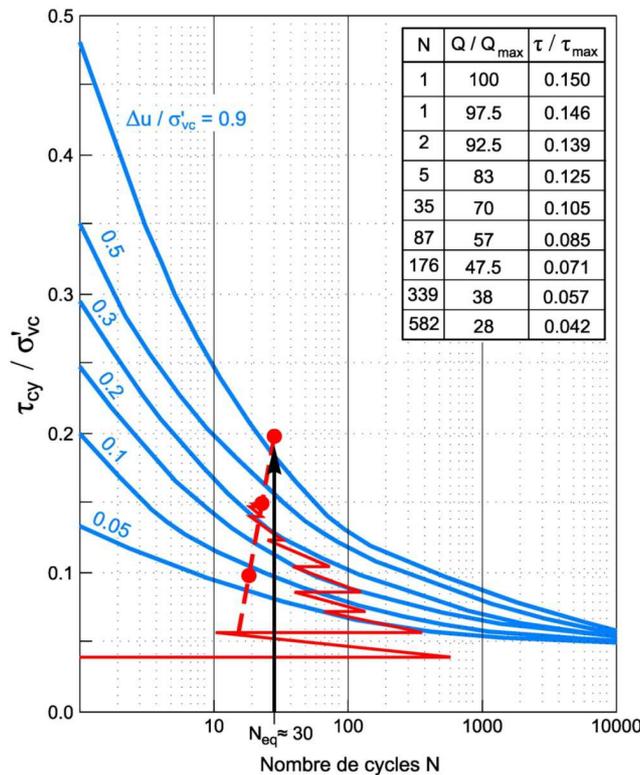


**Figure 3.9.** Diagramme contour de distorsions sur l'argile de Drammen (Andersen et al. 2013)

La procédure d'accumulation développée par Andersen et al. (1988), est illustrée sur la Figure 3.10 où le chargement induit par une tempête est idéalisé en série de cycles d'intensité croissante par rapport à la vague maximale  $F_{max}$ . Les taux de chargement  $F/F_{max}$  sont convertis en valeurs équivalentes de  $\tau/\tau_{max}$ . La procédure d'accumulation est itérative :

- la première étape consiste à placer sur le diagramme contour le point correspondant à la série ayant le taux de cisaillement le plus bas ( $\tau/\tau_{max} = 0,042$ ) et le nombre de cycles le plus important (582 cycles). Un taux de surpression interstitielle  $\Delta u/\sigma'_{vc}$  de 0,04 est engendré par cette série ;
- le taux de cisaillement de la série suivante est de 0,057. Sous ce taux, il faudrait 120 cycles pour générer le même taux de surpression interstitielle de 0,04. L'effet de ces 120 cycles est rajouté à celui des 339 cycles de la série considérée, ce qui conduit à un taux de surpression interstitielle de 0,05.

On réitère cette procédure jusqu'à la fin de la tempête. Pour l'exemple illustré, le taux de surpression final est de 0,9. Sous la contrainte maximale correspondant à la vague maximale ( $\tau/\tau_{max} = 0,150$ ), il faudrait 30 cycles pour générer le même taux de surpression interstitielle. Cette quantité correspond au nombre de cycles équivalents ( $N_{eq}=30$ ).



**Figure 3.10.** Exemple de la procédure d'accumulation de pression interstitielle (Andersen et al., 2013)

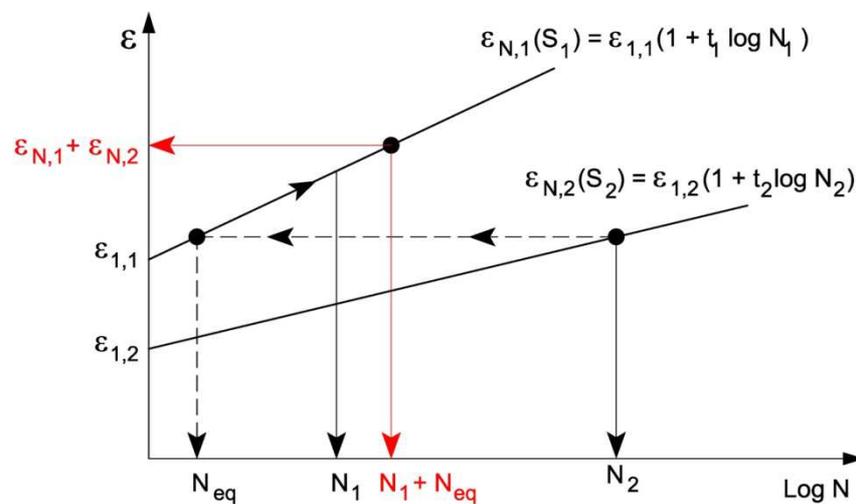
Une variante consiste à exprimer la déformation en fonction du nombre de cycles ( $\log N$ ) pour différentes valeurs de la contrainte cyclique appliquée (Figure 3.11.). L'accumulation des déformations du sol en fonction du nombre de cycles peut le plus souvent s'exprimer sous la forme :

$$\varepsilon_N = \varepsilon_1(1 + t \log N)$$

avec :

$t$  : la vitesse de la variation de la déformation permanente en fonction du nombre de cycles ;

$\varepsilon_1$  : la déformation permanente qui se produit pendant le premier cycle.



**Figure 3.11.** Loi de superposition des déformations (Stewart, 1986)

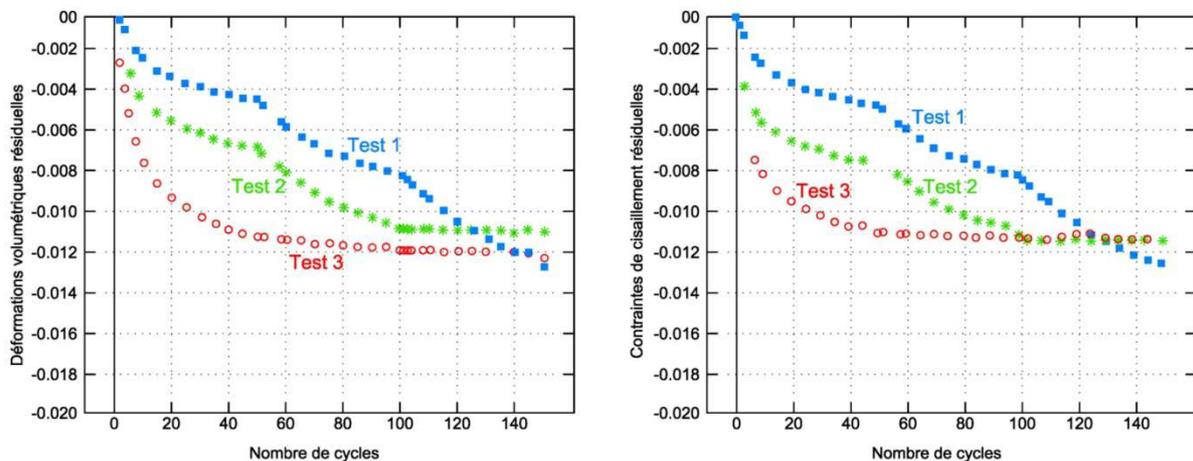
Cette approche a été utilisée notamment par Stewart (1986) pour étudier le comportement de matériaux de ballasts puis par Lin et Liao (1999) et Peralta (2010) pour étudier l'accumulation du déplacement d'un pieu dans un sable chargé latéralement en tête.

Les deux paramètres  $t$  et  $\varepsilon_1$  sont deux constantes empiriques qui ont été déterminées soit à partir d'essais cycliques drainés en laboratoire soit à partir d'essais de pieux in situ. Les travaux de Lin et Liao (1999) sont décrits au Chapitre 8. Les résultats des essais de Peralta (2010) sont illustrés dans la section suivante.

### 3.3.3. Applicabilité des lois d'endommagement aux sols

Plusieurs travaux se sont intéressés à l'applicabilité des lois d'endommagement aux sols et en particulier à l'effet de l'ordre d'application des cycles sur la réponse des sols.

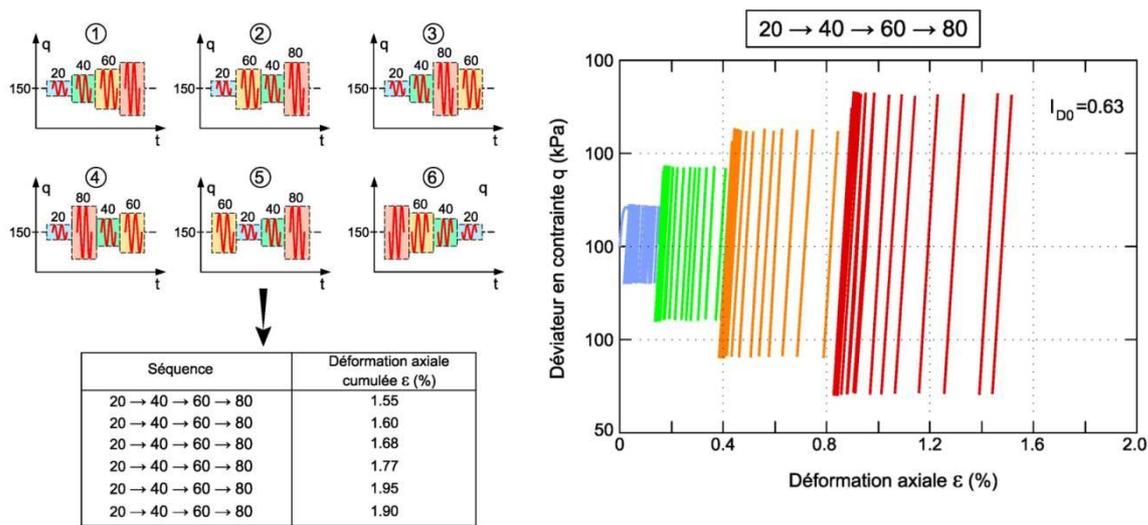
La réponse d'un sable carbonaté soumis à un chargement cyclique dans une cellule triaxiale a été examinée par Kaggawa et al. (1991). Si on modifie l'ordre d'application des séries de cycles, l'évolution de la contrainte de cisaillement (ou des déformations volumiques résiduelles) en fonction du nombre de cycles dépend de l'intensité de la série qui la précède (Figure 3.12). Néanmoins, la réponse finale est pratiquement la même quelle que soit la séquence des chargements appliquée. Le comportement serait donc quasiment indépendant de l'ordre d'apparition des événements.



**Figure 3.12.** Déformations volumiques et contraintes de cisaillement résiduelles en fonction du nombre de cycle pour différentes séquences (Kaggawa et al. ,1991)

Des essais similaires sur des sables siliceux ont été réalisés par Wichtmann (2005). Sous la même contrainte moyenne (150 kPa), six séquences de séries d'amplitudes égale à 20, 40, 60 ou 80 kPa ont été appliquées dans des ordres différents. Les résultats montrent que l'ordre de l'amplitude maximale dans une séquence donnée contrôle le développement de la déformation permanente, néanmoins la différence en terme de déformation axiale cumulée à la fin des différentes séquences reste faible (Figure 3.13). Wichtmann (2005) conclut que la loi de Miner est globalement acceptable pour les sables.

Dans le cadre du programme Solcyp, des essais de cisaillement simple à volume constant sur des échantillons de sable de Fontainebleau moyennement denses ont montré que la séquence des cycles (amplitudes de contrainte de cisaillement ascendantes ou descendantes) n'a qu'une influence mineure sur la surpression interstitielle et la distorsion finales.



**Figure 3.13.** a) Séquences de chargements appliqués dans les essais triaxiaux b) un exemple de courbe de contrainte déviatorique - déformation axiale obtenue c) Synthèse des déformations axiales cumulée (Wichtmann, 2005)

La plupart des programmes d'essai n'ont concerné que des sols sableux. Très peu de résultats sont disponibles pour les sols cohésifs. Vucetic (1990) a réalisé des séries d'essais cycliques sur des argiles avec différents degrés de surconsolidation ( $OCR = 1, 2$  et  $4$ ). Les échantillons ont été soumis à différentes combinaisons d'amplitudes cycliques variables dans un appareil de cisaillement simple. Vucetic trouve que le comportement de l'argile dépend fortement de l'histoire de chargement.

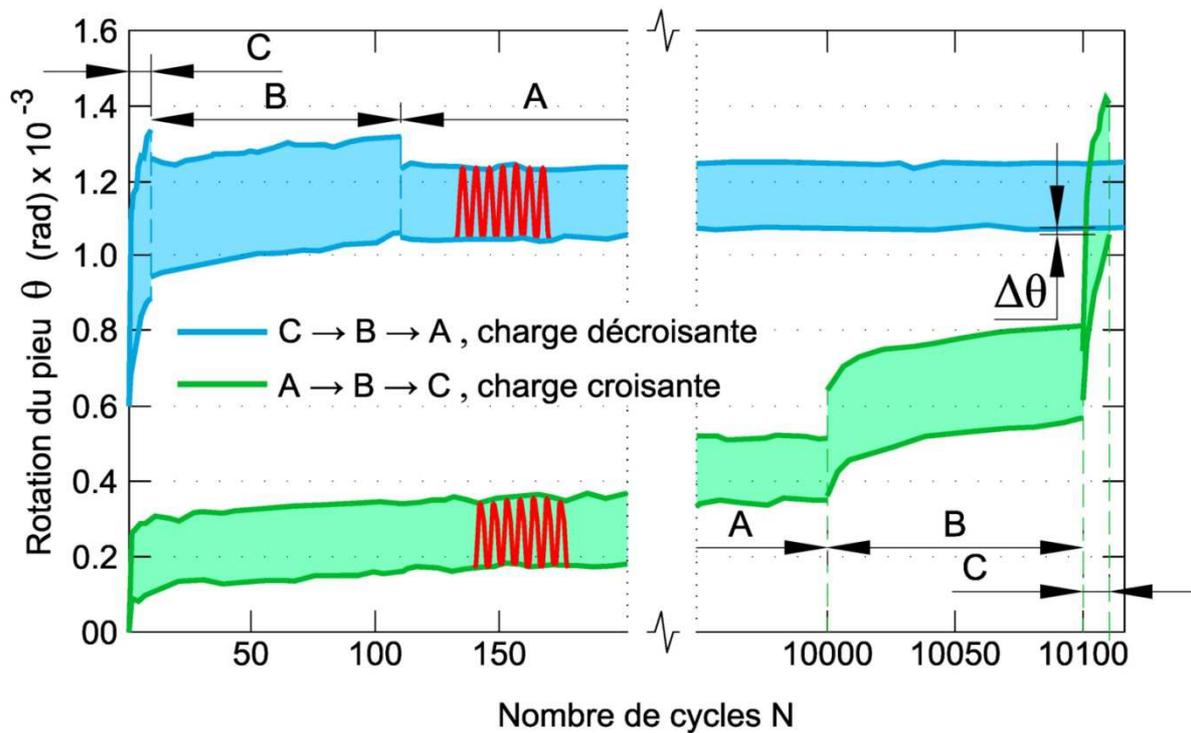
On peut également citer les travaux du NGI (1975) et ceux de Hicher (1979) sur cette question de la dépendance de la réponse cyclique aux séquences de chargement. Des essais alternés de cisaillement simple à volume constant sur l'argile Drammen pour le NGI et d'essais triaxiaux non drainés pour deux argiles (illite et bentonite normalement consolidées) pour Hicher ont été conduits selon un mode de chargement qualifié de « tempête » : le chargement piloté en contrainte est une succession de paliers où la contrainte cyclique est maintenue constante pendant un certain nombre de cycles. La dégradation sur les paliers en phase de déchargement (les paliers appliqués après le maximum de contrainte cyclique) est conditionnée par la nature de l'argile : pour des contraintes cycliques équivalentes, la vitesse d'évolution de la déformation cyclique est plus forte en phase de déchargement qu'en phase de chargement dans une illite et plus faible dans une bentonite.

L'application de la loi de Miner aux argiles semble plus problématique que dans les sables.

### 3.3.4. Applicabilité des lois d'endommagement pour les interactions sol/pieu

Quelques études ont été consacrées à examiner l'effet de l'ordre d'application des évènements cycliques sur la réponse de l'interaction sol-pieu.

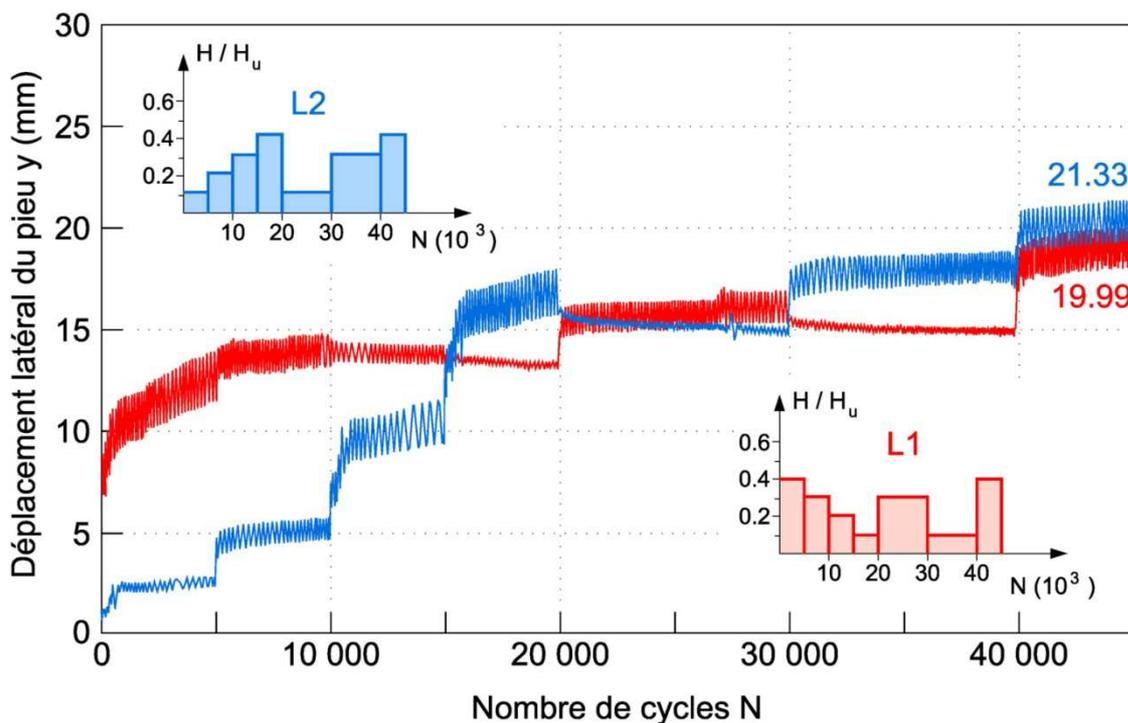
Des pieux modèles dans le sable ont été soumis à des charges latérales en tête (Leblanc, 2009, Leblanc et al., 2010). Deux séquences de chargement cyclique ont été appliquées, composées par les mêmes séries (A, B et C ayant des amplitudes inégales telles que  $H_{c,A} \geq H_{c,B} \geq H_{c,C}$ ) mais appliquées dans un ordre chronologique différent. L'intensité du chargement est ascendante dans la première séquence et descendante dans la deuxième. La mesure de la rotation du pieu cumulée à la fin de ces deux séquences est présentée sur la Figure 3.14. Après 10 000 cycles, l'écart devient faible et ne dépasse pas 1,4%. D'après Leblanc, l'ordre d'apparition des évènements aurait un effet négligeable sur la réponse globale du pieu.



**Figure 3.14.** Courbes enveloppes de la rotation mesurée du pieu chargé latéralement par deux séquences de charges: croissant (A → B → C) et décroissant (C → B → A) (Leblanc, 2009)

Des essais de chargement latéral sur pieux modèles dans un sol non cohésif ont été réalisés par Peralta (2010). En testant plusieurs rigidités de pieu et différentes densités du sable, Peralta rapporte que le déplacement induit par un chargement ascendant est au maximum 25% plus important que celui induit par un chargement descendant. Un exemple de cette comparaison, pour un pieu souple et un sable moyennement lâche, est présenté sur la Figure 3.15. Courbes effort-déplacement mesurée en tête du pieu chargé latéralement pour (a) la séquence L1 et (b) la séquence L2 (Peralta, 2010)

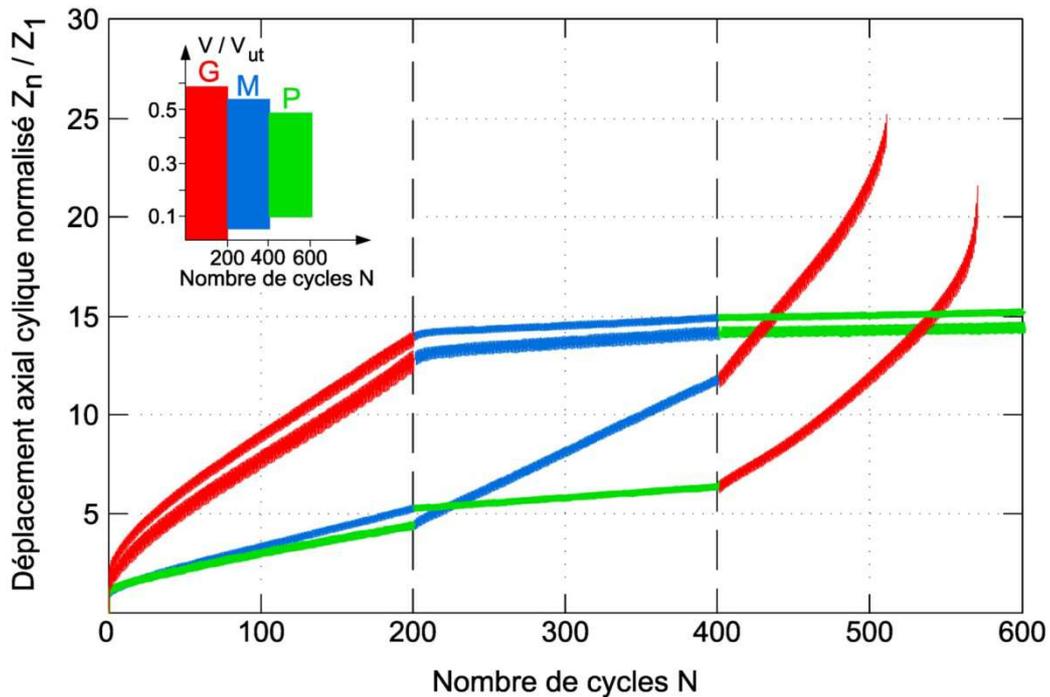
Le déplacement du pieu à la fin du chargement L1 est très voisin de celui du chargement L2.



**Figure 3.15.** Courbes effort-déplacement mesurée en tête du pieu chargé latéralement pour (a) la séquence L1 et (b) la séquence L2 (Peralta, 2010)

Dans le cadre du projet SOLCYP, la recherche a été approfondie en procédant à une série spécifique d'essais en centrifugeuse pour évaluer la validité de l'hypothèse de Miner dans le cas de chargements cycliques axiaux sur des pieux dans le sable (rapport SOLCYP; Blanc et Nivoche, 2014). Trois séries de chargements en tension de charge moyenne identique et d'amplitudes différentes ont été appliquées sur des pieux vierges de tout chargement et dans un ordre différent. La Figure 3.16 présente les déplacements cycliques normalisés en fonction du nombre de cycles pour les 3 séquences appliquées (G, M et P). Le déplacement cyclique est normalisé par le déplacement avant les cycles (à  $N = 0$ ). L'essai avec une séquence

descendante (G→M→P) a été doublé et une bonne répétabilité a été observée. Au bout des 600 cycles, les déplacements cumulés pour les 3 séquences ne sont que grossièrement respectés, l'ordre des séquences engendre au maximum un écart de 28 %. Néanmoins il est clair que les déplacements importants sont générés par la série de grande amplitude et que quelle que soit la position de cette série, les déplacements postérieurs demeurent négligeables.



**Figure 3.16.** Déplacement cyclique normalisé en fonction du nombre de cycles pour un pieu dans le sable chargé axialement (légende G : Grand, M : Moyen et P : Petit) - Essais sur modèles réduits en centrifugeuse dans le cadre de SOLCYP

Les données disponibles, sur la base des essais sur modèles réduits, semblent conclure que la loi de Miner n'est pas vérifiée stricto sensu mais conduit à des résultats acceptables pour l'ingénierie des fondations.

## 4. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### 4.1. Rapports internes (Projet national SOLCYP)

Blanc, M. et Nivoche M. (2014) Expérimentations en centrifugeuse sur pieux fondés : (a) effet du mode de mise en place (b) effet de l'histoire de chargement - Essais préliminaires. Rapport IFSTTAR. N° IREX 13/SOL/44.

Brun M., Palix E., Puech A. (2009) Projet SOLCYP – Prise en compte des chargements cycliques dans le dimensionnement des fondations offshore. Rapport FUGRO R9004\_a/RevA (15/09/2009).

Hericher, J. (2012) Cascade routine – Rainflow counting User Manuel. Rapport Fugro (30/11/2012).

Khemakhem, M. (2012) Idéalisations des chargements cycliques\_Méthode Rainflow. Rapport Fugro (30/08/12).

### 4.2. Références externes (publications et normes)

Andersen K.H. (1988) *Properties of soft clay under static and cyclic loading*. Invited lecture. International Conf. on Eng. Problems of Regional Soils, Proc., pp. 7-26, Beijing, China, 1988. Ed. by Chinese Inst. of Soil Mech. & Found. Engrg.

Andersen, K.H. (2009) *Bearing capacity under cyclic loading – offshore, along the coast, and on land*, The 21st Bjerrum Lecture presented in Oslo, 23 November 2007, Canadian Geotechnical Journal, 45, No. 2, 513-535.

ASTM E 1049-85 (Reapproved 2005) Standard practices for cycle counting in fatigue analysis, *ASTM International*.

BSH (2011) Guidance for Use of the BSH Standard: Design of offshore wind turbines.

Downing S. D. and Socie D. F. (1982) *Simple rainflow counting algorithms*. International Journal of Fatigue, Volume 4, Issue 1, January, 31-40.

EUROCODE 7, NF EN 1997-1 (2005) Geotechnical design, Part 1: general rules.

Hicher P.Y. (1979) *Contribution à l'étude de la fatigue des argiles*. Thèse de Docteur-Ingénieur de l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures.

Jardine, R.J., Andersen, K. and Puech, A. (2012) *Cyclic loading of offshore piles: potential effects and practical design*. Keynote Paper. Proc 7th Int. Conf. on Offshore Site Investigations and Geotechnics, SUT London, pp 59-100.

Kagawa W. S., Booker J. R. and Carter J. P. (1991) *Residual Strains in Calcareous Sand due to Irregular Cyclic Loading*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, Issue 2, 201-218.

Karlsrud, K. and Haugen, H. (1983) *Cyclic loading of piles and pile anchors - field model tests*. Final Report. Summary and evaluation of test results. Norwegian Geotechnical Institute Report 40018-11

- LeBlanc C. (2009). Design of offshore wind turbine support structures – Selected topics in the field of geotechnical engineering. Thèse de doctorat. Alborg University, DK-9000 Aaloborg, Danemark, 210p.
- LeBlanc C., Houlsby G. T. and Byrne B. W. (2010) *Response of stiff piles in sand to long-term cyclic lateral loading*, *Geotechnique* 60, No. 2, 79–90.
- LeBlanc C., Byrne B.W. & Houlsby G.T. (2010) *Response of stiff piles to random two-way lateral loading*, *Géotechnique*, 60, N°9, pp. 715-721.
- Lee K.L. and Chan K. (1972). Number of equivalent significant cycles in strong motion earthquakes. Proceedings of the International Conference on Microzonation for Safer Construction Research, 2, pp 609-627.
- Lin, S. S. and Liao, J. C. (1999) *Permanent strains of piles in sand due to cyclic lateral loads*. *J. of Geotech. and Geoenv. Eng.* 125, No. 9, 798–802
- Miner M.A. (1945) Cumulative damage in fatigue, *J. Applied Mechanics*, 12, A158-A164.
- NF A03-406 (Novembre 1993) Produits métalliques - Fatigue sous sollicitations cycliques d'amplitude variable - Méthode Rainflow de comptage des cycles.
- NGI (1975). Research Project on repeated loading on clay – Summary and interpretation of test results. Internal report.
- Peralta P. (2010) *Investigations on the behaviour of large diameter piles under long-term lateral cyclic loading in cohesionless soil*, PhD Thesis, Leibnitz University, Hannover, pp 201.
- Poulos H. G. (1982) *Single Pile Response to Cyclic Lateral Load*, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Proceedings ASCE, Vol.108, No.GT3, 355-375.
- Puech A. and Jezequel F. (1981) *The effects of long-time cyclic loadings on the behavior of a tension pile*, 12th Offshore Technology Conference, Houston, OTC paper 3870.
- Stewart H., (1986) Permanent strains from cyclic variable-amplitude loadings. *J. Geotech. Engrg.*, 112(6), 646-660.
- Vucetic M. (1990). Normalized behavior of clay under irregular cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 29-46.
- Wichtmann T. (2005) *Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading*. In: Triantafyllidis Th. (ed.). *Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum*, Heft 38.

CHAPITRE 4

## Introduction à la dégradation cyclique

### 1. DEGRADATION CYCLIQUE DES PROPRIETES DES SOLS

#### 1.1. Rappel sur la réponse des sols aux chargements monotones

La figure 4.1. présente les données d'un essai de cisaillement simple (SS) monotone sur un échantillon de sable saturé consolidé sous une pression verticale  $\sigma'_{vc} = 75\text{kPa}$  et une pression horizontale  $\sigma'_{hc} = 30\text{kPa}$ .

Dans la phase de cisaillement, la contrainte totale verticale  $\sigma_v$  est maintenue constante. La pression interstitielle croît en début de cisaillement entraînant une décroissance de la contrainte effective  $\sigma'_v$ . Après avoir atteint un maximum (#35kPa), la pression interstitielle commence à décroître indiquant une entrée en dilatance du sable. Ce point particulier, marquant la séparation entre « dilatance » et « contractance » est appelé point de « transformation de phase » en littérature anglo-saxonne. On pourra alternativement le qualifier de point d' « état caractéristique ».

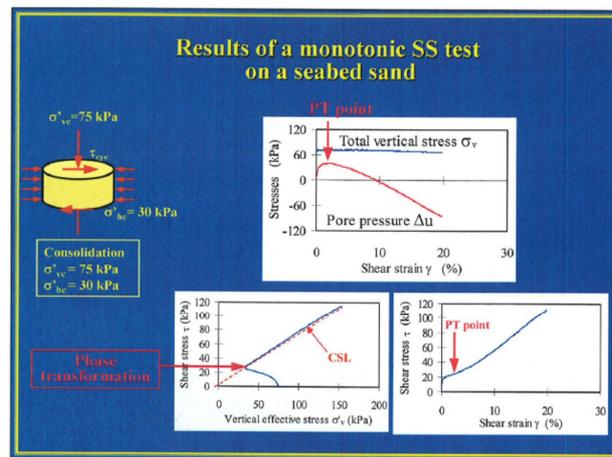
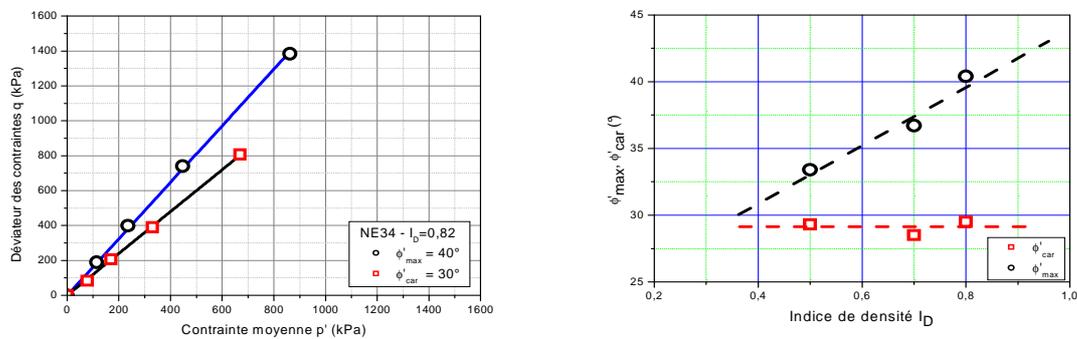


Figure 4.1. Résultat typique d'un essai de cisaillement simple monotone sur un sable

La courbe ( $\tau - \sigma$ ) présente une réponse initiale raide, suivie d'une réponse beaucoup plus molle autour du point de transformation de phase. Au-delà, la résistance au cisaillement croît jusqu'en fin d'essai.

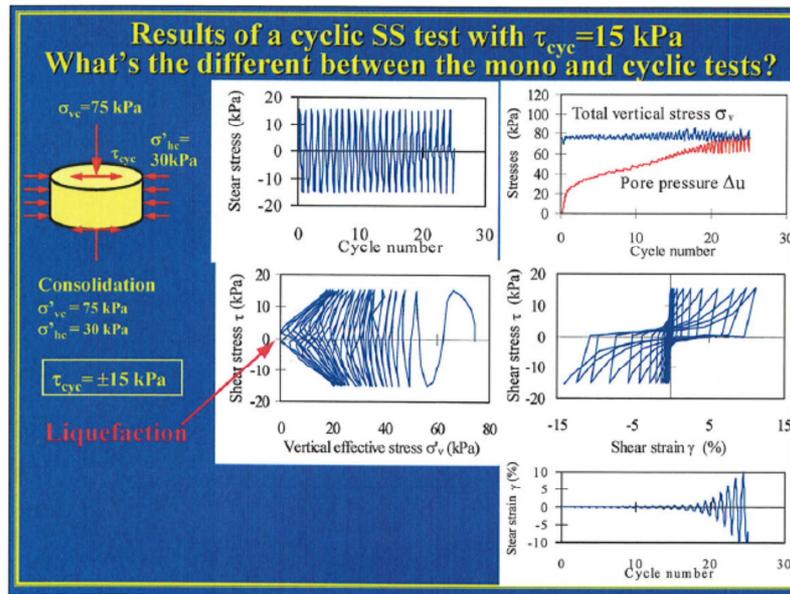
Le lieu des points de transformation de phase dans un diagramme  $p'$ - $q$  est appelé droite d'état caractéristique. Sa pente est définie par la tangente de l'angle caractéristique  $\varphi'_{car}$ . L'angle caractéristique (Fig. 4.2a) est inférieur à l'angle d'état critique et à l'angle de frottement de pic. Sa valeur ne dépend pas de la densité du matériau (Fig. 4.2b).



**Figure 4.2.** Essais triaxiaux sur sable de Fontainebleau N34. a) Droite de rupture de Mohr -Coulomb et seuil caractéristique. Cas du sable dense. b) Effet de la densité

## 1.2. Réponse des sols aux chargements cycliques

Considérons maintenant un échantillon du même sable soumis au même processus de consolidation et auquel on fait subir des cycles d'amplitude  $\tau_{cy} = +/ -15\text{kPa}$  autour d'une valeur moyenne nulle  $\tau_m = 0$  (essai alterné) en conditions non drainées.



**Figure 4.3.** Résultat typique d'un essai de cisaillement simple cyclique sur un sable

On observe (Fig. 4.3.) une croissance très rapide de la pression interstitielle, suivie d'une phase de croissance moins forte et régulière. En fin d'essai, la pression interstitielle  $\Delta u$  atteint la valeur de la contrainte totale  $\sigma_v$ , provoquant l'annulation de la contrainte effective. Ce phénomène est appelé **liquéfaction**. L'instant où la contrainte effective s'annule pour la première fois est appelé liquéfaction initiale.

L'accumulation de la distorsion est d'abord très lente, puis elle augmente très rapidement à l'approche de la liquéfaction (ici vers le 20ème cycle). Le sol perd toute sa résistance au cisaillement.

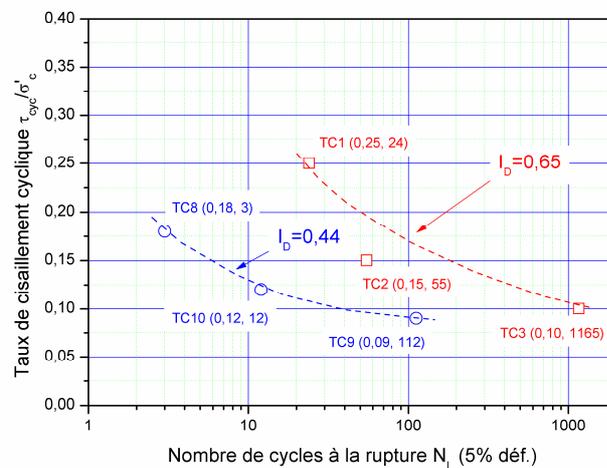
La définition de la « rupture » sous chargement cyclique se réfère à un taux de distorsion conventionnel. Pour le calcul des structures offshore, on adopte généralement la valeur de 15% (alors que par exemple l'école Japonaise utilise 5% pour les analyses sismiques).

Si on effectue un essai cyclique du même type sur le même échantillon de sable mais en faisant varier la valeur de la contrainte de cisaillement cyclique, l'évolution de l'essai demeure qualitativement semblable. Seule la valeur du nombre de cycles  $N_f$  conduisant à la « rupture » est différente. Pour l'essai à  $\tau_{cy} = 15\text{kPa}$  on obtenait  $N_f = 25$  (Fig 4-3), alors que pour un essai à  $\tau_{cy} = 11\text{kPa}$ , on aurait  $N_f = 570$ .

La **courbe de résistance cyclique** d'un matériau peut alors être définie comme la représentation de la contrainte de cisaillement cyclique  $\tau_{cy}$  qui provoque une distorsion importante fixée (5% ou 15%) après un certain nombre de cycles. Ces courbes sont généralement normalisées :

- soit par rapport à la contrainte de consolidation :  $\tau_{cy} / \sigma'_{vc}$  fonction de  $N_f$ ;
- soit par rapport à la résistance au cisaillement monotone :  $\tau_{cy} / Su^{SS}$  fonction de  $N_f$ .

Un exemple de de courbe de résistance pour le sable de Fontainebleau N34 à deux indices de densité est montré sur la figure 4.4.



**Figure 4.4.** Courbe de résistance cyclique du sable de Fontainebleau N34 pour deux indices de densité ( $N_f$  pour 5% de déformation ; Cermes)

### 1.3. Diagrammes contours

Les résultats des essais cycliques de cisaillement simple (CSS) ou triaxiaux (CTX) sont représentés sous forme de diagrammes contours de distorsion ou de pression interstitielle.

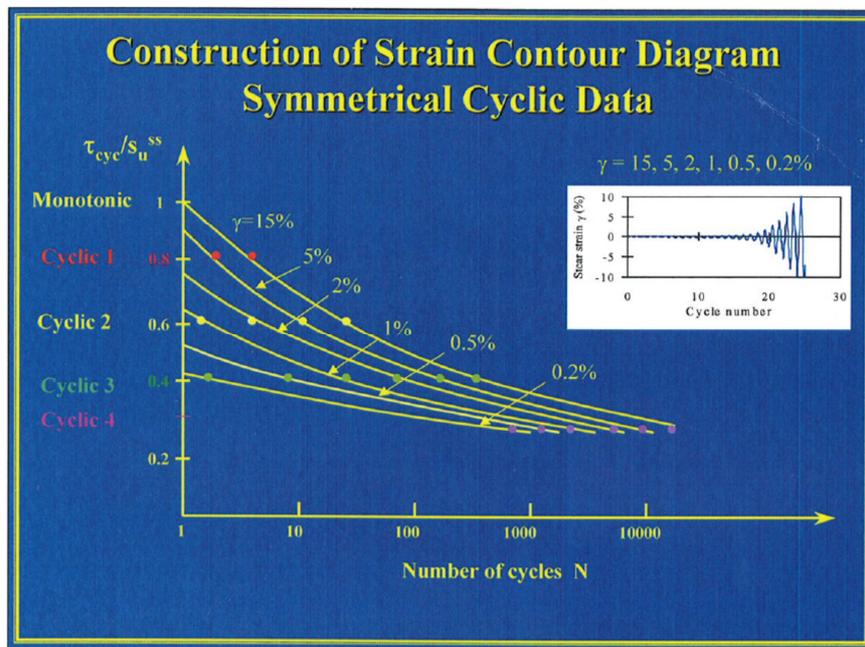
Par souci de clarté, et pour rester au niveau des principes, on se limitera ici au cas des essais alternés symétriques de cisaillement simple (CSS).

La figure 4-5 montre comment on peut construire un **diagramme contour de distorsion** à partir d'un essai monotone et quatre essais cycliques de cisaillement simple. Pour chaque essais cyclique, on reporte le nombre de cycles nécessaire pour atteindre 0.2%,0.5%,1%, 2%,

5% et 15% de distorsion dans un repère  $\tau_{cy} / \sigma'_{vc} - N$  ( ou  $\tau_{cy} / Su^{SS} - N$ ). Les points de mesure sont ensuite connectés pour donner les contours de distorsion.

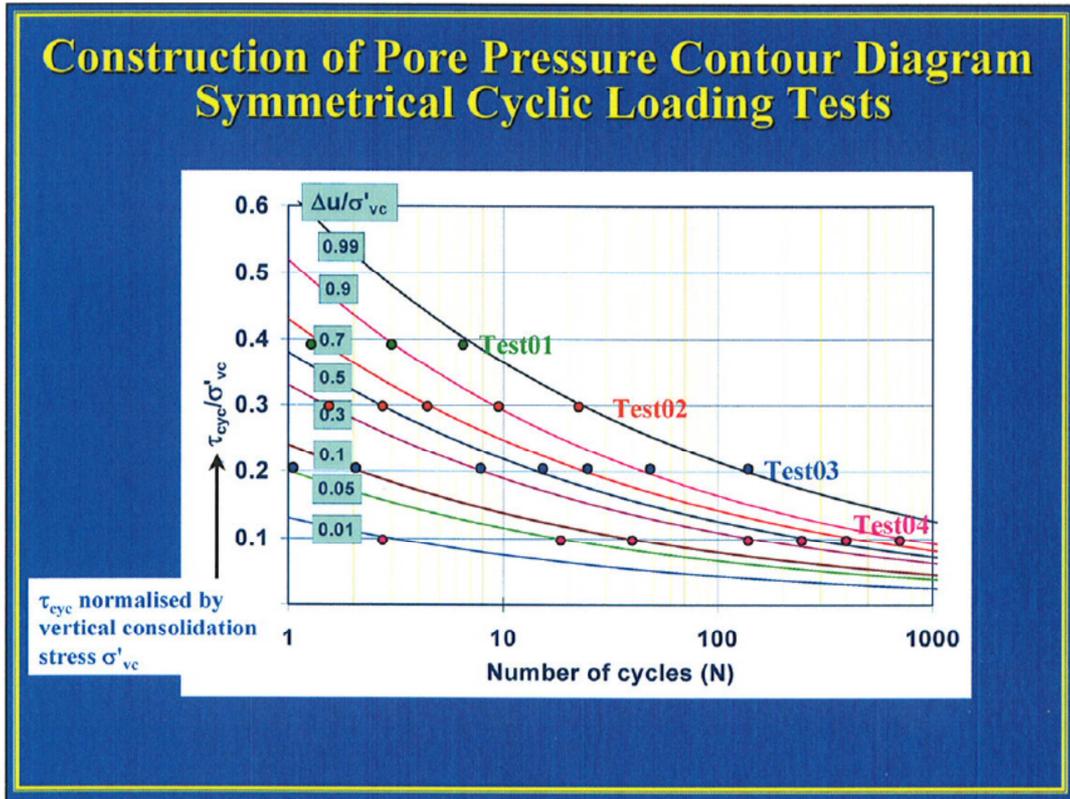
La figure 7- 4 présente le même type de diagramme contour de distorsion pour une argile de Mer du Nord. On notera que dans ce cas, la contrainte de cisaillement est normalisée par rapport à la résistance au cisaillement monotone DSS ( $\tau_{cy} / Su^{SS} - N$ ).

On peut y observer que la résistance cyclique pour un petit nombre de cycles est plus élevée que la résistance statique (sous chargement monotone). Ceci est dû à l'effet de la vitesse de chargement.



**Figure 4.5.** Construction d'un diagramme contour de distorsion (cisaillement simple alterné)

Les **diagrammes contours de pression interstitielle** peuvent être construits de la même manière que les diagrammes contours de distorsion (Fig. 4.6.). Pour chaque essai cyclique, le nombre de cycles  $N$  nécessaire pour générer un certain taux de pression interstitielle  $\Delta u$  sous un contrainte cyclique  $\tau_{cy}$  est déterminé et reporté dans le diagramme. On notera ici que c'est la contrainte verticale effective de consolidation  $\sigma'_{vc}$  qui est utilisée pour la normalisation.



**Figure 4.6.** Construction d'un diagramme – contour de pression interstitielle (essai de cisaillement simple alterné)

#### 1.4. Diagrammes contours généralisés

La notion de diagramme contour a été introduite au § 1.3 dans le cadre simplifié des essais de cisaillement simple symétriques (essais alternés).

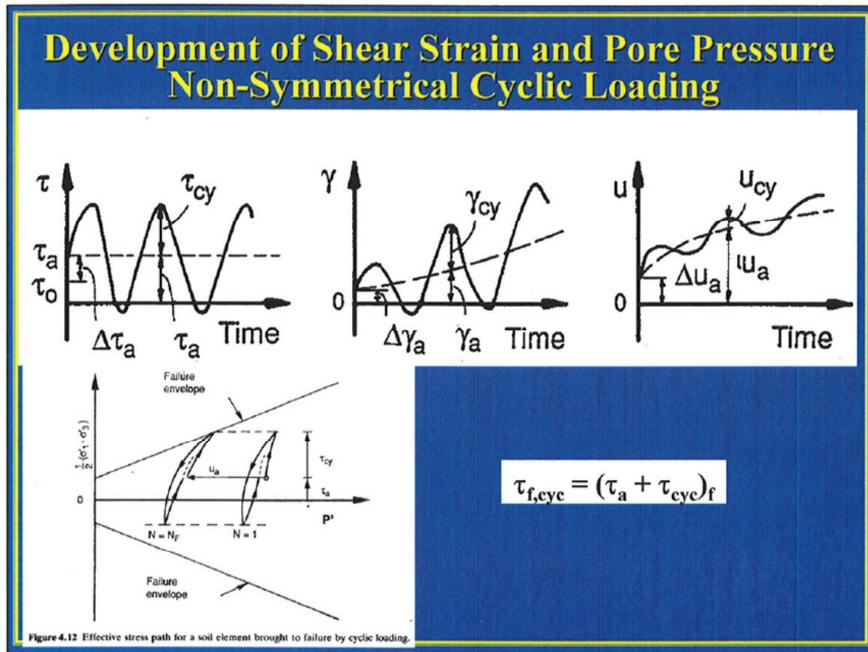
Dans le cas de fondations réelles, la contrainte de cisaillement cyclique se superpose à une contrainte moyenne provenant de l'état du sol au repos ou de charges permanentes appliquées (poids propre, surcharges, prétension d'ancrage,...). Il convient d'intégrer cet état non cyclique dans la construction de diagrammes contours généralisés.

Un élément de sol soumis à une combinaison de contrainte de cisaillement moyenne et cyclique va répondre comme indiqué sur la figure 4.7.

Le niveau de cisaillement provenant de l'état du sol au repos est noté  $\tau_0$  tandis que le niveau de cisaillement caractérisant le début d'application des cycles d'amplitude  $\tau_{cy}$  est noté  $\tau_a$ .

Le passage de l'état  $\tau_0$  à l'état  $\tau_a$  peut être effectué en conditions non drainées ou drainées selon la nature de la sollicitation simulée (e.g. application du poids propre de la structure à court terme ou après consolidation)

En conditions non drainées, quand la contrainte de cisaillement croit de  $\Delta\tau_a$  pour atteindre  $\tau_a$ , le sol subit une déformation moyenne  $\Delta\gamma_a$  et une augmentation moyenne de pression interstitielle  $\Delta u_a$ .



**Figure 4.7.** Développement des déformations et des pressions interstitielles dans un essai de cisaillement cyclique non symétrique (support NGI-COFS)

La contrainte de cisaillement cyclique  $\tau_{cy}$  provoque des déformations cycliques moyenne  $\gamma_a$  et cyclique  $\gamma_{cy}$ , qui toutes deux augmentent avec le nombre de cycles. De même la contrainte de cisaillement cyclique provoque une augmentation de pression interstitielle moyenne  $u_a$  et cyclique  $u_{cy}$ .

La pression interstitielle générée par le chargement cyclique fait déplacer le chemin de contraintes effectives vers l'enveloppe de rupture. Après un certain nombre de cycles ( $N=N_f$ ), l'enveloppe est atteinte et de grandes déformations se manifestent. La résistance cyclique, notée  $\tau_{f,cyc}$ , est définie par :

$$\tau_{f,cyc} = (\tau_a + \tau_{cy})_f$$

La résistance cyclique n'est pas une constante du matériau. Elle dépend :

- de la valeur de la contrainte de cisaillement moyenne  $\tau_a$ ;
- de l'amplitude de la contrainte de cisaillement cyclique  $\tau_{cy}$ ;
- de l'histoire du chargement (nombre de cycles par exemple) ;
- du chemin de contraintes.

L'effet de la contrainte moyenne  $\tau_a$  sur la réponse cyclique du matériau peut être illustré par l'exemple de la figure 4.8. qui présente les résultats de quatre essais cycliques SS effectués sur une argile silteuse carbonatée.

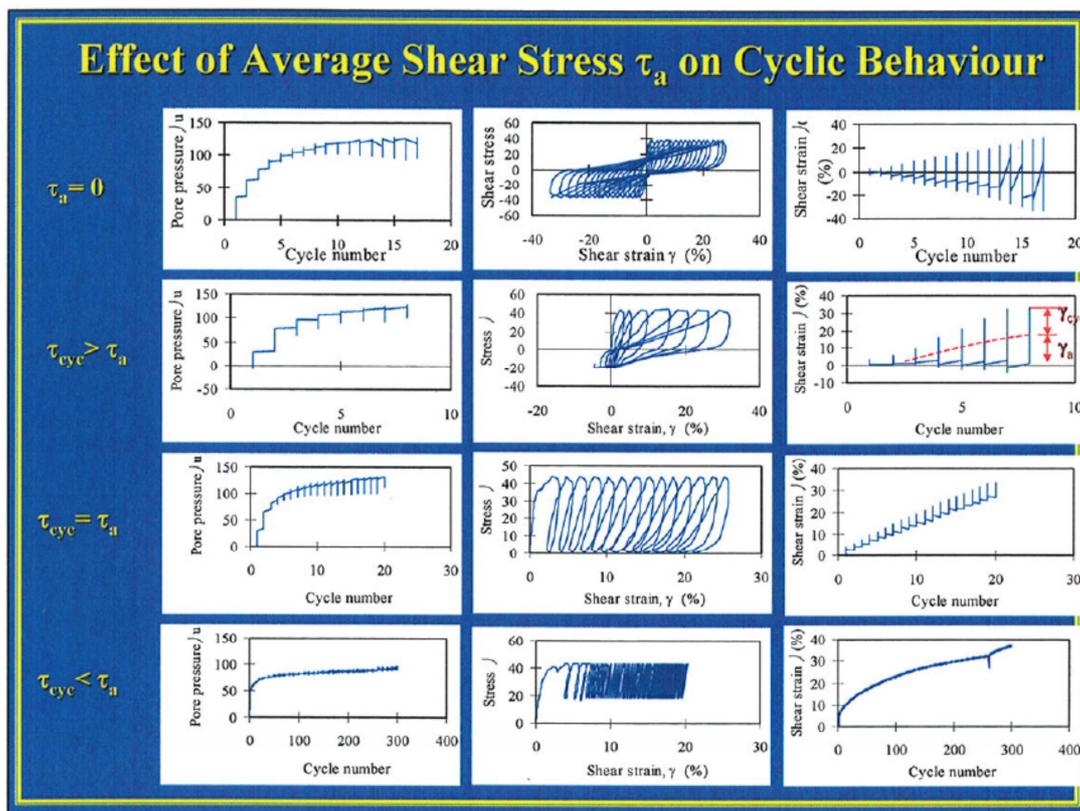


Figure 4.8. Effet de la contrainte moyenne de cisaillement sur la réponse cyclique

Les échantillons ont été consolidés anisotropiquement ( $\sigma'_{vc} = 150\text{kPa}$ ;  $\sigma'_{hc} = 60\text{kPa}$ ). Chaque essai a été réalisé sous une contrainte moyenne différente : (1)  $\tau_a = 0$ , (2)  $\tau_a < \tau_{cy}$ , (3)  $\tau_a = \tau_{cy}$ , (4)  $\tau_a > \tau_{cy}$ .

Le point commun aux quatre essais est un accroissement rapide de pression interstitielle en début d'essais suivi d'une croissance lente.

Par contre, le développement des courbes contrainte-distorsion et distorsion- nombre de cycles est sensiblement différent. Lors de l'essai alterné (symétrique), la distorsion se développe de manière symétrique (soit  $\gamma_a = 0$ ). Plus  $\tau_a$  augmente, plus  $\gamma_a$  augmente, au détriment de  $\gamma_{cy}$  qui diminue. Lors de l'essai (4)  $\tau_a > \tau_{cy}$ , la distorsion totale  $\gamma$  est pratiquement égale à  $\gamma_a$ , la contribution de  $\gamma_{cy}$  étant négligeable.

Les diagrammes contours généralisés permettent de représenter l'ensemble du comportement cyclique du matériau sous les formes suivantes :

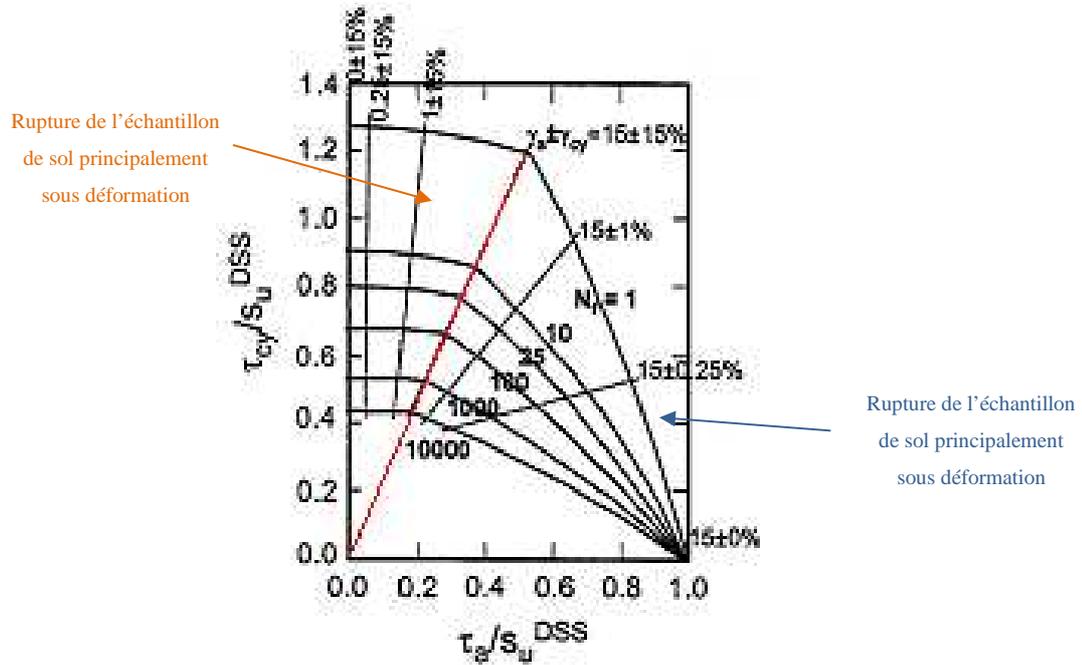
- nombre de cycles menant à la rupture et mode de rupture (type 1)
- distorsions moyenne et cyclique (type 2)
- pressions interstitielles moyenne et cyclique (type 2)

Afin de prendre en compte l'anisotropie de résistance, la caractérisation complète de la réponse cyclique d'un matériau peut nécessiter l'établissement des diagrammes contours pour trois types de sollicitations : cisaillement simple direct (DSS), compression triaxiale (essai CAUc) et extension triaxiale (CAUe). On se limitera dans le cadre de ces recommandations au cas du cisaillement simple direct. Pour plus de détails, il convient de se reporter par exemple aux publications du N.G.I (e.g. Andersen, 2015)

Les diagrammes de type 1 et 2 sont présentés dans le plan ( $\tau_{cy} - \tau_a$ ), chacune des quantités pouvant être normalisée par la contrainte verticale effective de consolidation  $\sigma'_{vc}$  ou par la résistance non drainée monotone du matériau  $Su_{DSS}$  selon le type d'essai considéré.

#### Diagrammes de type (1)

Les diagrammes de type 1 explicitent le nombre de cycles menant à la rupture et le mode de rupture. Lorsque les contraintes de cisaillement moyennes (resp. cycliques) deviennent prépondérantes sur les contraintes de cisaillement cycliques (resp. moyennes), la rupture du sol s'effectue principalement par accroissement de la déformation moyenne de cisaillement  $\gamma_a$ , c'est-à-dire par fluage, (resp. par augmentation de la distorsion cyclique  $\gamma_{cy}$ ).



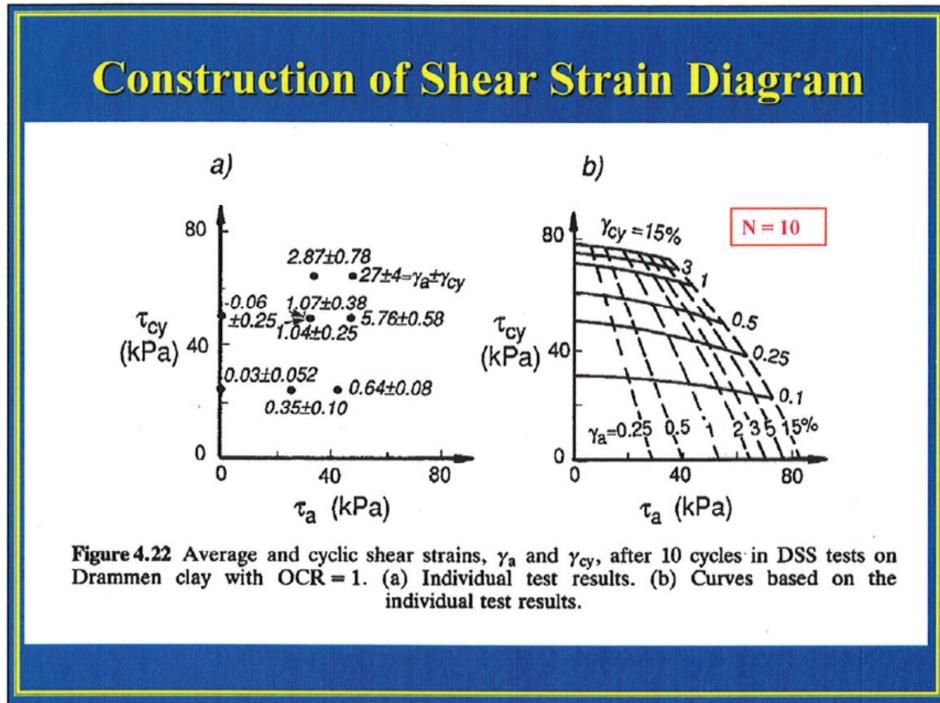
**Figure 4.9.** Diagramme contour de l'argile de Drammen (OCR=1) obtenu à partir de l'essai DSS

Un tel diagramme est présenté sur la figure 4.9. pour des essais DSS sur l'argile de Drammen. La normalisation est faite par rapport à  $S_{u,DSS}$ . La ligne rouge sépare les domaines de mode de rupture par déformation cyclique (à gauche, près de l'axe des ordonnées) et par déformation moyenne (à droite).

### Diagrammes de type (2)

Afin de calculer les déplacements cycliques il est nécessaire de déterminer le comportement contrainte-déformation du matériau sous cycles.

On a observé qu'à la fois la distorsion moyenne  $\gamma_a$  et la distorsion cyclique  $\gamma_{cy}$  dépendent de la combinaison de  $\tau_a$  et  $\tau_{cy}$ . Il est donc pratique de représenter les couples  $\gamma_a$  et  $\gamma_{cy}$  sur un graphique tel que celui de la figure 4.10a (partie gauche). L'exemple montre les déformations moyennes et cycliques après 10 cycles sur un échantillon d'argile de Drammen normalement consolidé (OCR=1). Chaque point représente un essai, assorti de l'information ( $\gamma_a \pm \gamma_{cy}$ ) mesurée après 10 cycles. Un réseau de courbes d'isovaleurs de  $\gamma_a$  (courbes en pointillé) et  $\gamma_{cy}$  (courbes en trait plein) peut alors être tracé (Fig. 4.10b- partie droite).

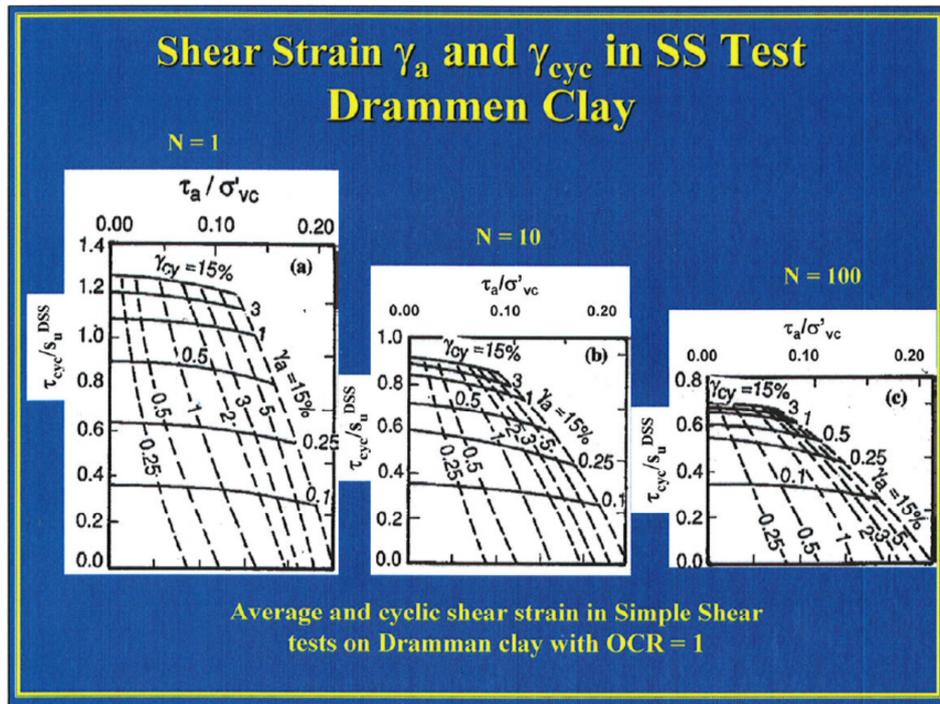


**Figure 4.10.** Construction de diagrammes – contours de distorsion (support NGI-COFS)

Ces diagrammes peuvent être tracés pour différentes valeurs de  $N$  et normalisés.

La figure 4.11. montre, pour la même argile de Drammen normalement consolidée, des exemples de diagrammes d'isodéformations pour  $N = 1, 10, 100$ . On notera la double normalisation (il y a en effet pour un matériau donné correspondance entre la contrainte de surconsolidation et la résistance non drainée).

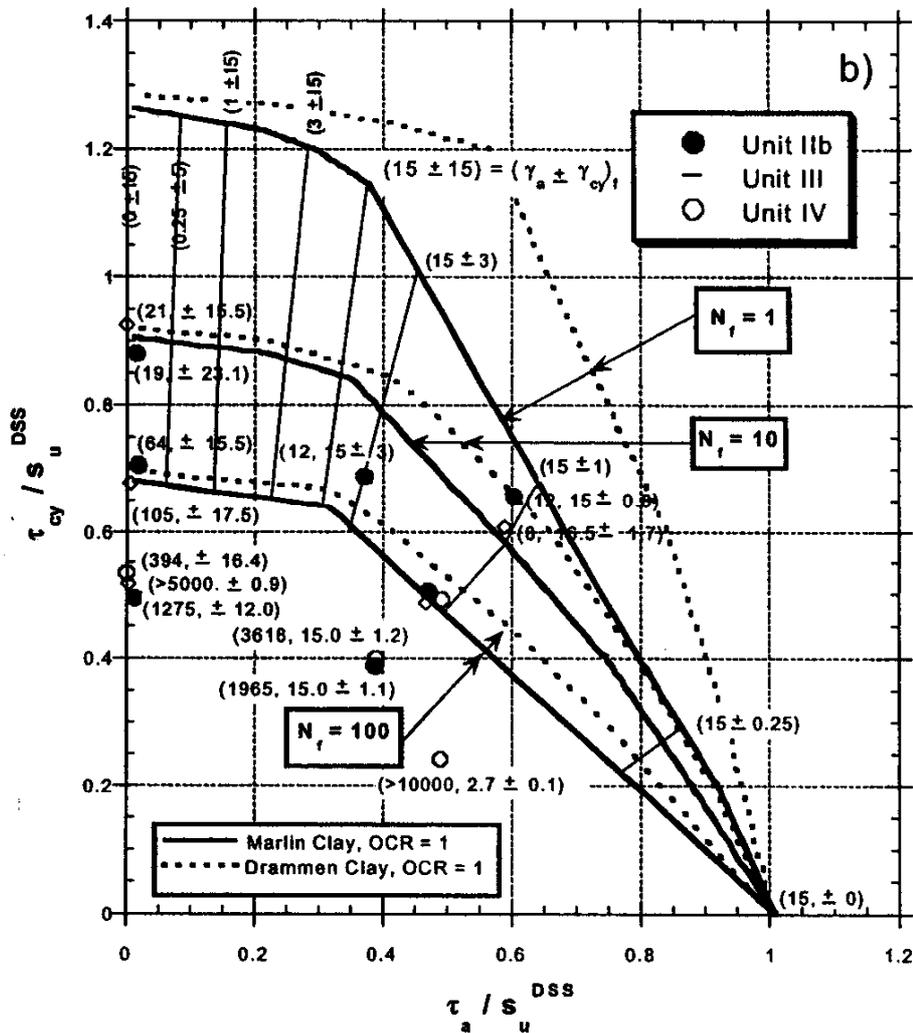
Le même exercice peut être effectué pour les pressions interstitielles moyennes et cycliques. Toutefois, la mesure des pressions interstitielles dans des échantillons d'argile étant toujours délicate en raison des concentrations de contraintes dans l'échantillon et de la difficulté d'obtenir l'équilibre des pressions dans tout l'échantillon, on préfère réserver ce type de représentation au cas des sables.



**Figure 4.11.** Diagrammes d'isodistorsions sous cisaillement simple pour différentes valeurs du nombre de cycle N – Argile de Drammen

### 1.5. Obtention de diagrammes contours pour un sol particulier

L'expérience acquise à ce jour a montré que l'allure des diagrammes contours des différentes argiles testées est globalement similaire à celle de l'argile de Drammen. La figure 4.12. montre en superposition les diagrammes contours de l'argile de Drammen (mer du Nord) et d'une argile du Golfe du Mexique (Marlin clay) sous comportement DSS.



**Figure 4.12.** Comparaison des diagrammes contours de deux argiles (cisaillement simple)  
(Jeanjean et al., 2006)

L'argile de Drammen étant la plus documentée, on a tendance à prendre cette argile comme référence et à s'appuyer sur la connaissance très détaillée de son comportement cyclique lorsque l'on cherche à établir la réponse cyclique d'un matériau nouveau. Cette approche permet de limiter considérablement le nombre d'essais à effectuer : 6 à 10 essais judicieusement choisis sont généralement suffisants.

## 2. DEGRADATION CYCLIQUE DES INTERFACES SOL-PIEU

### 2.1. Généralités sur les essais d'interface sol-pieu

Les essais d'interface sol-pieu peuvent être à la boîte de cisaillement selon trois modes : i) en maintenant la contrainte normale appliquée à l'échantillon constante – essais CNL, ii) en maintenant l'échantillon à volume constant – essais CV, iii) en imposant une rigidité constante – essais CNS.

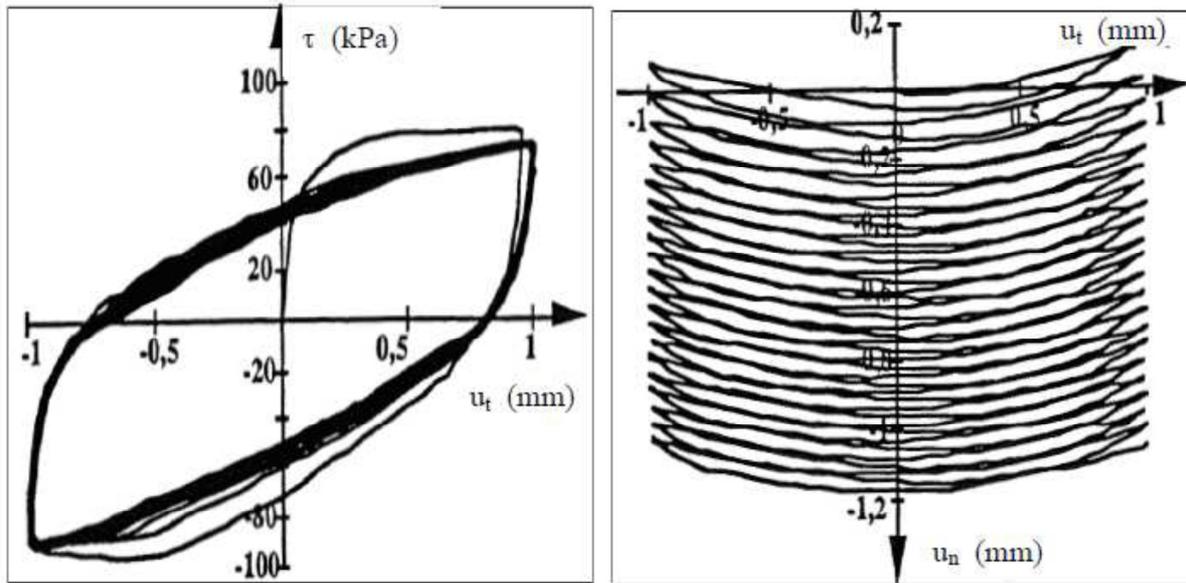
#### 2.1.1. Essais à la boîte de cisaillement de type CNL

Lors d'un essai de type CNL (essai à contrainte normale constante) la charge normale est maintenue constante au cours du cisaillement. Une force horizontale est appliquée ensuite sur la boîte de cisaillement par un vérin horizontal.

Le déplacement relatif tangentiel de la boîte est contrôlé en vitesse. Les interfaces sont cisillées jusqu'à un déplacement relatif tangentiel maximal selon la direction de cisaillement choisie puis dans le sens inverse en passant par la position initiale ( $u_s = 0$  mm) pour atteindre un déplacement maximal dans la direction opposée, suivi de l'inversion de la direction de cisaillement pour remettre l'échantillon à sa position initiale ( $u_s = 0$  mm). Ce chemin de chargement constitue un cycle complet de déplacement en cisaillement. On distingue quatre phases successives d'un cycle complet en fonction du sens de cisaillement : phase de cisaillement aller et retour à la position initiale ; phase de cisaillement dans le sens opposé et retour à la position initiale.

La Figure 4.13. montre les résultats d'un essai de cisaillement type CNL sur un sable dense.

On constate qu'il n'y a pas de dégradation du frottement en fonction des cycles, ce qui est contradictoire avec les observations des essais sur pieux modèles et grande échelle. L'essai à contrainte normale constante n'est pas adapté pour représenter les conditions d'interface sol-pieu. Il peut cependant être représentatif d'autres problématiques d'interaction sol structure, comme l'interaction de la base d'une fondation GBS avec le sol soumise à des charges cycliques.

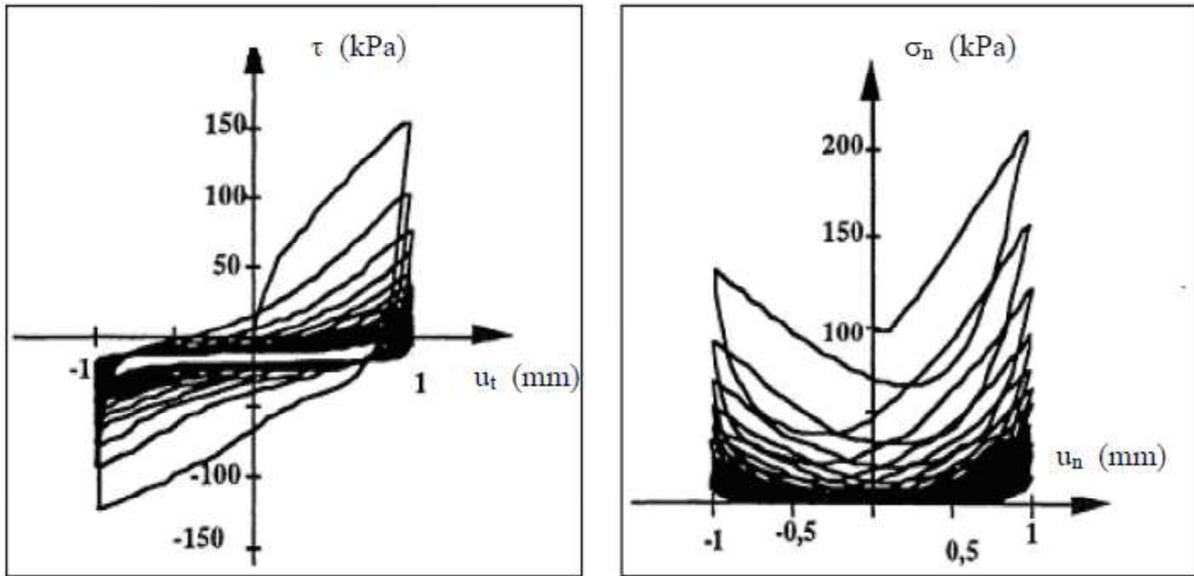


**Figure 4.13.** Evolution de la contrainte de cisaillement et du déplacement normal pour un essai cyclique à déplacement relatif tangentiel imposé sous une contrainte normale constante (sable dense  $Dr=90\%$ ) (Shahrour et Rezaie, 1997).

### 2.1.2. Essais à la boîte de cisaillement de type CV

L'essai à déformation normale constante (ou à volume constant) ressemble à l'essai CNL, mais, au lieu de maintenir la contrainte normale constante au cours du cisaillement, on maintient la hauteur de l'échantillon (son volume) constante.

La Figure 4.14. montre un essai de chargement cyclique sur un sable dense dans une boîte de cisaillement type CV. La Figure 4.13. (a) montre la dégradation du frottement générée par un chargement cyclique en déplacement imposé. La dégradation est une conséquence directe de la chute de contrainte comme indiqué sur la Figure 4.13. (b). Cet essai peut reproduire la dégradation de frottement à l'interface sol pieu mais d'une façon très exagérée à cause des conditions limites de l'essai imposées : la condition de déplacement normal nul simule une rigidité infinie de l'interface.



**Figure 4.14.** Evolution de la contrainte de cisaillement (a) et de la contrainte normale (b) pour un essai à déplacement relatif tangentiel imposé avec déplacement normal nul (sable dense  $Dr=90\%$ ) (Shahrour et Rezaie, 1997).

### 2.1.3. Essais à la boîte de cisaillement de type CNS

Dans le but de simuler au plus près le mécanisme élémentaire de la mobilisation du frottement latéral de l'interface sol-pieu, Boulon et Foray (1986) ont proposé un essai de cisaillement direct d'interface dans lequel la raideur du sol environnant (déduite d'un essai pressiométrique) est imposée comme condition aux limites. Ce type d'essai appelé essais à rigidité normale constante (CNS), se positionne entre les deux conditions extrêmes (essais CNL et CV).

En pratique, on applique au cours du cisaillement, un rapport constant entre la contrainte normale et le déplacement relatif normal. La contrainte normale est modifiée en permanence en prenant en compte la variation du déplacement normal et la rigidité normale imposée selon l'équation :

$$\sigma_n = \sigma_{n0} - K_{n,ext} \times \Delta u_n$$

avec :

$\sigma_{n0}$  : la contrainte normale initiale ;

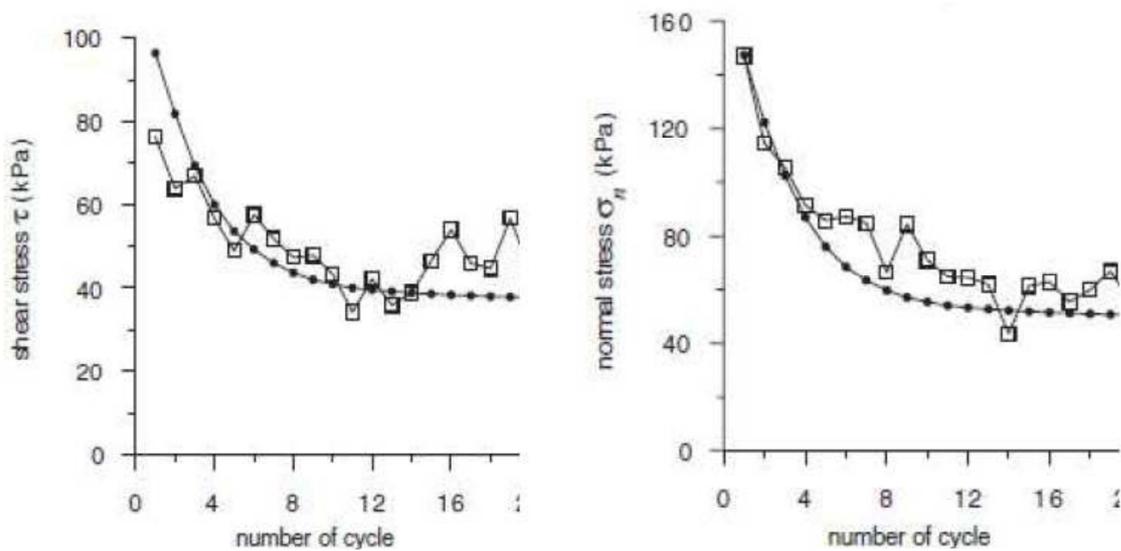
$K_{n,ext}$  : la rigidité normale externe imposée ;

$\sigma_n$  : la contrainte normale ;

$\Delta u_n$  : l'incrément du déplacement normal du joint.

Pendant les cycles initiaux et la phase de pré-charge jusqu'à la contrainte normale initiale, la presse est contrôlée en force afin d'obtenir la charge normale désirée. Une fois que la contrainte normale initiale est atteinte, on change le mode de contrôle pour passer en rigidité constante.

Mortara et al (2002) ont effectué une série d'essais de cisaillement CNS pour étudier la dégradation de frottement d'un sable dense siliceux. Un exemple de dégradation de frottement, avec la chute de contrainte normale associée, est présenté sur la Figure 4.15. (a) (b) pour une rigidité de 500kPa/mm



**Figure 4.15.** a) Dégradation de frottement et b) chute de la contrainte normale dans un sable dense siliceux  $D_r=85\%$  et  $k=500$  kPa/mm (Mortara et al., 2002).

## 2.2. Banque de données SOLCYP d'essais de cisaillement direct sol-pieu

Une vaste campagne d'essais de cisaillement direct sol-structure a été effectuée dans le cadre du projet SOLCYP, au laboratoire 3SR de Grenoble. L'originalité de cette campagne, outre qu'elle comporte des essais à rigidité normale imposée, réside aussi dans l'interprétation des résultats, considérant l'échantillon de sol situé dans la boîte comme composé de 2 blocs, l'interface proprement dite, et un tampon « oedométrique » la surmontant.

Matériau

Le matériau utilisé est le sable de Fontainebleau standard NE34, réputé « uniforme » en raison de son  $C_u$ , utilisé dans le cadre SOLCYP, et dont les propriétés physiques sont indiquées tableau 1, et dont la courbe granulométrique est représentée Figure 3.

$D_{50}$ (mm)	$G$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{d \max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{d \min}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_{\max}$	$e_{\min}$	$C_u = D_{60}/D_{10}$
0.23	2.65	1.72	1.42	0.866	0.545	1.72

**Tableau 1.** Propriétés physiques du sable de Fontainebleau NE34.

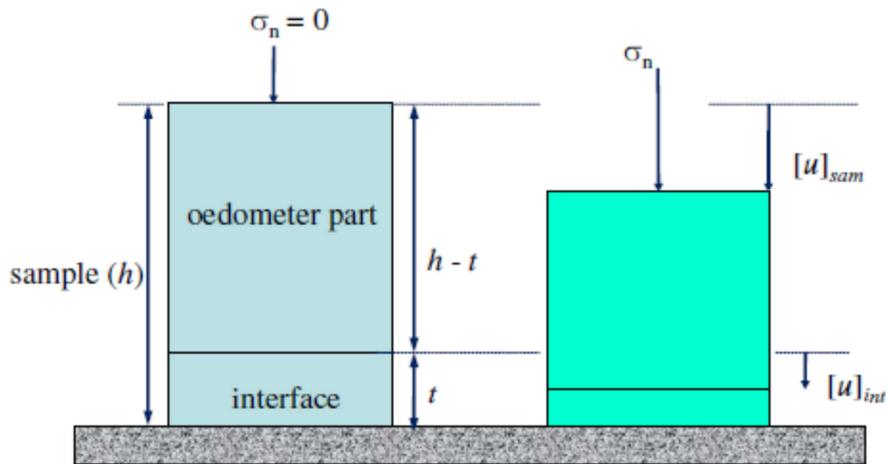
Les plaques rugueuses simulant le matériau structural (ici le pieu) sont des plaques rigides d’acier (épaisseur 1 cm) sur lesquelles a été collé, à l’araldite, du sable de Fontainebleau NE34. Ces plaques sont restaurées tous les 10 essais, compte tenu de l’arrachement éventuel de grains, réduisant progressivement sa rugosité. L’étude morphologique de ces plaques a conduit aux paramètres  $R_{\max} = 0.2$  mm, ou  $R_n = 0.87$ , ce qui les classe comme « très rugueuses ».

Interprétation des essais

Le  $d_{50}$  du sable étant de l’ordre de 0,23 mm, et l’espacement initial boîte/plaque, hors contrainte normale, étant de 0,30 mm, on peut imaginer qu’il existe une « perte de sable » au cours du cisaillement, malgré l’uniformité de granulométrie du sable. Ce biais, faible mais mesurable, rapporté par de nombreux auteurs, est inhérent à l’essai de cisaillement direct matériau granulaire/structure, et très sensible sous sollicitation cyclique. Il crée une contractance fictive parasite qui est quantifiée et vient corriger le déplacement relatif normal  $[u]$ . Disposant de la masse finale de sable « perdu », en fin d’essai, il s’agit alors d’affecter localement (entre début et fin de cisaillement) ce biais global. Une correction proportionnelle au déplacement relatif tangentiel cumulé en valeur absolue a été appliquée.

On observe expérimentalement que l’interface sol-structure - cisailée - est très fine (environ  $10d_{50}$  selon Boulon, 1988 ; Hoteit, 1990) et que l’échantillon de sable - principalement non cisailé- est notablement plus épais (environ 20 mm). Le schéma d’interprétation retenu consiste à considérer l’échantillon composé de deux parties (Fig.4.16., Pra-ai, 2013): l’interface cisailée soumise à  $\sigma_n$  et  $\tau$ , et le reste de l’échantillon ne supportant que  $\sigma_n$ .

Selon ce schéma, lors d'un essai CNL, la zone surmontant l'interface est passive après application de la contrainte normale nominale, tandis qu'elle subit une sollicitation oedométrique pendant un essai CNS. Le déplacement relatif normal résultant de ce chargement oedométrique est généralement négligeable. Ce schéma a conduit de manière satisfaisante à la densité critique dans l'interface uniquement lors de grands déplacements relatifs tangentiels.



**Figure 4.16.** Schéma des zones séparément homogènes dans l'échantillon de sol (épaisseur  $h$ ) situé dans la boîte de cisaillement : au contact de la structure, l'interface (épaisseur  $t$ ), au-dessus, le « tampon » oedométrique (épaisseur  $h-t$ ).

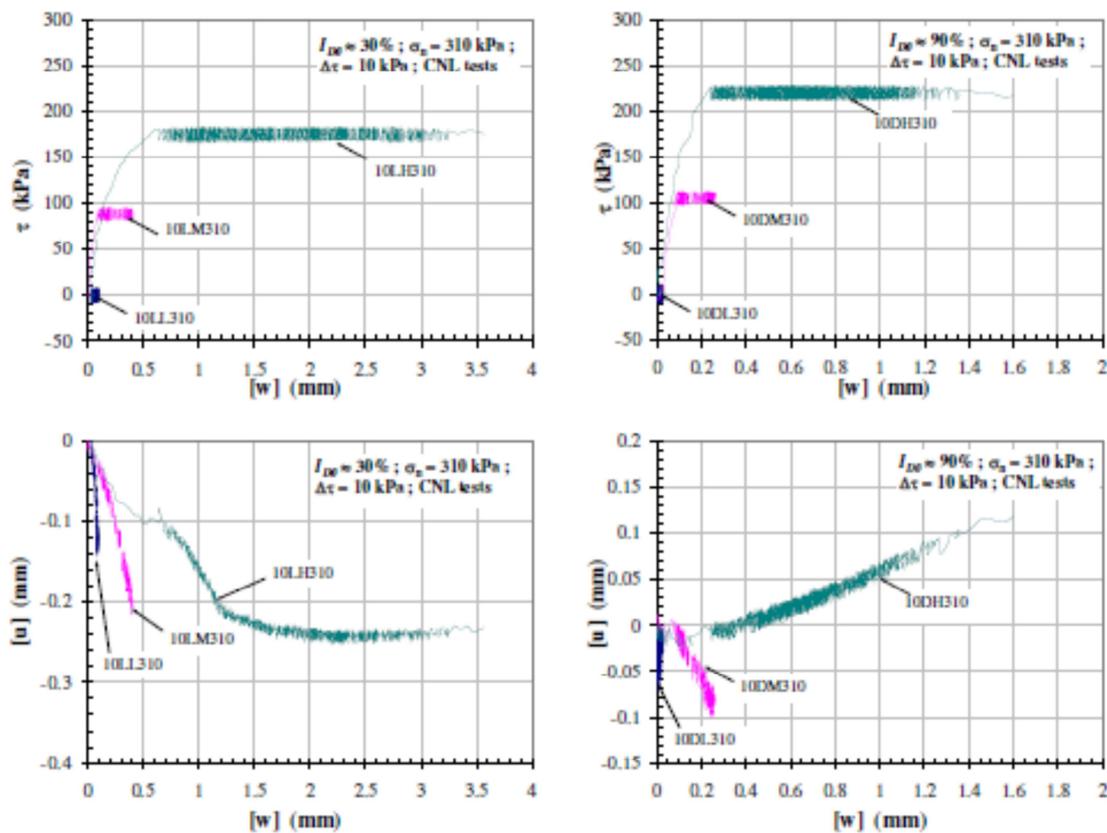
S'agissant d'essais cycliques, les résultats essentiels consignés pour évaluer la dégradation (ou non) du frottement sont les variables cycliques moyennes, contraintes normale  $\sigma_{n\text{ cm}}$  et de cisaillement  $\tau_{\text{cm}}$  cycliques moyennes, et déplacements relatifs normal  $[u]_{\text{cm}}$  et tangentiel  $[w]_{\text{cm}}$  cycliques moyens

#### Programme d'essais, résultats typiques

Une série d'essais CNL (à contrainte normale constante), et une autre série d'essais CNS (à rigidité normale imposée constante) ont été réalisées à amplitude cyclique fixe, jusqu'à un nombre maximum de cycles élevé (10 000), chaque fois que la rupture ne s'était pas produite auparavant. On se reportera à l' Annexe A4-1 pour le détail du programme et au chapitre 10 pour le mode opératoire de ces essais. Les paramètres de ces essais sont la densité relative ( $I_{D0}$ ), la contrainte normale cyclique moyenne initiale ( $\sigma_{n\text{ cm}0}$ ), le cisaillement cyclique moyen ( $\tau_{\text{cm}}$ ), l'amplitude des cycles en termes de cisaillement ( $\Delta\tau$ ), et pour les essais CNS, la rigidité normale imposée ( $k_n$ ).

Les essais cycliques CNL sont dilatants ou contractants, selon la position de leur pente cyclique moyenne ( $\eta_{cm} = \frac{\tau_{cm}}{\sigma_{ncm}}$ ) par rapport à la pente caractéristique dans le plan des contraintes. De grands déplacements relatifs tangentiels interviennent près de l'état critique. Par contre les essais CNS sont toujours contractants, car ils sont le siège de cycles à la fois en contrainte de cisaillement et en contrainte normale. Ces essais CNS conduisent plus ou moins vite à l'état critique.

La Figure 4.17. fournit des résultats typiques d'essais CNL, à contrainte normale initiale élevée, à densités faible et forte, à amplitude cyclique constante, et à pente cyclique moyenne nulle, moyenne et élevée. Les tendances contractante et dilatante s'expriment clairement.



**Figure 4.17.** Essais CNL cycliques,  
 $\sigma_{nc0} = 310$  kPa,  $\Delta\tau = 10$  kPa,  $I_{D0} = 30\%$  (gauche),  $90\%$  (droite). LL, DL ( $\eta_{cm0} = 0$ ), LM, DM  
 ( $\approx \eta_{pic} / 2$ ), LH ( $9/10 \eta_{pic}$ ) contractant ; DH ( $9/10 \eta_{pic}$ ) dilatant

Les Figures 4.18. et 4.19. représentent des essais CNS, différant par la contrainte normale initiale, respectivement 310 et 100 kPa, et par la densité relative initiale, respectivement 90 % et 30 %. La rupture intervient respectivement à 2035 cycles et à 2 cycles montrant que l'influence de la densité initiale est prédominante.

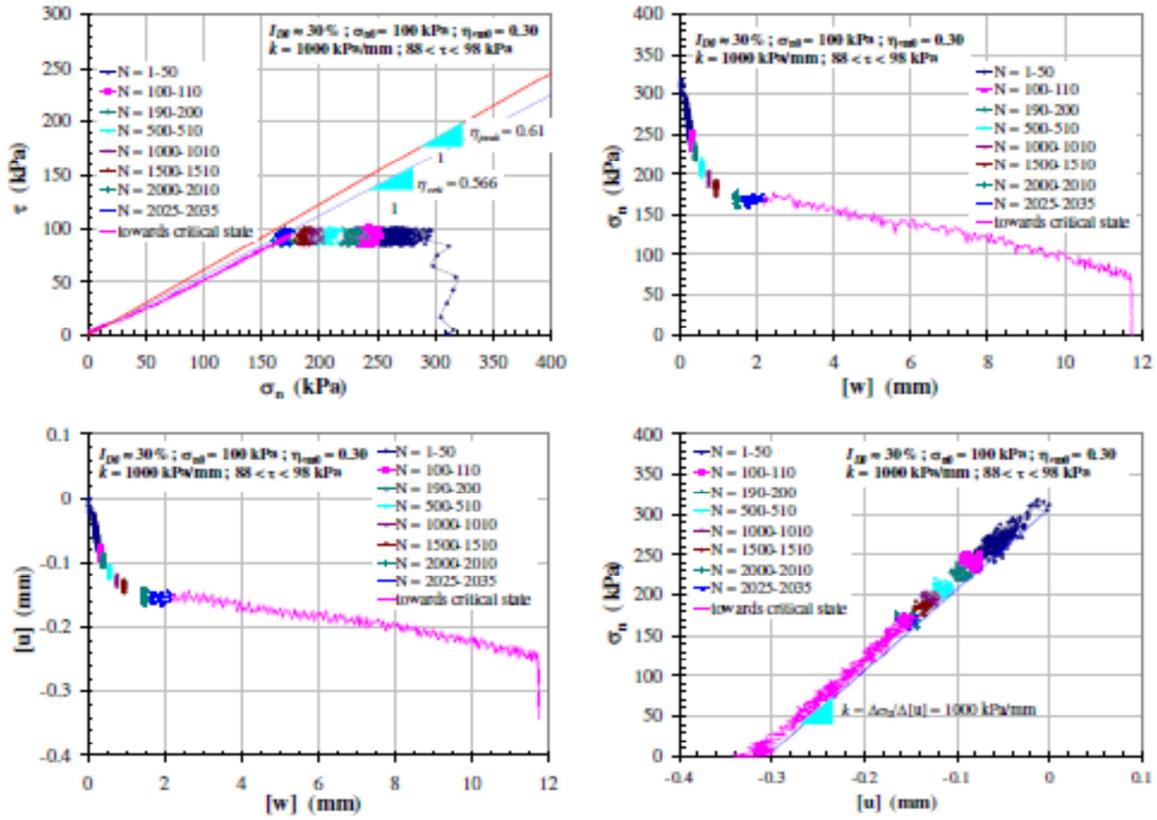


Figure 4.18. Essai CNS,  $\sigma_{ncm0} = 310$  kPa,  $\Delta\tau = 10$  kPa,  $\eta_{cm0} = 0,30$ ,  $I_{D0} = 90$  %.  $k_n = 1000$  kPa/mm. Rupture (état critique) à 2035 cycles.

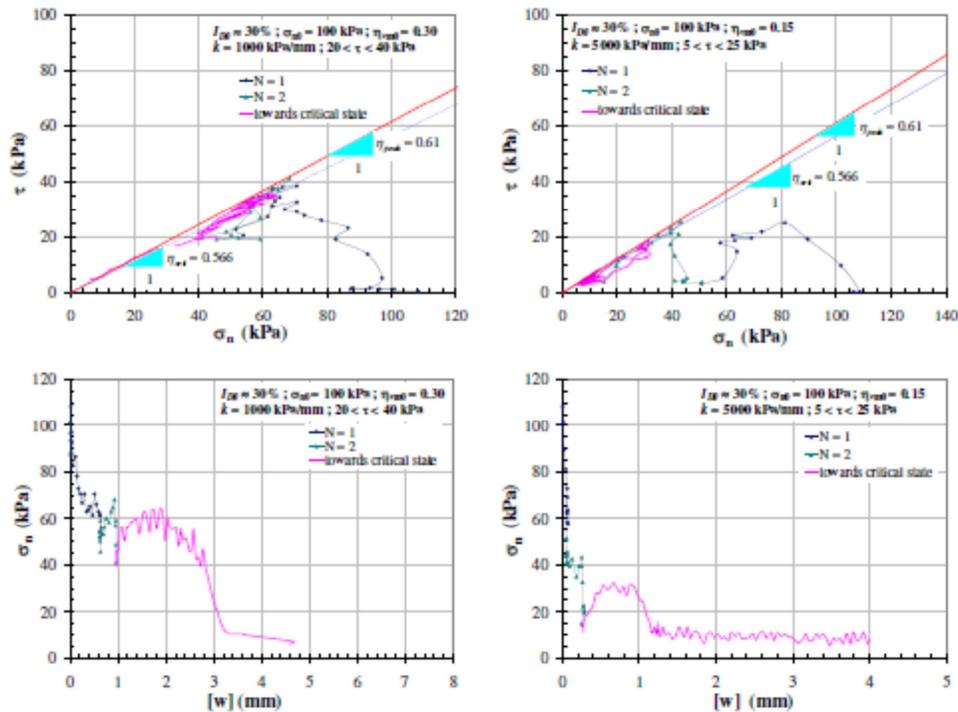


Figure 4.19. Essai CNS,  $\sigma_{ncm0} = 100$  kPa,  $\Delta\tau = 10$  kPa,  $\eta_{cm0} = 0,30$ ,  $I_{D0} = 30$  %.  $k_n = 1000$  kPa/mm. Rupture (état critique) au bout de 2 cycles.

### 3. DEGRADATION CYCLIQUE DE LA REPONSE DES PIEUX

#### 3.1. Pieux sous chargement cyclique axial

##### 3.1.1. Concept de diagramme de stabilité cyclique

Le concept de diagramme de stabilité cyclique d'un pieu a été introduit par H. Poulos (1981). Il permet d'analyser globalement la réponse d'un pieu relativement rigide soumis à des actions cycliques axiales et d'en évaluer le comportement en fonction de la combinaison de ces actions et du nombre de cycles.

Le principe du diagramme de stabilité cyclique sous charge axiale est illustré sur la Figure 4.20.

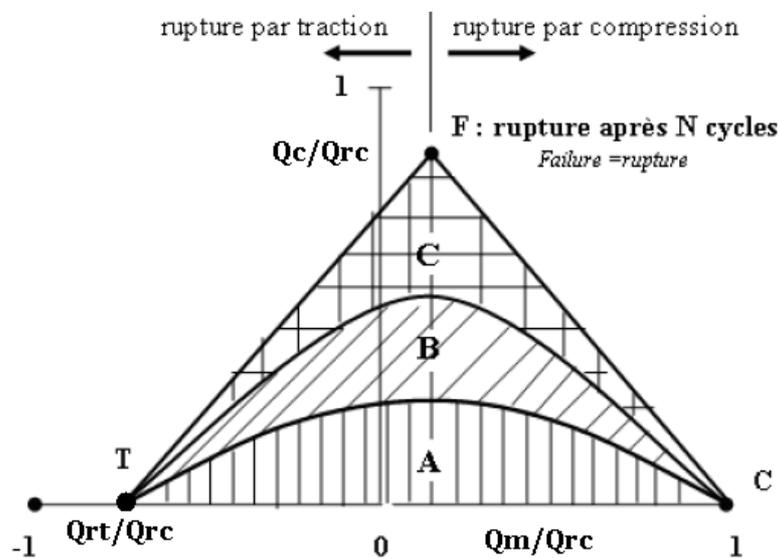


Figure 4.20. Schéma de principe d'un diagramme de stabilité cyclique (Poulos, 1981)

En désignant par :

- $V_{rc}$  : la résistance ultime à la compression monotone ;
- $V_{rt}$  : la résistance ultime à la traction monotone (arrachement) ;

on peut représenter :

- En abscisse: la composante moyenne normalisée de la charge cyclique  $V_m / V_r$ ;
- En ordonnée : l'amplitude normalisée de la sollicitation cyclique  $V_m / V_r$

L'enveloppe externe du triangle joignant les points où  $V_m / V_r$  et  $V_c / V_r$  sont égaux à 1 est le lieu des points de rupture statique (chargement monotone pour lequel  $V_m / V_r + V_c / V_r = 1$ )

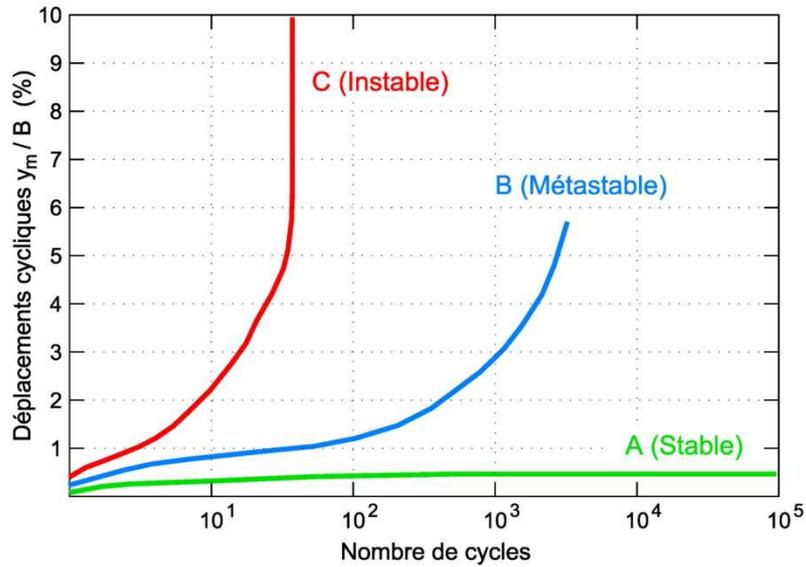
Le diagramme est dissymétrique par rapport à l'axe des ordonnées car la capacité en compression est supérieure à la capacité en tension ( $V_{rc} > V_{rt}$ )

Dans sa forme la plus élémentaire, le diagramme (Figure 4.20.) peut être décomposé en trois zones définies par des combinaisons du couple ( $V_m / V_r ; V_c / V_r$ ) :

- Dans la zone A, il est possible d'appliquer un très grand nombre de cycles (plusieurs milliers à dizaines de milliers) sans provoquer de déplacements irréversibles significatifs du pieu. La zone A est dite cycliquement stable. La capacité ultime du pieu n'est pas dégradée par la succession des cycles.
- Dans la zone C, le chargement cyclique provoque des déplacements irréversibles qui conduisent inéluctablement à la rupture après un nombre relativement faible de cycles (quelques cycles à quelques dizaines de cycles). La zone C est dite cycliquement instable. La capacité ultime du pieu est fortement dégradée par l'application des cycles
- La zone B se caractérise par un comportement intermédiaire. Des cycles en nombre limité (typiquement une centaine) provoquent des déplacements du pieu mais sans évolution vers la rupture. Si on poursuit les cycles, les déplacements peuvent indifféremment évoluer vers la stabilisation apparente ou vers une rupture du pieu pour un nombre conséquent de cycles (plusieurs centaines à quelques milliers). Cette zone est dite métastable. La capacité ultime du pieu est affectée par la succession des cycles.

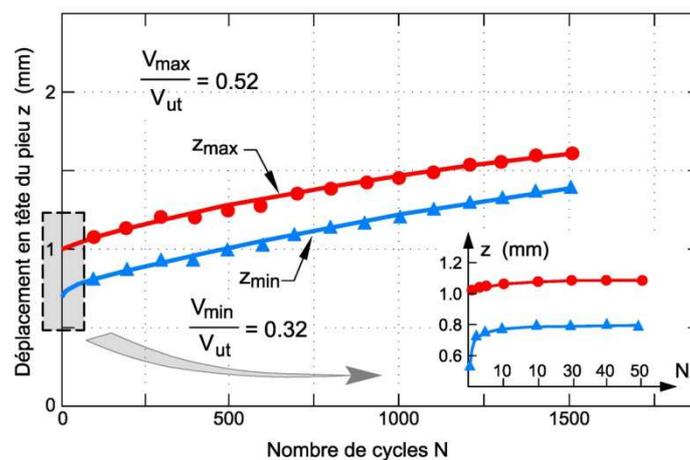
On sait maintenant que la taille de chaque zone est fonction du type de sol et du type de pieu considérés.

L'évolution des déplacements permanents en tête de pieu mesurés lors de différents essais permet de mieux comprendre la notion de stabilité cyclique. La figure 4.21 illustre l'allure des déplacements typiques pour chacune des zones du diagramme.

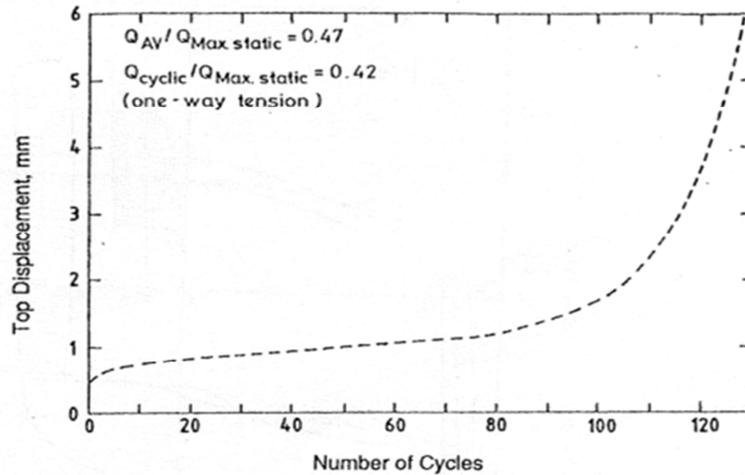


**Figure 4.21.** Déplacements types de la tête du pieu correspondant aux zones A (stable), B (métastable) et C (instable) du diagramme de stabilité cyclique. Il s'agit des déplacements permanents (irréversibles):  $Z_m = 1/2 (Z_{max} - Z_{min})$

Les Figures 4.22. et 4.23. donnent deux exemples de comportement métastable. Dans les sables et silts de Plancoët, les déplacements de la tête du pieu semblent se stabiliser au bout de quelques dizaines de cycles mais de fait continuent d'évoluer jusqu'à 1500 cycles (arrêt de l'essai) sans qu'il soit possible de prédire son comportement ultérieur. Dans l'argile de Haga, le pieu a brutalement évolué vers la rupture au-delà de 80 cycles.



**Figure 4.22.** Pieu de PLANCOET (sables et silts) (d'après Puech & Jezequel, 1981)



**Figure 4.23.** Essai NGI de pieu sur une argile (d'après Karlsrud & Haugen, 1983)

Dans certaines conditions favorables - c'est notamment le cas dans les argiles normalement consolidées à faiblement consolidées - il a été possible d'enrichir l'information fournie par le diagramme de stabilité en proposant des courbes d'isovaleurs de nombre de cycles à la rupture. Cet aspect sera examiné au Chapitre 6.

D'une manière générale, le concept de diagramme de stabilité cyclique a le mérite de révéler l'existence des phénomènes liés aux chargements cycliques axiaux et de montrer le poids des paramètres de chargement. Les dégradations très sévères de capacité sont associées à la réversibilité des charges cycliques (essais alternés). Ces diagrammes sont d'un intérêt pratique certain comme on le verra au Chapitre 5. Leur utilisation doit cependant être considérée en relation avec la flexibilité du système sol-pieu.

### 3.1.2. Influence de la rigidité relative sol-pieu

La rigidité relative sol-pieu joue un rôle important dans la génération de la dégradation cyclique à l'interface sol-pieu et sa propagation le long du fût.

La réponse charge-déplacement d'un pieu sous sollicitation axiale peut être appréhendée par la méthode non-linéaire des courbes de transfert qui permet de décrire le comportement complet du pieu depuis les faibles déformations (réponse quasi-linéaire) jusqu'à la rupture (grands glissements). Cette méthode, dite aussi des courbes t-z, est largement utilisée dans l'industrie offshore.

Il n'est cependant pas sans intérêt de considérer l'apport des méthodes analytiques basées sur une approche élastique lorsqu'on cherche à caractériser la sensibilité d'un pieu aux chargements cycliques.

Il existe de nombreuses solutions pour décrire la réponse d'un pieu sous charge axiale. Murff (1975) traite le cas d'une rigidité de transfert  $k_a$  linéaire et constante avec la profondeur ( $k_a$  étant défini comme le rapport de la charge axiale par unité de longueur de pieu au déplacement axial local). Randolph et Wroth (1978) ont relié la rigidité de transfert  $k_a$  au module de cisaillement du sol  $G$  et étendu la solution au cas d'une variation linéaire de  $G$  avec la profondeur.

Différents auteurs (Randolph et Wroth, 1978 ; Baguelin et Frank, 1980) ont montré que pour des pieux d'élancement modéré ( $D/B < 50$ ) et compte tenu de la précision sur l'estimation de  $G$ , on pouvait admettre en première approximation que :

$$k_a \sim 1.5 G$$

Pour un sol de module uniforme avec la profondeur, la rigidité axiale du pieu  $K_a$  peut s'exprimer de manière générale (Randolph, 2013) par :

$$K_{axial} = \frac{V_t}{w_t} = S \frac{K_b + S \tanh(\mu L)}{S + K_b \tanh(\mu L)}$$

avec :

$$\mu L = \sqrt{\frac{k_a}{(EA)_p}} L \quad \text{et} \quad S = \frac{(EA)_p}{L} \mu L = \sqrt{(EA)_p k_a}$$

$V_t$  et  $w_t$  sont la charge et le déplacement en tête du pieu

$K_b$  est la raideur de la base du pieu ( $K_b = V_b/w_b$ )

$(EA)_p$  est la rigidité de la section du pieu

La rigidité relative pieu – sol  $\mathcal{R}_\gamma$  est exprimée par le rapport  $[(EA)_p / L] / [k_a \cdot L]$  soit :

$$\mathcal{R}_\gamma = (EA)_p / k_a \cdot L^2 = (EA)_p / 1.5 \cdot G \cdot L^2 \quad \text{et} \quad \sqrt{\mathcal{R}_\gamma} = 1/\mu L$$

La rigidité relative peut varier dans de larges proportions, typiquement entre 0,1 et 1. Pour de fortes valeurs de  $\mathcal{R}_\gamma$  ( $\mathcal{R}_\gamma$  de l'ordre de 1, voire supérieur à 1) le pieu est rigide et la rigidité axiale est la somme de la rigidité à la base et de la rigidité du fût :

$$K_a = K_b + k_a \cdot L$$

Pour la majorité des cas de la pratique (Tableau 4N.1),  $\mathcal{R}_0$  est inférieur à 1 et la quantité  $\mu L$  approche rapidement 2 de sorte que  $\tanh \mu L$  tend vers 1. La rigidité du pieu en tête s'exprime alors de manière approchée par :

$$K_a = S = \sqrt{(EA)_p} \cdot k_a = 1.25 \sqrt{(EA)_p} \cdot G$$

En écrivant que le glissement sol-pieu intervient lorsque l'allongement de la tête est suffisant pour mobiliser le frottement local limite (Murff, 1980), on peut trouver la valeur de la charge  $V_g$  en tête provoquant les premiers glissements relatifs sol-pieu. Randolph (2013) donne l'expression normalisée suivante dans laquelle  $V_{lat}$  est la capacité ultime du fût :

$$\frac{V_g}{V_{lat}} = \frac{1}{\mu L} = \frac{1}{L} \sqrt{\frac{(EA)_p}{k_a}} \sim \frac{0.8}{L} \sqrt{\frac{(EA)_p}{G}}$$

La valeur du rapport  $V_g/V_{lat}$  est particulièrement intéressante pour juger de la sensibilité d'un pieu aux chargements cycliques. Les résultats expérimentaux sur la réponse des sols (section 1 du présent chapitre) aussi bien que l'allure des diagrammes de stabilité cyclique des pieux (Chapitre 6) indiquent que la dégradation cyclique est particulièrement importante et rapide dès lors qu'apparaissent des glissements relatifs à l'interface pieu-sol.

Lorsque le rapport  $V_g/V_{lat}$  reste supérieur à la charge cyclique maximale réellement appliquée au pieu (c'est-à-dire la charge cyclique non pondérée) les charges cycliques ne sont pas susceptibles de provoquer de glissements pieu-sol en tête de pieu. Cette condition est vérifiée pour des pieux de rigidité moyenne à forte (approximativement  $\mathcal{R}_0 > 0,25-0,40$ ) calculés avec des coefficients globaux de sécurité compris entre 1.5 et 2. On vérifie alors que  $V_g/V_{lat} = \sqrt{\mathcal{R}_0} > 0,50 - 0,65$ .

Pour des rigidités plus faibles, les glissements pieu-sol qui se manifestent dans la partie haute du pieu sont susceptibles de dégrader rapidement l'interface jusqu'à des valeurs résiduelles de frottement local. Les pertes de frottement occasionnent des reports de charge vers le bas du pieu et une migration de la dégradation.

Les diagrammes de stabilité cyclique présentés dans le Chapitre 6 ont été établis à partir de pieux relativement rigides. Il s'agit le plus souvent pour les essais sur site de pieux courts, voire de tronçons de pieux et de systèmes de mesure très rigides dans les essais en chambre de calibration ou en centrifugeuse. Le Tableau 4.2. montre que les rigidités relatives (à l'exception des pieux HSE de Dunkerque) sont très élevées ( $\mathcal{R}_0 > 0,6$ ) de sorte que le rapport

$V_g/V_{lat}$  est supérieur à 0,75. Dans cette configuration les chargements cycliques extrêmes n'induisent pas de glissement relatif pieu –sol en tête de pieu.

Les Tableaux 4.3. et 4.4. donnent les rigidités relatives  $\mathcal{R}_0$  et les valeurs de  $V_g/V_{lat}$  pour une large gamme de pieux forés et battus représentatifs des travaux terrestres et offshore. Les valeurs du module de cisaillement  $G$  pour le sol doivent être représentatives de taux de distorsion de l'ordre de 0,5 à  $1 \cdot 10^{-3}$ , le décollement sol-pieu se produisant pour des déplacements relatifs  $w/D$  de l'ordre de  $10^{-2}$ . On pourra admettre en première approximation que  $G$  est de l'ordre de du module pressiométrique Ménard  $E_M$  dans la mesure où  $E_M = 2.66 \cdot G_p$  avec  $G_p$  : module de cisaillement mesuré au pressiomètre à des taux de déformation de l'ordre de  $10^{-2}$

En travaux terrestres, pour lesquels des coefficients de sécurité sont en général compris entre 2 et 3 (en ELS) et entre 1.5 et 2 en ELU, les pieux forés les plus communément utilisés ( $D$  entre 800 et 1200 ;  $L$  entre 30 et 50m) ont un rapport  $V_g/V_{lat} > 0,5$ .

En travaux offshore, où on accepte un coefficient global de sécurité de 1.5 sur les charges environnementales extrêmes), les pieux tubulaires battus ont des valeurs de  $V_g/V_{lat} > 0,66$  uniquement lorsque leur longueur est faible et leur épaisseur relativement forte.

Dans tous les cas où les pieux sont suffisamment flexibles pour générer des glissements relatifs pieu-sol sous chargement cyclique, le concept de diagramme de stabilité cyclique doit être manipulé avec prudence. L'apparition de glissements alternés en partie haute du pieu (même si les charges en tête ne sont pas nécessairement alternées) peut occasionner des dégradations sévères du frottement jusqu'à des valeurs résiduelles locales très faibles. Il y a alors report des charges vers le bas du pieu avec risque d'une propagation de la dégradation en profondeur.

**Tableau 4.2.** Rigidité relative des pieux d'essais (voir références au Chapitre 6)

Essais	Pieu	Sol	Rigidité relative $\mathcal{R}_\eta$	$V_g/V_{lat}$ ( $=1/\mu L = \sqrt{\mathcal{R}_\eta}$ )
Merville ; tube battu	D =406mm E =14mm L=14m EA = 3700 MN	G = 20MPa	0,63	0,78
Merville ; foré, compression	D=420mm L=14m EA= 3900 MN	G = 20MPa	0,66	0,80
Loon-Plage ; foré, compression	D=420mm L=8m EA=3900 MN	G=15MPa	2.7	1.6
Pieu HSE Dunkerque	D=457mm e=13.5mm L=19m EA= 4000 MN	G=20MPa	0,37	0,60
Pieux Haga	D=153mm L=5m e= 4.5mm EA=540 MN	G=4MPa	3	1.7
Pieu Cran	D=273mm e=6,3mm EA=1100 L=17m MN	G = 3MPa	0,85	0,9
Pieu Plancoët	D=273mm e=6,3mm L=13m EA=1100 MN	G=2MPa	2.2	1.4

**Tableau 4.3.** Rigidité relative de pieux types forés

<b>Pieu</b>	<b>Sol</b>	<b>Rigidité relative <math>\mathcal{R}_0</math></b>	<b>Vg/Vlat (<math>=1/\mu L = \sqrt{\mathcal{R}_0}</math>)</b>
D=800mm EA= 15 000 MN L=50m	G=20MPa	0,20	0,44
	G=30MPa	0,13	0,36
	G=60MPa	0,07	0,25
D= 800mm EA= 15 000 MN L=30m	G=20MPa	0,55	0,73
	G=30MPa	0,37	0,59
	G=60MPa	0,18	0,42
D=1200mm EA= 34 000 MN L=50m	G=20MPa	0,45	0,66
	G= 30MPa	0,30	0,54
	G=60MPa	0,15	0,38
D=1500mm EA= 53 000 MN L=50m	G=20MPa	0,71	0,82
	G= 30MPa	0,47	0,67
	G=60MPa	0,24	0,48
D=1500mm EA= 53 000 MN L=80m	G=20MPa	0,27	0,51
	G= 30MPa	0,18	0,42
	G=60MPa	0,09	0,30
D=1500mm Ferrailé à 2% EA= 60 000 MN L=80m	G=20MPa	0,31	0,55
	G= 30MPa	0,21	0,45
	G=60MPa	0,10	0,32

$E_{\text{béton}} = 30 \text{ GPa}$  ;  $E_{\text{acier}} = 210 \text{ GPa}$

**Tableau 4.4.** Rigidité relative de pieux types battus

Pieu	Sol	Rigidité relative $\mathcal{R}_0$	Vg/Vlat ( $=1/\mu L = \sqrt{\mathcal{R}_0}$ )
D <sub>ext</sub> = 1067mm (42") e = 38 mm (1.5") EA = 26 700 MN L= 30m	G=20MPa	0,99	0,99
	G=30MPa	0,66	0,81
	G=60MPa	0,33	0,57
D <sub>ext</sub> = 1 220mm (48") e = 51mm (2") EA = 40 800 MN L=50m	G=10MPa	1,1	1,0
	G=30MPa	0,36	0,59
	G=60MPa	0,18	0,41
D <sub>ext</sub> = 2 440mm (96") e = 51mm (2") EA = 82 000 MN L=50m	G=10MPa	2,20	1,44
	G=30MPa	0,70	0,82
	G= 60MPa	0,35	0,59
D <sub>ext</sub> = 2 440mm (96") e = 51mm (2") EA = 82 000 MN L=100m	G=10MPa	0,54	0,72
	G=30MPa	0,18	0,41
	G=60MPa	0,09	0,30
D <sub>ext</sub> = 2 440 (96") e = 76mm (3") EA = 123 000 MN L=100m	G=10MPa	0,82	0,89
	G=30MPa	0,27	0,51
	G=60MPa	0,14	0,36

E<sub>béton</sub>= 30 GPa ; E<sub>acier</sub>= 210 GPa

### 3.1.3. Composantes de la dégradation cyclique

La répétition des cycles de chargement en tête d'un pieu provoque une évolution des déplacements permanents (irréversibles) comme décrit sur la Figure 4.21. Ces déplacements peuvent provenir :

- d'un cumul de déplacements plastiques résultant de glissements à l'interface sol-pieu,
- d'une baisse du module de cisaillement cyclique G<sub>c</sub>.

Si des variations de la rigidité cyclique des pieux peuvent se manifester, plusieurs auteurs ont montré que les chutes significatives ne se produisent que lors des derniers cycles précédant la rupture généralisée du pieu. Cette observation est valide aussi bien dans des sols argileux (McAnoy et al, 1982 ; Puech, 2013) que sableux (Jardine and Standing, 2012 ; Puech, 2013).

Les glissements à l'interface sol-pieu semblent donc être la cause première de la dégradation de la réponse des pieux sous chargement cyclique axial. Les méthodes d'analyse du

comportement cyclique des pieux sous chargement axial qui seront examinées au Chapitre 7 ne considèrent que rarement la contribution des variations de rigidité cyclique.

### 3.2. Pieux sous chargement cyclique latéral

#### 3.2.1. Influence de la rigidité relative sol-pieu

Sous l'action d'une charge latérale appliquée en tête, un pieu se déplace (translation et/ou rotation) en se déformant plus ou moins. L'importance de la déformation par flexion du pieu est régie par la rigidité relative sol-pieu qui permet de distinguer les pieux rigides (dont la déformation propre est négligeable) des pieux dits souples ou flexibles (dont la déformation propre amplifie les déplacements latéraux du pieu).

Dans l'hypothèse très grossière où le sol aurait un comportement élastique linéaire (déformations proportionnelles aux contraintes), différentes expressions ont été proposées pour distinguer les pieux rigides des pieux souples. La synthèse présentée au Chapitre 8 (§1.1) montre que toutes ces expressions peuvent être ramenées au paramètre  $K$ , introduit par Poulos et Hull (1989) qui vaut  $K = (E_s L^4) / E_p I_p$  avec :

$E_s$  : module du sol élastique

$E_p$  : module du pieu

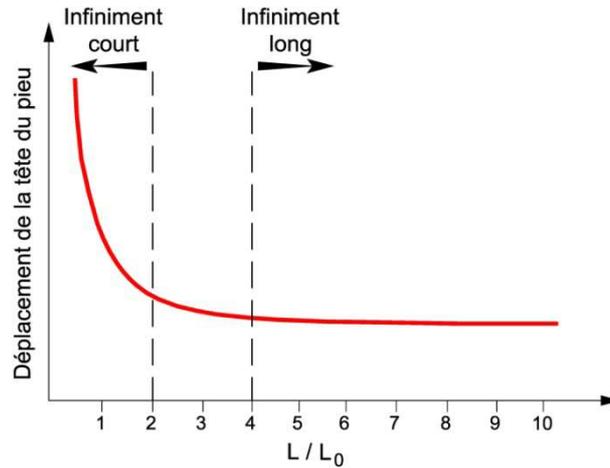
$L$  : fiche du pieu

$I_p$  : inertie de flexion du pieu

Le Tableau 8.1. du Chapitre 8 montre que les limites des pieux rigides et des pieux souples varient considérablement selon les auteurs :

- les pieux sont rigides si  $K$  est inférieur à une valeur variant entre 4 et 20
- les pieux sont souples si  $K$  est supérieur à une valeur variant entre 4 et 400.

Une autre analyse de l'effet de la rigidité relative sur le déplacement de la tête d'un pieu dans un sol élastique linéaire repose sur la notion de longueur de transfert  $L_0 = (4E_p I_p / E_s)^{1/4}$  comme illustré par la Figure 4.24.. Le paramètre  $K$  mentionné ci-dessus vaut  $K = 4(L/L_0)^4$ .



**Figure 4.24.** Effet de la rigidité relative du pieu sur le déplacement de la tête du pieu et limites entre pieu rigide (court) et pieu souple (long) selon Peralta (2010)

Les méthodes actuelles de calcul des pieux ne font plus l'hypothèse du sol élastique linéaire car elles sont fondées sur les courbes de réaction P-y (relations entre le déplacement latéral y du pieu et la réaction latérale P développée par le sol à la même profondeur). Elles permettent par exemple de suivre l'évolution du déplacement de la tête d'un pieu, soumis à une charge latérale donnée, en fonction de la raideur en flexion du pieu  $E_p I_p$ . Elles sont donc beaucoup plus performantes pour déterminer la rigidité relative sol-pieu et son effet sur le déplacement de la tête du pieu et sur les moments de flexion (sous des charges latérales statiques).

Par contre, la question se pose de l'influence éventuelle de la rigidité relative sur la réponse des pieux à des charges latérales cycliques. Les études recensées au Chapitre 8 indiquent que les pieux souples sont plus sensibles à des charges cycliques que des pieux rigides. Ce résultat semble logique puisque la dégradation des réactions latérales est d'autant plus forte que le déplacement du pieu est grand.

En s'appuyant sur les résultats d'essais de pieux analysés par Lin et Liao (1999), une méthode a été développée dans SOLCYP pour prendre en compte l'effet de la rigidité relative dans le calcul des pieux sous charges latérales cycliques. On se reportera aux §3.3 et 3.5 du Chapitre 9.

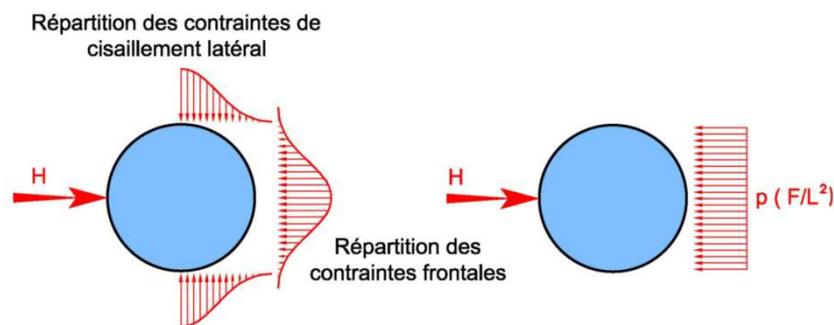
### 3.2.2. Dégradation des réactions latérales du sol sous l'effet des cycles

La première manifestation d'une dégradation des réactions latérales du sol sous l'effet de charges cycliques concerne le déplacement de la tête du pieu et le moment maximum dans le pieu qui croissent avec le nombre de cycles. De nombreuses études ont fait ce constat et elles sont présentées dans les paragraphes 2 et 4 du Chapitre 8. Certains travaux ont même permis de dégager des lois d'évolution du déplacement de la tête du pieu avec le nombre de cycles  $N$  (Chapitre 8, §3 et 5).

Des analyses plus fines de l'interaction sol-pieu, au niveau local (à une profondeur donnée) montrent comment évolue la réaction latérale du sol sous une charge cyclique appliquée en tête du pieu. Les distributions des contraintes horizontales qui se développent dans le sol et s'opposent au déplacement du pieu sont assez complexes (Figure 8.3.) car elles comportent plusieurs composantes :

- des contraintes frontales positives à l'avant du pieu,
- des contraintes de cisaillement sur les faces latérales,
- des contraintes normales négatives à l'arrière du pieu (dans le cas où une succion peut apparaître).

Pour simplifier la modélisation de ces réactions, il est très courant de considérer leur résultante  $P$  (kN/m) suivant la direction de la charge latérale appliquée en tête. La contrainte moyenne sur la largeur du pieu, toujours selon cette direction, est alors  $p = P/B$  (kN/m<sup>2</sup>) comme illustré sur la Figure 4.25. ci-dessous.



**Figure 4.25.** Distribution réelle des réactions du sol et modèle simplifié (d'après Baguelin et al., 1977).

Il est alors possible d'étudier l'évolution de l'interaction sol-pieu durant les cycles en examinant les valeurs successives prises par la réaction P. Toutefois, la détermination expérimentale de cette réaction s'avère extrêmement délicate. La mesure directe et ponctuelle de la réaction du sol par des capteurs de pression n'est jamais très fiable du fait des inévitables effets de voute qui se développent autour de ces capteurs, leur raideur n'étant jamais identique à celle du sol. Des tentatives sans réel succès ont été tentées par exemple par Baguelin & Jezequel (1972) lors d'essais de pieux sur le site de Plancoët ou par Mayne et al. (1995) et Prasad & Chari (1999) lors d'essais sur modèles en cuve.

Une méthode indirecte souvent mise en œuvre à l'IFSTTAR a été utilisée dans SOLCYP. Une mesure fine, à l'aide de jauges de déformation, des moments de flexion dans le pieu modèle, sous une charge latérale H, permet d'abord de déterminer la courbe  $M(z)$  par ajustement des points expérimentaux avec des splines quintiques (logiciel SLIVALICS-LCPC). Une double intégration de la courbe des moments  $M(z)$  conduit au profil du déplacement latéral  $y(z)$  et une double dérivation de  $M(z)$  donne le profil des réactions du sol  $P(z)$ .

Les courbes de réaction  $P = f(y)$  peuvent enfin être construites point à point. Avant toute analyse, elles sont d'abord validées en les introduisant comme données d'entrée dans le calcul du pieu sous la charge latérale H. Les résultats de ce calcul (déplacements du pieu, moments de flexion) sont comparés aux mesures réalisées lors de l'essai de chargement.

La Figure 4.26. montre un exemple de courbes P-y statiques pour un pieu de 12m de fiche, dans un sable dense soumis à une charge en tête  $H = 960$  kN.

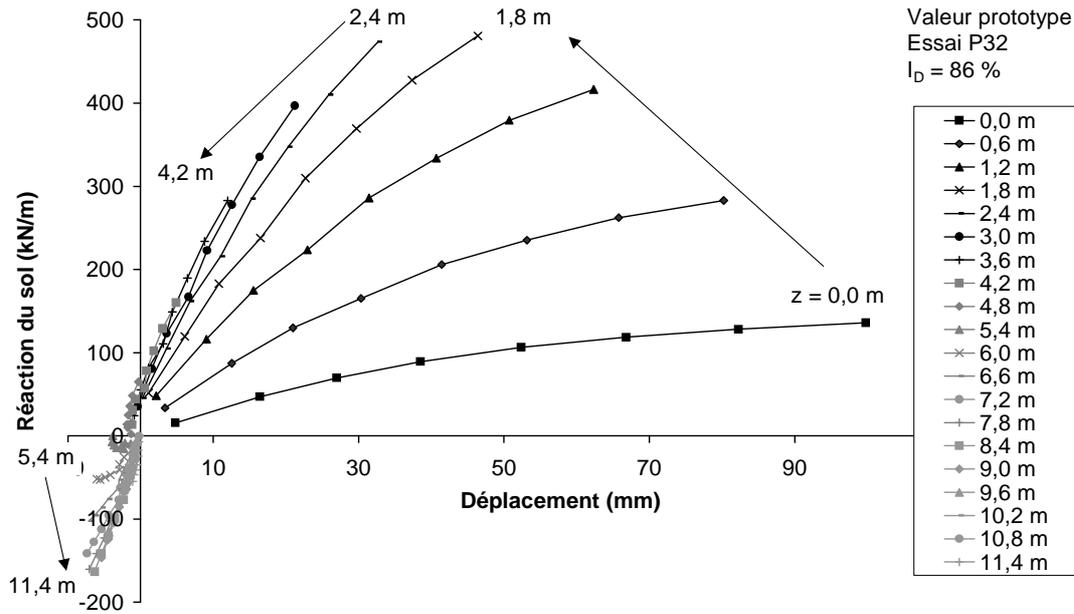
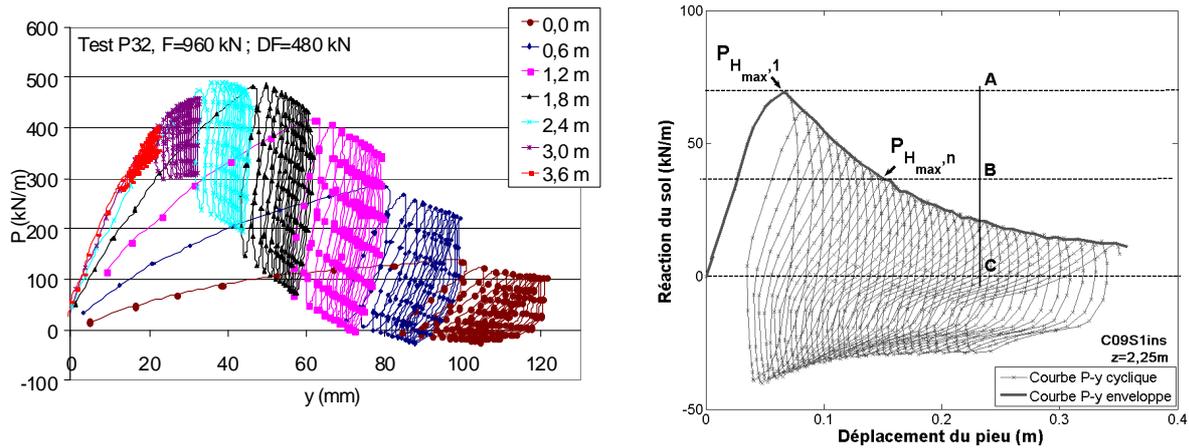


Figure 4.26. Courbes P-y statiques à différentes profondeurs (d'après Rosquoët, 2004)

On note que les réactions mobilisées augmentent avec la profondeur (ce qui est logique dans ce type de sol) et que le déplacement latéral  $y$  et la réaction mobilisée  $P$  changent de signe à la même profondeur correspondant au point de rotation du pieu (environ 5m dans l'exemple présenté).

Lorsque des charges cycliques sont appliquées en tête du pieu, les réactions mobilisées évoluent avec les cycles comme illustré sur la Figure 4.27.. Dans les couches supérieures, les réactions mobilisées décroissent régulièrement avec les cycles (profondeurs inférieures à 3m sur la Figure 4.27a et Figure 4.27b). En conditions drainées (cas de la Figure 4.27a), la dégradation de la réaction est due aux phénomènes de contractance-dilatance bien mis en évidence lors d'essais de cisaillement sur échantillons. En conditions non drainées (Figure 4.27b), la génération de surpressions interstitielles peut également entraîner une diminution des contraintes effectives et donc un « ramollissement » cyclique.

Dans les couches plus profondes (profondeurs supérieures à 2,4m dans l'exemple de la Figure 4.27a), on ne note pas de dégradation de la réaction avec les cycles. Les points représentatifs de la réaction mobilisée restent sur la courbe P-y statique. Le déficit de réaction créé par la dégradation dans les couches supérieures est compensé par leur augmentation dans les couches plus profondes.



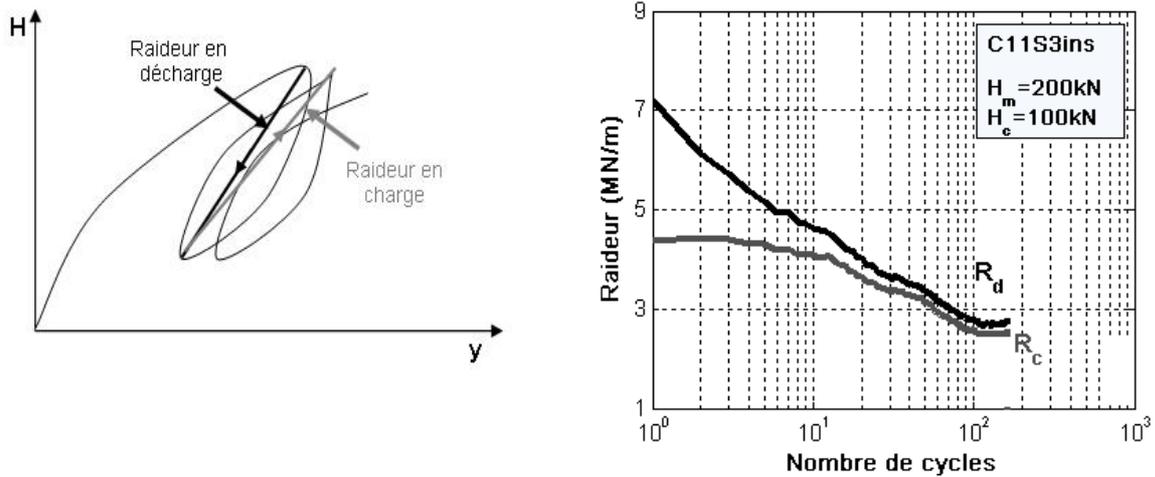
a – Sable dense ( $I_D = 86\%$ ), pieu de 12m de fiche  
 $H_{max} = 960$  kN,  $H_c = 240$  kN (Rosquoët, 2004)

b – Argile légèrement surconsolidée saturée, pieu de  
 16m de fiche,  $H_{max} = 350$  kN,  $H_c = 200$  kN  
 (Khemakhem, 2012)

**Figure 4.** Exemples de courbes P-y cycliques observées dans différents sols.

Afin de quantifier l'effet des cycles sur les réactions mobilisées il est courant d'analyser les courbes enveloppes des courbes P-y cycliques comme celle qui est présentée sur la Figure 4.27b. Une étude de ces courbes enveloppes est présentée au Chapitre 8 et permet ensuite de développer une méthode de prise en compte des cycles dans le dimensionnement des pieux sous charge latérale (Chapitre 9).

D'autres travaux ont été consacrés à l'évolution, avec les cycles, de la raideur cyclique en tête du pieu car cette donnée est souvent nécessaire dans les calculs d'interactions sol-structure. Cette raideur cyclique est définie, pour un cycle donné, par la pente de la droite reliant le point de réaction maximale et le point de réaction minimale et il est possible de distinguer la raideur en charge  $R_c$  de la raideur en décharge  $R_d$  (Figure 4.28.).



a - Définition des raideurs en charge et en décharge

b - Evolution des raideurs cycliques avec le nombre de cycles ( $H_m = 200\text{kN}$ ,  $H_c = 100\text{kN}$ )

**Figure 4.28.** Raideur cyclique en tête d'un pieu de 16m de fiche dans une argile légèrement surconsolidée saturée (d'après Khemakhem, 2012)

Afin de quantifier l'effet des cycles, les valeurs de la raideur en charge  $R_{cN}$  au cycle  $N$  peuvent être normalisée par la raideur en décharge  $R_{d1}$  au premier cycle. La Figure 4.29. présente les résultats obtenus par Khemakhem (2011) pour différentes charges latérales cycliques appliquées en tête des pieux ( $H_{\max}$  entre 150kN et 350kN et  $H_c / H_{\max}$  entre 0,25 et 1).

Il apparait que toutes les données suivent à peu près la loi empirique proposée par Jeanjean (2009) et donnée par la relation suivante :

$$\frac{R_{cN}}{R_{d1}} = \frac{0,9}{0,9 + 2,5 \tanh(0,7 \log N)} \quad (4.1)$$

Cette expression a été déduite de l'analyse des raideurs des boucles des courbes P-y cycliques obtenues lors d'essais de chargement sur modèles réduits centrifugés de tubes conducteurs dans une argile saturée légèrement surconsolidée. Elle ne dépend ni de la profondeur ni du niveau de chargement et est uniquement fonction du nombre de cycles

D'après la Figure 4.29., il semble donc qu'en première approximation la relation (4.1) de Jeanjean pourrait aussi s'appliquer à l'évolution de la raideur cyclique en tête du pieu.

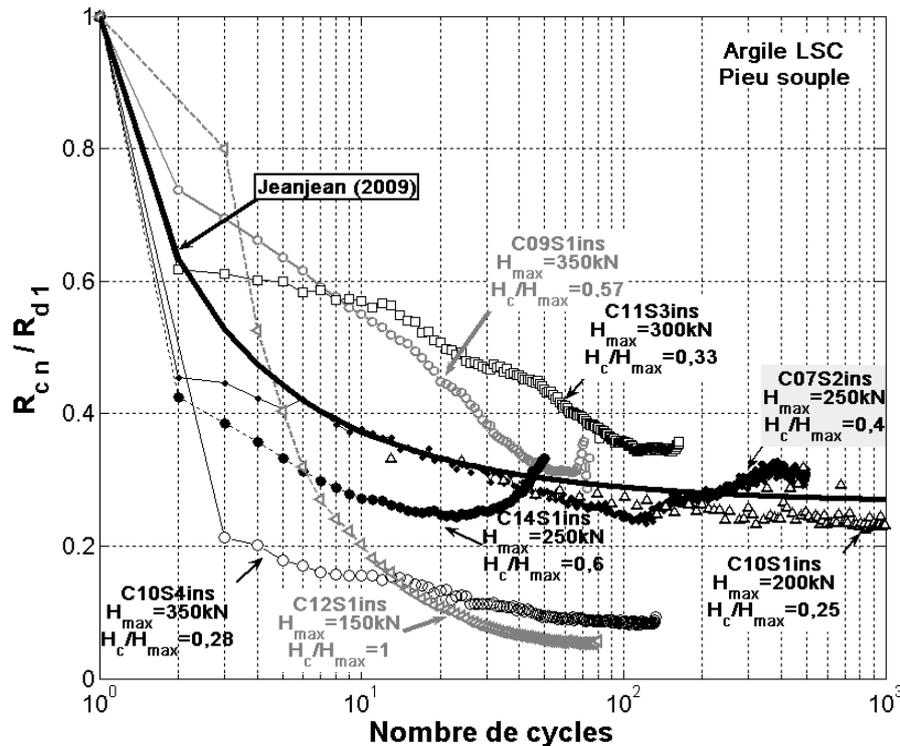


Figure 4.29. Evolution de la raideur cyclique au cycle N normalisée par la raideur au 1<sup>er</sup> cycles (d'après Khemakhem, 2012).

## 4. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### 4.1. Rapports internes (Projet national SOLCYP)

Canou J. (2013) Etude à l'appareil triaxial du comportement cyclique non drainé du sable du site expérimental de Dunkerque. Rapport ENPC. N°IREX LC/12/CEO/37.

Dano C. (2011) Essai de laboratoire des sols de Merville. Rapport ECN/GeM. N°IREX LC/10/SOL/11.

### 4.2. Références externes (publications et normes)

Andersen K.H. (2004) *Cyclic clay data for foundation design of structures subjected to wave loading*. Keynote Lecture; Proc. Int. Conf. on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, CBS04, Bochum, Germany. Proc. p. 371-387, A.A. Balkema, Ed Th. Triantafyllidis.

- Andersen K.H. (2015) *Cyclic soil parameters for offshore foundation design*. 3rd McClelland Lecture, Int. Symposium Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG III, Oslo, Norway.
- Baguelin F. et Jézéquel F. (1972) *Etude expérimentale du comportement de pieux sollicités horizontalement*, Bulletin de liaison des LPC, 62, ref. 1226, novembre-décembre, pp.129-170
- Baguelin, F., Frank, R. et Said, Y. H. (1977) *Theoretical Study of Lateral Reaction Mechanism of Piles*. Geotechnique, Vol. 27, No. 3, 405-434.
- Boulon M. (1988) *Contribution à la mécanique des interfaces sol-structure, application au frottement latéral des pieux*. Habilitation à diriger des recherches, Université Joseph Fourier, Grenoble
- Hoteit N. (1990) *Contribution à l'étude du comportement sable inclusion et application au frottement apparent*. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- Jardine R.J. and Standing J.R. (2012). *Field axial cyclic loading experiments on piles driven in sand*. Soils and Foundations, 52(4), 723–736.
- Jeanjean Ph., Andersen K.H. and Kalnes B. (1998) *Soil parameters for design of suction caissons for Gulf of Mexico deepwater clays*. Offshore Technology Conference, OTC paper 8830, Houston, TX
- Jeanjean Ph. (2009) *Re-Assessment of P-Y Curves for Soft Clays from Centrifuge Testing and Finite Element Modelling*. OTC 20158, Offshore Technology Conference, Houston, USA, 4-7 May, 1-23
- Karlsrud, K. and Haugen, H. (1983) *Cyclic loading of piles and pile anchors - field model tests*. Final Report. Summary and evaluation of test results. Norwegian Geotechnical Institute Report 40018-11
- Khemakhem M. (2012) *Etude expérimentale de la réponse aux charges latérales monotones et cycliques d'un pieu foré dans l'argile*. Thèse de doctorat, Ecole Centrale Nantes, 336 p.
- Lin S.S and Liao J.C. (1999) *Permanent strains of piles in sand due to cyclic lateral loads*. J. of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE, 125, 9, 798-802.
- Mayne P.W, Kulhawy F.H and Trautmann C.H (1995) *Laboratory modelling of laterally-loaded drilled shafts in clay*. J. of Geotechnical Eng., ASCE, 121, 12, 827-835.
- Mc Anoy R.P.L., Cashman, A.C.E. and Purvis, D. (1982) *Cyclic Tensile Testing of a Pile in Glacial Till*. 2nd Int. Conf. Numerical Methods in Offshore Piling, Austin, p.257-291
- Murff J.D. (1975) *Response of axially loaded piles*. J. Geot. Eng. Div., ASCE 101(GT3), 356-360.
- Murff J.D. (1980) *Pile capacity in a softening soil*. John Wiley & Sons, Ltd
- Peralta P.K. (2010) *Investigations on the Behavior of Large Diameter Piles under Long-Term Lateral Cyclic Loading in Cohesionless Soil*, Degree of Doctor of Engineering, Leibniz University Hannover, 223 p.
- Poulos H. G. (1982) *Single Pile Response to Cyclic Lateral Load*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings ASCE, Vol.108, No.GT3, 355-375
- Poulos H.G. and Hull T.S.(1989) *The role of analytical mechanics in foundation engineering*. Foundation Engineering, Current Principals and Practices, ASCE 2, 1578-1606.

- Pra-ai S. (2013) *Essais et modélisation du cisaillement sol-structure à grand nombre de cycles, application aux pieux*. Thèse de doctorat, Université Grenoble-Alpes.
- Prasad Y.V.S.N and Chari T.R. (1999) *Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils*. Soils Foundation, Vol. 39 (2), 21-29.
- Puech A. (2013). *Advances in axial cyclic pile design: contribution of the SOLCYP project*. Proceedings TC 209 Workshop, 18 ICSMGE, Paris, 2-5 September 2013
- Puech A. and Jezequel F. (1981) *The effects of long-time cyclic loadings on the behavior of a tension pile*. 12th Offshore Technology Conference, Houston, OTC paper 3870.
- Randolph M. (2013) *Analytical contributions to offshore geotechnical engineering*. 2nd McClelland Lecture, Proc. 18th ICSMGE, Paris.
- Randolph M.F. and Wroth C.P. (1978) *Analysis of deformation of vertically loaded piles*. J. Geot. Eng. Div., ASCE, 104(GT12) 1465-1488.
- Rosquoët F. (2004) *Pieux sous charges latérale cyclique*. Thèse de doctorat Ecole Centrale et Université de Nantes, 305 p.

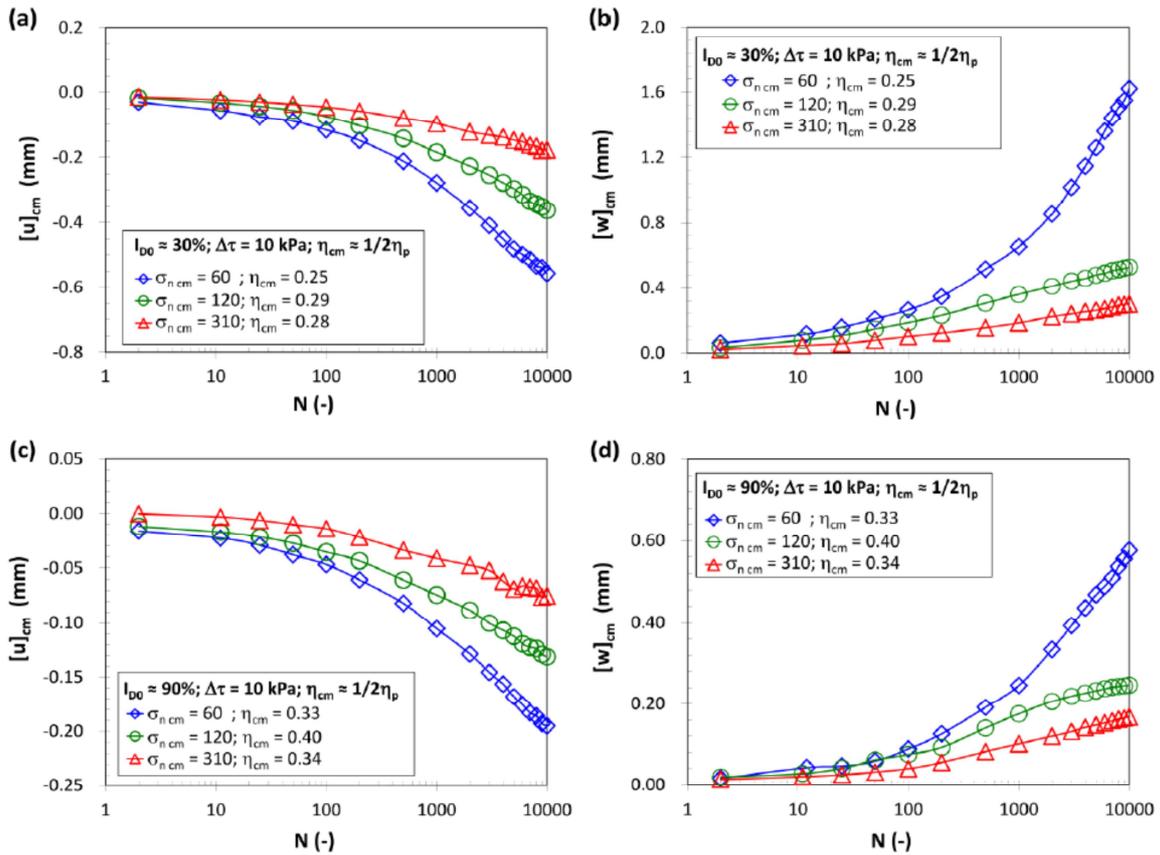
ANNEXE 4-1

## Programme des essais CNS et paramètres d'influence

Le Tableau A4-1 ci-après liste les essais de cisaillement direct sable-structure réalisés au laboratoire 3SR dans le cadre SOLCYP (Pra-ai, 2013). Ce programme entièrement conduit sur du sable de Fontainebleau comporte des essais de type CNL et de type CNS. Ce sont ces essais qui ont permis de construire les abaques de chute de contrainte normale effective cyclique moyenne résultant de cycles de diverses natures (section 7.1 et Annexe au chapitre 7). Il n'est pas question de représenter ici tous les essais. On se bornera à souligner les paramètres influents. Quelques résultats typiques ont été présentés et commentés dans le corps du chapitre 4. L'influence des paramètres de l'essai de cisaillement direct sable-structure vient compléter cet aperçu, de manière synthétique, en termes de déplacements relatifs normal et tangentiel. Les Figures 4.1. et 4.2. ci-dessous expriment l'influence de la contrainte normale cyclique moyenne ( $\sigma'_{n\text{ cm}}$ ) sur chemins CNL. La Figure 4.3. met en évidence l'influence de la contrainte cyclique moyenne normalisée ( $\eta_{\text{cm}}$ ). Les Figures 4.4. et 4.5. montrent, toujours sur chemin CNL, l'influence de l'amplitude cyclique  $\Delta\tau$ . Les influences combinées de la rigidité normale et du cisaillement cyclique moyen sur essais CNS se lisent respectivement sur les Figures 4.6. et 4.7.

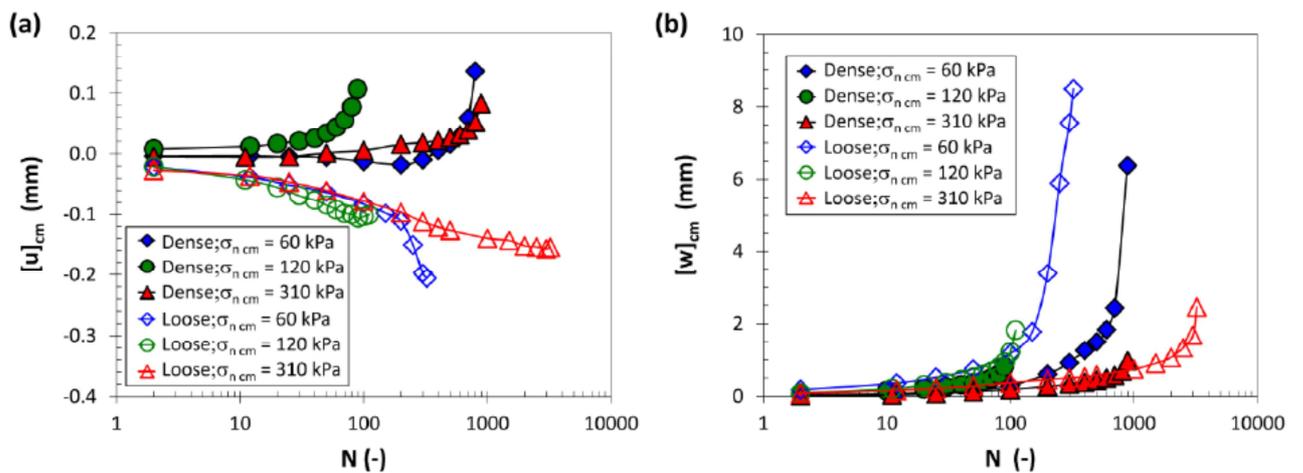
**Tableau A4-11.** Essais de cisaillement direct sable-structure. Programme SOLCYP.

Chemin de cisaillement	$I_{D0}$ (%)	$\sigma'_{n\text{ cm } 0}$ (kPa)	$\eta_{\text{cm } 0}$ (-)	$\Delta\tau$ (kPa)	k (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
					5000



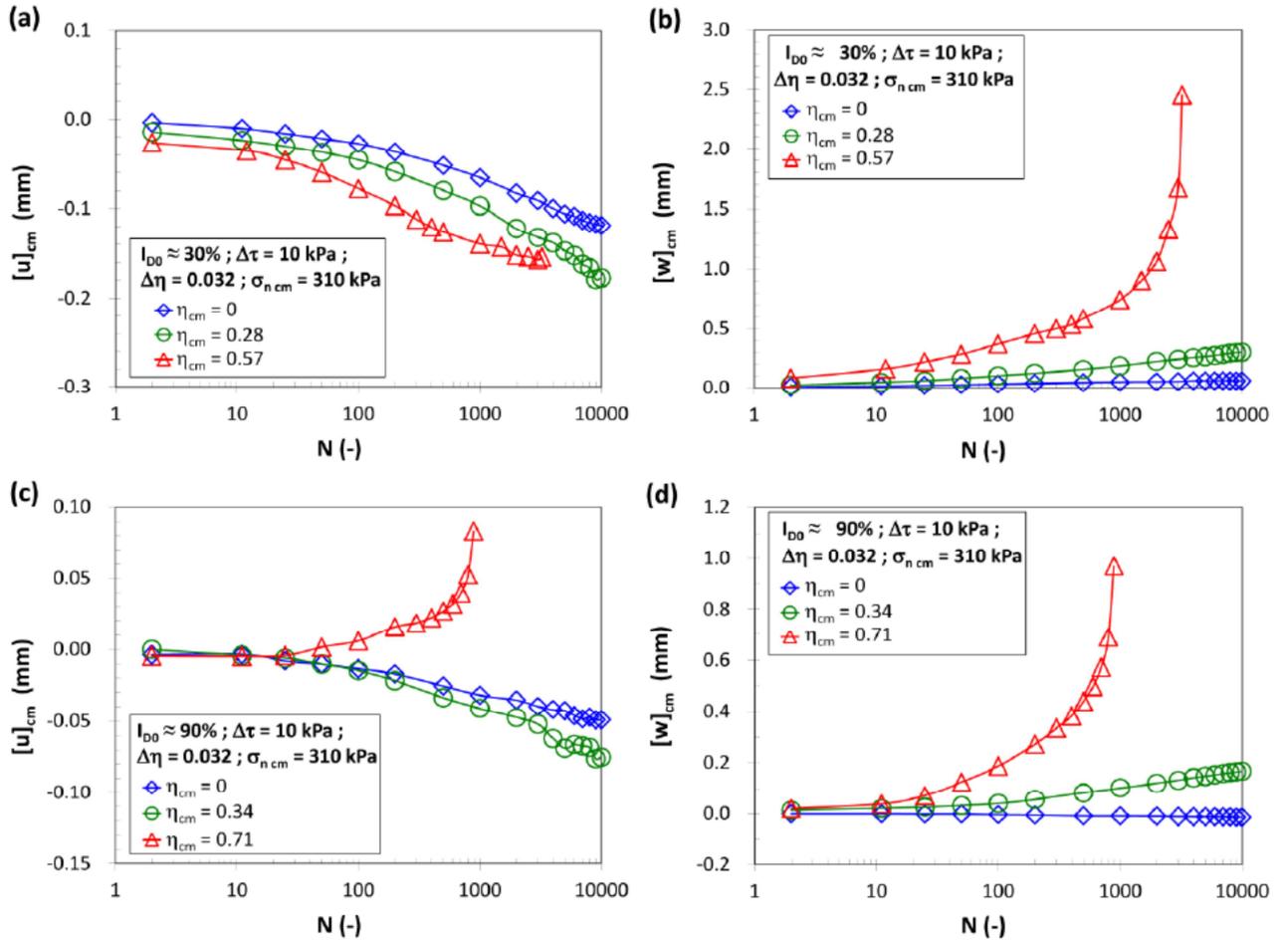
**Figure 4.1.** Evolution de  $[u]_{cm}$  et  $[w]_{cm}$  en fonction du nombre de cycles ( $N$ ).

Essais cycliques CNL avec  $\sigma'_{n,cm} = 60, 120$  et  $310$  kPa,  $\Delta\tau = 10$  kPa,  $\eta_{cm} \approx 1/2\eta_p$ . Sable de Fontainebleau (a), (b) sable lâche ( $I_{D0} \approx 30\%$ ); (c),(d) sable dense ( $I_{D0} \approx 90\%$ )



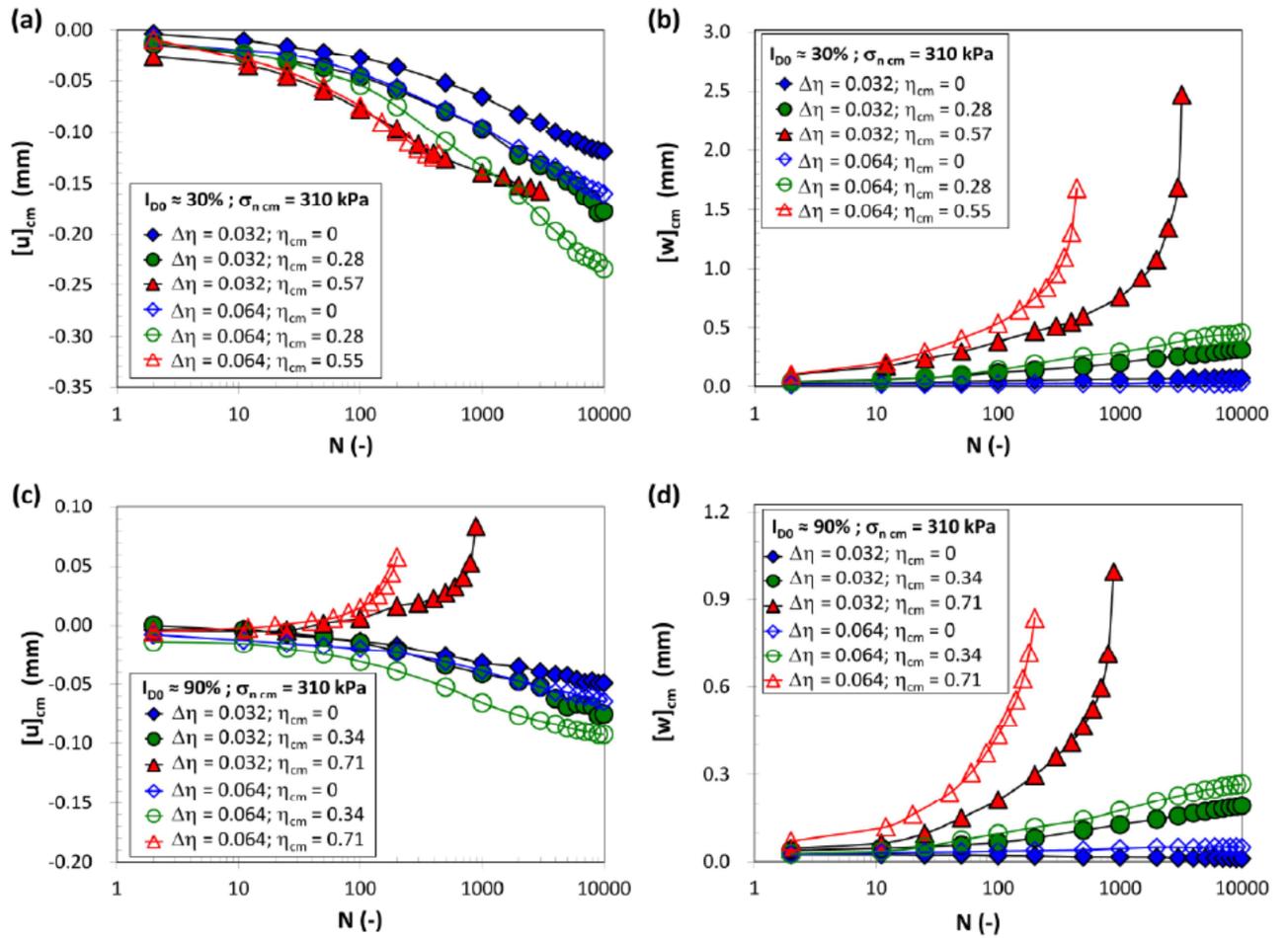
**Figure 4.2.** Evolution de  $[u]_{cm}$  et  $[w]_{cm}$  en fonction du nombre de cycles ( $N$ ).

Essais cycliques CNL avec  $\sigma'_{n,cm} = 60, 120$  et  $310$  kPa,  $\Delta\tau = 10$  kPa,  $\eta_{cm} \approx 9/10\eta_p$ . Sable de Fontainebleau ( $I_{D0} \approx 30\%$  et  $I_{D0} \approx 90\%$ )

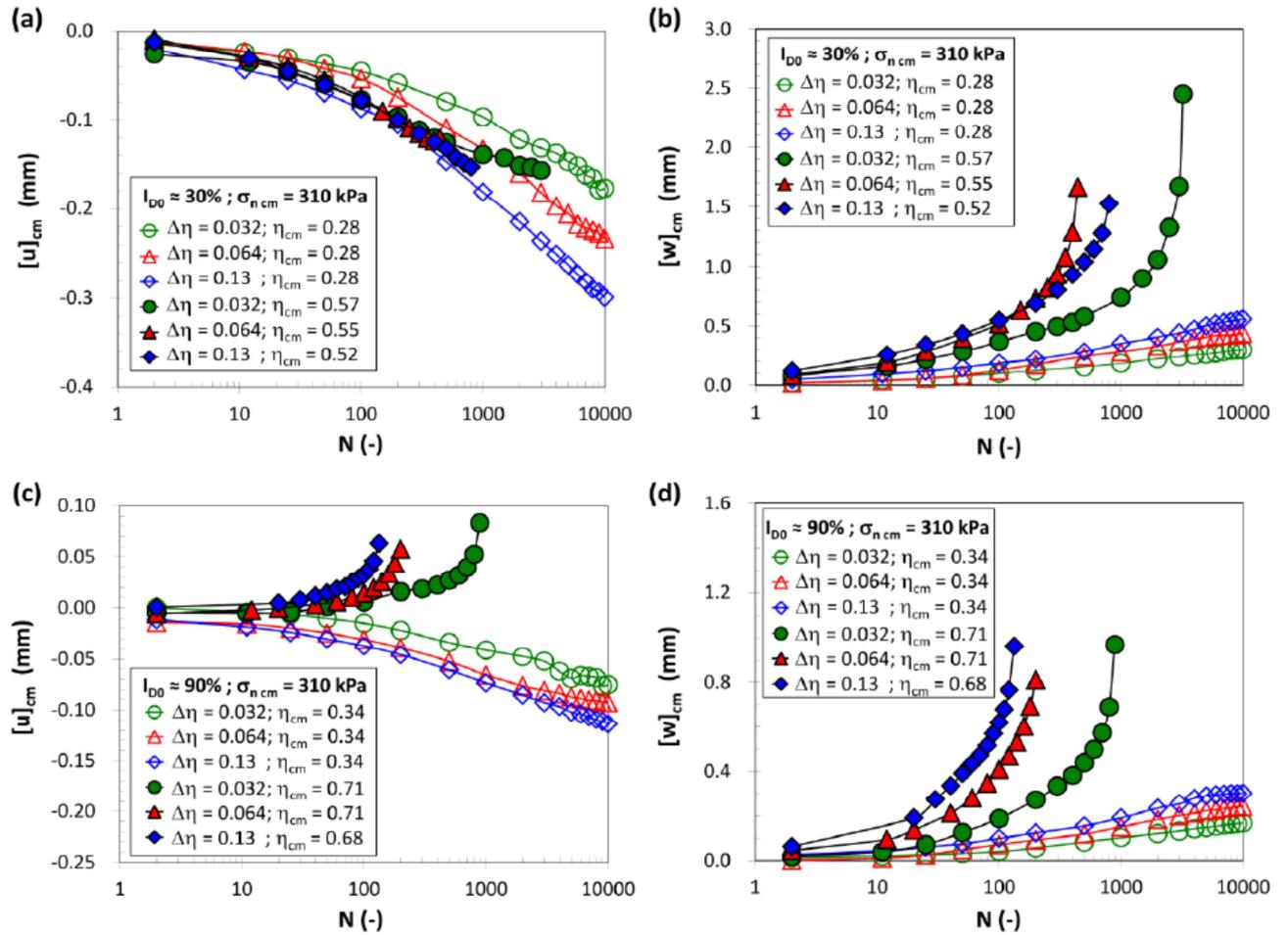


**Figure 4.3.** Evolution de  $[u]_{cm}$  et  $[w]_{cm}$  en fonction du nombre de cycles ( $N$ ).

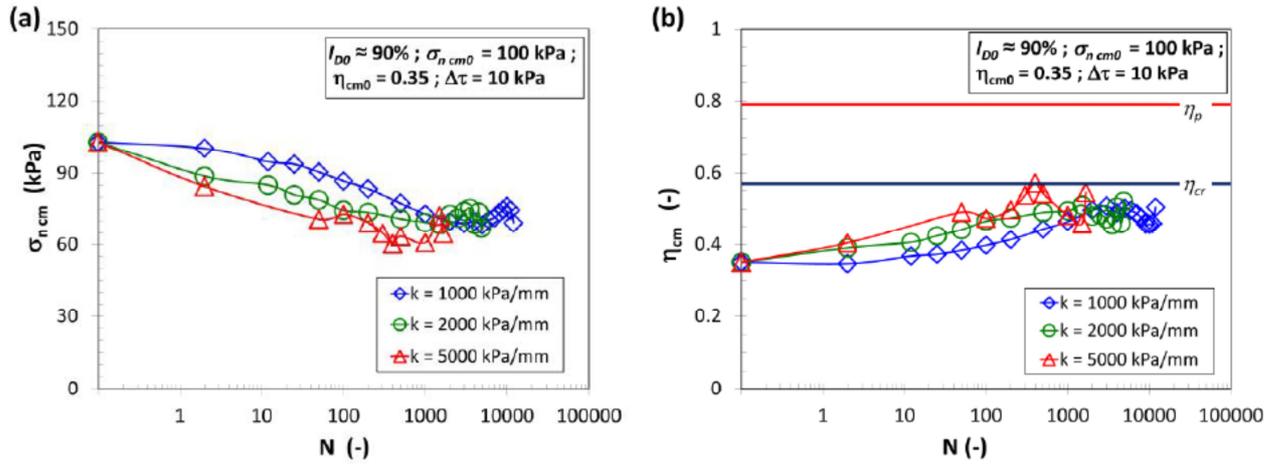
Essais cycliques CNL avec  $\sigma'_{n,cm} = 310$  kPa,  $\Delta\tau = 10$  kPa. Sande de Fontainebleau; (a), (b) sande lâche ( $I_{D0} \approx 30\%$ ); (c),(d) sande dense ( $I_{D0} \approx 90\%$ ).



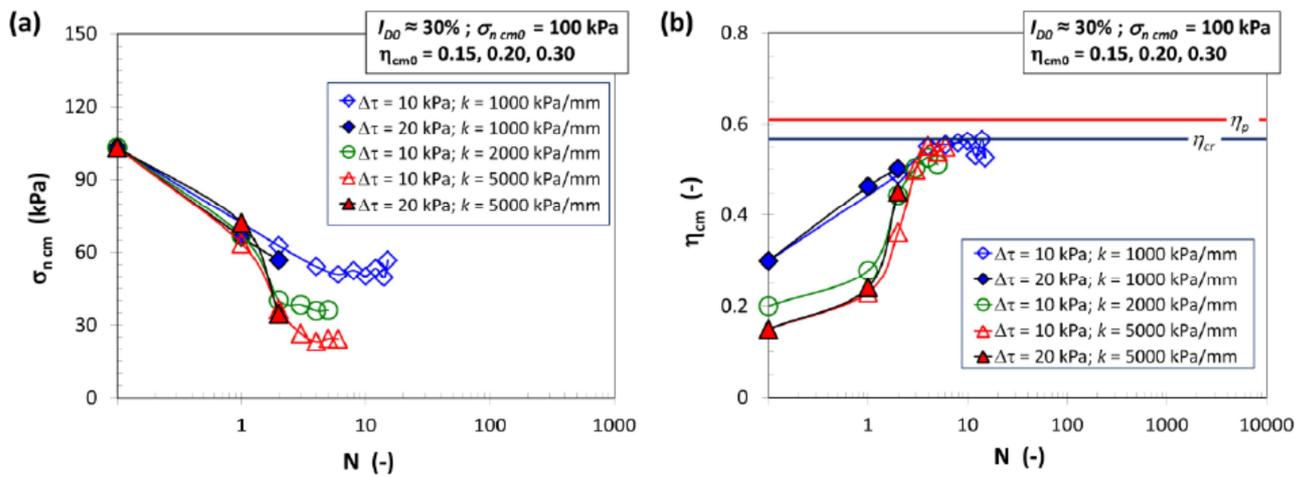
**Figure 4.4.** Influence de l'amplitude ( $\Delta\tau = 10$  et  $20$  kPa) sur l'intensité de  $[u]_{cm}$  et  $[w]_{cm}$  en fonction du nombre de cycle  $N$ . Essais cycliques CNL avec  $\sigma'_{n,cm} = 310$  kPa, trois niveaux de  $\eta_{cm}$ . Sable de Fontainebleau (a), (b) sable lâche ( $I_{D0} \approx 30\%$ ); (c),(d) sable dense ( $I_{D0} \approx 90\%$ ).



**Figure 4.5.** Influence de l'amplitude ( $\Delta\tau = 20$  and  $40$  kPa) sur l'intensité de  $[u]_{cm}$  et  $[w]_{cm}$  en fonction du nombre de cycle  $N$ . Essais cycliques CNL avec  $\sigma'_{n cm} = 310$  kPa,  $\eta_{cm} \approx 1/2 \eta_p$  et  $\eta_{cm} \approx 9/10 \eta_p$ . Sande de Fontainebleau (a), (b) sable lâche ( $I_{D0} \approx 30\%$ ); (c),(d) sable dense ( $I_{D0} \approx 90\%$ ).



**Figure 4.6.** Influence de la raideur normale imposée ( $k$ ) dans des essais de cisaillement d'interface de type CNS avec  $\sigma'_{ncm0} = 100$  kPa. Sable de Fontainebleau dense ( $I_{D0} \approx 90\%$ ) ; (a) dégradation de la contrainte normale en fonction de  $N$ ; (b) évolution de  $\eta_{cm}$  en fonction de  $N$



**Figure 4.7.** Influence de la raideur normale imposée ( $k$ ), de  $\sigma'_{ncm0}$  et de  $\Delta\tau$  dans des essais de cisaillement d'interface de type CNS. Sable de Fontainebleau lâche ( $I_{D0} \approx 30\%$ ) ; (a) dégradation de la contrainte normale en fonction de  $N$ ; (b) évolution de  $\eta_{cm}$  en fonction de  $N$

## CHAPITRE 5

# Stratégie SOLCYP

## 1. METHODOLOGIE GENERALE

Le dimensionnement complet d'un pieu soumis à des chargements cycliques axiaux peut faire appel à des procédures relativement complexes qui ne sont pas toujours nécessairement justifiées par la pratique quotidienne. On a pris le parti de proposer différentes approches correspondant à des niveaux de complexité croissante et de développer des critères pour déterminer quel niveau d'analyse était le plus approprié selon le cas considéré.

D'une manière générale, les critères d'approche pour le dimensionnement d'une fondation sous chargements cycliques doivent se baser sur :

- la sensibilité de la structure aux déplacements et à la rigidité de la fondation ;
- l'importance relative de la charge cyclique par rapport aux charges permanente et moyenne (sévérité du chargement cyclique) ;
- la nature du sol et sa plus ou moins grande sensibilité aux charges cycliques ;
- les conséquences potentielles d'une mauvaise performance de la fondation sur les plans humain, environnemental et économique.

Le relatif succès des méthodes courantes d'ingénierie (qui ignorent le plus souvent les effets potentiels des chargements cycliques) montre que, dans bien des cas, les effets des chargements cycliques peuvent être couverts par l'utilisation de coefficients de sécurité suffisants. Cependant, pour certains types de chargements cycliques, les méthodes courantes peuvent être mises en défaut.

La procédure générale SOLCYP applicable au dimensionnement des pieux sous chargements axiaux et latéraux est synthétisée dans les procédures illustrées sur les Figures 5.1. et 5.2. respectivement. Chacune des étapes mentionnées dans les procédures est explicitée dans les paragraphes qui suivent.

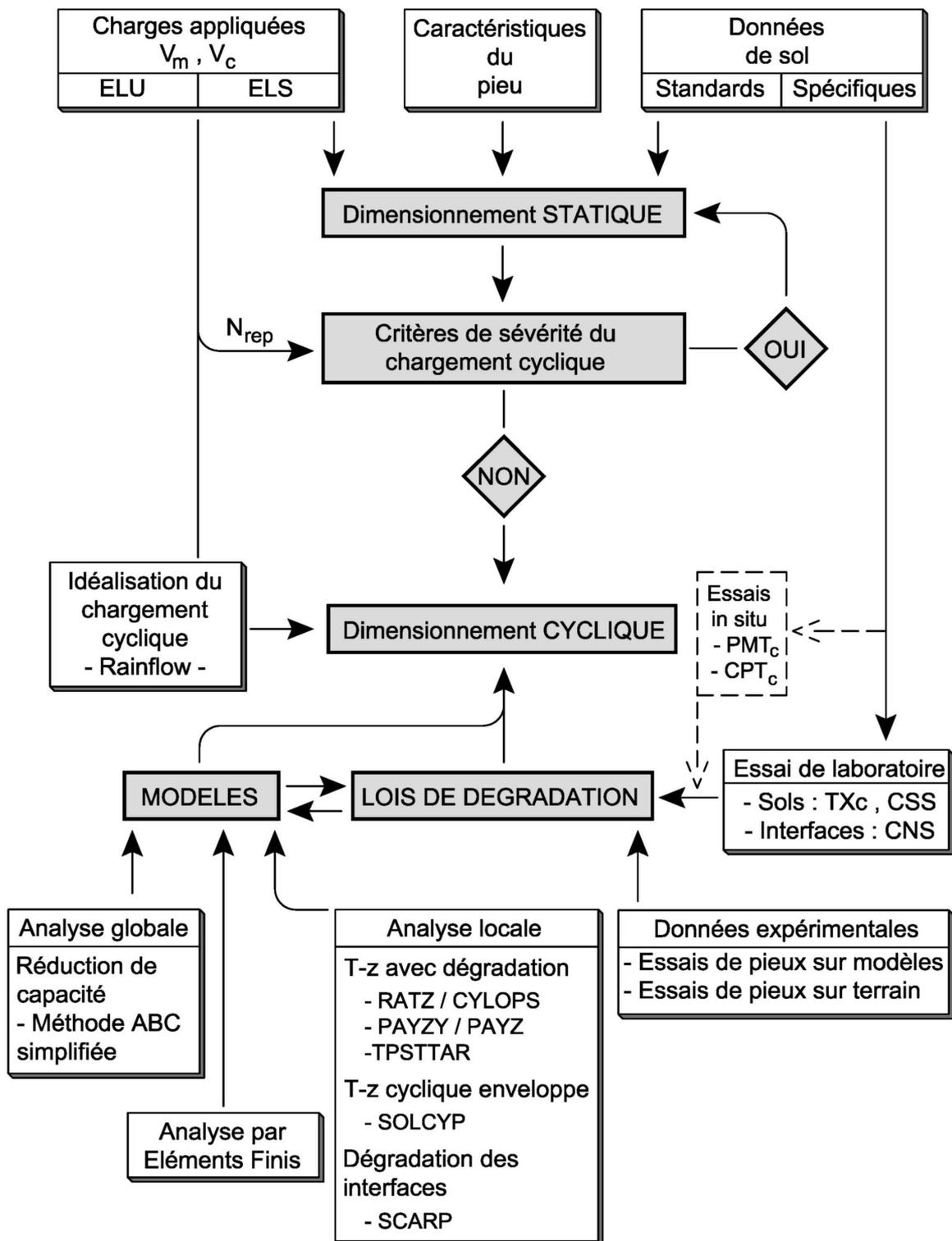


Figure 5.1. Procédure SOLCYP pour le dimensionnement des pieux sous chargement cyclique axial.

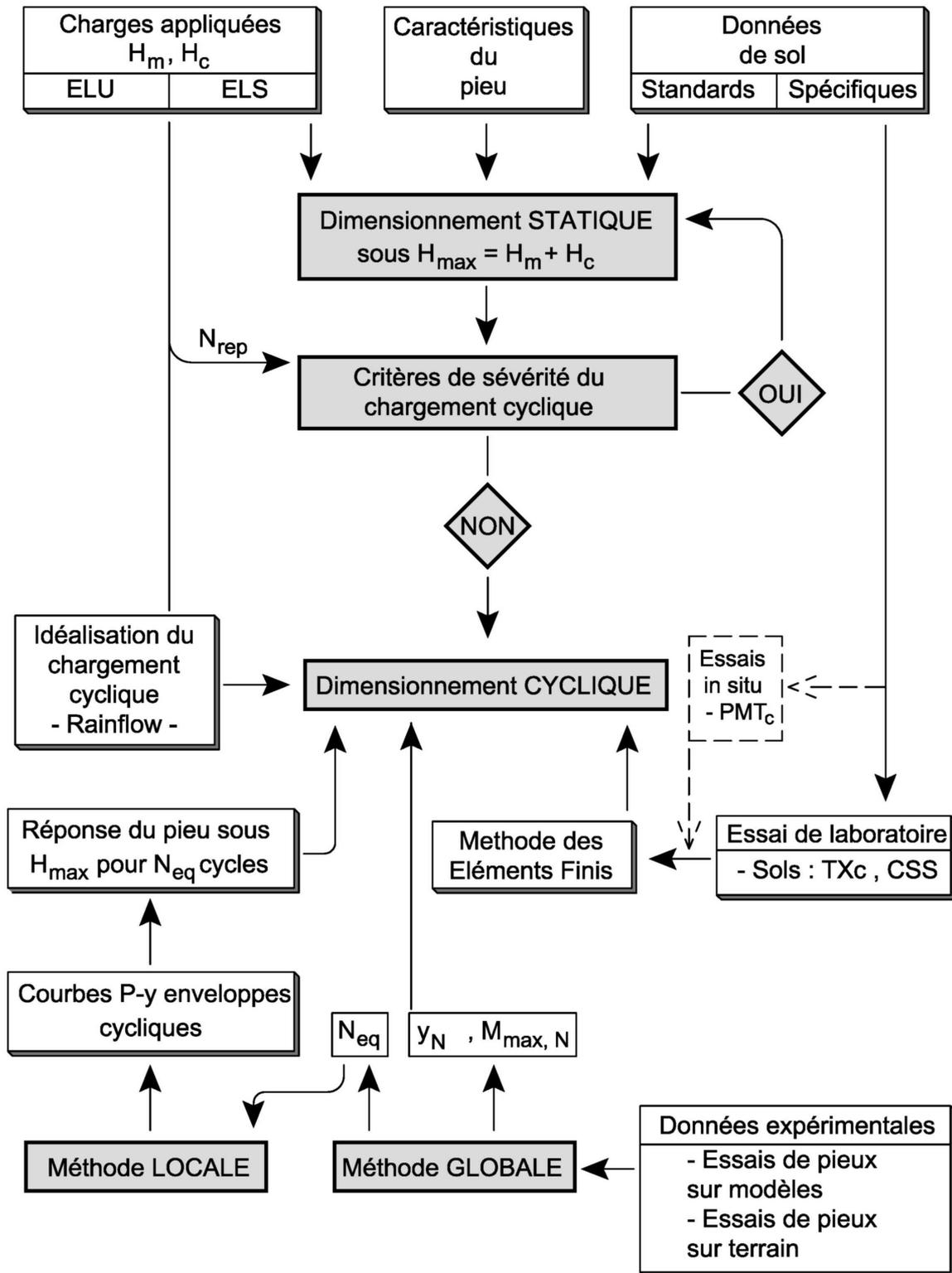
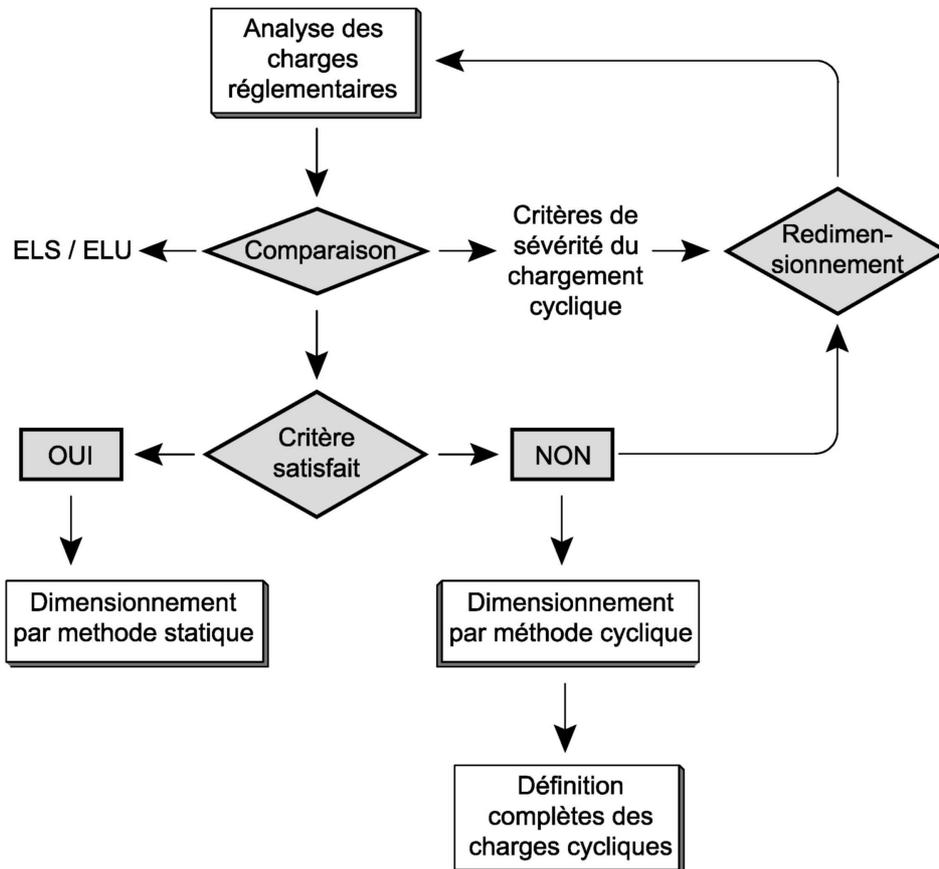


Figure 5.2. Procédure SOLCYP pour le dimensionnement des pieux sous chargement cyclique latéral.

## 2. CONNAISSANCE DES CHARGES

Les aspects de la procédure liés au traitement des charges sont détaillés sur la figure 5.3.



**Figure 5.3.** Procédure SOLCYP pour l'analyse des charges sous chargement axial ou latéral

Dans un premier temps, les charges sont connues en liaison avec les exigences des normes et recommandations applicables: elles sont décomposées génériquement en charges permanentes et charges variables.

L'étape 1 consiste à analyser ces charges et à les comparer à des critères pour juger de leur sévérité et de leur impact potentiel sur le comportement des pieux. Des critères ont été développés dans le cadre du projet. Ils sont différents selon qu'il s'agit de charges axiales ou latérales.

Lorsque la part cyclique des charges est jugée - sur la base des critères proposés - suffisamment faible pour ne pas influencer sur le comportement statique du pieu, le dimensionnement est poursuivi sur la base des pratiques usuelles.

Lorsque la part cyclique des charges est jugée de nature à causer des désordres significatifs (réduction de capacité, amplification des déplacements, baisse de rigidité) le projeteur peut :

- soit envisager un redimensionnement du pieu de manière à respecter le critère de stabilité cyclique ;
- soit procéder à une analyse spécifique du comportement de la fondation sous chargement cyclique.

Le choix du projeteur pourra être guidé par des considérations autres que purement techniques : coûts associés, délais, etc.

Dans le cas où une analyse cyclique spécifique est engagée, l'étape 2 doit alors être activée. Elle consiste à procéder à une définition complète des chargements cycliques telle que discutée au Chapitre 3 et précisée en section 6 ci-après.

Il convient en parallèle de mettre en œuvre les moyens et procédures nécessaires à l'obtention des paramètres de dégradation cyclique requis par les méthodes de dimensionnement envisagées. Cet aspect est abordé en section 8 ci-après et explicité au Chapitre 10.

### **3. ANALYSE DES CHARGES RÉGLEMENTAIRES**

Les normes ou les recommandations de calcul des ouvrages géotechniques doivent être considérés en premier lieu et demeurent applicables de plein droit. Les analyses de type SOLCYP, prenant en compte des effets cycliques significatifs, sont réalisées pour compléter le dimensionnement obtenu à partir de ces règlements dans la mesure où ils ne proposent pas de méthodologie correspondante. Ces analyses spécifiques ne peuvent en aucun cas conduire à déroger aux dispositions réglementaires et aux valeurs normatives des coefficients de sécurité.

De manière générale, les charges appliquées aux fondations profondes peuvent être classées en charges permanentes et en charges variables. Selon le formalisme des Eurocodes, ces charges sont définies par leurs valeurs caractéristiques :  $G_k$  pour les charges permanentes et  $Q_k$  pour les charges variables. Ces valeurs correspondent à des valeurs susceptibles d'être réellement appliquées à la fondation avec une probabilité de dépassement n'excédant pas 5 % ; elles ne sont pas pondérées au préalable par des coefficients partiels. Les justifications des fondations profondes sont alors réalisées vis à vis d'états limites ultimes et d'états limites

de service. Les différentes combinaisons de chargement associées à ces états limites permettent de gérer l'influence de charges variables modérées.

Lorsque la structure présente un comportement atypique avec des charges variables importantes, il convient de vérifier si les normes ou recommandations utilisées préservent bien celle-ci des effets cycliques. Différentes approches sont possibles mais le plus simple est de considérer les valeurs caractéristiques des différentes charges s'appliquant sur les fondations profondes :  $G_{k;i}$  pour les charges permanentes et  $Q_{k;j}$  pour les charges variables. Il est alors possible de définir la valeur minimale et maximale du chargement appliqué à la fondation :

- $\sum_i G_{k;i}$  pour la valeur minimale ;
- $\sum_i G_{k;i} + \sum_j Q_{k;j}$  pour la valeur maximale.

Il est important de prendre en compte les coefficients partiels  $\psi$  pour gérer la simultanéité des différentes charges variables.

La valeur moyenne du chargement appliqué et sa demi-amplitude sont caractérisées par:

- $G_m = \sum_i G_{k;i} + \frac{\sum_j Q_{k;j}}{2}$  pour la moyenne ;
- $\Delta Q = \frac{\sum_j Q_{k;j}}{2}$  pour la demi-amplitude.

On notera qu'à ce stade, le chargement appliqué aux fondations est seulement défini par ses bornes supérieures et inférieures. La fréquence et le nombre de cycles des différentes charges qui constituent ce chargement sont inconnues ce qui ne permet pas de procéder à une véritable analyse du comportement cyclique des fondations. L'objectif est seulement de savoir si une telle analyse doit être menée. Si tel est le cas il conviendra de définir le chargement appliqué aux fondations de manière plus précise (voir section 6).

## 4. CRITÈRES DE SEVERITE CYCLIQUE POUR LES CHARGES AXIALES

Le concept de diagramme de stabilité cyclique a été introduit et discuté au Chapitre 4.

Le *diagramme de stabilité cyclique* - dit aussi diagramme d'interaction - constitue un outil pratique pour déterminer si les charges cycliques axiales appliquées en tête de pieu peuvent s'avérer critiques pour la configuration sol-pieu envisagée.

Le principe consiste à comparer la combinaison de charge à l'ELU/ELS telle que définie par son point de fonctionnement ( $Q_m/Q_s$  et  $Q_c/Q_s$ ) avec des lignes spécifiques du diagramme. Deux lignes sont particulièrement intéressantes à ce stade:

- la ligne de zéro-dommage: à l'intérieur du domaine défini par cette ligne les chargements cycliques provoquent des déplacements permanents non significatifs de la tête du pieu et n'affectent pas la capacité ultime. Cette ligne peut être assimilée à la limite entre état stable et métastable.

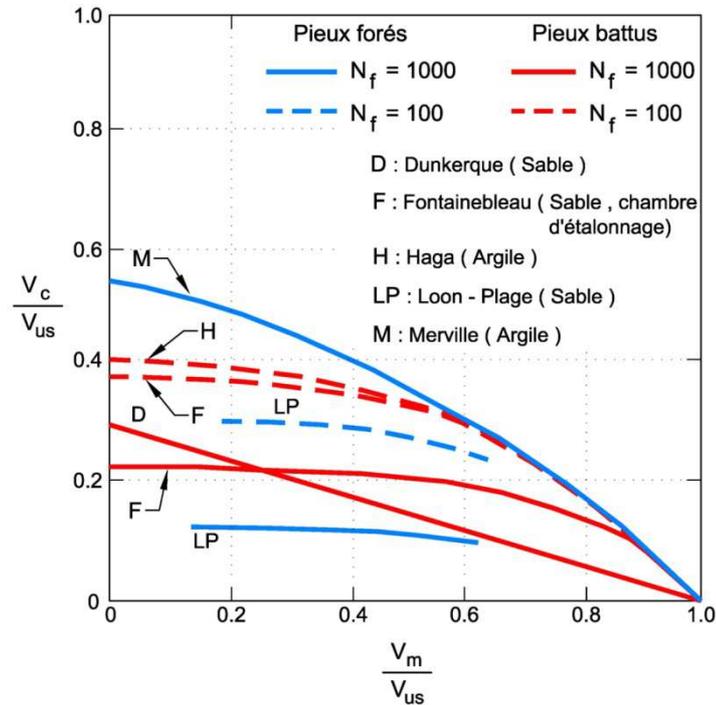
- la ligne de rupture pour un nombre de cycles représentatif de l'évènement considéré  $N_{rep}$ . Le choix de  $N_{rep}$  doit être fait avec discernement. Pour des évènements cycliques de type tempête, la valeur  $N_{rep} = 100$  pourra être prudemment considérée dans la mesure où (Brun et al., 2009) le nombre de cycles  $N_{eq}$  équivalent à un évènement cyclique aléatoire de type tempête est de quelques dizaines. Le nombre de cycles équivalent est le nombre de cycles d'une amplitude égale à l'amplitude du cycle extrême qui provoque le même dommage (déformation irréversible, surpression interstitielle) que la tempête complète. Pour des évènements plus réguliers mettant en jeu de très grands nombres de cycles (e.g. efforts de marées, éoliennes en service) des valeurs de  $N_{rep}$  plus élevées pourront être à considérer.

Le diagramme de stabilité cyclique n'étant pas unique, il convient de se référer à un diagramme représentatif :

- du type de sol considéré (sable, argile), de son état en place (densité, fermeté) et de son histoire des contraintes (degré de consolidation) ;
- du type de pieu et de son mode de mise en place (métallique battu, foré simple, etc.).

Un apport majeur du projet SOLCYP a été la construction de diagrammes de stabilité pour différentes combinaisons de types de sols et de types de pieux.

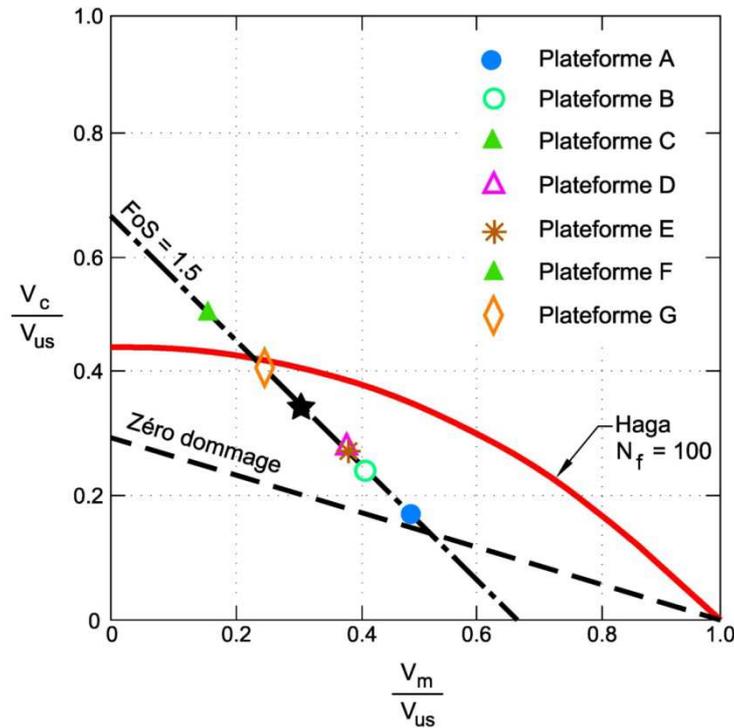
La figure 5.4. regroupe les lignes de zéro-dommage et de rupture à  $N_f = 100$  disponibles pour des essais en traction.



**Figure 5.4.** Lignes de zéro-dommage et de rupture à  $N_f=100$  – Essais en traction

Dunkerque (d'après Jardine et Standing, 2012), Fontainebleau (d'après Rimoy et al., 2012), Haga (d'après Karlsrud et Haugen, 1985), Loon-Plage et Merville (d'après Puech, 2013)

L'obtention de diagrammes de stabilité cyclique peut toutefois s'avérer nécessaire dans certains cas spécifiques. Il pourra être fait appel à des essais in situ ou à des essais sur modèle (centrifugeuse, chambre de calibration).



**Figure 5.5.** Exemple d'utilisation d'un diagramme fictif de stabilité cyclique pour juger de la sévérité des chargements cycliques (d'après Jardine et al., 2012)

[Le facteur global de sécurité est égal à 1.5; la ligne d'isocontour  $N_f=100$  est celle de Haga; la ligne de zéro-dommage est tirée des essais de Dunkerque]

Jardine et al, 2012 ont montré une utilisation du diagramme de stabilité pour juger de la sévérité de chargements cycliques sur des pieux de plates-formes offshore (jackets) existantes pour lesquelles le rapport  $Q_c/Q_m$  variait entre 0.36 et 3.18. L'exercice est illustré sur la Figure 5.5. Par souci de simplification les auteurs ont admis que tous les pieux étaient dimensionnés avec un facteur de sécurité global de 1.5 sous l'ELU (tempête centennale) en accord avec les codes utilisés dans l'industrie offshore. Le cas de compression (pieu sous le vent) est prédominant pour les structures A à F. Le cas de traction (pieu au vent) est prédominant pour la structure G. La courbe d'isocontour  $N_f = 100$  est celle de Haga (argile) et celle de zéro-dommage est tirée des essais de Dunkerque (sable). Cette combinaison peut représenter un bon exemple de diagramme de stabilité moyen pour illustrer le propos.

Tous les cas montrés sur la Figure 5.5. ont des points de fonctionnement ELU au-dessus de la courbe de zéro-dommage, suggérant que tous les pieux à des degrés divers seront affectés par les chargements cycliques prévus sous la tempête centennale. Les cas A, B, E D, F et G se rapprochent progressivement de la ligne de rupture pour  $N=100$  cycles et laissent présumer un potentiel croissant de dégradation de la capacité pendant l'évènement extrême. Le cas C se

situé au-delà de la ligne  $N_f = 100$  faisant craindre un comportement critique de la fondation. La dégradation de la capacité peut faire fortement chuter le facteur de sécurité, approchant des conditions proches de la rupture.

L'exercice précédent peut être généralisé pour juger de la nécessité de procéder à une analyse approfondie du comportement cyclique de pieux calculés selon les Eurocodes. Le diagramme présenté sur la figure 5.6. et permet d'analyser le chargement appliqué à un pieu en représentant le point de coordonnées  $G_m/R_c$  et  $\Delta Q/R_c$  pour lequel  $R_c$  désigne la capacité portante du pieu considéré. Ce point traduit les caractéristiques du chargement appliqué à la fondation. Suivant le rapport entre les charges permanentes et les charges variables, il est possible de distinguer un domaine où la charge est variable mais non alternée (soit en compression, soit en traction) et un autre domaine où la charge est variable mais alternée. La frontière entre ces domaines est symbolisée par la ligne en pointillés violets. La ligne noire présente le chargement maximal qui peut être équilibré par le pieu et est défini par la capacité portante du pieu et sa résistance à la traction (qui est une fraction de la capacité portante). Suivant le niveau de sécurité visé (FOS – Factor of Safety), le domaine de chargement est réduit. Une augmentation du coefficient de sécurité se traduit par une réduction proportionnelle des charges permanentes et variables pouvant être appliquées aux fondations. Les courbes en pointillés noirs représentent les lignes de stabilité cyclique particulières: ligne de zéro-dommage et ligne de rupture à  $N_f = N_{rep}$

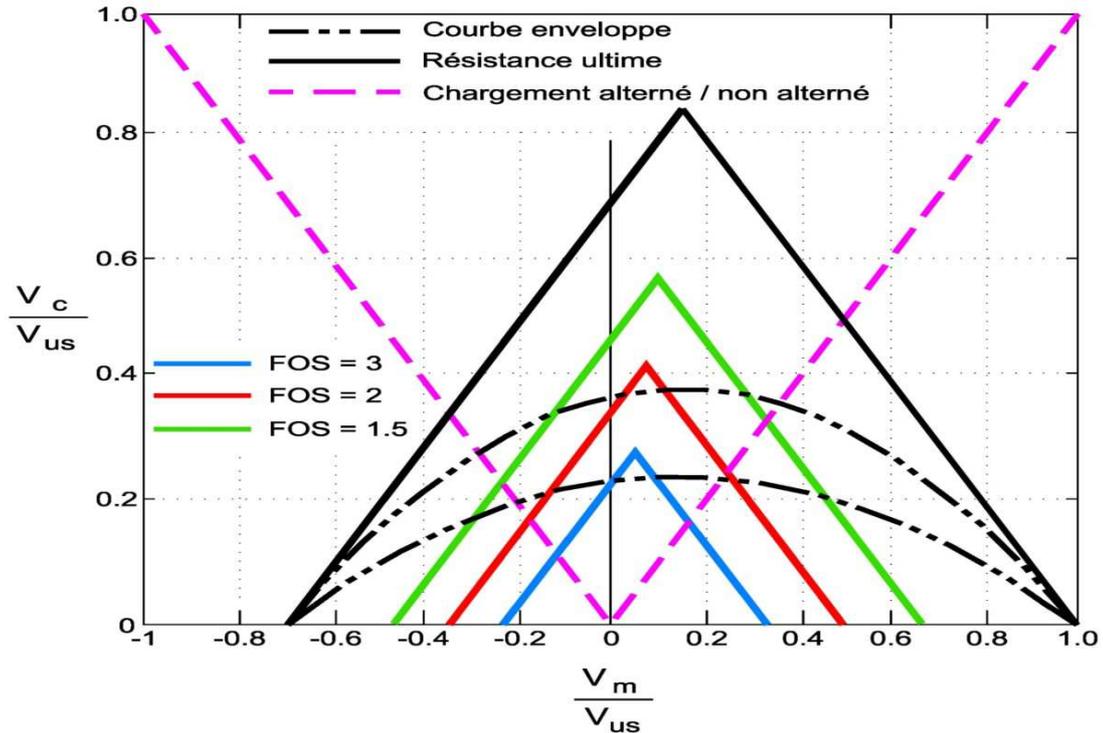


Figure 5.6. Diagramme de stabilité cyclique schématique

Si le pieu est dimensionné avec un coefficient global de sécurité égal, par exemple à 2, le point représentant le chargement est situé sur la ligne rouge. Toutefois, il peut être situé dans une zone au-dessus de l'une et/ou l'autre des courbes de stabilité cyclique, ce qui signifie que des effets cycliques plus ou moins significatifs peuvent avoir lieu et qu'une analyse spécifique doit être menée.

La figure 5.7. indique la position du point représentatif du chargement que subissent quelques ouvrages types : un pont, un bâtiment, un jacket très chargé de type production pétrolière et un jacket peu chargé de type fondation d'éolienne. Ces points sont définis par les coordonnées suivantes :

- pour un pont ou un bâtiment :  $\frac{G_m}{R_c} = 0.5$  et  $\frac{\Delta Q}{R_c} = 0.15$  ;
- pour un jacket très chargé :  $\frac{G_m}{R_c} = 0.38$  et  $\frac{\Delta Q}{R_c} = 0.28$  ;
- pour un jacket peu chargé :  $\frac{G_m}{R_c} = 0.18$  et  $\frac{\Delta Q}{R_c} = 0.5$ .

Le cas du pont ou du bâtiment montre que ces types d'ouvrage bien que soumis à des charges variables ne peuvent pas être soumis à des effets cycliques significatifs. Le coefficient de

sécurité global avec lequel les fondations du pont ou du bâtiment sont dimensionnées (entre 1.5 et 2) est suffisamment important pour mettre l'ouvrage à l'abri de tout désordre dû à des effets cycliques. Il faudrait réduire le coefficient de sécurité global en deçà des tolérances règlementaires pour pouvoir mettre en évidence des effets cycliques provenant des charges variables.

Le cas du jacket très chargé peut poser soulever des questions quant à son comportement sous chargement cyclique. En effet, le coefficient de sécurité global est égal à 1.5 mais la part de charges variables est suffisamment élevée pour que déformations permanentes significatives ou des pertes de rigidité axiale sous grands nombres de cycles puissent être à redouter. La dégradation de la capacité axiale ne semble pas être critique.

Le cas du jacket peu chargé aurait nécessité une analyse précise du comportement sous chargement cyclique. En effet, la part de charges variables est prépondérante si bien que le chargement est alterné (le point de fonctionnement se situe au-dessus de la ligne en pointillés violets). Le coefficient de sécurité global est compatible avec la valeur règlementaire de 1.5 (API RP2GEO, 2011; ISO 19 902, 2007) sous charge environnementale extrême mais la stabilité de la fondation est loin d'être assurée, la rupture étant susceptible de se manifester pour un petit nombre de cycles lors de la tempête centennale. L'analyse cyclique complète aurait sans nul doute dans ce cas précis conduit à revoir le dimensionnement.

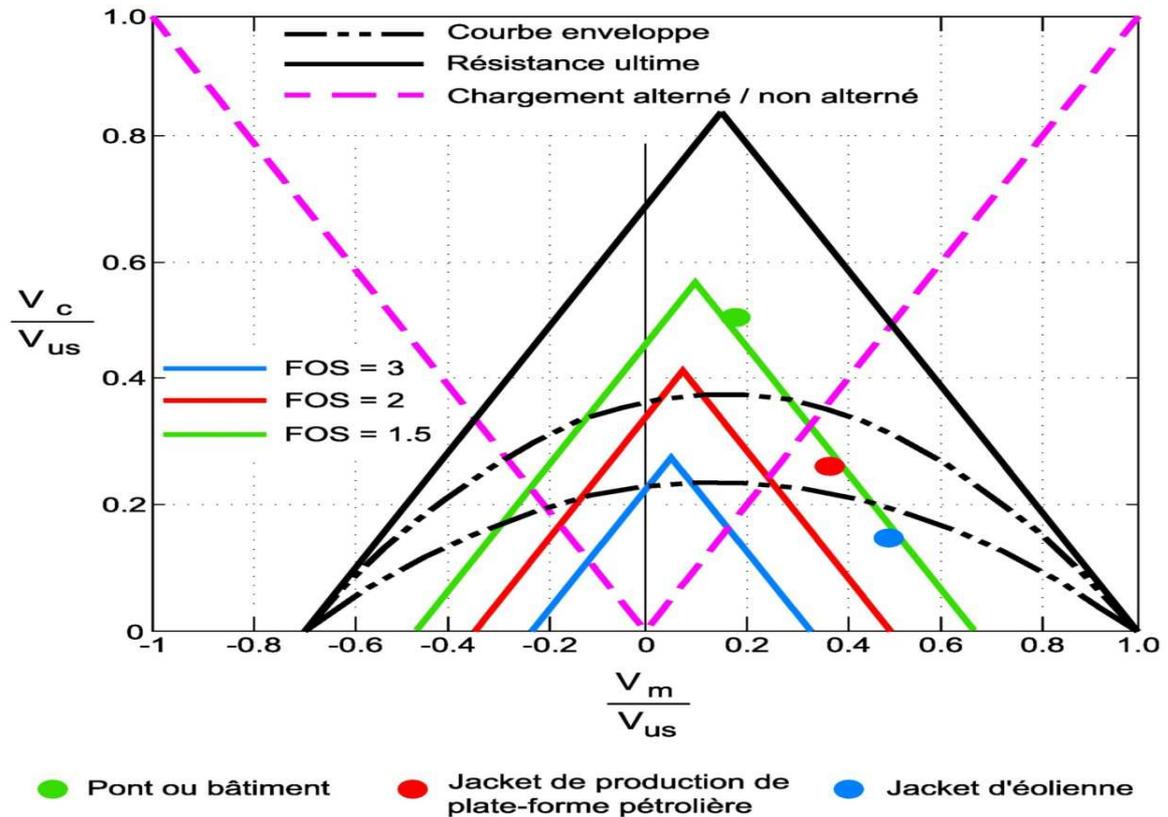


Figure 5.7. Degrés de sévérité cyclique pour plusieurs fondations

Selon la position du point de coordonnées  $G_m/R_c$  et  $\Delta Q/R_c$  représentant les caractéristiques du chargement appliqué, il est donc possible de décider si une analyse du comportement des fondations sous le chargement variable appliqué est inutile, souhaitable ou impérative. Plusieurs cas se présentent :

- le point représentatif du chargement se situe à l'intérieur de la ligne de zéro-dommage: le dimensionnement usuel sur la base des réglementations en vigueur (dimensionnement statique) est justifié. Ce sera le cas le plus courant pour la plupart des fondations de bâtiment et de génie civil.
- le point représentatif de chargement se situe entre la ligne de zéro-dommage et la ligne de rupture à  $N_f = 100$ : des effets cycliques peuvent être redoutés tels que dégradation de capacité et/ou accumulation de déformations permanentes sous grand nombre de cycles.

Deux attitudes sont alors envisageables: réviser le dimensionnement des pieux de manière à amener le point figuratif à l'intérieur de la ligne zéro-dommage (risque de surdimensionnement inutile) ou procéder à un dimensionnement cyclique du pieu de

manière à quantifier les phénomènes et les prendre en compte dans le dimensionnement (optimisation du dimensionnement).

Il conviendra de moduler la décision en fonction de la position effective du point dans l'intervalle, de la confiance dans la représentativité du diagramme de stabilité cyclique considéré et de la sensibilité de la structure aux phénomènes suspectés. La réalisation d'essais cycliques in situ ou sur modèle pourra être envisagée de manière à contraindre la validité du diagramme de stabilité cyclique.

- le point représentatif de chargement est au-delà de la ligne de rupture à  $N_f = 100$  : le pieu est nettement sous-dimensionné vis à vis des chargements cycliques dont la prépondérance dans le dimensionnement doit être reconnue.

L'analyse à partir du seul diagramme de stabilité cyclique est suffisante lorsque **la rigidité du système sol-pieu** est comparable aux rigidités des systèmes sol-pieu ayant servi à l'établissement des diagrammes cycliques de référence.

Dans un sol homogène, la rigidité relative pieu – sol  $\mathcal{R}_\gamma$  est exprimée par le rapport  $\mathcal{R}_\gamma = (EA)_p / k_a \cdot L^2 \sim (EA)_p / 1.5 \cdot G \cdot L^2$

avec :

E : module d'élasticité du pieu

A : section du pieu

L : longueur du pieu

G : module de cisaillement du sol pour une déformation de l'ordre 1 à 5.  $10^{-3}$

On a montré au Chapitre 4N (Tableau 4.2) que les pieux de référence présentaient des rapports  $\mathcal{R}_\gamma$  élevés ( $\mathcal{R}_\gamma > 0.4$ ). Ces pieux sont suffisamment rigides pour que le comportement global de la tête et le comportement local d'interface (frottement) soient proches.

Les pieux réels, notamment les pieux longs offshore, peuvent être caractérisés par des rigidités relatives  $\mathcal{R}_\gamma$  nettement inférieures à 0.4 comme le montre le Tableau 4.1. L'analyse conduite au Chapitre 4 a montré que dans ce cas, des grands glissements peuvent apparaître en tête de pieu sous chargements cycliques. Ces glissements peuvent amener le frottement en partie haute du pieu dans un état résiduel et engendrer un report des charges vers la partie basse. Cet accroissement de sollicitation peut faire propager la dégradation cyclique vers le bas du pieu.

Dans ce type de situation il convient de procéder à une analyse cyclique systématique.

Dans une première approche on pourra rechercher de manière itérative un dimensionnement acceptable en supposant que le frottement dans la partie haute du pieu sujette aux glissements a chuté à sa valeur résiduelle et s'assurer que le point de fonctionnement de la partie inférieure se situe à l'intérieur de la zone stable du diagramme de stabilité.

## 5. CRITÈRES DE SÉVÉRITÉ CYCLIQUE POUR LES CHARGES LATÉRALES

Pour déterminer si une étude spécifique de l'effet des cycles est nécessaire, on peut tenter de distinguer les cas où les charges cycliques augmentent sensiblement le déplacement de la tête du pieu ou, au contraire, ont un effet négligeable sur le comportement du pieu.

Le chargement latéral se caractérise par la charge moyenne  $H_m$  et la demi-composante de la variation cyclique  $H_c$  (avec alors  $H_{\max} = H_m + H_c$ ). A ce stade préliminaire du dimensionnement, le nombre de cycles  $N$  représentatif du phénomène cyclique à considérer ne peut qu'être estimé. Le calcul statique classique sous la charge  $H_{\max}$  conduit à un déplacement du pieu noté  $y_1$  (premier chargement) et un moment maximum  $M_{\max,1}$ . A l'issue de la séquence de chargement cyclique ( $H_m$ ,  $H_c$ ,  $N$ ), le déplacement de la tête du pieu sous  $H_{\max}$  devient  $y_N$  et le moment maximum  $M_{\max,N}$ .

L'écart relatif entre  $y_N$  et  $y_1$  (et entre  $M_{\max,N}$  et  $M_{\max,1}$ ) quantifie l'effet des cycles sur la réponse du pieu. On pourra donc considérer qu'une étude spécifique de l'effet des cycles s'avère nécessaire lorsque le rapport  $y_N / y_1$  excède une valeur donnée. Ce rapport peut être facilement évalué à partir des relations proposées par SOLCYP dans le Chapitre 9.

### 5.1. Cas des sables

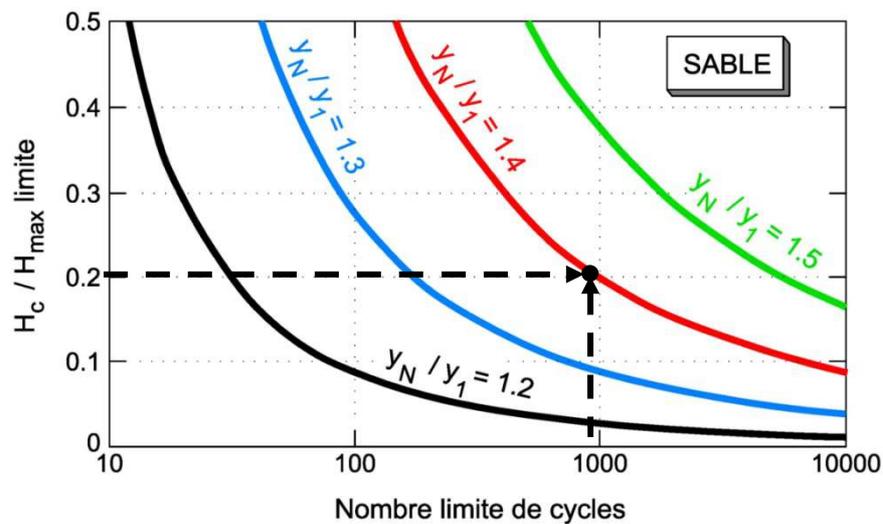
La relation [5.1] a été retenue par SOLCYP et est présentée au §3.5.1 du Chapitre 9. Cette relation permet de rendre compte de l'effet de  $N$  cycles ( $H_c$ ,  $H_{\max}$ ) sur le déplacement latéral de la tête du pieu.

$$\frac{y_N}{y_1} = 1 + \frac{0,235}{CR} \log(N) \left( \frac{H_c}{H_{\max}} \right)^{0,35} \quad (5.1)$$

Le coefficient  $CR = (EI / EI_{fl})^{1/5}$  est le coefficient de rigidité de l'interaction sol-pieu où  $EI$  est la rigidité de flexion du pieu étudié et  $EI_{fl}$  est celle du pieu flexible de même géométrie. Ce coefficient  $CR$  prend une valeur minimale  $CR=1$  dans le cas des pieux flexibles (cf. Chapitre 9). Un majorant de l'effet des cycles sur le déplacement est donc donné par l'expression [5.2] correspondant au cas des pieux flexibles ( $CR=1$ ) :

$$\frac{y_N}{y_1} = 1 + 0,235 \log(N) \left( \frac{H_c}{H_{max}} \right)^{0,35} \quad (5.2)$$

Cette relation (5.2) permet, pour une valeur donnée de  $y_N / y_1$ , de déterminer les valeurs limites du rapport  $H_c/H_{max}$  (pour un nombre de cycles  $N$  donné) ou les valeurs limites de  $N$  (pour  $H_c/H_{max}$  donné). La Figure 5.8. montre, dans le cas des sables, ces valeurs limites (pour  $N$  compris entre 10 et 10000).



**Figure 5.8.** Valeurs limites de  $N$  ou de  $H_c/H_{max}$  pour un rapport  $y_N / y_1$  donné  
Cas d'un pieu dans un sable.

Si, comme le montre l'exemple reporté sur la figure ci-dessus, le pieu est soumis à des charges cycliques caractérisées par  $H_c / H_{max} = 0,2$  et  $N = 1000$ , le rapport  $y_N / y_1$  sera de l'ordre de 1,4. Les charges cycliques augmenteront le déplacement de la tête du pieu de 40% (par rapport à sa valeur calculée sous la charge statique  $H_{max}$ ).

Dans le cas où cette valeur de  $y_N$  serait considérée comme excessive, il conviendra d'effectuer une étude détaillée de l'effet des cycles selon les méthodes proposées dans le Chapitre 9. Il

sera alors nécessaire de procéder à une caractérisation complète des chargements cycliques comme indiqué en section 6.

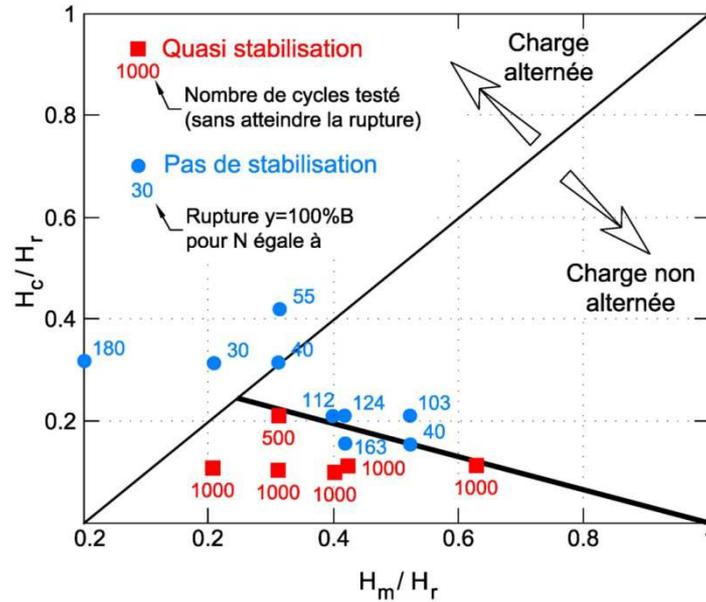
Si, à l'issue de cette étude complète de l'effet des cycles, la réponse du pieu n'est pas satisfaisante (déplacements et/ou moments de flexion trop forts), le pieu devra être redimensionné de manière à réduire le déplacement  $y_1$  sous charge statique et donc également le déplacement  $y_N$ .

## 5.2. Cas des argiles

Dans le cas des argiles saturées légèrement surconsolidées et donc assez compressibles, il convient dans un premier temps de s'assurer que les charges latérales cycliques ne conduiront pas à un déversement du pieu. Les expériences réalisées par Khemakhem (2012) ont en effet montré que, dans certains cas, les déplacements du pieu ne se stabilisent jamais avec les cycles (cf. §5.2.2 du Chapitre 8), en particulier lors de chargements alternés ( $H_c / H_{\max} > 0,5$ ) où ils peuvent atteindre des valeurs extrêmement importantes (très supérieures au diamètre).

Ces travaux ont permis de construire un diagramme de stabilité où les composantes  $H_m$  et  $H_c$  des charges cycliques sont normalisées par la charge de rupture monotone  $H_r$  (correspondant par convention à un déplacement de la tête du pieu égal à son diamètre). Le plan ainsi défini est séparé en deux zones (Figure 5.9.) :

- domaine instable où la rupture conventionnelle a été atteinte sous un nombre de cycles reporté sur la figure (entre 10 et 180 selon les charges cycliques appliquées) ;
- domaine quasi-stable où les essais ont été arrêtés à 1000 cycles sans atteindre cette rupture conventionnelle mais où les cycles peuvent néanmoins avoir des effets significatifs sur le comportement du pieu.



**Figure 5.9.** Diagrammes de stabilité pour un pieu souple dans une argile saturée légèrement surconsolidée (d’après Khemakhem, 2012)

En première approche, pour les chargements non alternés (one-way), la limite entre les deux domaines peut être représentée par l’équation [5.3] :

$$\frac{H_c}{H_r} = 0,3 \left( 1 - \frac{H_m}{H_r} \right) \tag{5.3}$$

Ainsi, lorsque les charges cycliques sont caractérisées par des rapports  $H_c / H_r$  supérieurs à  $0,3(1 - H_m / H_r)$ , le pieu ne pourra supporter qu’un nombre très limité de cycles et devra très probablement être redimensionné sous la charge statique  $H_{max} = H_m + H_c$ .

Dans un second temps, la nécessité d’une étude précise de l’effet des cycles pourra être décidée ou non en utilisant la même méthode que pour les sables (§5.1). Les relations (5.4) et (5.5) établies par SOLCYP permettent de déterminer l’effet de N cycles ( $H_c$ ,  $H_{max}$ ) sur le déplacement latéral de la tête du pieu respectivement pour une argile saturée légèrement surconsolidée et pour une argile non saturée surconsolidée (cf. §3.5.1 du Chapitre 9).

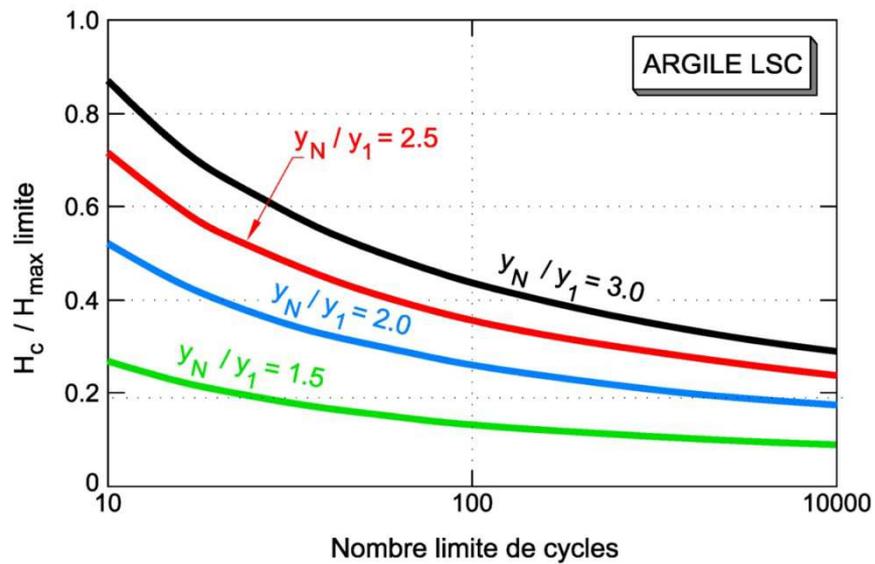
Argile saturée légèrement surconsolidée

$$\frac{y_N}{y_1} = 1,1 N^{0,5 \frac{H_c}{H_{max}}} \tag{5.4}$$

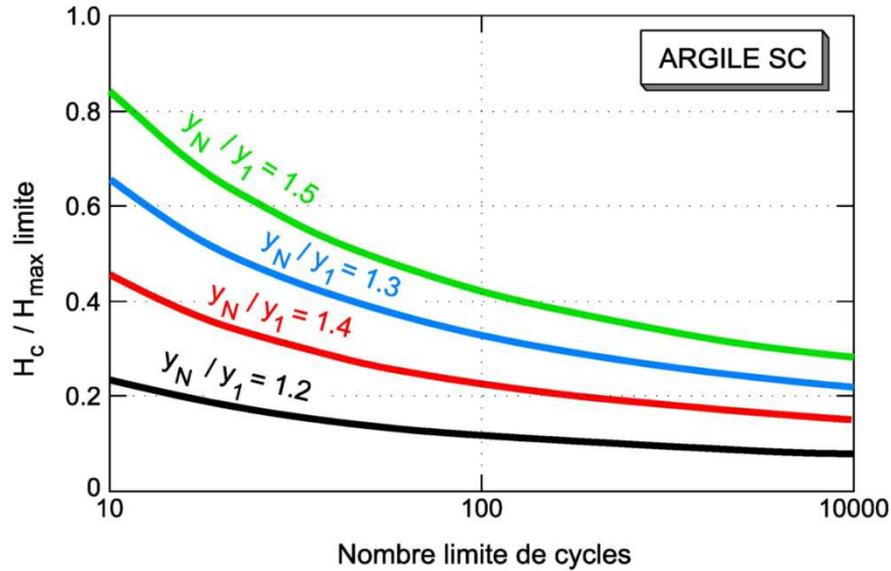
Argile non saturée surconsolidée

$$\frac{y_N}{y_1} = 1,1 N^{0,16 \frac{H_c}{H_{\max}}} \quad (5.5)$$

Comme pour les sables, les Figure 5.10. et Figure 5.11 montrent les valeurs limites du rapport  $H_c/H_{\max}$  (pour un nombre de cycles  $N$  donné) ou les valeurs limites de  $N$  (pour  $H_c/H_{\max}$  donné).



**Figure 5.10.** Valeurs limites de  $N$  ou de  $H_c/H_{\max}$  pour un rapport  $y_N/y_1$  donné  
Cas d'un pieu dans une argile saturée légèrement surconsolidée.



**Figure 5.11.** Valeurs limites de N ou de  $H_c/H_{\max}$  pour un rapport  $y_N / y_1$  donné  
Cas d'un pieu dans une argile non saturée surconsolidée.

Si à l'issue de cette vérification la sévérité des cycles apparaît excessive, une étude plus complète devra être entreprise comme déjà indiqué dans le cas des sables à la fin du §5.1.

## 6. CARACTÉRISATION COMPLÈTE DES CHARGEMENTS CYCLIQUES

Dans le cas où une analyse des effets cycliques doit être menée, il convient au préalable de définir précisément et complètement le chargement appliqué.

Les connaissances actuelles sur le comportement des sols et sur la réponse des pieux sous sollicitations cycliques indiquent clairement que celles-ci doivent être identifiées avec précision pour parvenir à en prévoir les effets.

Il est nécessaire de connaître :

- la valeur moyenne de la charge appliquée et sa possible évolution au cours du chargement
- l'amplitude du chargement cyclique: celle-ci a en général un caractère aléatoire et varie d'un cycle à l'autre. En principe des simulations temporelles sont nécessaires pour déterminer l'histogramme des charges pendant la durée de l'évènement. De telles simulations sont

usuellement pratiquées dans l'industrie offshore. Des exemples de simulation temporelle des charges sur un pieu de fondation d'éolienne marine sont montrés sur les figures 3.2. et 3.3.

- la fréquence type des chargements. Dans certains cas plusieurs fréquences peuvent être à considérer comme discuté au Chapitre 3.

La connaissance de l'histogramme des charges n'est pas à elle seule suffisante pour étudier les effets des charges cycliques sur une fondation. Pour cela, les chargements aléatoires doivent être traités pour fournir des chargements idéalisés caractérisés par des paquets de  $N_i$  cycles d'amplitude constante. Le plus grand cycle correspondant au chargement extrême et s'applique une fois. L'amplitude des paquets de cycles s'exprime en pourcentage du cycle extrême.

Dans le cas des houles et pour certaines régions du monde, on dispose de décompositions types des tempêtes. C'est le cas pour la mer du Nord (Figure 5.12.).

Durée 3 heures		Durée 6 heures		Durée 24 heures	
N	% of $F_{max}$	N	% of $F_{max}$	N	% of $F_{max}$
1	100	1	100	1	100
2	95	2	96	2	96
4	88	4	89	4	91
8	81	8	82	8	86
15	74	15	77	15	81
30	67	30	70	30	76
50	59	50	64	50	71
90	51	90	58	90	66
200	41	200	49	200	60
500	23	500	37	500	52
		900	20	900	44
				1800	34
				3600	19

$F_{max}$  étant la vague maximale

**Figure 5.12.** Décomposition de tempêtes de Mer du Nord pour des durées variables  
(Hansteen, 1981)

En règle générale, les techniques de type "rainflow analysis" permettent de transposer les événements aléatoires en séries ordonnées de cycles. Le principe a été décrit au Chapitre 3, section 2. Un logiciel dédié nommé "Cascade " a été développé dans le cadre du projet SOLCYP.

Ces approches sont décrites dans le Chapitre 7 pour les chargements axiaux et dans le Chapitre 9 pour les chargements latéraux.

## 7. MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT CYCLIQUE DES PIEUX

Trois types d'approches correspondant à des niveaux de complexité croissante sont à la disposition du concepteur:

- des **approches "globales"**, ainsi nommées car elles ne s'intéressent qu'au comportement "global" du pieu : évaluation de l'accumulation des déplacements permanents de la tête du pieu sous l'effet des cycles ; dégradation de la capacité portante.
- des **approches "locales"** dans lesquelles la relation entre la contrainte appliquée à l'interface sol-pieu et le déplacement local du pieu s'exprime au moyen d'une courbe de transfert (courbe "t-z" ou "p-y"). Ces courbes sont aisément utilisables dans des codes de structures aux éléments finis dans lesquels le pieu est généralement décrit comme une poutre élastique linéaire. Un apport du projet SOLCYP est de proposer des courbes « t-z cycliques », c'est-à-dire prenant explicitement en compte l'effet de la sévérité des cycles et du nombre de cycles.
- des **approches par la méthode des éléments finis** : les travaux conduits dans le cadre de SOLCYP ont montré que les méthodes implicites dans lesquelles chaque cycle est décrit pas à pas par une loi constitutive complète n'étaient pas utilisables en pratique. Seules les méthodes hybrides peuvent trouver des applications concrètes. Elles consistent à combiner la description implicite de quelques cycles avec des lois explicites décrivant les phénomènes d'accumulation de déplacements ou de dégradation de frottement dus aux cycles (Wichtman, 2005; Pra-ai, 2013).

Ces approches sont décrites dans le Chapitre 7 pour les chargements axiaux et dans le Chapitre 9 pour les chargements latéraux.

## 8. OBTENTION DES PARAMÈTRES

Les méthodes évoquées ci-dessus nécessitent la collection de paramètres spécifiques. Il s'agit notamment de pouvoir appréhender la connaissance de la réponse du sol sous sollicitations

cycliques (déformations cycliques et irréversibles) et de disposer de lois de dégradation permettant de quantifier les chutes de frottement à l'interface sol-pieu.

A ce stade des connaissances, deux types d'approches ont été privilégiés par la communauté des géotechniciens :

- les essais de laboratoire
- les essais sur pieux modèles ou in situ

Les approches par essais de laboratoire ont été privilégiées dans l'industrie offshore et sont largement développées. Elles sont décrites au Chapitre 10.

Les données collectées à partir d'essais sur pieux modèles ou sur pieux réels in situ sont exposées dans les Chapitres 6 pour les pieux sous chargement axial et 8 pour les pieux sous chargement latéral.

Les approches par essais in situ (pressiomètre cyclique, pénétromètre cyclique) sont encore à un stade embryonnaire mais présentent un intérêt certain. Elles sont évoquées au Chapitre 10.

## 9. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### 9.1. Rapports internes (Projet national SOLCYP)

Brun M., Palix E., Puech A. (2009) Projet SOLCYP – Prise en compte des chargements cycliques dans le dimensionnement des fondations offshore. Rapport FUGRO R9004\_a/RevA (15/09/2009).

Hericher, J. (2012) Cascade routine – Rainflow counting User Manuel. Rapport Fugro (30/11/2012).

### 9.2. Références externes (publications et normes)

API RP2GEO (2011). API Recommended Practice, Geotechnical and Foundation Design Considerations, First Edition, American Petroleum Institute, April 2011.

Hansteen O.E. (1980) *Dynamic performance. Shell Brent "B" Instrum. Project*; Seminar. London 1979. Proc., pp. 57-77. Org. by the Soc. for Underwater Techn., London. Also NGI Publ. 137.

ISO 19 902 (2007) International standard for the design of fixed steel offshore platforms, International Standards Office, British Standards Institute, London

Jardine R.J. and Standing, J.R. (2012) *Field axial cyclic loading experiments on piles driven in sand*. Soils and Foundations, August 2012.

Jardine, R.J., Andersen, K. and Puech, A. (2012) *Cyclic loading of offshore piles: potential effects and practical design*. Keynote Paper. Proc 7th Int. Conf. on Offshore Site Investigations and Geotechnics, SUT London, pp 59-100.

Karlsrud, K. and Haugen, T. (1985) *Behaviour of Piles in clay under cyclic axial loading-results of field model tests*. Proc. Behaviour of Offshore Structures, BOSS'85, pp. 589-600.

Khemakhem M. (2012) *Etude expérimentale de la réponse aux charges latérales monotones et cycliques d'un pieu foré dans l'argile* Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes, 336 p.

NF EN 1997-1, Eurocode 7. Calcul géotechnique - Partie 1 : Règles générales. (indice de classement P 94-251-1) avec son annexe nationale (indice de classement P 94-251-2).

NF EN 1998-1, Eurocode 8. Conception et calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments

NF EN 1998-5, Eurocode 8. Conception et calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques.

NF P 94-262, Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes.

Pra-ai, S. (2013) *Essais et modélisation du cisaillement cyclique sol-structure à grand nombre de cycles. Application aux pieux*. Thèse de Doctorat, IMEP2, Université de Grenoble

- Puech A. (2013). *Advances in axial cyclic pile design: contribution of the SOLCYP project*. Proceedings TC 209 Workshop, 18 ICSMGE, Paris, 2-5 September 2013
- Rimoy, S., Jardine, R.J. and Standing, J.R. (2013) *Displacement response to axial cycling of piles driven in sand*. Geotechnical Engineering, Themed Edition. September 2013.
- Wichtmann, T. (2005) *Explicit Accumulation Model for Non-Cohesive Soils under Cyclic Loading*. In Th. Triantafyllidis (Ed.), Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 38.

## CHAPITRE 6

# Comportement des pieux sous chargements cycliques axiaux

## 1. INTRODUCTION

Ce chapitre tente de mettre en lumière les aspects fondamentaux du comportement des pieux soumis à des chargements cycliques axiaux. Il s'appuie essentiellement sur les résultats provenant des programmes d'essais de pieux in situ conduits dans le monde depuis la fin des années 1970 en faisant lorsque nécessaire référence à des données obtenues sur pieux modèles en laboratoire, en chambre de calibration ou en centrifugeuse.

Les essais cycliques sur pieux in situ sont relativement peu nombreux. Ils sont toujours délicats à exécuter et demandent des investissements considérables en temps et en financement. Les programmes comportant des instrumentations tout au long du fût permettant d'évaluer les distributions de charges le long du pieu et de distinguer entre comportement en frottement axial et comportement en pointe sont rares et n'ont pas toujours été couronnés de succès. La mesure des pressions interstitielles générées le long du pieu et des contraintes radiales ou tangentielles agissant sur la paroi est particulièrement difficile et nécessite pour être représentative l'utilisation de cellules extrêmement rigides comme l'ont montré Bond et al., 1991 et Zhu et al., 2009.

Le nombre de paramètres significatifs intervenant dans la définition d'un chargement cyclique est élevé comme signalé au chapitre 3. Aucun programme ne peut avoir l'ambition de couvrir la gamme de tous les paramètres concernés. Il s'est agi le plus souvent de :

- S'intéresser à un type de pieu et d'installation particulier : pieux métalliques battus pour l'essentiel ;
- Se concentrer sur un type de sol : argiles molles, argiles raides, sables siliceux ;
- Se focaliser sur des essais en tension, plus simples à réaliser mais ne donnant des informations que sur le frottement latéral ;
- Exécuter un relativement petit nombre de séries de chargement d'amplitude constante comportant un nombre de cycles excédant rarement 1000 et caractérisés par deux ou trois valeurs des rapports  $Q_c/Q_m$  ou  $Q_{max}/Q_s$ , appliquées en séquences de sévérité croissante.

L'importance d'effets tels que de la période des cycles ou l'ordre des chargements n'ont été que marginalement étudiés.

Un dilemme récurrent dans la conception d'un programme d'essais de chargements cycliques est le nombre de pieux mettre en œuvre. Outre l'aspect économique lié à la multiplication des pieux tests, il est toujours difficile sur le plan technique de savoir s'il est préférable de privilégier :

- La succession d'essais statiques et cycliques sur un même pieu : comment appréhender l'effet des ruptures ou chargements précédents sur le comportement ultérieur du pieu ?
- L'exécution d'un essai statique de référence sur un pieu dédié puis d'essais cycliques sur d'autres pieux vierges de tout chargement préalable : comment être sûr de la représentativité de la référence statique (hétérogénéité du sol, mise en place) ?

Pour des raisons économiques évidentes, l'exécution de plusieurs séries et types de chargement sur un même pieu est la solution la plus souvent retenue, ce qui n'est pas sans rendre l'interprétation complexe.

Ce chapitre commence par lister les différents programmes internationaux qui ont permis des avancées importantes dans la compréhension de la réponse des pieux sous chargements cycliques axiaux. On s'intéresse ensuite aux premiers essais de la fin des années 1970 qui ont interpellé la communauté scientifique. Une attention toute particulière est ensuite portée aux essais conduits dans les argiles par le NGI dans la décennie 1980 et aux essais menés dans les sables et les argiles par l'Impérial College de Londres (période 1980-2005). Les avancées réalisées lors du projet SOLCYP sont discutées et les résultats les plus significatifs sont résumés dans une Annexe dédiée. Le chapitre se termine sur une récapitulation synthétique des connaissances actuelles.

## **2. LES GRANDS PROGRAMMES INTERNATIONAUX**

Le Tableau 6.1 liste les principaux programmes d'essais de chargements cycliques réalisés sur des pieux in situ. On peut les classer en trois catégories :

- Les premiers essais effectués à la fin des années 70 ou début des années 80. Pour accompagner la migration de l'exploitation pétrolière vers les grands fonds, de nouveaux concepts de plates-formes faisaient leur apparition et parmi eux les plates-formes flottantes à lignes verticales ou sub-verticales tendues (entre un point

d'ancrage sur le fond et le flotteur en surface). La réponse de pieux soumis à des forces cycliques de tension permanente devenait un souci majeur. Ce défi allait activer la recherche sur les aspects liés aux chargements cycliques sur les pieux même si le comportement cyclique des pieux concerne aussi d'une manière plus générale les plates-formes pétrolières fixes de type jacket qui sont sollicitées en compression ou compression/traction. Les premiers essais étaient réalisés à titre exploratoire (essais de l'Institut Français du Pétrole en France ou du Building Research Establishment au Royaume Uni) ou en préparation d'un projet industriel particulier (Empire, Aquatic Park, WD58A aux Etats Unis). En 1986, Briaud et Felio (Briaud and Felio, 1986) ont assemblé pour le compte de l'American Petroleum Institute une base de données sur le comportement des sédiments marins fins (argiles, silts) soumis à des chargements cycliques. Elle couvrait les essais en laboratoire, les essais sur modèles et passait en revue 16 études sur des pieux in situ de plus de 150mm de diamètre chargés axialement.

- Les essais du N.G.I. et de l'Imperial College de Londres (période 1980-2005). Il s'agit de programmes ambitieux de recherche comportant un grand nombre d'essais dans des conditions de sols variées, une étude assez systématique des paramètres de chargement, une instrumentation approfondie des pieux et du sol environnant. L'interprétation des résultats obtenus a permis une compréhension des phénomènes et a débouché sur les premières méthodes de dimensionnement. Tous les essais ont été effectués sur des pieux métalliques battus (ou foncés) en vue d'applications offshore
- Les essais plus récents, notamment ceux du projet national français SOLCYP (2008-2013), qui complètent et confirment les données antérieures et permettent en outre d'étendre les résultats aux pieux les plus couramment utilisés dans les travaux de génie civil (pieux forés)

**Tableau 6.1.** Principaux programmes internationaux d'essais de chargements cycliques sur des pieux in situ

Référence de l'essai	Caractéristiques principales
<b>EMPIRE, LA</b> Kraft et al., 1981	<b>Pieu:</b> 4 segments, D=356mm, 16.2m de long, ouvert à la base <b>Installation:</b> battu entre 30 et 110m de pénétration <b>Sol:</b> argile ferme devenant raide à très raide, fort Ip. <b>Tests:</b> à 4-10 jours et à 320 jours; tension; compression; monotone à vitesse variable; compression cyclique répétée
<b>INSTITUT FRANÇAIS DU PETROLE , F</b> Puech and Jezequel, 1981; Puech, 1982 Puech et al., 1982	<b>PLANCOET</b> <b>Pieu:</b> D=273mm, 13m de long, fermé à la base <b>Installation:</b> battu <b>Sol:</b> limons compressibles, sables lâches, argiles limoneuses <b>Tests:</b> tension, amplitude cyclique constant et essais-tempêtes
	<b>CRAN</b> <b>Pieu:</b> D=273mm, 17m de long, fermé à la base <b>Installation:</b> battu <b>Soil:</b> argile très plastique, YSR=2 <b>Tests:</b> tension, amplitude cyclique constante, essais –tempêtes, tension soutenue, 10 000 cycles
<b>BETA PILE, CA</b> (= Aquatic Park) Pelletier and Doyle, 1982 Doyle and Pelletier, 1985	<b>Pieu:</b> D=762mm, 22m de long <b>Installation:</b> battu entre 58 et 80m de pénétration au travers d'une chemise vidée de 58m. <b>Sol:</b> argile limoneuse raide à dure, légèrement surconsolidée. <b>Tests</b> tension/compression ; répété/alterné; effet de la vitesse de chargement; effet de l'histoire du chargement (limité).
<b>WD58A, LO</b> (Mississippi delta) Bogard and Matlock, 1998	<b>Pieu:</b> D=772mm, 71m de long (55m instrumentés) <b>Installation:</b> battu <b>Soil:</b> argile limoneuse molle, sous-consolidée, fort Ip <b>Testing:</b> tension/compression; répété/alterné; effet de la vitesse de chargement tests à 2heures, puis 4, 16 et 29 mois après installation.
<b>B.R.E., UK</b> McAnoy et al., 1982 Ove Arup & Partners, 1986	<b>COWDEN</b> <b>Pieux :</b> 4 pieux instrumentés ; D=193 mm, épaisseur 9 mm ; Longueur : 10,4 m de long <b>Installation :</b> foncés <b>Sol :</b> argile glaciaire silto-sableuse, raide, faible Ip, fort YSR. <b>Tests :</b> essais cycliques en traction de type tempête jusqu'à 48% de la charge axiale
	<b>Pieux:</b> 9 pieux battus, 10m de long, D= 203 et 305 mm ; 4 tronçons de pieux battus (D= 101 et 203mm) dans des avant-trous forés tubés. <b>Installation:</b> battus (ouverts et fermés) <b>Sol:</b> argile glaciaire silto-sableuse, raide, faible Ip, fort YSR. <b>Tests:</b> traction cyclique, alterné, traction et chargement horizontal cycliques combinés, fréquence de 0,03 à 1 Hz.; grand nombre de cycles N
<b>N.G.I.</b> Karlsruud and Haugen, 1985 Karlsruud et al., 1986 Karlsruud et al., 1992a, b Nowacki et al., 1992	<b>HAGA (Norvège)</b> <b>Pieu:</b> D=153mm, 5m de long, fermé à la base, 2 pieux (1 instrumenté et 1 non instrumenté) <b>Installation:</b> foncé à 16 emplacements (instrumenté) et 11 emplacements (non instrumenté) <b>Sol:</b> argile marine, Ip moyen ; YSR modéré <b>Tests:</b> tension; répété/alterné; T=6s; nombreux essais de laboratoire, puits d'essais pour examen de la fabrique.

<p>Karlsruud, 2012</p>	<p><b>ONSØY (Norvège)</b>  <b>Pieu A:</b> D=219mm, épaisseur 8,2 mm, Tubage pour arriver à une longueur de fiche de 10m, fermé à la base, battu à travers un tubage jusqu'à des profondeurs de 15 à 37,5m  <b>Pieu B :</b> D = 809 mm, épaisseur 9,5mm, Longueur 15m avec tubage de 5 m, pieu ouvert, battu  <b>Pieu C:</b> D=219mm, épaisseur de 8,2 mm, Tubage de 5m pour une longueur de pieu de 35m, fermé à la base, battu  <b>Installation:</b> foncé ou battu depuis la base de trous chemisés préforés à différentes pénétrations jusqu'à 37,5m. A1 (fiche : 12,5 – 5 = 7,5 m), A2 (fiche : 17,5 – 5 = 12,5m), A3 (Fiche = 10 m = 30-20m (tubage)), A4 (Fiche = 10 m = 37,5-27,5 (tubage)), B1 (12,5-5 (tubage) = 7,5 m ), C1 instrumenté (35-5m (tubage)= 30m = fiche), C2 non instrumenté (35-5m (tubage)= 30m = fiche)  <b>Sol:</b> argile marine plastique, faible YSR  <b>Tests:</b> traction statique, compression statique, traction cyclique répétée, chargement alterné</p> <p><b>LIERSTRANDA (Norvège)</b>  <b>Pieu B :</b> Diamètre de 809 mm, épaisseur 9,5mm, Longueur 15m avec tubage de 5 m, pieu ouvert, battu  <b>Pieu A:</b> D=219mm, épaisseur de 8,2 mm, Tubage pour arriver à une longueur de fiche de 10m, fermé à la base, battu à travers un tubage jusqu'à des profondeurs de 15 à 37,5m.  <b>Installation:</b> foncé ou battu depuis la base de trous chemises préforés à différentes pénétrations jusqu'à 37,5m. A7 (=A1), A8 (=A2), A9 (=A3), A10 (= A4), B2 (12,5-5 (tubage) = 7,5 m )  <b>Sol:</b> argile/limon d'origine marine, faible Ip, faible YSR  <b>Tests:</b> tension; répété/alterné;</p> <p><b>PENTRE (UK)</b>  <b>Pieu:</b> D=219mm, épaisseur de 8,2 mm, Tubage pour arriver à une longueur de fiche de 10m, fermé à la base, battu à travers un tubage jusqu'à des profondeurs de 15 et 22,5 m.  <b>Installation:</b> battu, A5, A6  <b>Sol:</b> argile/limon glaciaire, faible Ip, faible YSR  <b>Tests:</b> tension statique ; tension cyclique répété</p> <p><b>TILBROOK GRANGE (UK)</b>  <b>Pieu Mc Clelland :</b> diamètre extérieur de 762 mm ; épaisseur qui passe de 40 mm à 32mm. Battu jusqu'à 30m ; pieu ouvert.  Essai en compression statique, essai statique rapide et essai non alterné en compression.  <b>Pieux NGI :</b> A, B, C : battus, pieux fermés en pied :  <ul style="list-style-type: none"> <li>- A : diamètre 219mm, L = 13m dont 3 m de tubage</li> <li>- B : diamètre 219mm, L = 27m dont 17,5m de tubage</li> <li>- C : diamètre 219mm, L = 19m dont 3 m de tubage</li> </ul> <b>Pieu NGI :</b> D : battu, pieu ouvert en pied :  <ul style="list-style-type: none"> <li>- D : diamètre 273mm, L = 27 m dont 17,5 m de tubage</li> </ul> Essai de traction : statique, cyclique non alterné, statique post cyclique</p>
<p><b>IMPERIAL COLLEGE LONDON</b>  Bond,1989  Bond and Jardine, 1991;</p>	<p><b>CANON'S PARK (UK)</b>  <b>Pieu:</b> pieu ICP, 102mm, 7m de long, fortement instrumenté ou non instrumenté, fermé à la base  <b>Installation:</b> foncé (instrumenté) /battu (non instrumenté)  <b>Sol:</b> argile de Londres raide, fort YSR, fort Ip  <b>Tests:</b> tension/compression ; répété et alterné</p>

<p>1995 Ove Arup &amp; Partners, 1986  Lehane,1992 Lehane et al.,1993</p>	<p><b>COWDEN (UK)</b> <b>Pieu:</b> pieu ICP, 102mm, fortement instrumenté,fermé à la base <b>Installation:</b> foncé <b>Sol:</b> moraine raide, faible Ip, fort YSR <b>Tests:</b> tension; répété/alterné</p>
<p>Lehane and Jardine, 1994a, b  Chow,1997 Jardine and Chow, 2007</p>	<p><b>BOTHKENNAR</b> <b>Pieu:</b> pieu ICP, 102mm, fortement instrumenté,fermé à la base <b>Installation:</b> foncé <b>Sol:</b> argile molle post-glaciaire, faible YSR, fort Ip <b>Tests:</b> tension; répété/alterné</p>
<p>Jardine et al., 2006; Jardine and Standing, 2012 Rimoy et al., 2013</p>	<p><b>PENTRE (UK)</b> <b>Pieu:</b> pieu ICP, 102mm , fortement instrumenté, fermé à la base <b>Installation:</b> foncé <b>Sol:</b> argile/limon glaciaire, faible Ip, faible YSR <b>Tests:</b> tension; répété/alterné</p>
<p>Jardine and Standing, 2000; 2012</p>	<p><b>LABENNE (F)</b> <b>Pieu:</b> pieu ICP, 102mm , fortement instrumenté, fermé à la base <b>Installation:</b> foncé <b>Sol:</b> sable dunaire lâche <b>Tests:</b> tension; répété</p>
	<p><b>DUNKERQUE (F)</b> <b>Pieu:</b> pieu ICP, 102mm , fortement instrumenté, fermé à la base <b>Installation:</b> foncé <b>Sol:</b> sable marin moyennement dense à très dense <b>Tests:</b> tension; répété</p> <p><b>Pieux HSE:</b> tubulaires acier ouverts, 6x 19m de long, 457mm de diamètre, <b>Installation:</b> battus <b>Sol:</b> sable marin moyennement dense à très dense <b>Tests:</b> tension; répété</p>
<p><b>TRINITY COLLEGE DUBLIN</b> Lehane et al., 2003</p>	<p><b>KINNEGAR (IRL)</b> <b>Pieux:</b> pieux béton carrés de 250mm ; 6m de long <b>Installation:</b> battus <b>Sol:</b> argile limoneuse, molle, faible YSR <b>Tests:</b> compression, tension; statique, cyclique</p>
<p><b>SOLCYP, F</b> Puech et al., 2012 Benzaria, 2013 Puech, 2013 Benzaria et al., 2013a Benzaria et al., 2013b</p>	<p><b>MERVILLE (F)</b> <b>Pieux:</b> 4 pieux métalliques tubulaires fermés à la base, 406mm, 13.5m de long, instrumentés. <b>Installation:</b> battus <b>Sol:</b> argile des Flandres, raide à très raide, fort YSR, fort Ip <b>Tests:</b> tension; compression, statique, répété/alterné, grand nombre de cycles N</p> <p><b>Pieux:</b> 4 pieux forés (CFA), 420mm, 13.5m de long, instrumentés <b>Installation:</b> forés et bétonnés <b>Soil:</b> argile des Flandres, raide à très raide, fort YSR, fort Ip <b>Tests:</b> tension; compression, statique, répété/alterné, grand nombre de cycles N</p> <p><b>Pieux:</b> 2 pieux forés -vissés, 420mm, 13.5m de long, instrumentés <b>Installation:</b> forés-vissés et bétonnés <b>Sol:</b> argile des Flandres, raide à très raide, fort YSR, fort Ip.</p>

	<p><b>Tests:</b> tension; compression, statique, répété/alterné, grand nombre de cycles</p> <p><b>LOON-PLAGE (F)</b></p> <p><b>Pieux:</b> 4 pieux métalliques tubulaires fermés à la base, 406mm, 13.5m de long, instrumentés.</p> <p><b>Installation:</b> battus</p> <p><b>Sol:</b> sable marin dense à très dense</p> <p><b>Tests:</b> tension; compression, statique, répété/alterné, grand nombre de cycles</p> <p><b>Pieux:</b> 5 pieux forés (CFA), 420mm, 8 à 10.5m de long, instrumentés</p> <p><b>Installation:</b> forés et bétonnés</p> <p><b>Sol:</b> sable marin dense à très dense</p> <p><b>Tests:</b> tension; compression, statique, répété/alterné, grand nombre de cycles</p>
--	--

Les sections suivantes sont consacrées à la revue des résultats disponibles. On s'intéresse dans un premier temps aux essais dans les sols argileux (section 6.3), puis aux essais dans les sols sableux (section 6.4). Les sections suivantes reviennent sur la notion de capacité statique, utilisée comme référence pour évaluer la dégradation cyclique, et le rôle de quelques phénomènes particuliers (section 6.5) et s'intéressent à la validité des diagrammes de stabilité cyclique (section 6.6). La section 6.7 tente de synthétiser l'état des connaissances phénoménologiques sur le comportement des pieux sous sollicitations cycliques axiales. Les résultats du projet SOLCYP obtenus sur le site de Merville sont regroupés en annexe (Annexe 6A).

### 3. ESSAIS DANS LES SOLS ARGILEUX

#### 3.1. Argiles normalement consolidées à faiblement surconsolidées (YSR < 4)

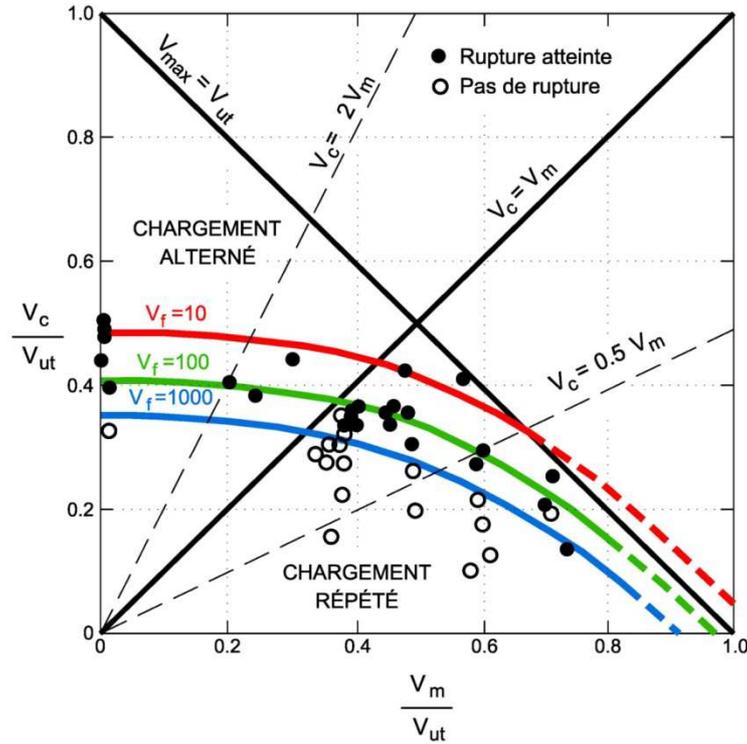
##### 3.1.1. Les essais du N.G.I.

Les équipes du Norwegian Geotechnical Institute (N.G.I.) ont effectué au cours de la décennie 80 des essais de chargements cycliques de pieux battus sur 3 sites en Norvège et 2 sites au Royaume Uni.

Les sites norvégiens (Tableau 6.1) étaient composés de sédiments fins d'origine marine, normalement consolidés à faiblement surconsolidés (faible OCR ou YSR) et présentant des indices de plasticité faibles à élevés.

Le programme d'essai le plus exhaustif a été exécuté sur le site de Haga ( $I_p = 15$ ; YSR décroissant rapidement de 17 à 3). Les pieux étaient tous des tubes fermés de 153mm de diamètre et 5m de longueur. Ils étaient instrumentés de capteurs de force à plusieurs niveaux et de cellules pour la mesure locale des contraintes radiales et des pressions interstitielles. Les essais de chargement ont été menés après dissipation totale des pressions interstitielles et ont généralement suivi la séquence suivante : (i) essai monotone en tension conduit en 30 à 60min jusqu'à (ou près de) la rupture statique, (ii) repos d'une journée, (iii) application d'une série de chargements cycliques définis en charge moyenne et amplitude (période de 6 à 10 secondes) jusqu'à soit obtention de la rupture cyclique (définie selon un critère en déplacement) soit accumulation d'un grand nombre de cycles (typiquement 1000), (iv) essai statique en tension.

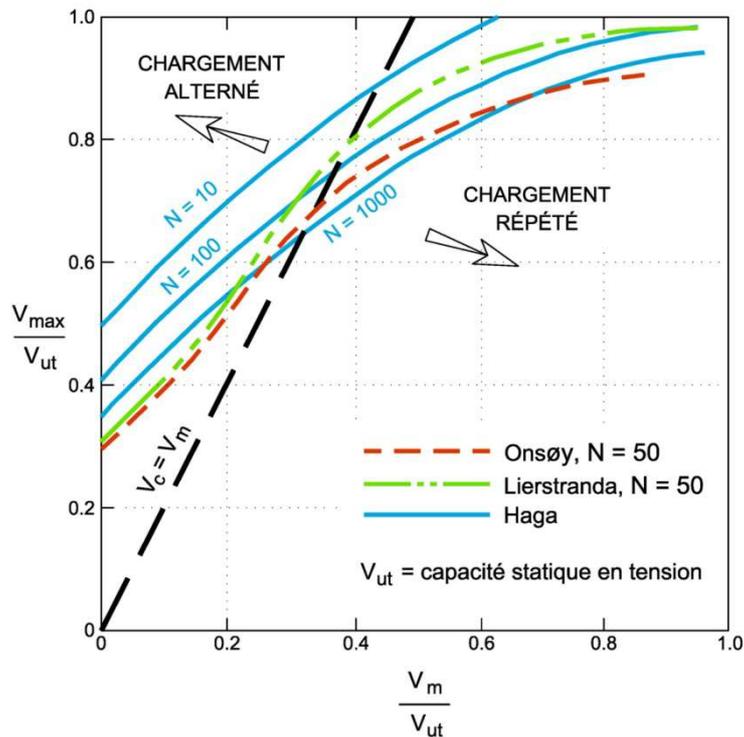
Les résultats des essais sont synthétisés sous la forme d'un diagramme d'interaction (Figure 6.1) dit aussi diagramme de stabilité cyclique dont le principe a été exposé au Chapitre 3. Le nombre de cycles à la rupture ( $N_f$ ) ou en fin d'essais ( $N$ ) est représenté en fonction des composantes du chargement (charge moyenne et charge cyclique) normalisées par la capacité en tension juste avant l'essai cyclique. Vingt-six essais ont conduit à la rupture cyclique. La diagonale  $Q_{max} = Q_{us}$  correspond à la capacité statique.



**Figure 6.1.** HAGA – Nombre de cycles à la rupture  $N_f$  en fonction de  $Q_m (= Q_{ave})$  et  $Q_c$  normalisés par la capacité statique en tension  $Q_{uts}$  (Karlsrud and Haugen, 1985)

La rupture cyclique est atteinte pour des valeurs du rapport  $Q_{max}/Q_{ut} = Q_m/Q_{ut} + Q_c/Q_{ut}$  inférieures à 1. La distance entre le point représentatif des essais à la rupture et la droite de rupture statique traduit la perte de capacité due à l'effet du cyclage. Vers la droite du graphique (faibles valeurs du rapport  $Q_c/Q_m$ ) cet effet est faible et compte tenu de l'effet de vitesse de chargement (période inférieure à 10s) on pourrait admettre des valeurs de rupture légèrement supérieures à la ligne statique. Vers la gauche du graphique et notamment lorsque on entre dans le domaine des chargements alternés (fortes valeurs du rapport  $Q_c/Q_m$ ), les pertes de capacité deviennent très significatives. Pour des chargements purement alternés ; la perte de capacité sous 10 cycles est de l'ordre de 50%. Dans ces mêmes conditions, la zone de relative stabilité cyclique (le pieu peut supporter plus de 1000 cycles) se limite à 35% de la capacité statique. On notera que le nombre de cycles conduisant à la rupture diminue assez progressivement avec la sévérité du chargement (valeur de  $Q_{max}$ ), ce qui autorise le tracé de courbes d'isovaleurs de nombre de cycles à la rupture ( $N_f = 10, 100, 1000$ ).

Les essais réalisés dans les argiles plastiques d’Onsøy et les limons argileux de Lierstranda étaient du même type bien qu’en moins grand nombre. Les résultats sont qualitativement similaires mais présentent des écarts sur le plan quantitatif. Les trois sites sont comparés sur la figure 6.2 sous la forme d’un diagramme d’interaction modifié (l’ordonnée représente  $Q_{\max}/Q_m$  au lieu de  $Q_c/Q_m$ ) dans lequel sont uniquement représentées les courbes de rupture à  $N_f = 50$ . On observe une relative proximité des courbes à  $N_f = 50$  dans le domaine des essais répétés où la dégradation cyclique est faible à modérée. Par contre dans le domaine des essais alternés le potentiel de dégradation sur les sites d’Onsøy et de Lierstranda est nettement supérieur à celui de Haga. En chargement purement alterné ( $Q_m = 0$ ), la dégradation de capacité à 50 cycles atteint près de 70%.



**Figure 6.2.** Comparaison des capacités cycliques axiales des pieux d’Onsøy et Lierstranda avec celle des pieux de Haga (Karlsrud et al., 1992b)

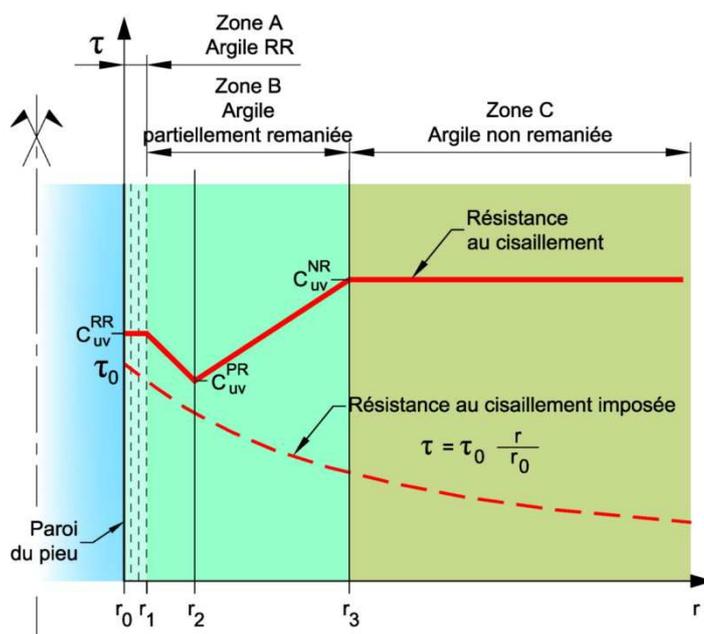
Une particularité des essais menés sur les sites de Haga, Onsøy et Lierstranda a été l’accroissement de capacité observé entre deux essais statiques. Cet accroissement est supérieur à celui qui peut être expliqué par une modification des contraintes effectives. Il a été attribué à un effet de pré-cisaillement (semblable à celui que l’on observe sur des échantillons lors d’essais de laboratoire dans lesquels le drainage est permis après cisaillement cyclique).

La référence statique pour chaque essai cyclique a été corrigée lorsque nécessaire pour tenir compte de cet effet.

Des échantillons de sol ont été prélevés par le N.G.I. autour des pieux de Haga et soumis à des essais de laboratoire, des examens aux rayons X et à des études de micro-structure. Karlsrud and Haugen (1983 ; 1992) ont identifié trois zones autour du fût (Figure 6.3.) :

- une première zone A de faible épaisseur (15mm pour les pieux testés) accolée au pieu dite remaniée-reconsolidée (RR) : l'argile y a été complètement remaniée par le cisaillement intensif dû au battage et a perdu de la résistance malgré une reconsolidation radiale ultérieure à une teneur en eau inférieure à celle de l'argile intacte ;
- une zone intermédiaire B partiellement remaniée montrant de nettes et fortes distorsions verticales et des pertes de résistance ;
- une zone extérieure C non remaniée, dans laquelle les teneurs en eau et la résistance au cisaillement ne sont pas affectées par l'installation du pieu. Cette zone commence à environ 150 - 200mm des pieux.

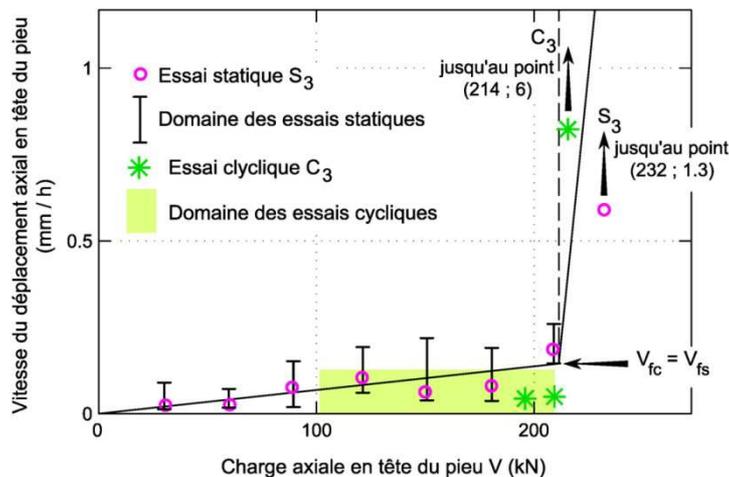
Ce schéma sert de support à la méthode de calcul des pieux sous chargement cyclique développée par le N.G.I. pour les sols argileux (Chapitre 7)



**Figure 6.3.** Schéma des variations de résistance au cisaillement non drainée et de distorsion de cisaillement autour des pieux tests à HAGA (Karlsrud et al., 1992b)

### 3.1.2. Les essais I.F.P. à CRAN

Les essais effectués par l'Institut Français du Pétrole (I.F.P.) sur le pieu de Cran, battu dans une argile plastique très faiblement surconsolidée, apportent un éclairage complémentaire. Le pieu a été soumis à deux campagnes de chargement cyclique espacées d'un an. Chaque campagne a comporté des séries de chargement répété en tension du type essais tempêtes ou essais à très grand nombre de cycles. Le pieu a été soumis à 4 essais de chargement statique par paliers d'une heure (procédure ISSMGE, 1985) au début et en fin de chaque campagne. Cette procédure permet de définir la capacité ultime  $Q_{us}$  du pieu (définie à 10% de déplacement) mais également la charge de fluage statique  $Q_f$ . Celle-ci est définie par une augmentation brutale de la vitesse de déplacement de la tête du pieu mesurée sur chaque palier de chargement. Par extension on peut aisément définir une charge de fluage cyclique pour des essais de chargement cyclique caractérisés par une charge  $Q_{max}$  constante



**Figure 6.4.** Charges de fluage statiques et cycliques pour le pieu de Cran;

$y_0$  = déplacement de la tête du pieu sous charge statique constante;  $y_{max}$  = déplacement de la tête du pieu sous charge cyclique maximale (Puech, 2012, communication personnelle)

La rupture du pieu a toujours été de type ductile. La capacité ultime a légèrement et régulièrement décliné au cours du temps tandis que la charge de fluage statique demeurait constante. On a également observé que la charge de fluage cyclique était égale à la charge de fluage statique (Figure 6.4.). L'effet de cycles répétés peut apparaître comme ayant progressivement réduit la marge entre charge statique de fluage et charge statique ultime.

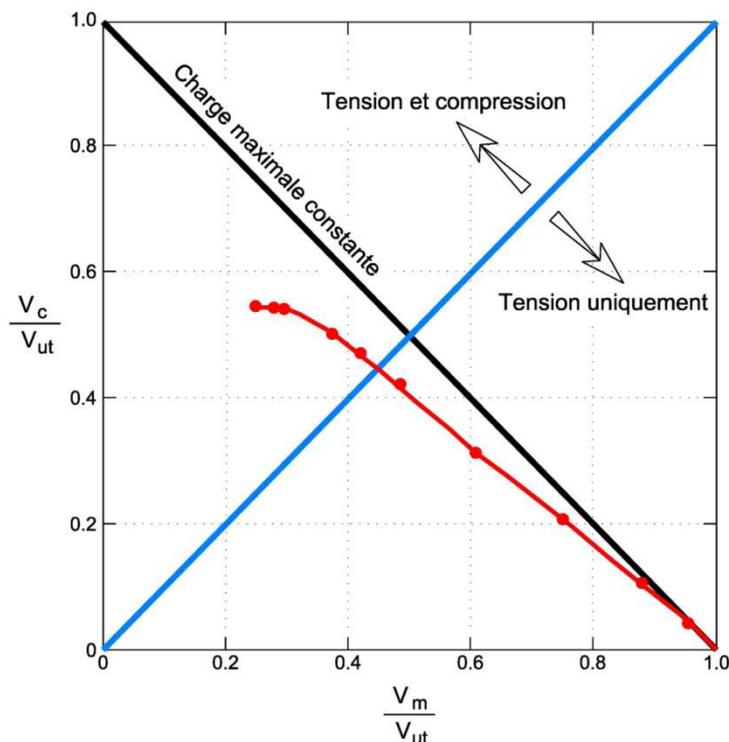
Globalement, la dégradation due aux cycles, exprimée dans un diagramme d'interaction est restée voisine de 10% en cohérence avec les autres données (Fig. 6.14.)

### 3.2. ARGILES FORTEMENT SURCONSOLIDÉES

#### 3.2.1. Les essais du B.R.E. à COWDEN

Le Building Research Establishment (B.R.E.) a réalisé au début des années 80 (Mc Anoy, 1982 ; Ove Arup and Partners, 1986) une série d'essais de chargements cycliques sur des pieux foncés ou battus dans l'argile glaciaire très surconsolidée de Cowden. Le programme portait sur plus de 10 pieux d'une dizaine de mètres de longueur, fortement instrumentés, avec des diamètres de 101 à 305mm.

Les pieux ont supporté jusqu'à plus de 10 000 cycles de chargements en tension représentant 60% de la capacité statique sans enregistrer de déplacement permanent significatif (réponse quasi élastique). Par contre aux alentours de 80%, la rupture s'est produite sous un petit nombre de cycles. Jusqu'à l'approche de la rupture, la rigidité du pieu n'a pas été affectée par le cumul des cycles. Aucune variation significative des pressions interstitielles n'a été observée pendant l'application des cycles.



**Figure 6.5.** Essais cycliques du B.R.E. dans l'argile glaciaire de COWDEN. Critère de rupture cyclique, potentiellement équivalent à une ligne d'isovaleur  $N_f = 1000$  (Ove Arup & Partners, 1986)

L'ensemble des résultats obtenus sur les pieux de Cowden peuvent être résumés sur le diagramme de stabilité de la Figure 6.5. La ligne de rupture représentée indique la limite entre un état stable où le pieu peut supporter des milliers de cycles sans déplacement significatif et un état très instable où le pieu évolue rapidement vers la rupture en quelques dizaines de cycles. On observe que sous un très fort niveau de chargement répété ( $Q_c \# Q_m$ ), la perte de capacité n'est que de 10% environ. Si on assimile grossièrement la ligne de rupture à la ligne de rupture à 1000 cycles, on voit que sous les mêmes conditions de chargement la perte de capacité dans l'argile de Haga serait bien supérieure (25 à 30%).

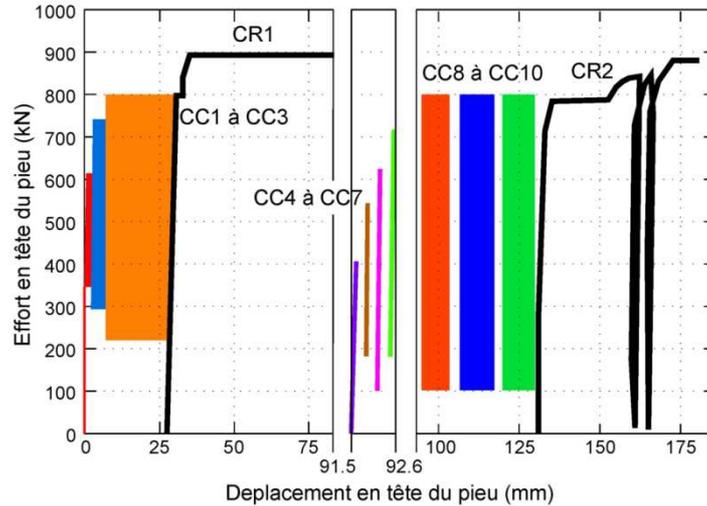
### 3.2.2. *Les essais SOLCYP de MERVILLE*

Dans le cadre du projet SOLCYP, un important programme d'essais de chargements cycliques de pieux a été conduit sur le site de Merville, dans le Nord de la France où on rencontre dès 3m de profondeur la formation d'argile plastique, raide à très raide, fortement surconsolidée ( $YSR > 10$ ). 10 pieux instrumentés ont été installés: ils incluent 4 pieux tubulaires ouverts battus de 13,5m de long et 406mm de diamètre ; 4 pieux forés à la tarière creuse continue (type CFA) et 2 pieux vissés à refoulement partiel de sol de 13,5m de long et 420mm de diamètre. Les essais de chargement comportaient des essais statiques conventionnels à paliers de chargement de 1 heure destinés à établir la capacité statique de référence ; des essais de chargement statique rapides (rupture atteinte en quelques minutes) destinés à suivre l'évolution de la résistance statique post-cyclique et des séries de chargements cycliques. Ces derniers incluaient des essais menant à la rupture après un petit nombre de relativement grands cycles et des essais comportant un grand nombre ( $N > 10\ 000$ ) de relativement petits cycles. Tous les modes de chargement ont été appliqués : tension, compression, répété, alterné. Les résultats sont détaillés dans Benzaria et al., 2012 ; Benzaria, 2013 ; Puech, 2013 ; Puech et Benzaria, 2013

On se limite dans ce qui suit à résumer les traits les plus significatifs du comportement cyclique des pieux dans l'argile des Flandres. Le lecteur est vivement incité à prendre connaissance du contenu de l'Annexe A6 où sont présentés les principaux résultats de la campagne d'essais de Merville.

La capacité statique des pieux dans l'argile des Flandres est fortement conditionnée par le mode de mise en place du pieu (Figure 6.30.). Elle est d'autant plus forte que le refoulement du sol est important. Les pieux battus présentent un comportement fragile avec un fort radoucissement de la capacité avec le déplacement du pieu. Les pieux forés présentent un comportement ductile.

La réponse cyclique des pieux dans l'argile des Flandres est contrôlée par la valeur du rapport de la charge maximale  $Q_{max}$  à la capacité statique ultime  $Q_{us}$  juste avant application de la séquence cyclique. Pour les chargements en compression  $Q_{us} = Q_{uc}$  et pour les chargements en tension  $Q_{us} = Q_{ut}$ . Ce résultat essentiel est illustré sur la Figure 6.6.



CC1-2:  $N > 3000$ ; CC3:  $N = 2000$ , CC4 to7:  $N \sim 1000$ ; CC8-10:  $N < 100$

**Figure 6.6.** Essais de MERVILLE. Courbes charge-déplacement en tête sur le pieu foré F2.  
Chargement répété en compression. (Benzaria et al., 2013 ; Puech, 2013)

Seuls les essais CC3, CC8, CC9, CC10 génèrent des cumuls significatifs de déplacements de la tête du pieu

L'interprétation de l'ensemble des données suggère l'existence d'une valeur de seuil du rapport  $Q_{max}/Q_{us}$  :

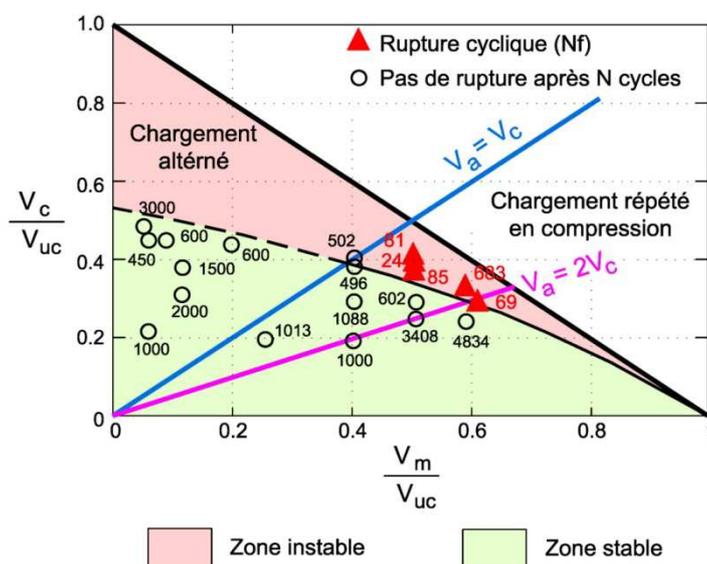
- Pour des valeurs du rapport  $Q_{max}/Q_{us}$  inférieures à la valeur de seuil, les pieux sont stables pour un grand nombre de cycles ( $N > 1000$ ) : on n'observe aucune accumulation significative de déplacements permanents en tête, les boucles d'hystérésis sont fermées, et la rigidité du pieu demeure constante sous un niveau de chargement donné.
- Pour des valeurs de  $Q_{max}/Q_{us}$  atteignant ou dépassant la valeur de seuil, on observe une génération rapide de déplacements permanents en tête et la rupture cyclique du pieu se manifeste sous un petit nombre de cycles. Il ne semble pas exister dans ce type de matériau de relation directe entre le nombre de cycles à la rupture et les paramètres de

chargements. La rigidité du pieu demeure constante jusqu'à l'approche de la rupture (Benzaria et al. 2012).

- La valeur du seuil est fonction des caractéristiques du chargement (charge cyclique moyenne  $Q_m$  et amplitude de charge cyclique  $Q_c$ ) mais dépend peu du mode de mise en place du pieu comme illustré par les diagrammes de stabilité cyclique.

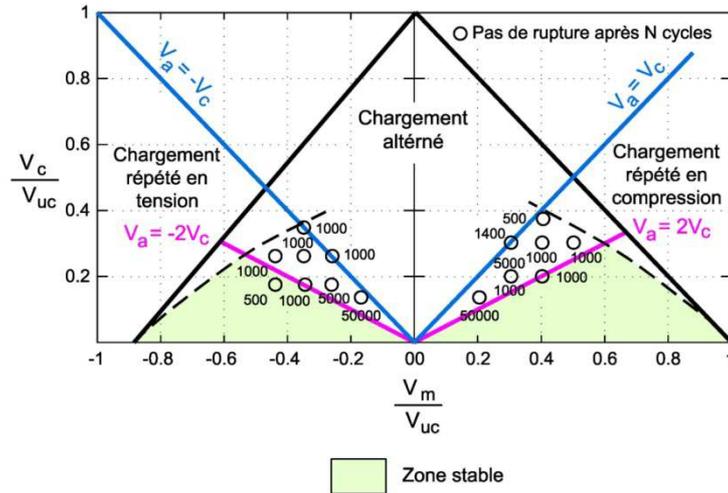
Dans le domaine proche de la rupture, la fréquence de chargement semble affecter la vitesse d'évolution vers la rupture (une réduction de la fréquence accroît la vitesse de déplacement).

La capacité post-cyclique des pieux n'est pas (ou seulement marginalement) affectée par les chargements cycliques même sévères.



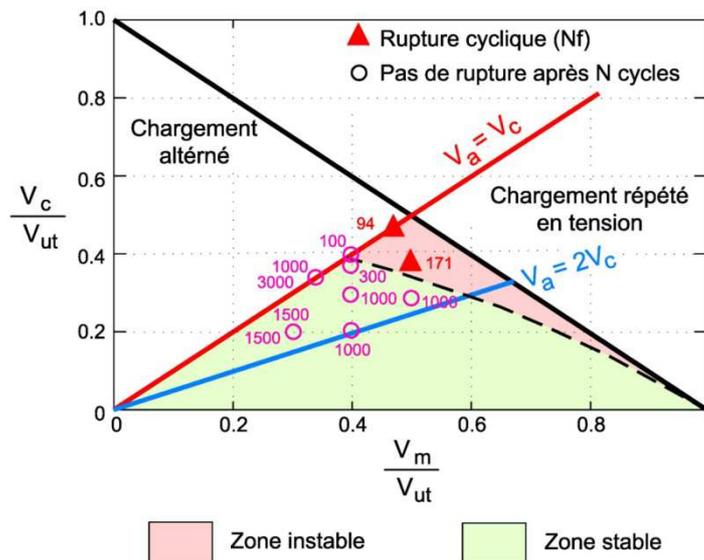
**Figure 6.7.** Essais de MERVILLE. Diagramme d'interaction cyclique pour pieux forés en compression; essais répétés et alternés

Le diagramme d'interaction pour les pieux forés CFA en compression est présenté sur la Figure 6.7. On observe que dans le domaine des chargements répétés, la séparation entre zone stable et zone instable est mince et peut être matérialisée par la ligne continue. La valeur de seuil associée à cette ligne évolue entre 0.9 et 0.8 dans le secteur couvert par les essais. Comme expliqué en Annexe A6, le domaine alterné n'a pu être exploré en totalité, tous les essais effectués ayant démontré la stabilité du pieu. Dans ce domaine, la courbe en pointillés peut être considérée comme une enveloppe conservatrice de la zone stable.



**Figure 6.8.** Essais de MERVILLE. Diagramme d'interaction cyclique pour pieux vissés ; essais répétés en compression et tension

Le diagramme d'interaction pour les pieux forés-vissés est présenté sur la Figure 6.8. Les essais effectués aussi bien en compression qu'en tension étaient du type répété. Aucun essai n'a pu déstabiliser les pieux. La ligne de seuil déterminée pour les pieux forés en compression apparaît comme une enveloppe vraisemblable pour délimiter la zone stable prouvée par les essais aussi bien en compression qu'en tension.



**Figure 6.9.** Essais de MERVILLE. Diagramme d'interaction cyclique pour pieux battus ; essais répétés en tension

Le diagramme d'interaction des pieux battus en tension est présenté sur la Figure 6.9. Ici encore la ligne de seuil proposée pour les pieux forés délimite de manière satisfaisante la séparation entre les états stables et instables des pieux sous chargements répétés. La même ligne fournit une enveloppe réaliste de la zone stable pour les essais en compression répétée.

### 3.2.3. Les essais I.C.L. à CANON'S PARK et COWDEN

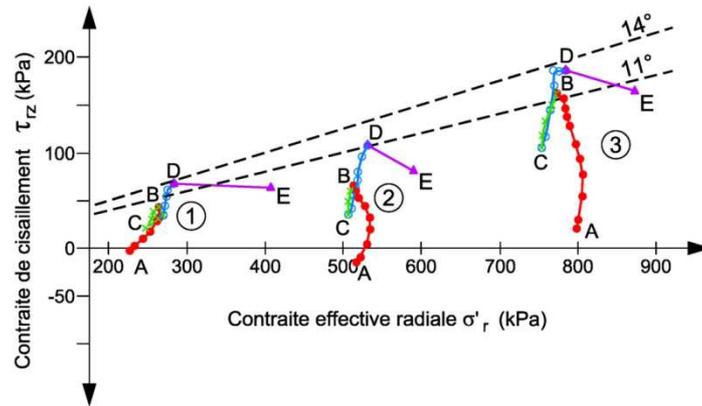
Au cours des années 80, des essais de chargement statique et cyclique ont été réalisés par Imperial College sur les sites de Canon's Park et de Cowden. Les essais ont été exécutés avec la sonde instrumentée ICP foncée.

Les essais cycliques n'ont comporté que quelques dizaines de cycles. A Canon's Park, dans l'argile de Londres (Bond, 1989) aucun effet notable n'est observé ni sur les mouvements du pieu, ni sur les contraintes radiales effectives, pour des rapports  $Q_{\max}/Q_{us}$  aussi élevés que 90%.

L'intérêt des études menées par ICL réside d'une part dans l'examen des échantillons de sols prélevés après essais sur les parois du pieu et d'autre part dans les mesures de contraintes effectives réalisées durant la mise en place du pieu, sa reconsolidation et l'application des chargements statiques et cycliques.

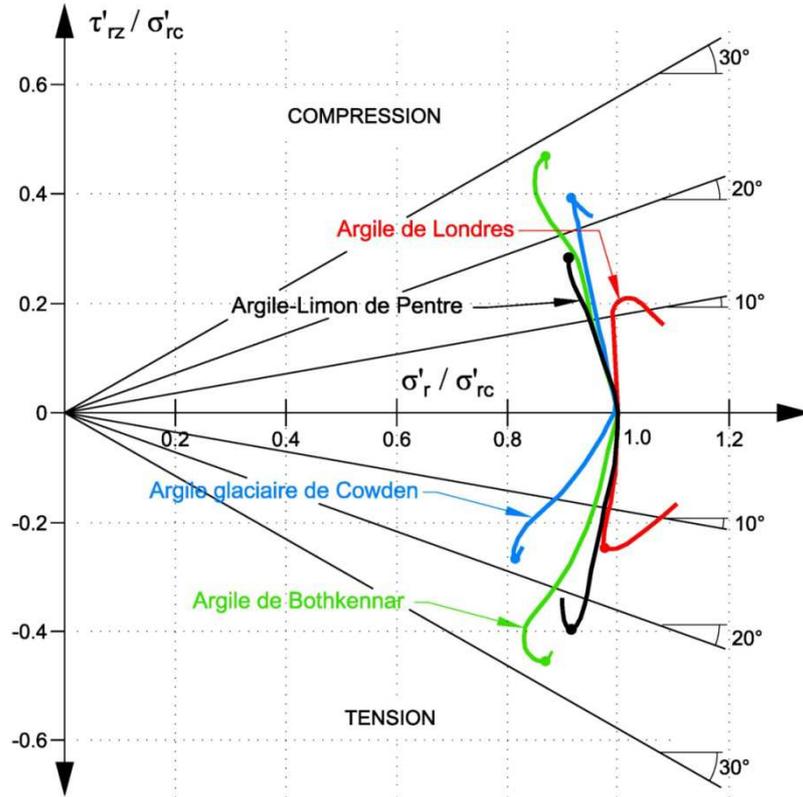
Sur les sites de l'ICL, les capacités latérales des pieux étaient gouvernées par la « microfabrique » des argiles développée pendant l'installation. Des zones de grandes distorsions de cisaillement vertical ont été observées autour des pieux dans un volume équivalent à celui de la zone A (RR) indiquée sur la Figure 6.3. Plutôt que de subir du remaniement l'argile près du fût développe des surfaces de cisaillement bien ordonnées, un peu à la manière de ce qu'on peut observer dans les zones de glissements. Dans l'argile de Londres, Bond et Jardine (1991) parlent de texture en pelure d'oignon. La résistance au cisaillement mobilisable sur ces surfaces résiduelles peut être nettement plus faible que dans le matériau intact.

Les chemins de contraintes effectives locales à l'interface sol-pieu  $\tau_{rz} - \sigma'_r$  ont pu être mesurés dans l'argile de Londres (Fig. 6.10.). Alors que l'argile a un angle de frottement critique effectif  $\phi'_{cs}$  voisin de  $22^\circ$ , les chemins de contraintes croissent vivement jusqu'à atteindre un angle de pic de l'ordre de  $12$  à  $14^\circ$  où se produit une rupture fragile ( $\delta_{ult}$  post-pic est seulement de  $8-10^\circ$ ).



**Figure 6.10.** Essais ICP dans l’argile de Londres (CANON’S Park). Pieu installé par fonçage rapide. Chemins de contraintes effectives sur le fût à trois niveaux incluant un cycle de décharge-recharge (ABCDE); d’après Bond and Jardine (1995).

Jardine et al., 2012 postulent que le mécanisme de rupture observé sous chargement monotone explique dans une large mesure la faible susceptibilité des pieux battus aux chargements cycliques axiaux dans les argiles fortement surconsolidées de Londres, de Merville (on notera que les argiles de Londres et de Merville appartiennent à la même formation géologique et ont des histoires de contraintes voisines) et de Cowden. La faible valeur de l’angle d’interface mobilisable  $\delta$  limite la mobilisation de rapports  $\tau_{rz}/\sigma'_r$  dans le matériau environnant à des valeurs bien inférieures aux valeurs  $\tan \phi'$  de pic ou d’état critique de l’argile. Les surfaces résiduelles jouent un rôle d’écran vis-à-vis des dommages que les cycles pourraient infliger au matériau. En revanche, les cisaillements alternés peuvent dégrader l’interface jusqu’à des valeurs résiduelles de résistance, expliquant le caractère fragile de la rupture et le nombre de cycles « imprévisible » qui la provoque.

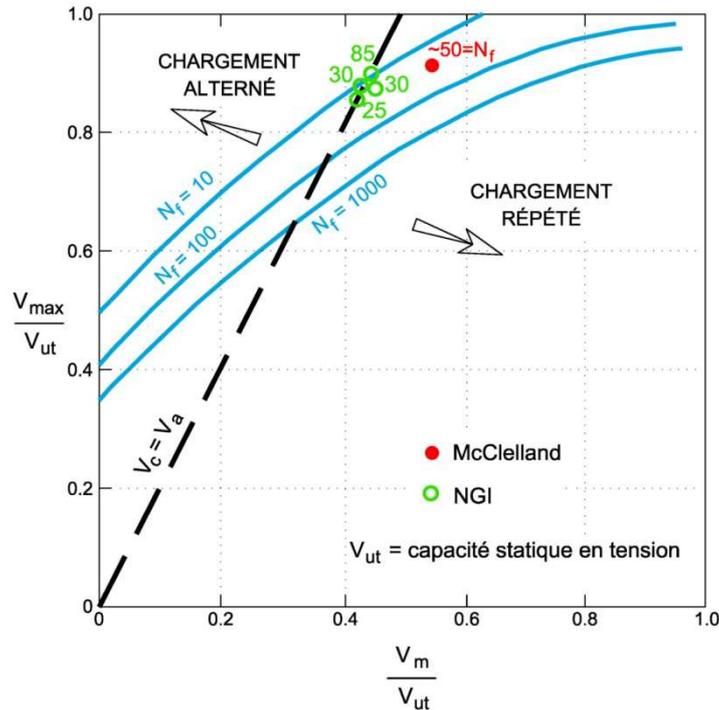


**Figure 6.11.** Essais ICP sur différents sites d'argile. Chemins de contraintes normalisés. D'après Lehane (1992), actualise par Chow (1997).

La Figure 6.11. synthétise les mesures de chemins de contraintes collectées par ICL dans différents matériaux. On voit que les argiles très surconsolidées de Cowden et surtout de Londres présentent les plus faibles valeurs de rapport  $\tau_{rz}/\sigma'_r$  à la rupture. L'argile de Bothkennar qui est une argile plastique à faible YSR permet la mobilisation de rapports élevés (28° environ).

### 3.2.4. Les essais N.G.I à TILBROOK GRANGE

Les essais effectués à Tilbrook Grange par N.G.I. (Figure 6.12.) confirment la relativement faible sensibilité de cette argile fortement surconsolidée aux chargements cycliques (même si seul le domaine des chargements répétés a été étudié).



**Figure 6.12.** Comparaison des capacités cycliques axiales sur les pieux de TILBROOK GRANGE et de HAGA (Nowacki et al., 1992)

### 3.3. Comparaisons des résultats

Le diagramme d'interaction ou diagramme de stabilité cyclique est un outil commode pour appréhender et comparer le comportement de pieux soumis à des chargements cycliques axiaux. Il permet de mettre en évidence certaines similarités communes à toutes les argiles :

- une sensibilité d'autant plus forte que le rapport  $Q_c/Q_m$  est élevé ;
- et de ce fait une plus forte dégradation des capacités sous chargement alterné que sous chargement répété.

Il existe cependant des différences notables de comportement entre argiles normalement consolidées à faiblement surconsolidées et les argiles fortement surconsolidées.

Dans les argiles normalement consolidées à faiblement surconsolidées, la rupture cyclique est progressive et il est possible de définir des lignes d'isovaleurs de nombre de cycles à la rupture ( $N_f$ ).

Dans les argiles fortement surconsolidées, il n'a été possible que de définir une ligne de seuil, délimitant un domaine dans lequel le pieu est parfaitement stable sous plusieurs milliers de cycles et un domaine dans lequel le pieu évolue rapidement vers la rupture sans pouvoir prédire si celle-ci se produira sous quelques cycles ou quelques dizaines (voire centaines) de cycles.

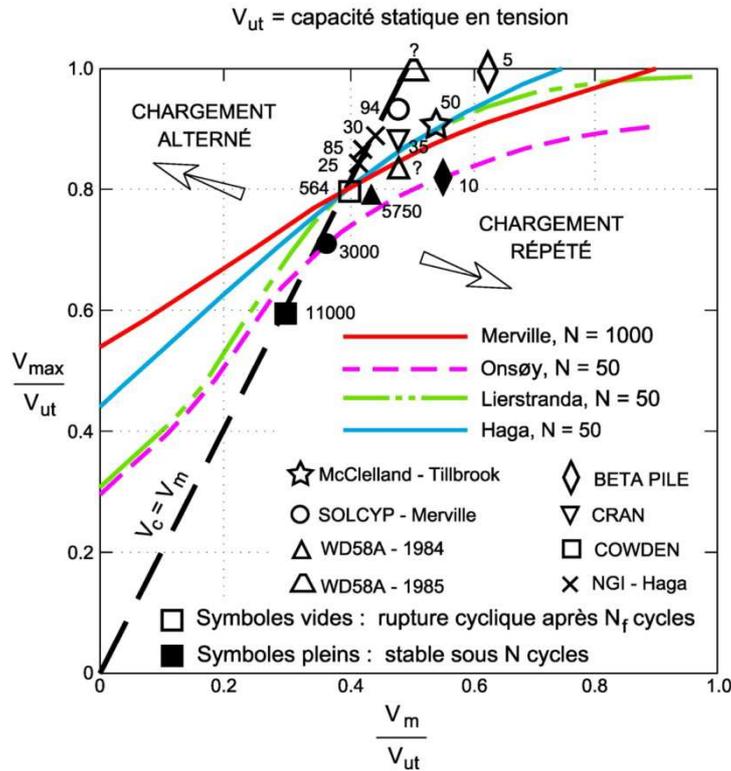


Figure 6.13. Synthèse des diagrammes d'interaction disponibles dans les argiles

Sur le diagramme d'interaction montré sur la Figure 6.13. ont été reportées les lignes de rupture à  $N_f = 50$  des argiles de Haga, Onsøy et Lierstranda, la ligne de seuil de l'argile de Merville (qui peut être assimilée à une ligne à  $N_f = 1000$ ) et les résultats disponibles d'autres programmes. Ces derniers se trouvent dans le domaine répété ou en limite répété/alterné.

Dans le domaine des chargements répétés, la dégradation demeure limitée pour l'ensemble des argiles étudiées. En limite de zone répétée/alternée la dégradation reste généralement inférieure à 20% excepté pour l'argile de Onsøy où elle atteint 30% environ.

Dans le domaine des chargements alternés une nette différenciation apparaît. L'argile normalement consolidée de Haga se positionne de manière intermédiaire : en chargement purement alterné ( $Q_m = 0$ ) la dégradation de capacité sous 50 cycles est de l'ordre de 55%. Dans les mêmes conditions, la dégradation dans l'argile très surconsolidée des Flandres (Merville) est moindre (inférieure à 45%). En revanche la dégradation de capacité dans les argiles d'Onsøy et Lierstranda est particulièrement élevée (de l'ordre de 70%)

Jardine et al., (2012) notent qu’il semble exister une catégorie de sédiments à faible plasticité qui présentent de fortes valeurs d’angle de frottement effectif  $\phi'$  et de frottement d’interface  $\delta$  mais développent parallèlement de faibles capacités statiques après battage (non prévisibles par les méthodes usuelles), de forts regains de capacité à long terme et une grande sensibilité aux chargements cycliques axiaux. Les argiles d’Onsøy et Lierstranda (avec des angles  $\delta$  compris entre 28 et 31°) appartiendraient à ce type d’argiles. On ne peut estimer à ce jour si ce type de sédiments est très répandu. Des essais au piézocône associant de fortes valeurs de pression interstitielle à des valeurs anormalement basses de rapport de frottement sont des indicateurs possibles d’argiles « à problèmes ».

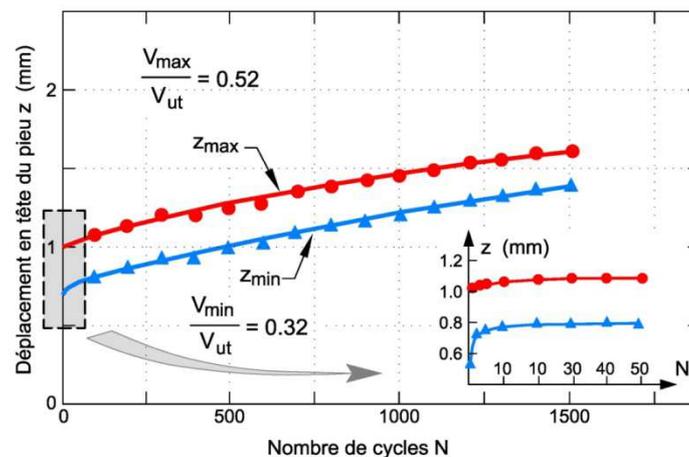
## 4. ESSAIS DANS LES SABLES

### 4.1. Sable siliceux

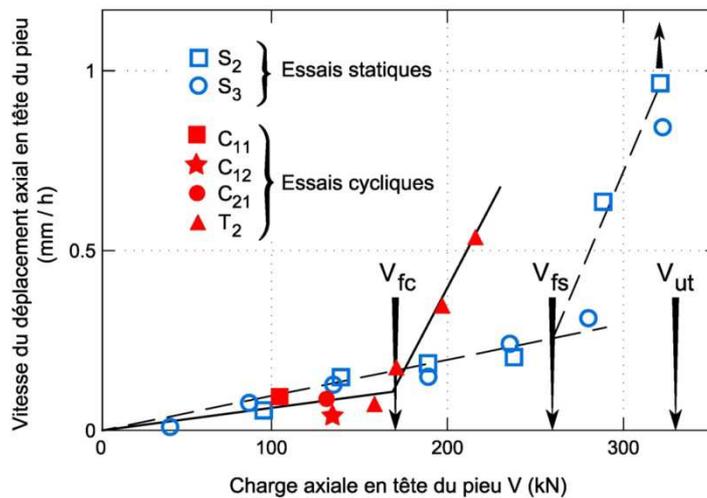
La très grande majorité des données expérimentales sur le comportement des pieux sous chargement cycliques dans les sables a été obtenue sur des matériaux siliceux.

#### 4.1.1. Les essais I.F.P. à PLANCOËT

Un pieu métallique fermé (273mm OD, 13m de long) a été battu par l’I.F.P. en 1978 sur le site de Plancoët constitué d’une alternance de limons compressibles et sables lâches. Le pieu a été soumis à des séries d’essais monotones et cycliques du même type que décrit plus haut (section 3.1.2) pour le pieu de Cran.



**Figure 6.14.** Pieu de PLANCOËT (sables et limons). Déplacements de la tête du pieu lors d’un essai cyclique répété. (d’après Puech et Jezequel, 1981)



**Figure 6.15.** Pieu de PLANCOET. Comparaison des charges de fluage sous chargements statiques et cycliques.  $y_0$  = déplacement de la tête du pieu sous charge statique constante,  $y_{max}$  = déplacement de la tête du pieu sous charge cyclique maximale constante. (Puech, 1982)

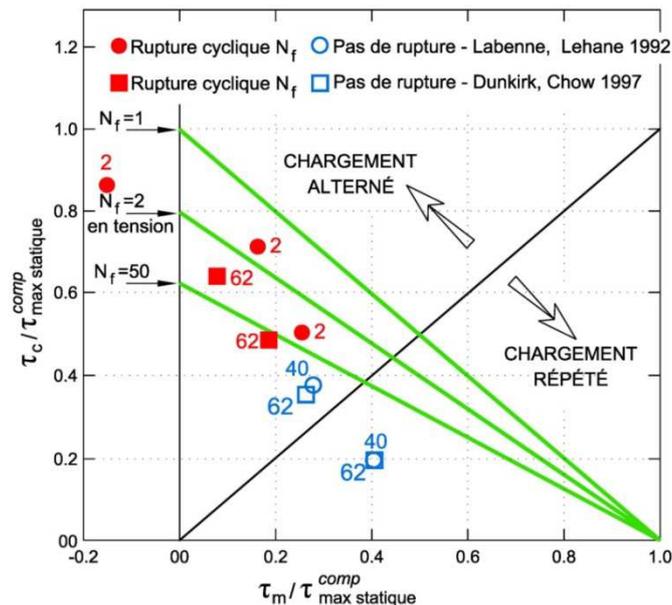
Les résultats publiés en 1981 étaient les premiers résultats d'essais de chargement cycliques en tension réalisés sur pieu réel dans le sable. Ils ont provoqué de nombreuses interrogations dans la communauté géotechnique offshore car ils montraient qu'une forme d'instabilité du pieu se manifestait pour des rapports assez faibles de  $Q_{max}/Q_{us}$ . La Figure 6.14. illustre le phénomène observé lors d'un essai cyclique réalisé entre  $Q_{min}/Q_{us} = 0,23$  et  $Q_{max}/Q_{us} = 0,37$ . Si la représentation des déplacements de la tête du pieu sur les 50 premiers cycles pouvait laisser croire à une tendance rapide à la stabilisation (zoom sur la figure 15), celle-ci n'était qu'apparente et les déplacements continuaient à se cumuler à 1500 cycles pouvant faire craindre un arrachement du pieu à un très grand nombre de cycles. Une autre manière d'exprimer ce résultat est de comparer la charge de fluage statique  $Q_{fs}$  à la charge de fluage cyclique  $Q_{fc}$ , déduite de plusieurs séries de chargements réalisés à différentes valeurs de  $Q_{max}$  (Figure 6.15.). On constate que  $Q_{fc}$  est de l'ordre de  $0.6 Q_{fs}$ .

Ce n'est qu'en 1988, que Poulos, sur la base de séries extensives d'essais de pieux modèles en laboratoire sur des sables, introduisait la notion de diagramme de stabilité cyclique en distinguant entre zones stables, métastable et instable. Les observations de Plancoët pouvaient alors s'insérer dans un cadre conceptuel. Pour les sables lâches, la zone stable était très limitée au profit d'une large zone métastable.

#### 4.1.2. Les essais I.C.L. à LABENNE et DUNKERQUE

L'Imperial College London a effectué deux campagnes de mesures in situ avec le pieu modèle de 110mm de diamètre (ICP). Le pieu est foncé dans le sol. Il est instrumenté à trois niveaux et permet de mesurer la distribution des forces axiales avec la profondeur, ainsi que les pressions interstitielles et les pressions radiales pendant et après fonçage. Le pieu a été utilisé dans les sables lâches dunaires de Labenne et dans les sables marins denses à très denses de Dunkerque.

Ces essais étaient essentiellement destinés à fournir des indications sur la réponse des pieux en cours de pénétration et sous chargement monotone. Toutefois, un nombre limité de cycles répétés ont été réalisés. Comme attendu dans des sables propres, la réponse a été parfaitement drainée. Aucun des essais n'a mené à la rupture globale du pieu mais l'analyse des conditions locales d'interface a montré que la rupture avait été atteinte dans l'élément haut du pieu. La Figure 6.16. exprime les résultats sous la forme d'un diagramme d'interaction où sont représentées les contraintes de cisaillement d'interface normalisées par leur valeur statique maximale. L'effet des cycles apparaît sensiblement plus sévère sur le sable lâche de Labenne que sur le sable dense de Dunkerque.



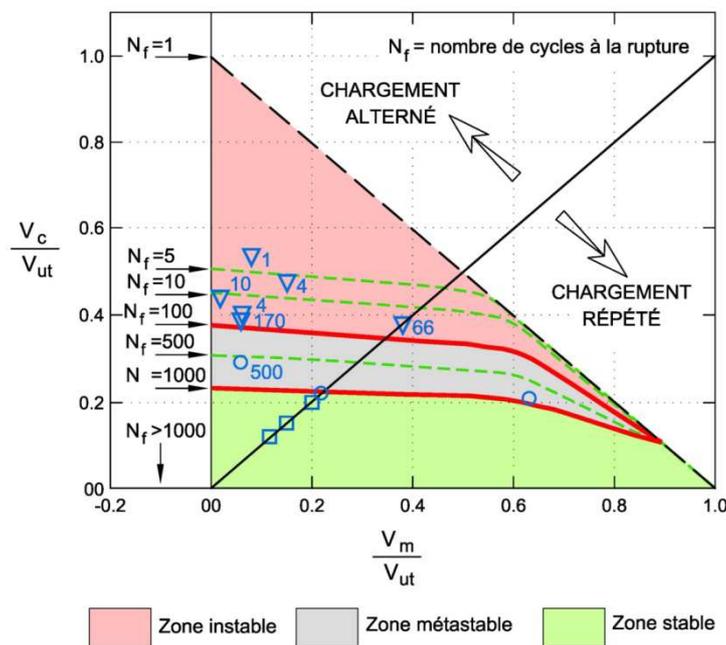
**Figure 6.16.** Diagramme d'interaction avec rupture locale sur le fût. Essais ICP à Labenne (sable dunaire très lâche à lâche) et à Dunkerque (sable marin moyennement dense à dense).

D'après Lehane 1992 et Chow 1997. (ICP = Imperial College Pile)

4.1.3. Les essais en grande chambre d'étalonnage (I.C.L. – 3SR)

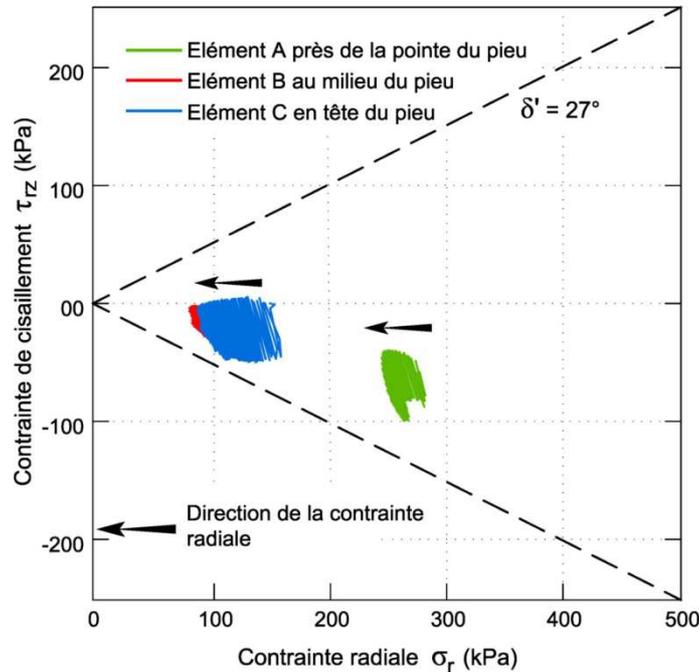
Un vaste programme expérimental destiné à étudier le comportement des interfaces sol-pieu sous chargement axial a été mis sur pied entre l'Imperial College London et le Laboratoire 3SR à Grenoble. Le projet SOLCYP a rejoint ce programme en 2008. Il s'articule autour de la mise en place d'un modèle réduit de pieu dit Mini-ICP (diamètre : 36mm ; longueur : 1m ; même conception et instrumentation que le pieu ICP ; Jardine et al., 2009) dans la grande chambre de calibration du laboratoire remplie de sable de Fontainebleau NE34. Le pieu est soit foncé statiquement soit mis en place par fonçage cyclique (Tsuha et al., 2011)

Les premières séries de résultats ont pu être synthétisées sous la forme d'un diagramme d'interaction (tension) tel que présenté sur la Figure 6.17. Si on définit la zone de stabilité comme une absence de rupture pour  $N=1000$ , celle-ci est relativement étroite : en chargement alterné, l'état métastable apparaît dès que  $Q_c/Q_{us}$  dépasse 0.25 tandis que la rupture cyclique rapide ( $N_f < 100$ ) se manifeste pour  $Q_c/Q_{us}$  inférieur à 0.4.



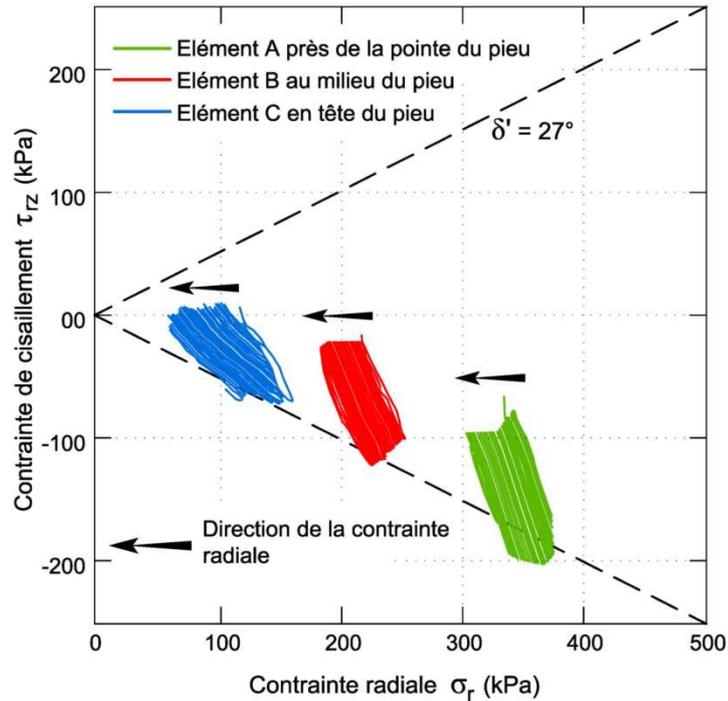
**Figure 6.17.** Essais en grande chambre d'étalonnage, 3SR, Grenoble. Diagramme de stabilité cyclique de minipieux ICP installés dans du sable de Fontainebleau NE34 moyennement dense sous une pression de confinement verticale de 150kPa ; d'après Rimoy et al., 2012.

L'instrumentation de la sonde s'est révélée d'une grande fiabilité et a permis des mesures locales des contraintes radiales et tangentielles en cours de fonçage et de chargement tant monotone que cyclique. Des exemples de chemins de contraintes effectives mesurés sur les trois niveaux de capteurs sont montrés sur les Figures 6.18. à 6.20. (Tsuha et al., 2012 and Rimoy et al., 2012).



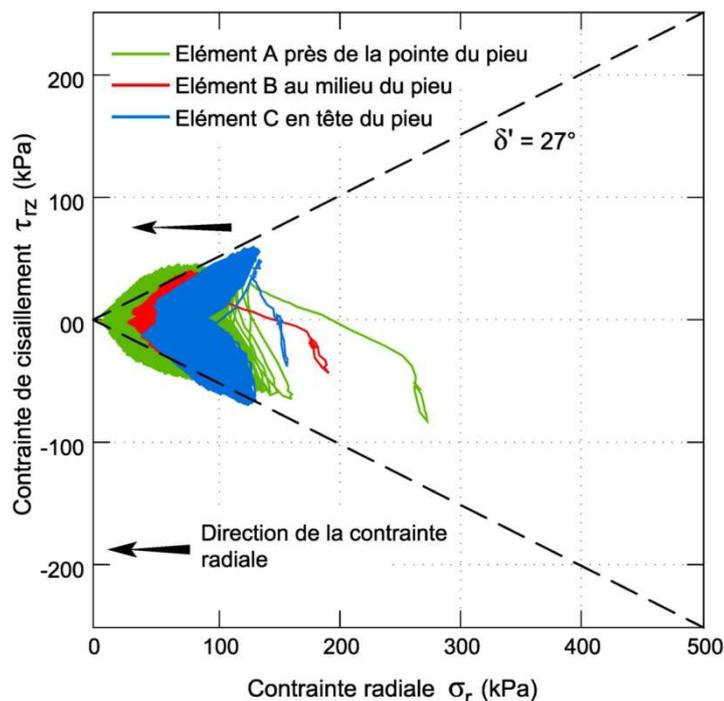
**Figure 6.18.** Essais en grande chambre d'étalonnage, 3SR, Grenoble. Mini-pieux ICP installés dans du sable de Fontainebleau NE34 moyennement dense. Chemins de contraintes effectives sur le fût à trois niveaux. Zone stable. 1000 cycles. D'après Rimoy et al., 2012

Le cyclage dans la région stable (faibles amplitudes de cycles) se traduit par de faibles réductions de la contrainte radiale effective (Fig. 6.18.). Sous ces conditions, la densification du matériau peut conduire à un accroissement de dilatance sous chargement monotone ultérieur et donc à une amélioration de la capacité statique.



**Figure 6.19.** Essais en grande chambre d'étalonnage, 3SR, Grenoble. Mini-pieux ICP installés dans du sable de Fontainebleau NE34 moyennement dense. Chemins de contraintes effectives sur le fût à trois niveaux. Zone métastable. 1000 cycles. D'après Rimoy et al., 2012

Le cyclage dans la région métastable (amplitudes de cycles intermédiaires) provoque des baisses plus marquées de la contrainte effective radiale (Fig. 6.19.). Localement (comme c'est le cas en haut du pieu sur l'exemple présenté) le chemin de contraintes peut engager la ligne de valeurs limites d'interface ( $\delta = 27^\circ$ ). Il n'est pas exclu qu'à très grand nombre de cycles, le phénomène puisse se propager encore vers le bas du pieu et sous certains niveaux de chargement conduire à la rupture. Dans les zones stables et métastables, la rigidité axiale du pieu est peu ou pas affectée par les cycles.

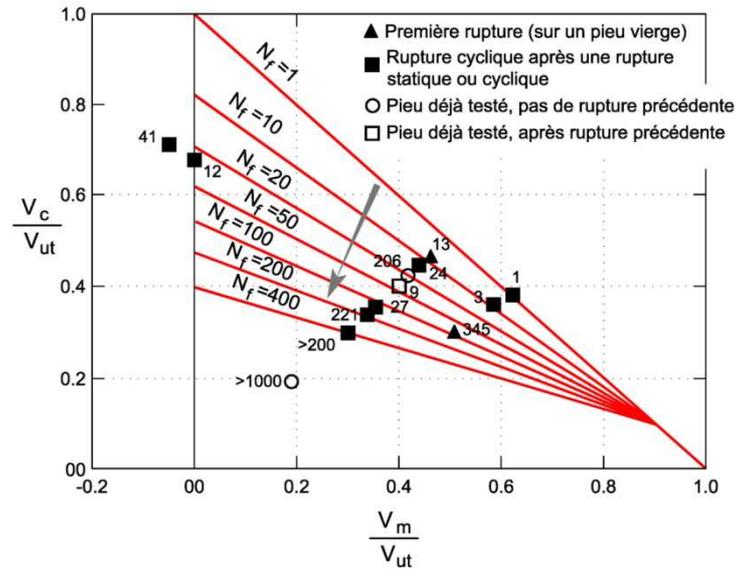


**Figure 6.20.** Essais en grande chambre d'étalonnage, 3SR, Grenoble. Mini-pieux ICP installés dans du sable de Fontainebleau NE34 moyennement dense. Chemins de contraintes effectives sur le fût à trois niveaux. Zone instable. D'après Rimoy et al., 2012

Le cyclage en région instable (grandes amplitudes de cycles) provoque des chutes notables de contrainte radiale effective (Fig. 6.20.). Au bout d'un certain nombre de cycles, le chemin de contraintes vient toucher la ligne d'état caractéristique du sable ou ligne de transformation de phase (passage de l'état contractant à dilatant). Cet angle est de l'ordre de  $30^\circ$  pour le sable NE34. Dès lors le chemin de contraintes engage rapidement la ligne de valeurs limites d'interface. La capacité du pieu se dégrade très rapidement et le pieu évolue vers la rupture (grands déplacements et perte de rigidité axiale).

#### 4.1.4. Les essais H.S.E. de DUNKERQUE

Un important programme d'essais cycliques en tension a été exécuté par I.C.L. pour le compte du H.S.E. (Health and Safety Executive, UK) en fin des années 90 (Jardine and Standing, 2000 ; Atkins, 2000). Il a porté sur 6 pieux métalliques ouverts (diamètre 457mm, longueur 19m) battus sur le site de Dunkerque. Les pieux ont été soumis à des essais cycliques jusqu'à la rupture encadrés par des essais statiques. Les résultats sont synthétisés dans le diagramme d'interaction de la Figure 6.21.



**Figure 6.21.** Essais de DUNKERQUE. Diagramme d'interaction obtenu sur des pieux métalliques tubulaires battus dans des sables denses. D'après Jardine et Standing (2000)

La comparaison avec le diagramme obtenu en chambre de calibration sur le sable de Fontainebleau est bonne dans la région des essais répétés. Par contre sous chargement alterné, les pieux sur site sembleraient plus résistants que les pieux modèles sans qu'il soit possible de proposer une explication satisfaisante.

#### 4.1.5. Les essais SOLCYP à LOON-PLAGE

Dans le cadre du projet SOLCYP, un programme de chargement cyclique axial de pieux a été réalisé sur le site de Loon-Plage près de Dunkerque et où se trouve la même formation de sables denses à très denses.

On y a installé :

- Deux pieux métalliques battus fermés (diamètre : 406 mm ; longueur : 13.5 m) destinés à être chargés en tension statique et cyclique
- Cinq pieux forés (type CFA) de 420mm de diamètre et 8 à 10,5m de longueur, destinés à être chargés respectivement en compression (statique et cyclique) et tension (statique et cyclique)

Le détail des essais effectués a été publié (Benzaria et al., 2012 ; Benzaria et al., 2013 ; Puech, 2013). Suite à des difficultés expérimentales, les résultats obtenus sur les pieux battus ne sont pas aisément interprétables.

On s'intéresse dans ce qui suit aux résultats des essais sur les pieux forés.

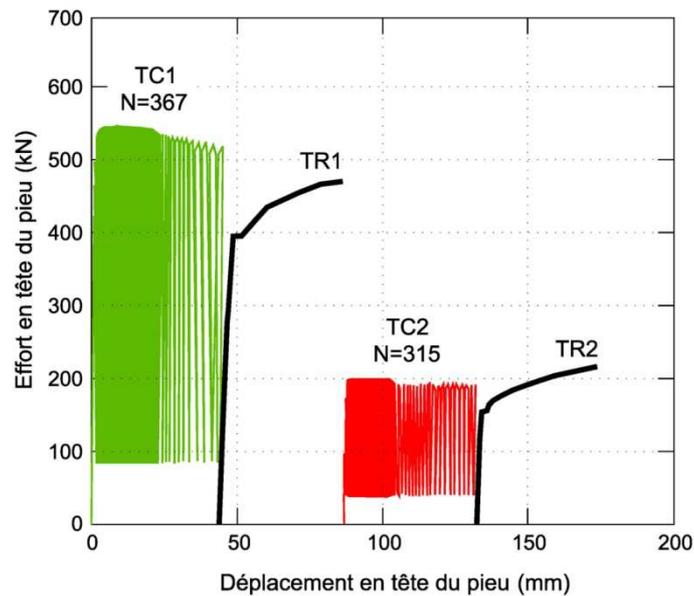
Deux types d'essais statiques ont été effectués :

- Des essais statiques de référence (notés S) selon la procédure ISSMGE (1985) exécutés sur des pieux vierges de tout chargement ;
- Des essais statiques rapides (notés TR) dans lesquels la rupture était obtenue en moins de 10mn destinés à suivre l'évolution de la capacité statique sur un même pieu avec la succession des chargements.

Les capacités statiques de référence sont respectivement :

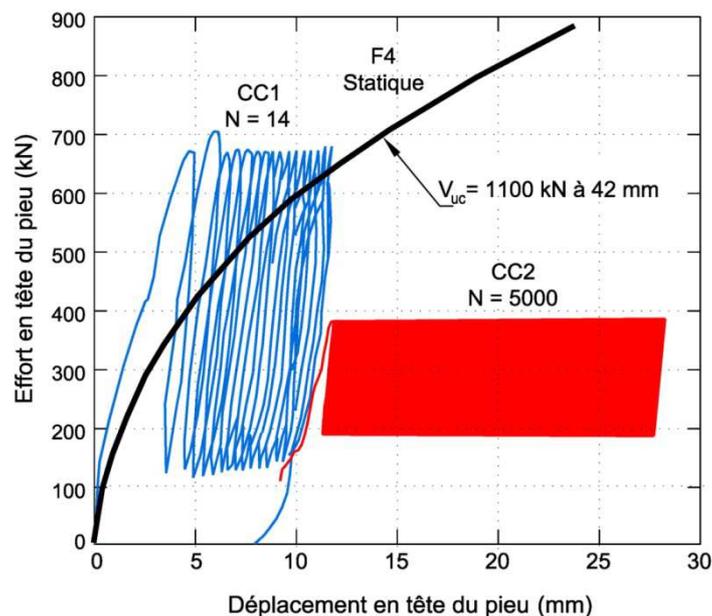
- 1 100 kN pour le pieu de 8 m en compression (test F4S1)
- 820 kN pour le pieu de 10.5 m piles en tension (test F1S1)

Deux essais cycliques ont été réalisés respectivement sur le pieu F2 (tension TC1) et sur le pieu F5 (compression CC1) avant que ces pieux ne soient soumis à quelque chargement que ce soit. Les caractéristiques de chargement étaient voisines ( $Q_a / Q_{us} \sim 0.36$ ;  $Q_{cy} / Q_{us} \sim 0.27$ ;  $Q_{max} / Q_{us} \sim 0.63$ ). Le pieu F2 (Figure 6.22.) a rapidement cumulé des déplacements permanents ; la vitesse de déplacement de la tête a accéléré progressivement et le test a été arrêté à 367 cycles alors que le déplacement cumulé atteignait 42mm (0,1D). L'essai de chargement rapide TR1 a montré que la capacité post-cyclique était tombée à 480kN soit 58% de la capacité initiale. Un second essai cyclique a été exécuté sous une charge cyclique normalisée  $Q_{max}/Q_{ut} = 0.42$ ,  $Q_{ut}$  étant la capacité en tension mesurée lors de l'essai TR1. Le pieu est arrivé à rupture après 315 cycles et l'essai rapide TR2 a montré que la capacité post-cyclique n'était plus que de 220kN.



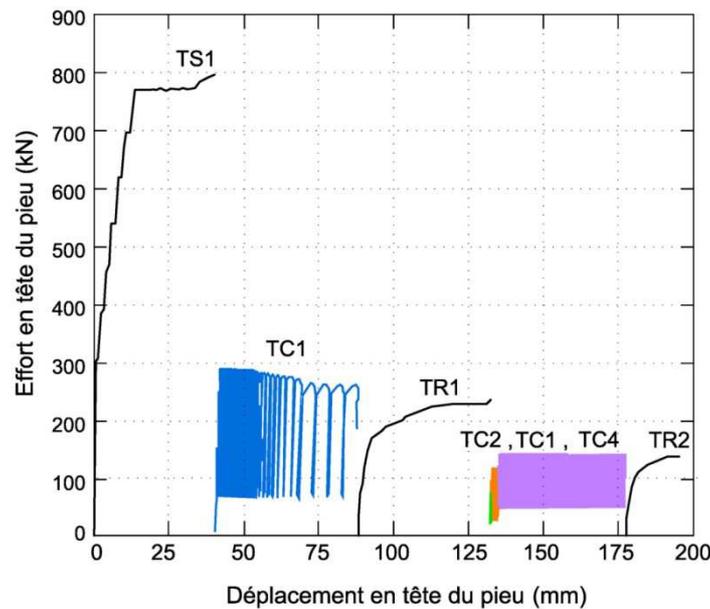
**Figure 6.22.** Essais de LOON-PLAGE. Relations charge –déplacement en tête. Pieu foré F2; essai répété en tension (Benzaria et al., 2013 ; Puech, 2013)

Le pieu F5 a de la même manière cumulé de larges déplacements lors de l’essai CC1 qui a dû être arrêté à 14 cycles (0,03D) suite à l’instabilité d’un pieu de réaction (Fig. 6.23.). Une réduction importante du taux de chargement à 390 kN a été insuffisante pour stabiliser le pieu dont les déplacements permanents ont continué à s’accumuler : plus de 15mm de déplacement additionnel après 5000 cycles.



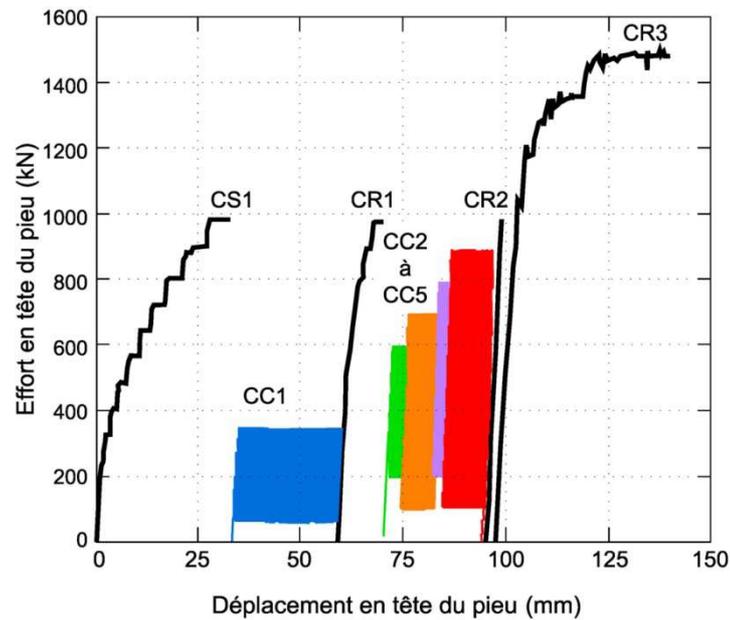
**Figure 6.23.** Essais de LOON-PLAGE. Relations charge –déplacement en tête. Pieu foré F5; essai répété en compression (Benzaria et al., 2013 ; Puech, 2013)

Les pieux F1 et F4, d’abord soumis à un essai statique de référence (respectivement tension et compression), ont ensuite été soumis à des essais cycliques. La Figure 6.24. illustre les chargements en tension appliqués sur le pieu F1. L’essai cyclique TC1, bien qu’exécuté avec un taux de chargement modéré ( $Q_{\max}/Q_{ut} = 0.36$ ) a conduit le pieu à la rupture après seulement 126 cycles. La capacité post-cyclique est tombée à 240kN. Des essais ultérieurs continuent à diminuer la capacité du pieu.



**Figure 6.24.** Essais de LOON-PLAGE. Relations charge –déplacement en tête. Pieu foré F1; essai répété en tension (Benzaria et al., 2013 ; Puech, 2013)

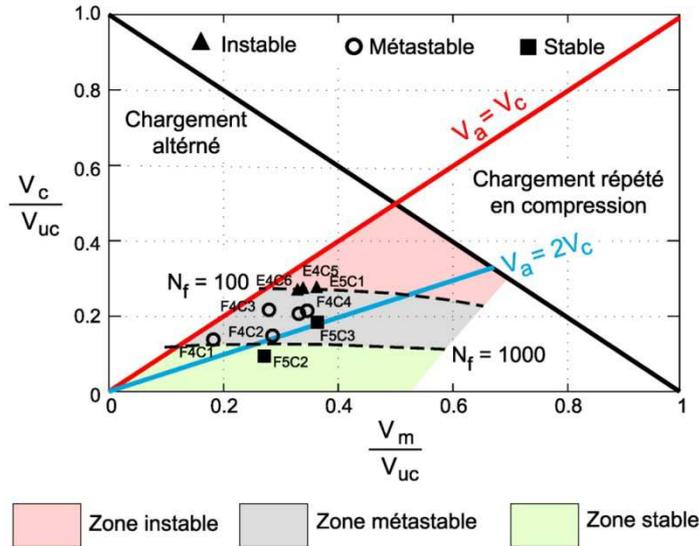
Les chargements en compression appliqués sur le pieu F4 sont illustrés sur la Figure 6.25. Un taux de chargement faible ( $Q_{\max}/Q_{uc} = 0.32$ ) a été choisi pour le premier essai cyclique CC1 appliqué après l’essai de référence statique CS1. Le pieu a cumulé plus de 3% de déplacement relatif de la tête (12mm) après une séquence de 2000 cycles. A la fin de cette séquence, la capacité post-cyclique (essai CR1) était au moins identique à la capacité de référence de 1000kN (limite du vérin utilisé) et la rigidité du pieu avait augmenté. Quatre séries de 100 ou 200 cycles ont ensuite été appliquées avec des taux de chargement croissants. Elles ont généré des déplacements permanents additionnels mais simultanément la rigidité du pieu s’est accrue comme indiqué par l’essai rapide CR2. L’essai CR3 mené à la rupture indique une capacité post-cyclique supérieure de plus de 40% à la capacité de référence initiale.



**Figure 6.25.** Essais de LOON-PLAGE. Relations charge – déplacement en tête. Pieu foré F4 ; essai répété en compression (Benzaria et al., 2013 ; Puech, 2013)

L'ensemble des résultats collectés en compression sur les pieux forés de Loon-Plage peut être représenté (Figure 6.26.) sous la forme d'un diagramme d'interaction (limité aux charges répétées). Ce diagramme a été établi :

- en normalisant les charges cycliques  $Q_m$  and  $Q_c$  par la valeur de la capacité statique  $Q_{uc}$  mesurée juste avant application de la séquence cyclique considérée ;
- en adoptant un critère de rupture cyclique à 3% du déplacement relatif de la tête ( $0,03D=12\text{mm}$ ).

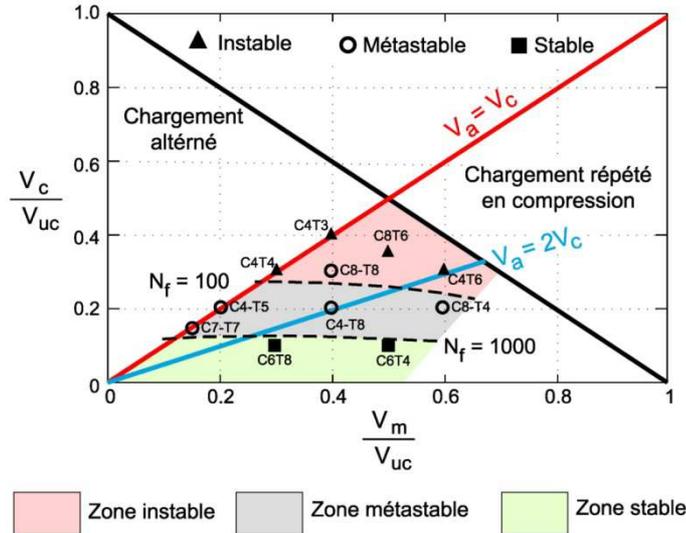


**Figure 6.26.** Essais de LOON-PLAGE. Diagramme d'interaction pour des pieux forés en compression répétée (Benzaria et al., 2013 ; Puech, 2013)

Le phénomène le plus visible est la faible extension de la zone stable. On pourrait de prime abord attribuer ce résultat au fait que la majorité des points proviennent d'essais cycliques réalisés sur le même pieu. Parallèlement, des essais ont été réalisés en centrifugeuse à l'IFSTTAR dans les conditions suivantes :

- pieux modèles à l'échelle 1/23, simulant les pieux in situ ;
- sable de Fontainebleau avec un indice de densité  $I_D$  voisin de 0,70 ;
- pieux pré-positionnés dans le conteneur et remplissage par pluviation autour du pieu : cette technique représente la mise en place de pieux moulés ;
- 8 pieux par conteneur ; un essai de référence statique par conteneur ; tous les essais cycliques exécutés sur des pieux vierges et comparés à l'essai statique de référence.

Le diagramme d'interaction obtenu (Guefresh et al., 2012 et Puech et al., 2013) est montré sur la Figure 6.27. On vérifie que les diagrammes sur pieux in situ et sur pieux modèles sont pratiquement identiques, ce qui renforce la validité des observations expérimentales.



**Figure 6.27.** Essais en centrifugeuse IFSTTAR sur sable de Fontainebleau N34 dense. LOON-PLAGE. Diagramme d'interaction pour des pieux moulés en place en compression répétée (Guefresh et al., 2012 ; Puech, 2013)

#### 4.2. Sols Carbonates

Les frottements mobilisables après battage dans les sables carbonatés et les calcarénites faiblement à moyennement cimentés sont très faibles sous chargement monotone du fait de leur très forte compressibilité. La réponse sous chargement cyclique des pieux battus dans ces matériaux n'a pas été étudiée. On dispose en revanche de quelques résultats de chargements cycliques sur des tronçons de pieux forés en laboratoire ou in situ.

Nauroy et al. (1985) a appliqué en laboratoire des séries de 100 cycles sur des pieux modèles cimentés dans un sable coquillier. Les résultats sont montrés sous la forme de diagramme d'interaction local sur la Figure 6.28. Les zones stables et métastables y apparaissent très étroites, confirmant la fragilité de ce type de matériau.

Lee et Poulos (1990) font état d'un diagramme de stabilité cyclique établi dans des calcarénites. Ce diagramme (Figure 6.29.) a été modifié en retirant les essais de Nauroy en sable coquillier. Le comportement des calcarénites semble meilleur que celui des sables coquilliers et se rapprocherait de celui des sables non carbonatés mais le degré de cimentation doit jouer un rôle prépondérant.

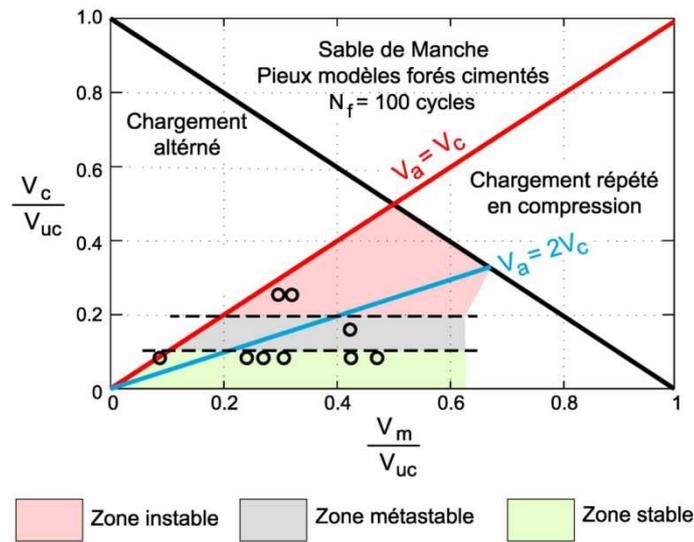


Figure 6.28. Ebauche de diagramme de stabilité cyclique de pieux modèles forés cimentés dans un sable coquillier (d'après essais Nauroy et al., 1985)

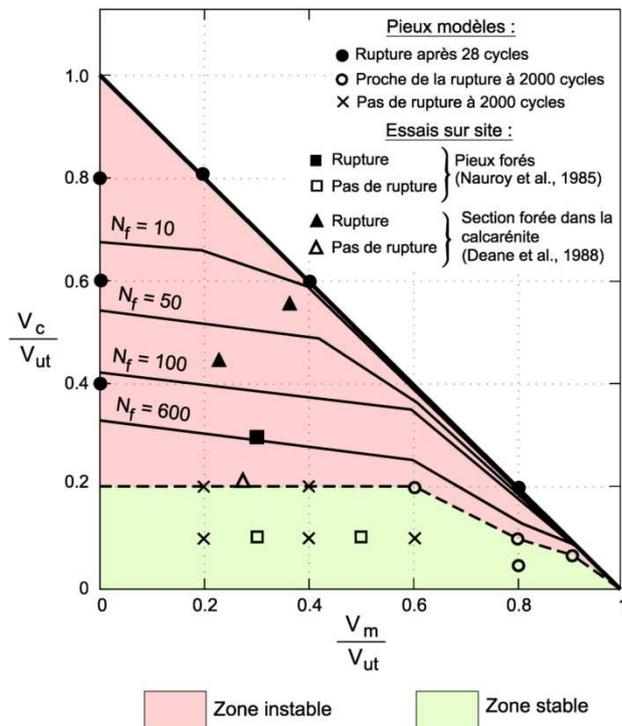


Figure 6.29. Diagramme de stabilité cyclique de pieux forés dans de la calcarénite (d'après Lee and Poulos, 1991)

## 5. A PROPOS DE LA CAPACITE STATIQUE

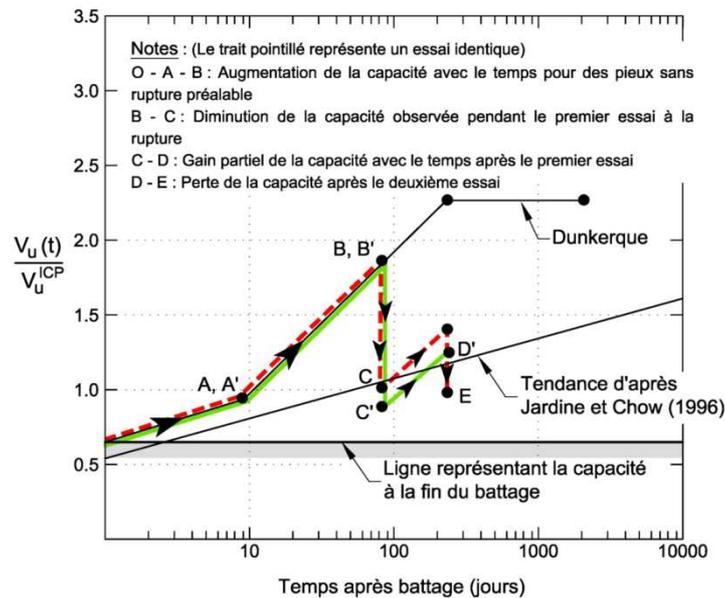
Le présent ouvrage s'intéresse au comportement des pieux sous chargements cycliques axiaux et plus précisément à la dégradation de capacité que les chargements cycliques sont susceptibles de produire. Cette dégradation s'exprime par référence à la capacité statique. Les diagrammes d'interaction sont exprimés dans un système de coordonnées dans lesquelles les charges sont normalisées par rapport à une résistance statique de référence (respectivement  $Q_m/Q_{us}$  et  $Q_c/Q_{us}$ ).

La capacité statique de référence utilisée par l'ensemble des auteurs pour l'élaboration des différents diagrammes de stabilité présentés est la capacité statique mesurée juste avant l'application de la séquence cyclique considérée. Cette précision est essentielle dans la mesure où la capacité statique n'est pas une référence absolue mais peut varier en fonction de paramètres tels que le temps, l'histoire des chargements antérieurs, le mode de chargement et la vitesse de chargement.

Sans chercher à prétendre traiter de ces différents aspects, il semble opportun de rappeler quelques notions

### 5.1. Vieillessement dans les sables

Lors des différentes campagnes d'essais réalisées sur les pieux battus de Dunkerque, Jardine et al., 2006 ont observé un accroissement de la capacité au cours du temps (Fig. 6.30.). Cet accroissement est important pour les pieux « vierges » (doublement sur un an). Les essais cycliques menés à la rupture ont fortement dégradé la capacité mais un certain regain (plus modeste) se manifeste ensuite.



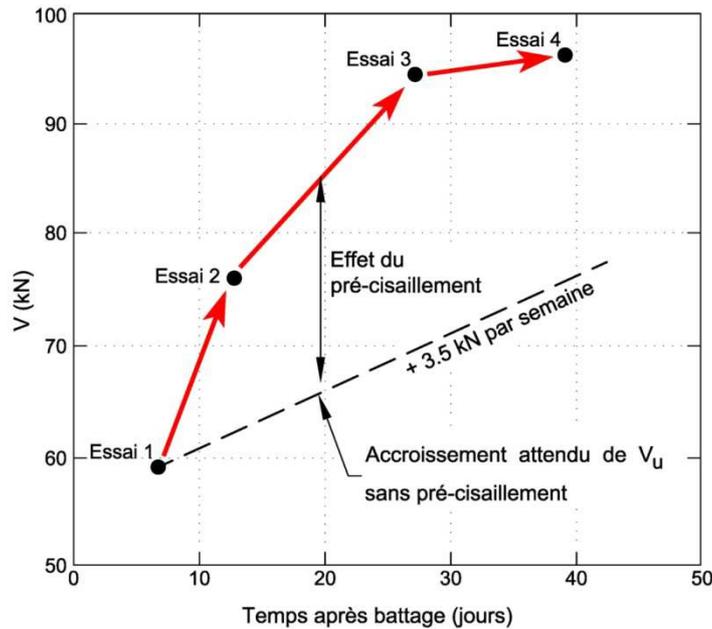
**Figure 6.30.** Pieux métalliques tubulaires battus dans le sable dense de DUNKERQUE. Effet du temps sur la capacité en tension pour des chargements vierges (chemin IAC) et des chargements multiples (chemins O à E et O' à D'). Les capacités sont normalisées par rapport aux prédictions de la méthode ICP. (d'après Jardine et al., 2006)

Ce phénomène appelé “vieillessement” a été observé par d'autres expérimentateurs à des degrés divers mais n'a pas reçu à ce jour d'explication satisfaisante. Il est ignoré dans les méthodes de dimensionnement conventionnelles.

## 5.2. Effet du temps et du précisaillement dans les argiles

Certains pieux de Haga ont été soumis à plusieurs essais consécutifs de chargement monotone à la rupture. La capacité statique a augmenté plus fortement que l'accroissement de capacité pouvant être déduit des mesures de contraintes effectives sur la paroi du pieu (Figure 6N.32). Cet effet a été attribué par le N.G.I au pré-cisaillement du matériau (Karlsrud and Haugen, 1985) comme il est observé dans des essais de laboratoire quand un échantillon d'argile autorisé à drainer est soumis à du cisaillement cyclique.

Les effets du temps sur les argiles et les sables font l'objet de nombreuses recherches (Gavin et al., 2015)

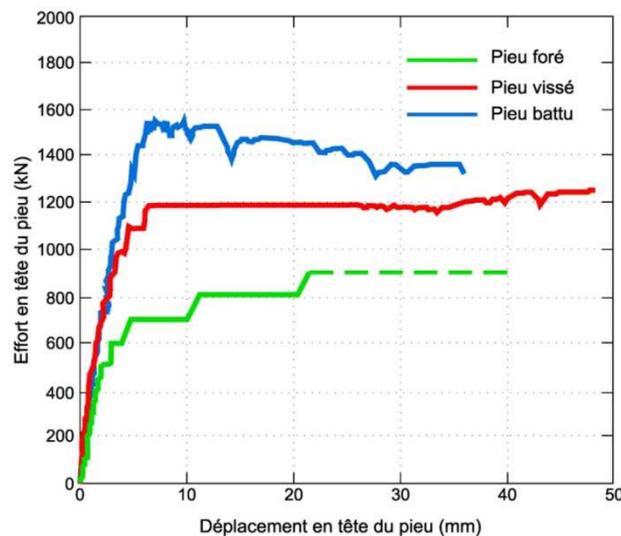


**Figure 6.31.** Effet conjugué du temps et du pré-cisaillement statique sur la capacité statique axiale des pieux de HAGA (Karlsrud and Haugen, 1985)

### 5.3. Radoucissement

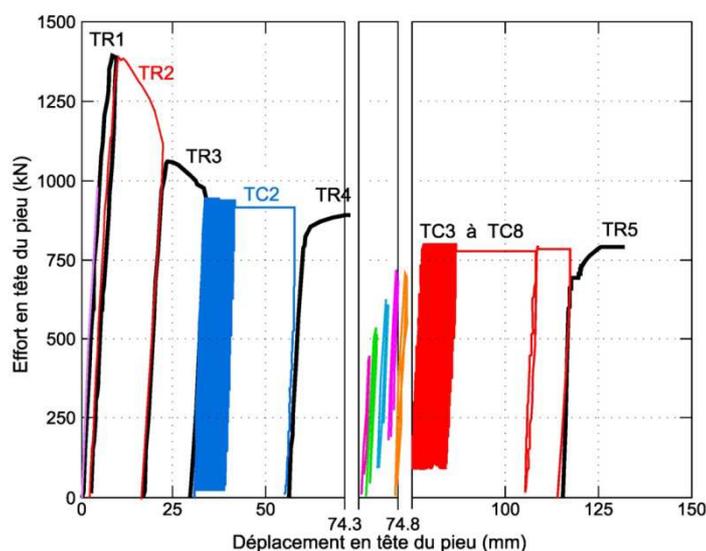
Dans les sables et les argiles normalement consolidées à faiblement surconsolidées, la rupture sous chargement monotone est généralement de type ductile.

La figure 6.32. montre trois essais statiques de référence en compression effectués dans l'argile des Flandres.



**Figure 6.32.** Essais de MERVILLE. Comparaison des courbes charge-déplacement en tête obtenues lors des essais statiques conventionnels sur les pieux B1 (battu), S1 (vissé) et F1 (foré). D'après Benzaria et al., 2013.

La rupture est de type ductile pour les pieux forés (CFA et vissé) mais la capacité du pieu battu décroît nettement avec le déplacement. La Figure 6.33. montre qu'une série d'essais en tension (statiques et cycliques) dégrade la capacité jusqu'à une valeur résiduelle obtenue après un déplacement cumulé d'environ 20% du diamètre du pieu. Le phénomène de radoucissement est amplifié en tension car il n'y a pas compensation partielle de la capacité par mobilisation concomitante de l'effort de pointe.



**Figure 6.33.** Essais de MERVILLE. Courbes charge-déplacement en tête sur le pieu battu B4. Chargement répété en tension. (Benzaria et al., 2013 ; Puech, 2013)

#### 5.4. Vitesse de chargement

Dans les argiles, la capacité statique croît sensiblement avec la vitesse de chargement, c'est-à-dire le temps écoulé entre le début d'application des charges et la rupture. Ce phénomène est similaire à l'augmentation de résistance au cisaillement non drainé avec la vitesse de cisaillement imposée observée sur des échantillons d'argile en laboratoire. Il est généralement admis qu'une multiplication par 10 de la vitesse de cisaillement provoque un accroissement de résistance de l'ordre de 10%. Des accroissements plus importants peuvent cependant être observés sur des argiles très plastiques (jusqu'à 30% dans les argiles marines du Golfe de Guinée par exemple). A titre indicatif un accroissement de 8 à 10% de la capacité a été enregistré sur les pieux de Merville.

## 6. SYNTHÈSE

La revue des essais de chargement de pieux sur site couvre une large gamme de types de sols, de taille de pieux, de modes de chargement et de modes de mise en place.

Dans tous les cas considérés, et dans la limite des conditions de chargement imposées (généralement  $1\text{sec} < T < 1\text{mn}$ ), l'application de chargements cycliques peut provoquer des déplacements permanents significatifs de la tête du pieu et conduire à la rupture cyclique pour des charges maximales inférieures à la charge statique de référence.

Le concept de diagramme d'interaction ou diagramme de stabilité cyclique s'est révélé très utile pour appréhender le comportement global de pieux soumis à des chargements cycliques axiaux. On dispose actuellement de diagrammes cycliques dans les argiles normalement consolidées à faiblement surconsolidées, dans des argiles fortement surconsolidées, et dans des sables siliceux lâches à très denses. Une large gamme de plasticité ( $15 < I_p < 60$ ) aussi bien que de consistance sont couvertes. La plupart des programmes concernaient les pieux métalliques battus utilisés pour les ouvrages offshore mais grâce au projet SOLCYP on dispose également de diagrammes relatifs aux pieux forés plus communément utilisés en génie civil terrestre.

Dans le domaine des chargements répétés ( $Q_c < Q_m$ ), la dégradation de capacité est relativement limitée pour les sables et argiles et n'excède que rarement 20% pour les cycles de plus grande amplitude ( $Q_c = Q_m$ ).

La dégradation est toujours nettement plus forte dans le domaine des chargements alternés ( $Q_c > Q_m$ ) et les comportements sont plus différenciés :

- les pertes de capacité les plus fortes sont observées dans les sables et dans les argiles sensibles à faibles taux de surconsolidation YSR et indices de plasticité  $I_p$ , notamment celles qui présentent des valeurs élevées de frottement effectif  $\phi'$  et de frottement d'interface  $\delta$ . Elles peuvent atteindre 70% de la capacité statique de référence en chargement alterné pur ( $Q_m=0$ )
- les pertes de capacité les plus faibles sont observées dans les argiles fortement surconsolidées où elles peuvent rester inférieures à 50%. Dans ces argiles existe une large gamme de combinaisons de chargements ( $Q_m, Q_c$ ) qui ne semblent pas endommager le matériau, même à très grand nombre de cycles ( $N > 10\ 000$ )
- les argiles normalement consolidées à faiblement surconsolidées occupent une position intermédiaire.

Il est possible de définir une zone à l'intérieur de laquelle les chargements appliqués ne provoquent pas de déplacements significatifs même sous un très grand nombre de cycles. Cette zone de non-endommagement est maximale dans les argiles fortement surconsolidées présentant de faibles valeurs de frottement d'interface  $\delta$ . Elle est en revanche très limitée dans les sables notamment pour les pieux forés (non refoulants)

La susceptibilité des pieux à la dégradation cyclique est résumée dans le tableau 6.2. Ce tableau a été établi sur la base des informations fournies par les diagrammes de stabilité cyclique. Il est donc valide pour des pieux de rigidité moyenne à forte ( $\mathcal{R}_0 > 0.4$ ). Pour les pieux flexibles ( $\mathcal{R}_0 < 0.4$ ) il y a lieu de prendre en compte les fortes dégradations en tête de pieu (zone des glissements alternés sol-pieu) qui peuvent affecter significativement la capacité globale.

**Tableau 6.2.** Susceptibilité des pieux à la dégradation cyclique

Type de sol	Type de pieu	Dégradation cyclique	Zone de stabilité
Argiles fortement surconsolidées $YSR \gg 4$	Battu	Faible	Importante
	Foré	Faible	Seuil de dégradation élevé
Argiles normalement consolidées (moyenne à forte plasticité)	Battu	Moyenne	Rupture cyclique définie par lignes d'isovaleurs de $N_f$
	Foré	?	?
Sables Sols carbonatés	Battu	Forte	Limitée Large zone métastable
	Foré	Très forte	Très limitée Très large zone métastable
Argiles limoneuses à faible $I_p$ ( $< 15$ ) et fortes valeurs de $\phi'$ et $\delta$			

## 7. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### 7.1. Rapports internes (Projet national SOLCYP)

- Benzaria O. (2013) Synthèse des premières séries de résultats obtenus dans le cadre du PN SOLCYP (essais de pieux de Merville et essais de pieux de Loon-Plage). Rapport Fugro. N°IREX LC/12/SOL/33.
- Habert J. (2012) Réalisation d'essais de caractérisation du site de Loon Plage. Rapport CETE. N°IREX LC/11/SOL/24.
- Le Kouby, A., Benzaria O. et Po S. (2012). Essais des chargements cycliques des pieux à Loon Plage. Rapport Fugro et Ifsttar. N° IREX LC/12/SOL/26 -29.
- Puech A. et Benzaria O. (2010) Réalisation des essais de caractérisation du site de Merville. Rapport Fugro. N° IREX LC/09/SOL/04-07.

### 7.2. Références externes (publications et normes)

- Andersen K., Puech A. and Jardine R. (2013). *Guidance for obtaining soil parameters for design of foundations under cyclic loading*. Proceedings TC 209 Workshop, 18 ICSMGE, Paris, 2-5 September 2013
- Atkins Consultants Ltd (2000). *Cyclic degradation of offshore piles*. HSE Offshore Technology Report OTO 2000 013. Health and Safety Executive, London.
- Benzaria O. (2013). *Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux*. Thèse. Université de Paris-Est.
- Benzaria O., Puech A. and Le Kouby A. (2012). *Cyclic axial load-tests on driven and bored piles in overconsolidated clay*. Offshore Site Investigation and Geotechnics, SUT, London.
- Benzaria O., Puech A. et Le Kouby A. (2013a). *Essais cycliques axiaux sur des pieux forés dans l'argile des Flandres*. Proceedings 18th ICSMGE, Paris, 2-5 Septembre 2013
- Benzaria O., Puech A. et Le Kouby A. (2013b). *Essais cycliques axiaux sur des pieux forés dans des sables denses*. Proceedings 18th ICSMGE, Paris, 2-5 Septembre 2013
- Benzaria O., Puech A. and Le Kouby A. (2013c). *Cyclic axial load tests on bored piles in overconsolidated Flanders clay*. Proceedings TC 209 Workshop, 18 ICSMGE, Paris, 2-5 September 2013
- Benzaria O., Puech A. and Le Kouby A. (2013d). *Cyclic axial load tests on bored piles in dense sands*. Proceedings TC209 Workshop, 18 ICSMGE, Paris 2-5 September 2013
- Bogard D. and Matlock H. (1998) *Static and cyclic load testing of a 30-inch-diameter pile over a 2.5 year period*. Proc. Offshore Technology Conference, Houston, OTC paper 8767
- Bond, A., Jardine, R. and Dalton, C. (1991) *The design and development of the Imperial College Instrumented Pile*. ASTM Journal of Geotechnical Testing, Vol 14, No 4, pp 413-424.

- Bond A.J. and Jardine R.J. (1991) *The effects of displacement pile installation in an overconsolidated clay*. Geotechnique, Vol 40, No 3, pp 341-363.
- Bond, A J and Jardine R J (1995) *Shaft capacity of displacement piles a high OCR clay*. Geotechnique, 45, No 1, pp 3-24.
- Briaud J.L. and Felio G.Y. (1986) *Cyclic axial loads on piles: analysis of existing data*. Canadian Geotechnical Journal, 23, 362-371.
- Chow, F.C. (1997). *Investigations into displacement pile behaviour for offshore foundations*. Ph.D Thesis, Univ. London (Imperial College)
- Doyle E.H. and Pelletier J.H. (1985) *Behavior of a large scale pile in silty clay*. Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 3, pp. 1595-1598.
- Gavin K., Jardine R., Karlsrud K. and Lehane B. (2015) *The effects of pile ageing on the shaft capacity of offshore piles in sand*. International Symposium Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG III), Oslo, Norway.
- Guefrech A., Rault G, Chenaf N., Thorel L., Garnier J., Puech A. (2012) *Stability of cast in place piles in sand under axial cyclic loading*. Proc. 7th Int. Conf. Offshore Site investigation and Geotechnics. London. 12-14 Sept. pp.329-334.
- International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). (1985) Axial pile loading test – part 1: static loading. Geotechnical Testing Journal 8.
- Jardine and Standing (2000) Offshore Technology Report, OTO 2000 008, Pile load testing for HSE cyclic loading study at Dunkirk, France, Vol.1 and 2, HSE Books, UK.
- Jardine, R.J, Standing, J.R and Chow, F.C. (2006) *Some observations of the effects of time on the capacity of piles driven in sand*. Geotechnique Vol 55, No. 4, pp 227-244.
- Jardine R.J. and Chow F.C. (2007) *Some developments in the design of offshore Piles*. Keynote Paper. Proc 6th Int. Conf. on Offshore Site Investigations and Geotechnics, SUT London, p. 303-332.
- Jardine R.J. and Standing J.R. (2012). *Field axial cyclic loading experiments on piles driven in sand*. Soils and Foundations, 52(4), 723–736.
- Jardine R, Puech A and Andersen K. 2012. *Cyclic loading of offshore piles: potential effects and practical design*. Proc.7th Int. Conf. on Offshore Site Investigations and Geotechnics, SUT, London, 59-100
- Karlsrud, K. and Haugen, H. (1983) *Cyclic loading of piles and pile anchors - field model tests*. Final Report. Summary and evaluation of test results. Norwegian Geotechnical Institute Report 40018-11
- Karlsrud, K. and Haugen, T. (1985) *Behaviour of Piles in clay under cyclic axial loading-results of field model tests*. Proc. Behaviour of Offshore Structures, BOSS'85, pp. 589-600.
- Karlsrud K., Nadim F. and Haugen T. (1986). *Piles in clay under cyclic loading: Field tests and computational modelling*. Proc. 3rd Int. Conf. on Num. Meth. in Offshore Piling, 165-190, Nantes, France, May 1986.

- Karlsrud K., Hansen S.B, Dyvik R. and Kalsnes B. (1992a) *NGI's pile tests at Tilbrook and Pentre – Review of testing procedures and results*. Proceedings of the Conference on Recent large-scale fully instrumented pile tests in clay, London 1992. pp. 405-429
- Karlsrud K., Kalsnes B., and Nowacki F. (1992b) *Response of piles in soft clay and silt deposits to static and cyclic axial loading based on recent instrumented pile load tests*. Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour. London 1992. Proc., pp. 549-583.
- Karlsrud K. (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.
- Kraft L.M., Cox W.R. and Verner E.A. (1981) *Pile load tests: cyclic loads and varying load rates*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 107, pp. 1-19.
- Lee C.Y., and Poulos H.P. (1991) *Tests on on model instrumented grouted piles in offshore calcareous soil*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, N°11, 1738-1753.
- Lehane, B. M. (1992) *Experimental investigations of pile behaviour using instrumented field piles*. PhD Thesis, University of London (Imperial College).
- Lehane, B.M., Jardine, R.J., Bond, A.J. and Frank, R. (1993) *Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests*. ASCE Geot. Journal. Vol 119, No 1, pp 19-35.
- Lehane, B M and Jardine, R J (1994) *Displacement pile behaviour in glacial clay*. Canadian Geotechnical Journal, Vol 31, 1, pp 79-90.
- Lehane, B M and Jardine, R J (1994) *Displacement pile behaviour in a soft marine clay*. Canadian Geotechnical Journal, Vol 31, 2, 181-191.
- Lehane, B.M., Jardine, R.J. and McCabe, B.A. (2004) *Pile Group Tension Cyclic Loading: Field test programme at Kinnegar, N.Ireland*. HSE Research Report 101; HSE Books, p42.
- Mc Anoy R.P.L., Cashman, A.C.E. and Purvis, D. (1982) *Cyclic Tensile Testing of a Pile in Glacial Till*. 2nd Int. Conf. Numerical Methods in Offshore Piling, Austin, p.257-291
- Nauroy J.F., Bruy F. and Le Tirant P. (1985) *Static and cyclic load tests on drilled and grouted pile in calcareous sand*. Boss 85, Delft, Vol. 2, pp 577-587.
- Nowacki F., Karlsrud K. and Sparrevik P. (1992) *Comparison of recent tests on OC clay and implications for design*. Proceedings of the Conference on Recent large-scale fully instrumented pile tests in clay. London 1992. pp. 511-537.
- Ove Arup and Partners (1986) *Research on the behaviour of piles as anchors for buoyant structures*. Dept of Energy, Offshore Technology Report, OTH 86 215. HMSO, London, 80pp.
- Pelletier J.H. and Doyle E.H. (1982) *Tension capacity in silty clays - BETA pile test*. Proc. 2nd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Austin, Texas, pp 163-182
- Poulos H.G. 1988. *Cyclic stability diagram for axially loaded piles*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 114 (8): 877-895
- Puech A. and Jezequel F. (1981) *The effects of long-time cyclic loadings on the behavior of a tension pile*. 12th Offshore Technology Conference, Houston, OTC paper 3870.

- Puech A. (1982) *Basic data for the design of tension piles in silty soils*. 3rd International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, BOSS'82, M.I.T., Boston
- Puech A., Canou J., Bernardini C., Pecker A., Jardine R., and Holeyman A. (2012). *SOLCYP: a four year JIP on the behaviour of piles under cyclic loading*. Offshore Site Investigation and Geotechnics, SUT, London.
- Puech A. (2013). *Advances in axial cyclic pile design: contribution of the SOLCYP project*. Proceedings TC 209 Workshop, 18 ICSMGE, Paris, 2-5 September 2013
- Puech A. et Benzaria O. (2013a). *Effet du mode de mise en place sur la réponse statique et cyclique de pieux dans l'argile surconsolidée des Flandres*. Proceedings 18th ICSMGE, Paris, 2-5 Septembre 2013
- Puech A. and Benzaria O. (2013b). *Effect of installation mode on the static and cyclic response of piles in overconsolidated Flanders clay*. Proceedings TC 209 Workshop, 18 ICSMGE, Paris, 2-5 September 2013
- Puech A., Benzaria O., Thorel L., Garnier J., Foray P. et Jardine R. (2013a). *Diagrammes de stabilité cyclique de pieux dans les sables*. Proceedings 18th ICSMGE, Paris, 2-5 Septembre 2013
- Puech A., Benzaria O., Thorel L., Garnier J., Foray P. et Jardine R. (2013b). *Cyclic stability diagrams of piles in sands*. Proceedings TC 209 Workshop, 18 ICSMGE, Paris, 2-5 September 2013
- Rimoy, S., Jardine, R.J. and Standing, J.R. (2013) *Displacement response to axial cycling of piles driven in sand*. Geotechnical Engineering, Themed Edition. September 2013.
- Rimoy S.P., Jardine R.J., Silva M., Foray P.Y., Tsuha C.H.C and Yang, Z. (2012). *Local and global behaviour of cyclically loaded instrumented model displacement piles in sand*. Proc 7th Int. Conf. on Offshore Site Investigations and Geotechnics, SUT London.
- Rimoy S., Jardine R. and Standing J. 2013. *Displacement response to axial cyclic loading of driven piles in sand*. Proceedings 18th ICSMGE, Paris, 2-5 September 2013
- Tsuha C., Foray P., Jardine R., Yang Z., Silva M., Rimoy S. (2012). *Behaviour of displacement piles in sand under cyclic axial loading*. Soils and Foundations 52(3), June 2012, 393–410.
- Zhu, B., Jardine, R.J. and Foray, P. (2009) *The use of miniature soil stress measuring cells in laboratory applications involving stress reversals*. Soils and Foundations. Vol. 49, No 5. pp 675-688.

ANNEXE au CHAPITRE 6

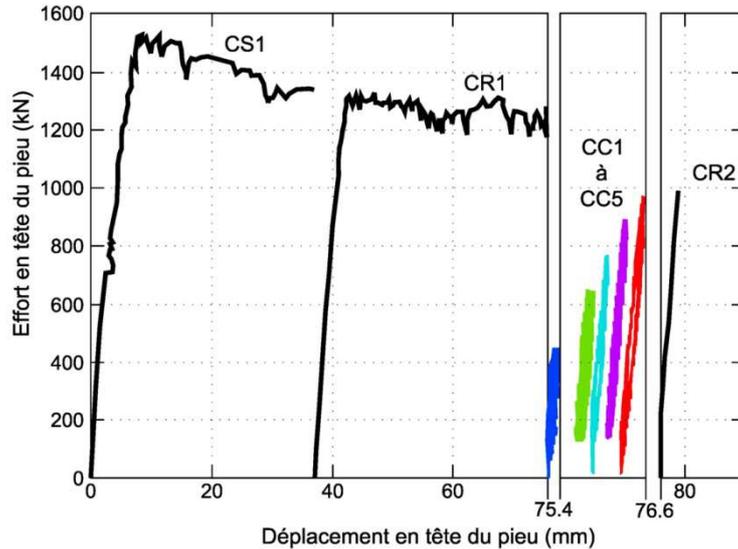
## **ESSAIS DE CHARGEMENTS CYCLIQUES DE PIEUX REALISES SUR LE SITE DE MERVILLE**

### **1. INTRODUCTION**

Dans le cadre du projet SOLCYP, un important programme d'essais de chargements cycliques de pieux a été conduit sur le site de Merville, dans le Nord de la France où on rencontre dès 3m de profondeur la formation d'argile des Flandres. Il s'agit d'une argile plastique, raide à très raide, fortement surconsolidée ( $YSR > 10$ ). Dix pieux instrumentés y ont été installés: ils incluent 4 pieux tubulaires ouverts battus de 13,5m de long et 406mm de diamètre; 4 pieux forés (type CFA) et 2 pieux forés vissés de 13,5m de long et 420mm de diamètre. Les essais de chargement comportaient des essais statiques conventionnels à paliers de chargement de 1heure destinés à établir la capacité statique de référence; des essais de chargement statique rapides (rupture atteinte en quelques minutes) destinés à suivre l'évolution de la résistance statique post –cyclique et des séries de chargements cycliques. Ces derniers incluaient des essais menant à la rupture après un petit nombre de relativement grands cycles et des essais comportant un grand nombre ( $N > 10\ 000$ ) de relativement petits cycles. Tous les modes de chargement ont été appliqués : tension, compression, répété, alterné.

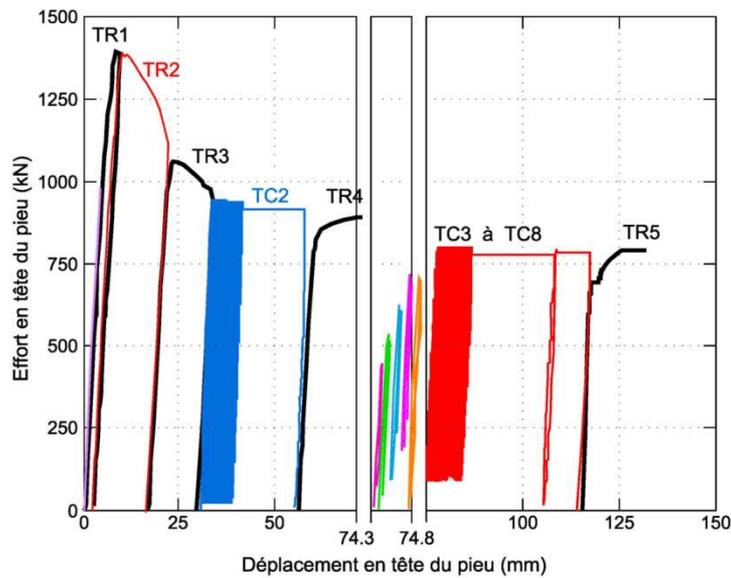
On présente dans cette Annexe quelques résultats parmi les plus typiques. Les résultats complets sont détaillés dans Benzaria, 2013

## 2. RESULTATS OBTENUS SUR DEUX PIEUX BATTUS (B1 ET B4)



**Figure 6.A1.** Essais de MERVILLE. Courbes charge-déplacement en tête sur le pieu battu B1. Chargement répété en compression. (Benzaria et al., 2013a,c ; Puech, 2013)

Le pieu B1 a été utilisé pour déterminer la capacité statique de référence en compression (Fig. 6.A1.). Celle-ci culmine à 1530kN pour un déplacement de 6 à 7mm de la tête du pieu puis décroît continument jusqu'à 9% de déplacement relatif (essai CS1). Un essai statique rapide (TR1) confirme l'effet de radoucissement de la capacité jusqu'à un déplacement relatif cumulé de près de 20%. A la fin de l'essai CR1, la capacité ultime est seulement de 1250kN. Le pieu B1 a été ensuite soumis à 10 000 cycles de faible amplitude (CC1) suivis par quatre séries de 1000 cycles de sévérité croissante. La charge maximum appliquée est de l'ordre de 980kN soit 78% de la charge ultime du pieu juste avant le démarrage de l'essai cyclique. Aucun déplacement permanent significatif n'a été enregistré.



**Figure 5.A2.** Essais de MERVILLE. Courbes charge-déplacement en tête sur le pieu battu B4. Chargement répété en tension. (Benzaria et al., 2013a,c ; Puech, 2013)

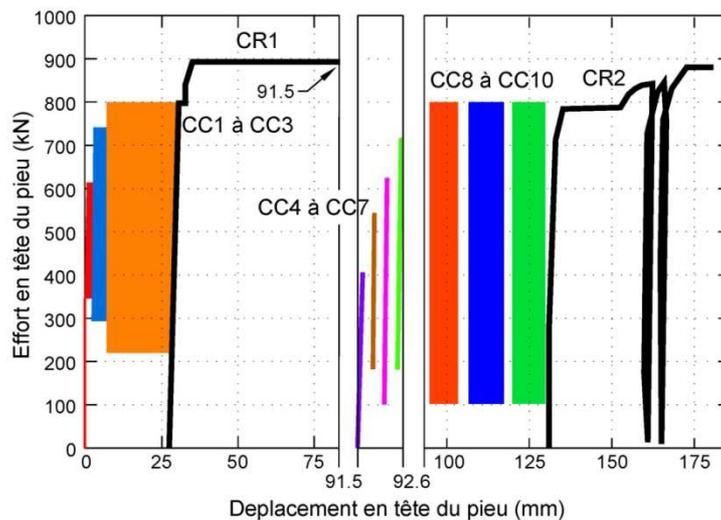
La réponse du pieu B4 est également intéressante (Fig. 6.A2.):

- une première série de cycles (essais TC1) est appliquée sur le pieu vierge de tout chargement. 3000 cycles à 980 kN de charge maximale n'entraînent aucun déplacement permanent significatif de la tête du pieu.
- l'essai de chargement rapide TR1 indique une capacité ultime en tension de 1400kN, parfaitement compatible avec la capacité statique de référence en compression mesurée sur le pieu B1.
- deux essais rapides ont été ensuite exécutés de manière à produire une réduction de la capacité ultime par radoucissement. La capacité ultime a été ramenée à 980kN en fin d'essais TR3.
- une seconde série de cycles identiques à ceux de la première série avec une charge maximale de 980kN a été appliqué. Elle a amené le pieu à la rupture cyclique après 94 cycles. Ce résultat indique clairement que la réponse cyclique du pieu est gouvernée par le rapport de la charge cyclique maximale à la capacité ultime du pieu juste avant application des cycles.
- la suite des séquences de chargement montre que la perte de capacité post-cyclique est faible (essais TR4 et TR5) et que la stabilité cyclique est assurée jusqu'à un niveau de charge maximale de l'ordre de 80% de la capacité ultime avant cyclage (essai TC7 comparé à essais TR4)

### 3. Résultats obtenus sur les pieux forés de type CFA

Les relations charge-déplacement observées en tête du pieu F2 sont montrées sur la Figure 6.A3. Le pieu a été testé en compression pure and soumis à :

- trois séries de chargements cycliques CC1 à CC3 ;
- un essai de chargement rapide à la rupture CR1 ;
- sept séries de chargements cycliques CC4 à CC10 ;
- un essai rapide à la rupture incluant deux cycles complets de charge-décharge.



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

**Figure 6.A3.** Essais de MERVILLE. Courbes charge-déplacement en tête sur le pieu foré F2. Chargement répété en compression. (Benzaria et al., 2013a,c ; Puech, 2013)

La capacité statique de référence  $Q_{uc}$  mesurée sur le pieu F1 est estimée à 900kN. Pour plus de détails on pourra se reporter à Benzaria et al. (2013).

Les principales observations sont :

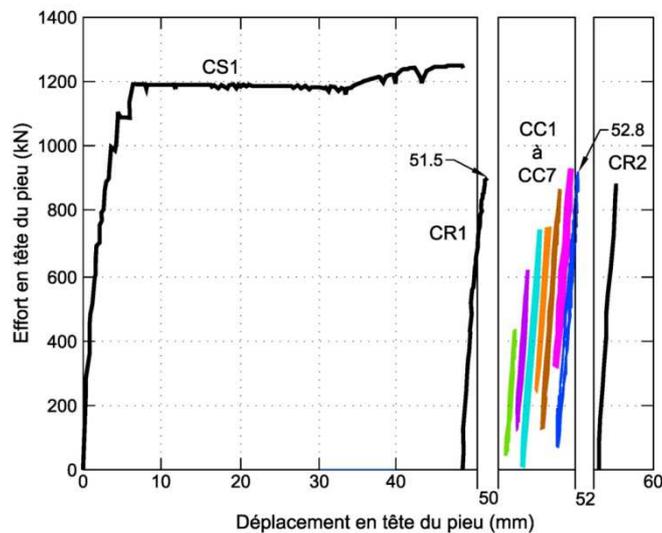
- sous un chargement cyclique maximal de 800kN, les déplacements en tête demeurent négligeables même pour un grand nombre de cycles (plusieurs milliers) ;
- en revanche des déplacements importants sont générés dès la charge cyclique maximale atteint ou dépasse légèrement 800kN (essais CC3) ;
- la capacité post-cyclique (essais CR1) n'est pas affectée par les chargements cycliques antérieurs.

Des résultats très similaires ont été obtenus sur le pieu F3 sollicité en tension.

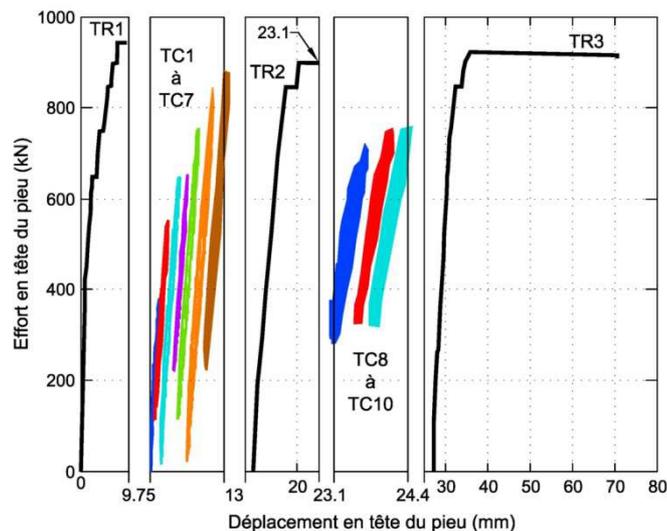
Le pieu F4 a été testé en mode alterné avec une valeur positive de charge moyenne  $Q_m$  (compression). Neuf essais cycliques ont été réalisés avec un nombre de cycles entre 400 et 2000. En raison des limitations du vérin cyclique (charge maximale de 1000kN), le domaine instable n'a pu être exploré. Tous les essais se sont situés dans le domaine stable (pas de déplacement significatif de la tête du pieu) et les boucles d'hystérésis enregistrées étaient fermées (Benzaria et al., 2013a,c).

#### 4. Résultats obtenus sur les pieux forés vissés

Les pieux vissés S1 et S2 ont été testés respectivement en compression et en tension.



**Figure 6.A4.** Essais de MERVILLE. Courbes charge-déplacement en tête sur le pieu foré-vissé S1. Chargement répété en compression. (Benzaria et al., 2013a,c ; Puech, 2013)



**Figure 6.A5.** Essais de MERVILLE. Courbes charge-déplacement en tête sur le pieu foré-vissé S2. Chargement répété en tension. (Benzaria et al., 2013a,c ; Puech, 2013)

La capacité statique de référence en compression mesurée lors de l'essai CS1 est  $Q_{uc} = 1230$  kN (Fig. 6.A4.). A partir des distributions de charges déduites des mesures extensométriques, la résistance de pointe limite peut être évaluée à 200kN, ce qui suggère une capacité ultime en tension voisine de 1000kN.

A l'issue de l'essai statique de référence, le pieu S1 a été soumis à plusieurs séries d'essais statiques rapides et d'essais cycliques. Les séries CC1 à CC2 sont caractérisées par 5000 cycles chacune de relativement faible amplitude tandis que les séries CC3 à CC7 incluent 1000 cycles de sévérité croissante jusqu'à une charge maximale de 900kN représentant environ  $0,75 Q_{uc}$ . Les déplacements en tête sont toujours restés négligeables.

Le pieu S2 (Fig. 6.A5.) a été initialement sollicité par un essai de chargement rapide (TR1). Sous le dernier incrément de 950kN, un fluage important s'est manifesté, confirmant que la capacité en tension était proche de 1000kN. L'essai a été stoppé pour protéger le pieu d'une dégradation de capacité qui pourrait être due à du radoucissement. Une séquence de chargement similaire à celle du pieu S1 a ensuite été appliquée (5000 cycles pour les séries TC1 et TC2 et 1000 cycles pour les séries suivantes). En tout, le pieu a subi 18 000 cycles dont 1000 cycles sous une charge maximale de 880 kN sans enregistrer de mouvements significatifs de la tête. L'essai CR3 peut suggérer une légère baisse de la capacité post-cyclique.

## CHAPITRE 7

# Dimensionnement des pieux sous charges cycliques axiales

## 1. INTRODUCTION

Ce Chapitre passe en revue et explicite les différentes approches disponibles pour procéder au dimensionnement de pieux sous chargements cycliques axiaux.

Seules les approches opérationnelles sont mentionnées. Par approche opérationnelle on entend que :

- la méthode s'appuie sur des principes éprouvés ;
- les outils de calcul sont accessibles directement ou dans le cadre de contrats d'ingénierie ;
- la méthode a été utilisée dans le cadre de projets industriels ou calibrée sur des données expérimentales à échelle réelle ;
- les paramètres nécessaires à l'application des méthodes sont accessibles soit par des essais de laboratoire ou in situ (tels que décrits au Chapitre 10) soit par des essais sur pieux modèles ou des essais sur pieux in situ.

Les approches existantes s'appuient sur des principes communs qui sont rappelés en section 2.

Les approches décrites sont :

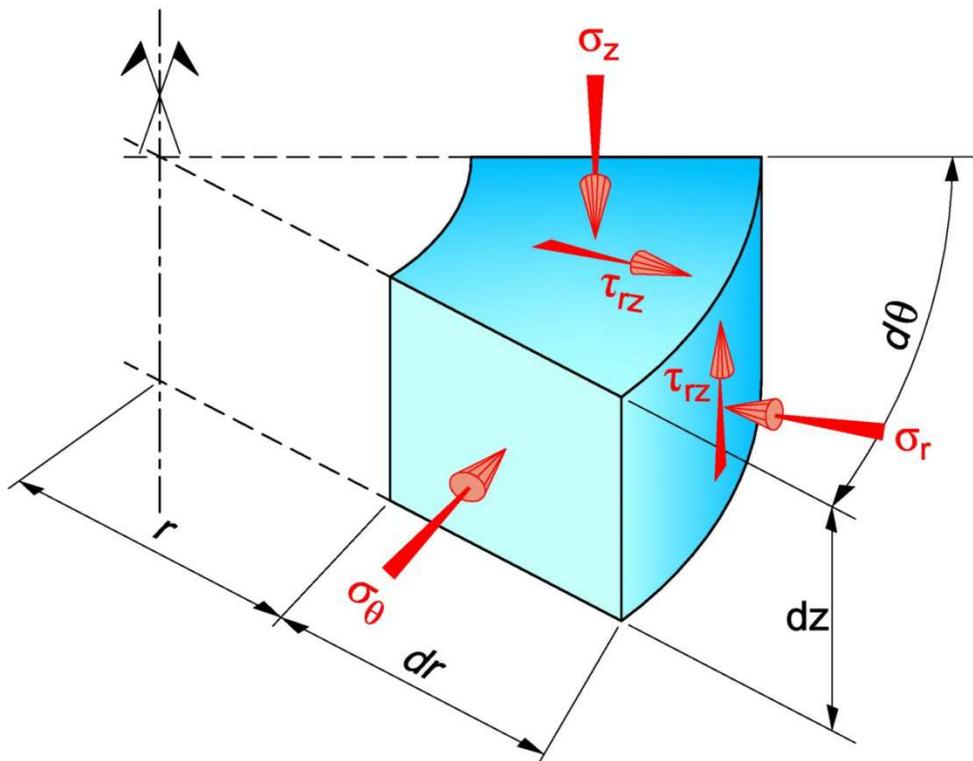
- l'approche NGI en contraintes totales applicable dans les sols cohérents (programmes PAXCY et PAX2) ;
- l'approche ICP en contraintes effectives, mise en oeuvre de manière simplifiée dans la méthodologie A,B,C. Elle peut s'appliquer dans les sables et les argiles ;
- le programme RATZ, développé par M. Randolph, et sa version étendue CYCLOPS qui sont adaptés à la simulation du comportement cyclique des pieux dans les sols à fort radoucissement (sols carbonatés notamment) ;
- le programme SCARP, développé par H. Poulos, pour les sables ;
- l'approche SOLCYP pour les sables.

## 2. PRINCIPES GENERAUX

Le comportement des pieux sous chargement cyclique est dans une large mesure contrôlé par la réponse du fût, à l'exception de pieux très courts.

Le comportement de pieux courts, dans lesquels la réponse de la pointe est dominante est très peu documenté. Les essais de Loon-Plage ont montré que dans le cas de pieux forés dans le sable, les cycles pouvaient causer une amélioration progressive de la capacité en pointe mais au prix d'un déplacement additionnel incompatible avec les tolérances en déformations de la superstructure. Cette amélioration potentielle n'est considérée dans aucune des approches existantes.

Pour les pieux modérément longs à longs, la dégradation cyclique s'initie en haut du pieu et se propage vers le bas selon un processus en relation avec la rigidité relative pieu-sol. La perte de capacité en frottement atteint des valeurs significatives bien avant que la pointe soit à même de reprendre une part significative des charges cycliques. Toutes les approches existantes sont focalisées sur la modélisation de la dégradation cyclique de l'interaction sol-pieu et sa propagation le long du fût.



**Figure 7.1.** Schéma des contraintes sous chargement axial autour du fût d'un pieu  
(d'après Jardine, 1991)

Une hypothèse commune à toutes les méthodes est que les conditions cinématiques autour du fût sont fortement contraintes. Si on se réfère au schéma de la figure 7.1. représentant les contraintes agissant sur un élément annulaire de sol à l'interface sol-fût, on peut arguer que tout phénomène lié à l'interaction sol-fût doit obéir au processus suivant :

- les déformations circonférentielles  $\varepsilon_\theta$  ne peuvent se développer pour des raisons de symétrie ;
- les déformations verticales  $\varepsilon_z$  doivent rester compatibles avec les faibles valeurs imposées par la rigidité relative sol-pieu avant apparition de glissements relatifs ;
- la seule possibilité de génération de déformations significatives est dans la direction radiale  $\varepsilon_r$ . Toute déformation radiale doit cependant rester compatible avec la rigidité de la masse de sol environnante.

Dans les sols fins saturés, les mouvements radiaux sont essentiellement le résultat de phénomènes liés à la consolidation après installation (cas du battage) et sont accompagnés d'une chute des pressions interstitielles avec réajustement des contraintes totales.

Dans les sables, les mouvements radiaux sont essentiellement liés aux propriétés de dilatance du matériau, elle-même conditionnée par son état de densité. Sous chargement monotone, la dilatance (respectivement contractance du matériau) va se traduire par des augmentations (respectivement diminutions) des contraintes radiales effectives. Sous chargement cyclique, la très grande majorité des argiles et des sables ont un comportement contractant pour autant que le chemin de contraintes effectives ne dépasse pas l'état caractéristique. La contraction du matériau s'accompagne d'une chute de contrainte radiale effective (telle que celle illustrée sur les Figures 6.18. à 6.20.). La chute de contrainte radiale affecte directement la contrainte effective de cisaillement (frottement) agissant à l'interface sol-pieu.

Toutes les observations expérimentales ont montré que la rupture se produit soit sur l'interface même, soit à proximité immédiate du fût dans une mince épaisseur de sol remanié (zone RR de la Figure 6.3. ; exemple des pieux de Haga) ou sous la forme de bandes de cisaillement (Figure 7.2. ; exemple des pieux de Canon's Park ou de Pentre).



**Figure 7.2.** Coupe d'une couche fine d'argile (15x 40mm) adhérent à la paroi du pieu ICP à Pentre (d'après Chow, 1997). On distingue plusieurs surfaces verticales de cisaillement résiduelles.

### 3. L'APPROCHE DU N.G.I.

#### 3.1. Principes de base

Le NGI aborde le dimensionnement des pieux sous chargements cycliques par une approche en contraintes totales inspirée de l'approche développée par Andersen (1976) pour la stabilité des plates-formes gravitaires et appliquée ultérieurement au calcul de la stabilité des caissons et ancrés à succion.

Le principe consiste à admettre que la résistance le long du fût peut être assimilée à la résistance au cisaillement non drainé mesurée dans l'appareil de cisaillement simple direct (DSS) pour autant que l'histoire des contraintes subie par la zone de rupture soit fidèlement reproduite. La méthode a été appliquée au dimensionnement des pieux battus dans les argiles mais rien n'empêche dans son principe de traiter tous types d'installation.

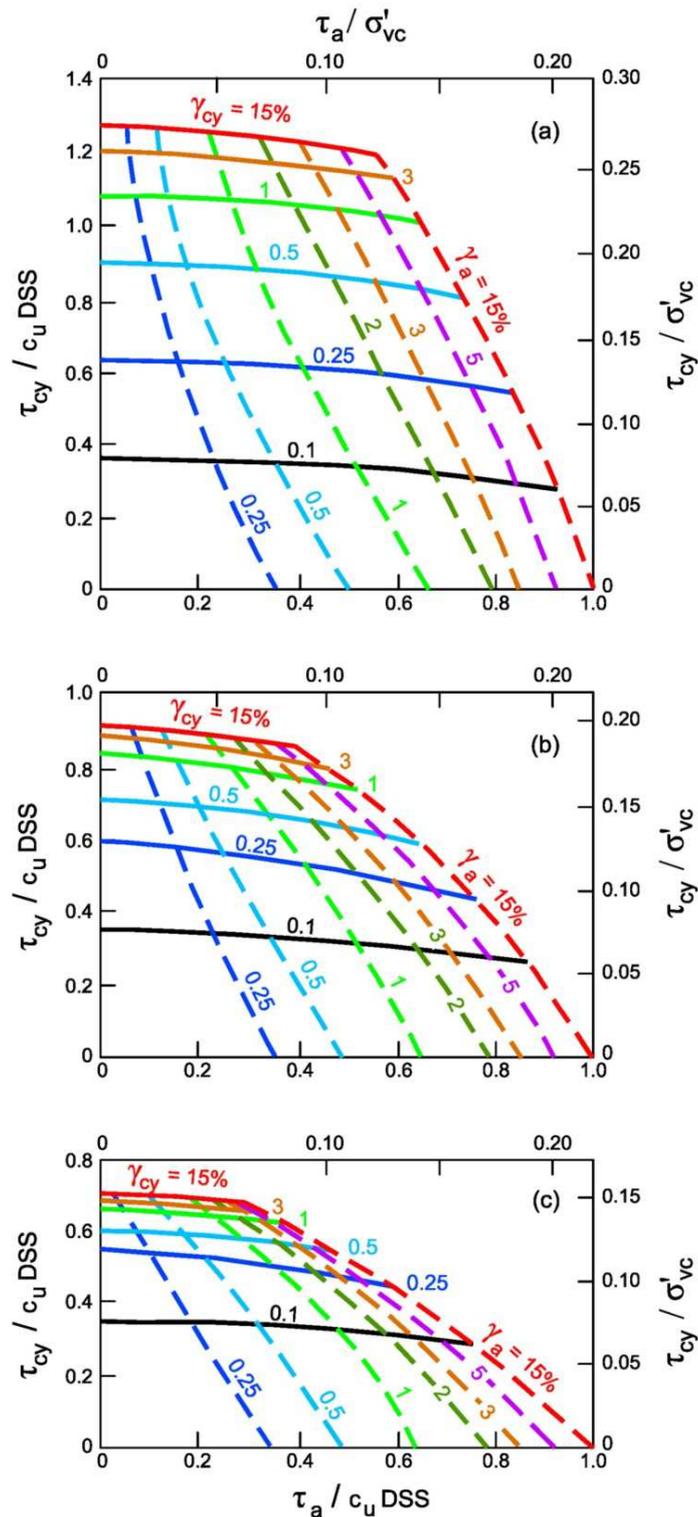
Dans le cas d'un pieu battu, on cherche à reproduire le comportement de la zone RR de la figure 6.3. en effectuant des essais DSS sur des échantillons remaniés, consolidés à une contrainte verticale représentative de la contrainte radiale effective s'appliquant sur la paroi du pieu après dissipation des surpressions interstitielles et rééquilibrage des contraintes totales. Des corrections sont nécessaires (Karlsrud and Nadim, 1990) pour tenir compte de différences sur la contrainte normale effective octaédrale entre l'essai DSS et les conditions de contraintes autour du pieu.

Les échantillons sont ensuite soumis à des essais de cisaillement non drainés monotones et cycliques. Les chargements cycliques sont appliqués par séries idéalisées et traduits sous la forme de diagrammes contours représentant les déformations permanentes et cycliques pour un nombre de cycles donné (exemple de la Figure 7.3.). L'effet bénéfique du précisaillement statique peut être simulé par une phase de préchargement drainé de l'échantillon. Les procédures d'accumulation (e.g. Andersen, 1976, Andersen et al., 1994) sont ensuite appliquées pour déterminer les résistances et les déplacements cycliques le long du pieu en fin de tempête.

Ce type d'approche est mis en oeuvre dans les programmes PAXZY et PAX2 décrits ci-après. Il peut également être utilisé dans le cadre de modèles explicites par éléments finis (voir section 7)

### **3.2. Les programmes PAXZY et PAX2**

Le programme PAXZY a été développé par Karlsrud et al., (1986) suivant les principes déjà proposés Goulois (1982). Des courbes de transfert de charge T-z sont construites par intégration par rapport au rayon des distorsions  $\gamma_{rz}$  se développant dans le disque de sol entourant la section unitaire de pieu. La tranche de sol est divisée en trois zones comme indiqué sur la Figure 6-3 mais la zone RR (remaniée, reconsolidée) est supposée gouverner la réponse du pieu en capacité et déplacement. La réponse du sol aux chargements cycliques est dérivée des diagrammes contours du type de ceux de la Figure 7-3 établis pour le matériau de cette zone.

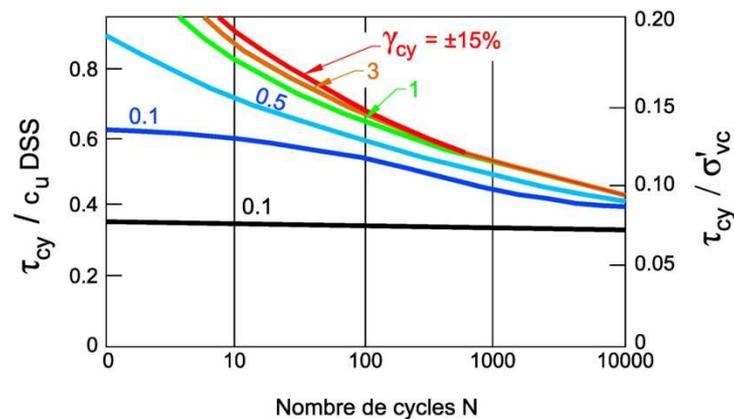


**Figure 7.3.** Diagrammes contours donnant les distortions cycliques moyennes et cycliques en fonction des contraintes de cisaillement moyennes et cycliques pour un nombre de cycles donné. Argile de Drammen ; a) N=1, b) N=10, c) N=100 cycles (d'après Andersen, 2004)

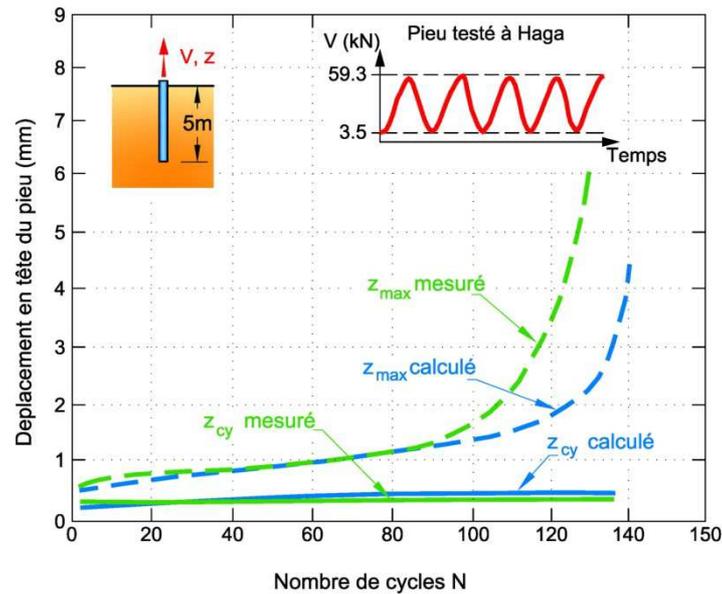
L'histoire du chargement cyclique est décomposée en séquences de charges caractérisées par une amplitude et une valeur moyenne constantes et un nombre de cycles  $N_i$ . La réponse du

pieu est calculée au début et à la fin de chaque séquence. Le diagramme de la Figure 7.3. permet d'établir des relations entre contrainte de cisaillement moyenne,  $\tau_a$ , et distorsion moyenne,  $\gamma_a$ , et entre contrainte de cisaillement cyclique,  $\tau_{cy}$ , et distorsion cyclique,  $\gamma_{cy}$ . Les deux relations n'étant pas indépendantes, il faut procéder par itérations. La charge moyenne est appliquée en premier et la relation  $\tau_a - \gamma_a$  est utilisée pour trouver la distribution de  $\tau_a$ . On applique ensuite les charges cycliques et la relation  $\tau_{cy} - \gamma_{cy}$  permet de calculer la distribution de  $\tau_{cy}$  le long du pieu. Cette dernière est alors appliquée avec la relation  $\tau_a - \gamma_a$  pour recalculer la distribution de  $\tau_a$  et ainsi de suite jusqu'à ce qu'une convergence acceptable soit obtenue entre les distributions de  $\tau_a$  et  $\tau_{cy}$ .

Les effets cumulés des charges cycliques sur la capacité et les déplacements sont pris en compte en mettant en oeuvre la procédure d'accumulation des déformations à partir de diagrammes tels que celui de la figure 7.4. L'histoire idéalisée des chargements est reproduite et le nombre de cycles équivalent est calculé au début et à la fin de chaque séquence. A chaque étape, l'analyse itérative de la réponse du pieu est répétée avec remise à jour des charges et des nombres de cycles équivalents.



**Figure 7.4.** Distorsion cyclique en fonction de la contrainte cyclique et du nombre de cycles ; (d'après Andersen, 2004).



**Figure 7.5.** Réponse mesurée et calculée par PAXZY d'un pieu test à Haga  
(d'après Karlsrud and Nadim, 1990)

Les applications effectuées à ce jour montrent que PAXZY est capable de prédire la réponse des pieux et la redistribution des charges sous différentes combinaisons de charges moyennes et cycliques. La figure 7.5. présente une comparaison entre le comportement global mesuré et calculé d'un pieu test sur le site de Haga (voir Chapitre 6, section 3.1 pour plus de détails sur les essais de pieux de Haga).

Une version plus récente du logiciel appelée PAX2 (Nadim and Dahlberg, 1996) permet une application plus rapide et aisée de l'approche NGI. Une simplification majeure consiste à admettre que la déformation cyclique est indépendante de  $\tau_a$  ce qui permet d'éviter la lourde procédure d'itérations entre  $\tau_a$  et la relation  $\tau_{cy}-\gamma_{cy}$ .

Le programme contient une banque de données de fonctions contraintes-déformations normalisées. Le nombre de cycles équivalents peut être spécifié ou estimé par une procédure automatique basée sur des entrées aisément accessibles telles que: durée de la tempête, type de sol, type de structure, et rapport entre charges cycliques et moyenne.

## 4. L'APPROCHE I.C.L.

### 4.1. Principe de base

L'approche de l'Imperial College de Londres est une approche en contraintes effectives, applicable dans le cas des sables et des argiles, et qui s'appuie sur deux notions simples :

- le critère de rupture sur l'interface est gouverné par la loi de Coulomb ;
- le glissement sur l'interface se produit lorsque la valeur de la contrainte radiale effective  $\sigma'_r$  ne permet plus la vérification du critère de Coulomb.

En se basant sur des observations expérimentales, Jardine (1991, 1994) suppose que les glissements se produisent sur l'interface même (e.g. pieu métallique dans du sable) ou sur des bandes de cisaillement qui se développent dans les argiles immédiatement à proximité du fût (e.g. Canon's Park, Bond et Jardine, 1991, 1995 ; Merville, Puech et al., 2013 ; pieux de Bothkennar et Pentre, Lehane, 1992 et Chow, 1997).

L'angle de frottement d'interface  $\delta$  est généralement inférieur à la valeur de l'angle de frottement critique du sol  $\phi'_{cr}$ . Il peut être mesuré par des essais à la boîte de cisaillement annulaire en respectant la nature et la rugosité relative des interfaces. La valeur de l'angle d'interface n'est pas affectée par la nature de la sollicitation. Des valeurs de  $\delta$  sont recommandées pour des pieux battus dans la méthode ICP (Jardine et al., 2005).

La méthode ICP (Jardine et al., 2005) fournit par ailleurs des indications pour évaluer la valeur de la contrainte radiale effective autour de pieux battus en fin de reconsolidation. L'effet de la dilatance, notamment sur les pieux de faible diamètre est pris en considération.

Sous chargements cycliques, la très grande majorité des sables et argiles présentent une tendance à la contractance (section 2). Il en résulte une chute de la contrainte radiale effective  $\sigma'_r$  qui selon Jardine (1991, 1994) contrôle directement la réduction de frottement sur l'interface et l'apparition de glissements relatifs sol-pieu. Ces glissements sont la cause première des déplacements permanents observés en tête de pieu. Des variations de rigidité peuvent se manifester mais l'expérience montre qu'elles sont de faible importance dans la génération des déplacements permanents avant d'atteindre les derniers cycles précédant la rupture généralisée (Mc Anoy et al., 1982 ; Puech, 2013). Il est à noter que, dans les sables, le comportement post-cyclique (chargement monotone après une ou plusieurs séries de cycles)

peut générer de la dilatance, d'autant plus forte que le cumul des cycles aura pu provoquer une densification locale du matériau.

Dans le cadre de l'approche ICL, il apparaît que les facteurs principaux susceptibles d'affecter la réponse des pieux sous chargement cyclique sont :

- les caractéristiques de dilatance/contractance du sol sous des taux de déformations cyclique faibles à modérés dans la phase précédant la rupture. Il est bien connu que la tendance à la contractance est plus forte dans les sables lâches que dans les sables denses; dans les sables carbonatés (forte écrasabilité des grains) que dans les sables siliceux ; dans les argiles normalement à faiblement consolidées que dans les argiles très fortement consolidées; dans les sols à faible indice de plasticité.
- les valeurs de l'angle de frottement d'interface. Les sols à faible valeur de  $\delta$  ne peuvent soutenir que de faibles rapports  $\tau_{rz}/\sigma'_r$ . La marge d'endommagement cyclique  $y$  est relativement limitée. Par contre, les sols à fortes valeurs de  $\delta$ , qu'il s'agisse de sables ou d'argiles (e.g. argile de Haga) peuvent subir des endommagements cycliques beaucoup plus significatifs.
- la fragilité de la rupture. La rupture se propagera d'autant plus rapidement de la tête vers la pointe que le radoucissement est marqué et que le pieu est relativement flexible par rapport au sol (pieux longs notamment).

#### 4.2. La méthode globale A, B, C.

Jardine and Standing (2000) et Jardine et al. (2005) font état d'une méthode simple pour estimer la réduction de capacité latérale de pieux soumis à des séquences de chargements cycliques uniformes dans les sables et les argiles.

Elle suppose que la chute de contrainte radiale effective due aux cycles peut être obtenue à partir d'essais DSS cycliques non drainés. En se basant sur les résultats de quelques séries d'essais DSS non drainés aussi bien sur des sables que des argiles, les auteurs indiquent que dans la mesure où la relation  $\tau_{vh}/\sigma'_v < \tan \delta$  est respectée, les chutes relatives de contraintes normales effectives ( $\Delta\sigma'_v/\sigma'_{vc}$ ) sont pratiquement indépendantes de la contrainte moyenne de cisaillement  $\tau_m$  appliquée. En assimilant les chutes relatives de contraintes normales mesurées

au DSS et les chutes relatives de contraintes radiales le long du fût ( $\Delta\sigma'_r/\sigma'_{r0}$ ), on peut écrire simplement :

$$\frac{\Delta\sigma'_r}{\sigma'_{r0}} = A \left( B + \frac{\tau_{cy}}{\tau_{max,stat}} \right) N^c \quad (7.1)$$

avec :

$\tau_{cy}$  = contrainte de cisaillement cyclique

$\tau_{max,stat}$  = contrainte de cisaillement maximale sous chargement monotone

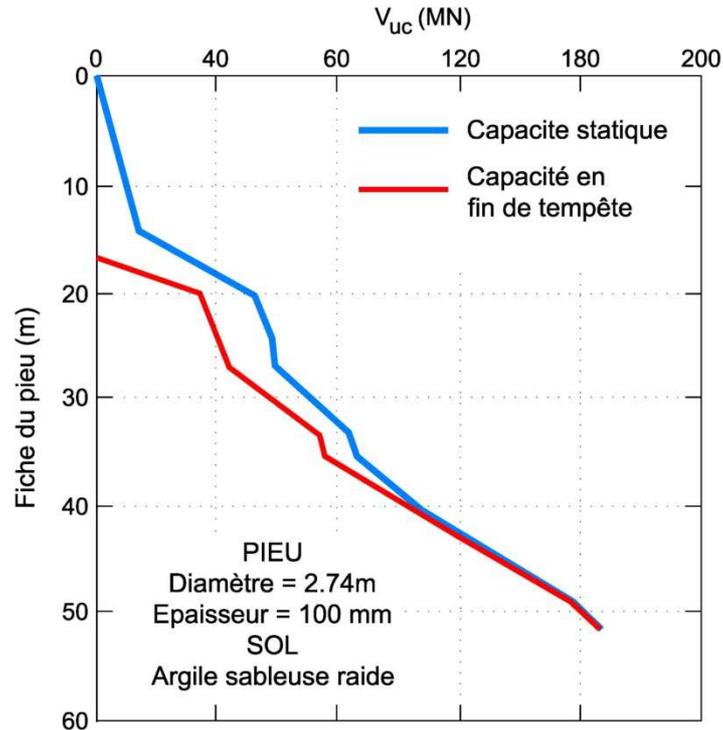
N = nombre de cycles

A, B, C = coefficients de matériau définis par calage à partir d'essais DSS en laboratoire. Pour plus de précisions sur ces essais on se reportera au Chapitre 10.

Si on admet en première approximation que la charge en pointe varie peu sous l'effet de la charge cyclique et que l'amplitude de cisaillement cyclique se distribue le long du fût en proportion de la capacité ultime en frottement locale, la perte moyenne en contrainte radiale effective détermine la perte en capacité latérale ( $\Delta V_{stat}$ ), et on peut alors écrire de manière globale:

$$\frac{\Delta V_{stat}}{Q_{max,stat}} = A \left( B + \frac{Q_{cy}}{Q_{max,stat}} \right) N^c \quad (7.2)$$

On peut ainsi prédire la perte de capacité en début et fin de chaque séquence cyclique homogène et, par une procédure du type nombre de cycles équivalent, évaluer le cumul de dégradation de capacité en fin de tempête ou de tout évènement cyclique déterminé. La capacité de référence étant la capacité  $V_{max,stat}$ , le taux de dégradation cyclique dépend de la fiche du pieu. Le modèle doit être appliqué pour différentes longueurs de fiche de manière à obtenir le taux de dégradation affectable à chaque pénétration. Un exemple de résultat est présenté sur la figure 7.6. Pour le type de pieu considéré, une tempête idéalisée de 35 heures provoquerait une perte totale de capacité sur un pieu court (< 20m), une perte de capacité de l'ordre de 30% pour un pieu de 25m. La fiche doit être supérieure à 45m pour que la perte de capacité devienne pratiquement négligeable.

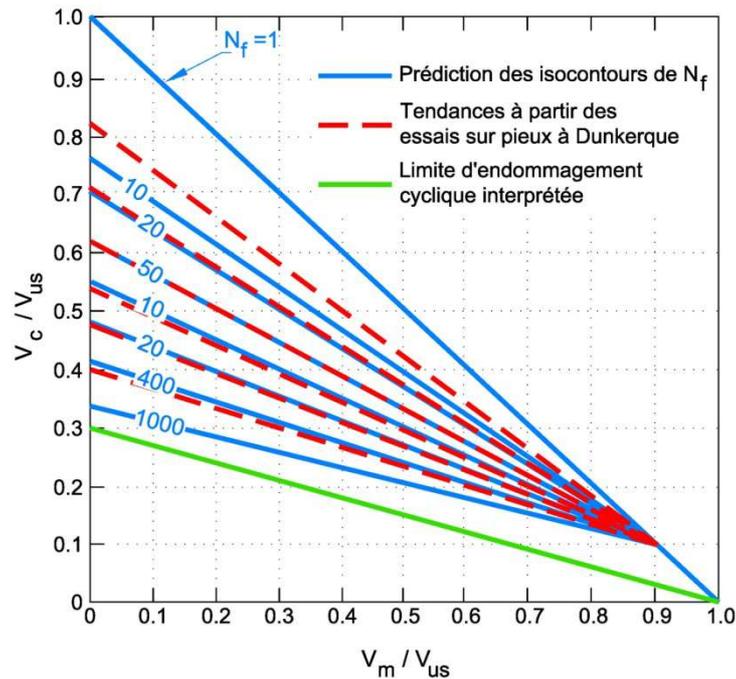


**Figure 7.6.** Dégradation de capacité calculée par la méthode A,B,C pour différentes fiches de pieu

Il est à noter que cette méthode simplifiée de type méthode globale ne prend pas en compte la flexibilité relative pieu-sol.

Les travaux SOLCYP ont montré la difficulté de dériver les paramètres A, B, C à partir d'un jeu de données d'essais DSS. Si le paramètre C semble se situer dans une fourchette étroite ( $0.3 < C < 0.45$ ) le couple A, B est sensible à la méthode de détermination. Le développement d'une méthodologie robuste est souhaitable.

Les paramètres peuvent également être calibrés sur des essais de pieux in situ ou sur pieux modèles. Un exemple de calibration sur les essais de pieux de Dunkerque (Figure 7.7.) est donné par Jardine and Standing (2000 ; 2012).



**Figure 7.7.** Diagramme d'interaction pour les essais de pieux de Dunkerque. Comparaison entre données expérimentales et prédictions après calage des paramètres A,B,C. (d'après Jardine et Standing, 2012)

### 4.3. Applications locales de la méthode A, B, C.

L'approche globale de la méthode A, B, C offre l'avantage de la simplicité mais se heurte à certaines limitations, en particulier :

- non prise en compte de la flexibilité relative du système sol-pieu,
- hypothèse d'une réduction uniforme de capacité sur toute la longueur du pieu.

Il peut être nécessaire de considérer avec plus de réalisme la variation locale des conditions de sols (profils fortement non uniformes) et la propagation de la dégradation de la tête vers le pointe en fonction de la flexibilité et du nombre de cycles.

La méthode A, B, C peut être appliquée de manière locale en utilisant la formulation générale de la dégradation pour développer des courbes t-z permettant de calculer le taux de dégradation au niveau local en fonction des taux de cisaillement moyen et cycliques réellement appliqués et de suivre l'évolution au cours du chargement. Un exemple d'application dans le cadre d'une étude effectuée pour le compte du Health and Safety Executive (HSE) du Royaume Uni est rapporté par Atkins (2000).

## 5. LA SUITE DE PROGRAMMES RATZ-CYCLOPS

Le programme RATZ a été développé dans les années 80 (Randolph, 1986) avec pour objectif premier de simuler la réponse cyclique de matériaux carbonatés cimentés. Il a été initialement calibré pour simuler la réponse de pieux modèles cimentés, d'essais de cisaillement à rigidité contrôlée et ultérieurement de pieux forés cimentés.

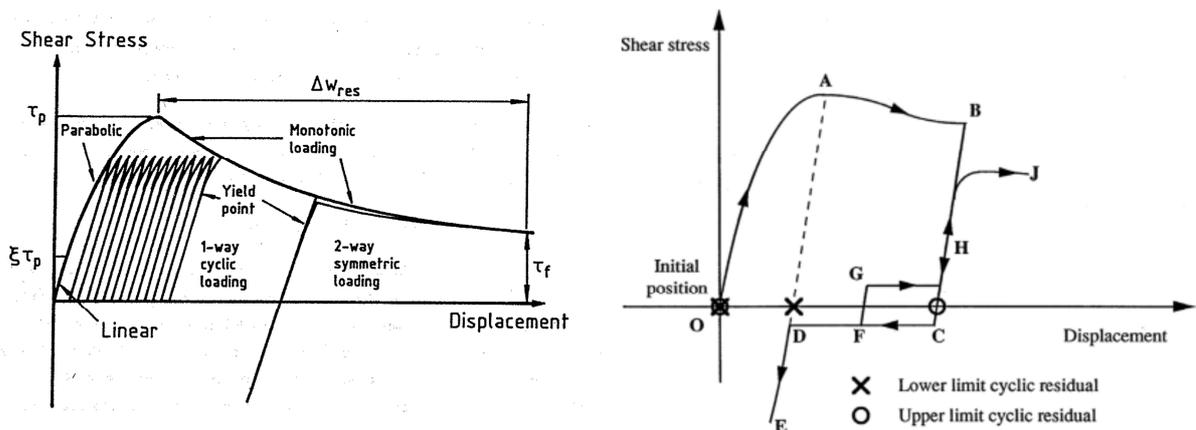
**Le code RATZ** (Randolph, 1994) est basé sur une approche par barre élastique et courbes de transfert de charge T-z. Le schéma de transfert est illustré sur la Figure 7.8.

Sous chargement monotone, la courbe T-z consiste en :

- Une première phase linéaire  $\tau_o = k \cdot w / r_o$  qui s'étend jusqu'à une fraction  $\xi \tau_p$  of de la contrainte de cisaillement de pic  $\tau_p$  ( $\xi$  est un paramètre compris entre 0 et 1)
- Une phase parabolique évoluant depuis un gradient initial  $k$  jusqu'à un gradient nul lorsque  $\tau = \tau_p$
- Une phase de radoucissement dans laquelle la valeur courante du frottement est reliée au déplacement local absolu du pieu par :

$$\tau_o = \tau_p - 1.1(\tau_p - \tau_f) \left[ 1 - \exp(-2.4(\Delta w / \Delta w_{res})^\eta) \right] \quad (7.3)$$

avec  $\tau_f$  : valeur résiduelle du frottement, atteinte pour un déplacement post-pic  $\Delta w_{res}$ . Le paramètre  $\eta$  contrôle la forme de la courbe de radoucissement.



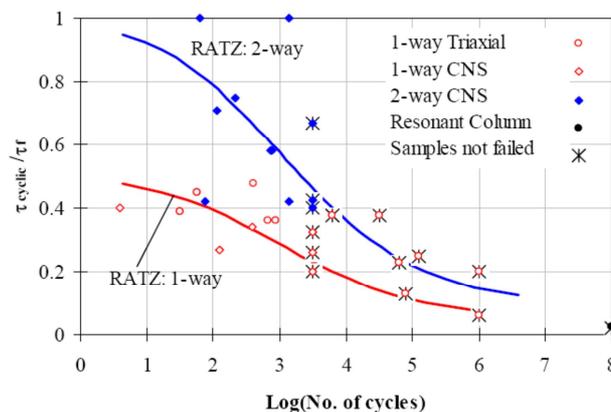
**Figure 7.8.** Schéma de transfert de charges T-z dans RATZ

Sous chargement cyclique, RATZ présente l'originalité de permettre une description cycle par cycle du mécanisme de transfert, ce qui autorise in fine une analyse complète des séquences

idéalisées de chargement sur un pieu. L'accumulation permanente des déplacements est contrôlée par le paramètre  $\xi$  qui définit la transition entre phase de déplacement réversible et phase de déplacement irréversible en rechargement. Les déplacements irréversibles (plastiques) sont considérés comme équivalents à des déplacements monotones post-pic. Ce qui conduit à une dégradation progressive du frottement jusqu'à sa valeur résiduelle.

Une hypothèse implicite mais forte est que le matériau est caractérisé par un radoucissement, ce qui limite son domaine d'utilisation. Le programme RATZ a été développé dans les années 80 (Randolph, 1986) avec pour objectif premier de simuler la réponse cyclique de matériaux carbonatés cimentés. Il a été initialement calibré pour simuler la réponse de pieux modèles cimentés, d'essais de cisaillement à rigidité contrôlée et ultérieurement de pieux forés cimentés.

RATZ s'est avéré un outil performant pour analyser les phénomènes observés sur les fondations des plates-formes installées dans les sols carbonatés (sables et calcarénites) au large de l'Australie (plates-formes de North Rankin A et Goodwyn A notamment). Il a été ensuite utilisé comme outil de dimensionnement des pieux forés et cimentés de grands diamètres réalisés en substitution des pieux battus.

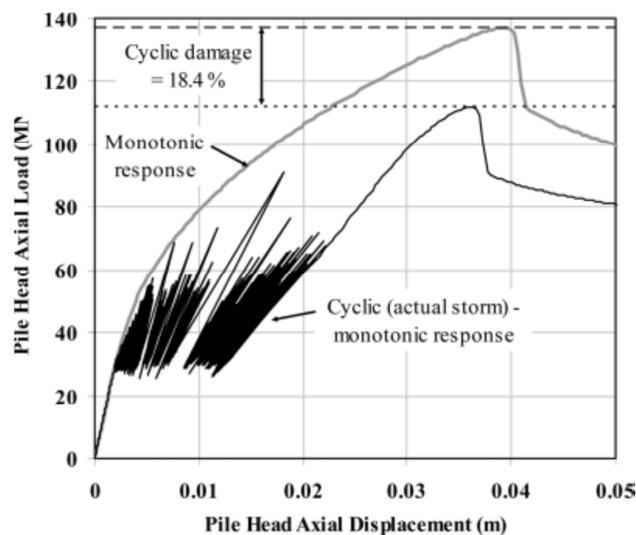


**Figure 7.9.** Fatigue curves computed by RATZ compared to laboratory data on carbonate sediments (Randolph, 2003)

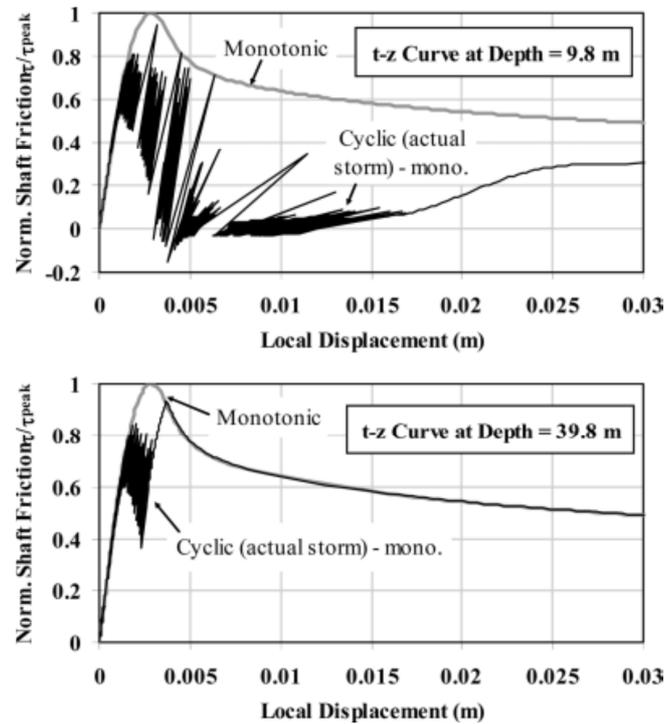
La procédure d'utilisation de RATZ consiste à calibrer les paramètres sur des essais de cisaillement à rigidité normale imposée (CNS). Un exemple de calibration est montré sur la figure 7.9.

Une version plus récente du programme RATZ, rebaptisée CYCLOPS (Erbrich et al., 2010), s'attache à améliorer les possibilités de modélisation : altération de la courbe de radoucissement ; introduction d'un paramètre de radoucissement initial ; prise en compte de l'effet d'un décollement sol-pieu.

Erbrich et al., (2010) fournissent le détail d'une analyse de chargement cyclique d'un pieu de grand diamètre ( $D=2.2\text{m}$ ,  $e=90\text{mm}$ ) foré et cimenté dans une calcarénite jusqu'à une profondeur de 130m environ. On montre sur la Figure 7.10. la réponse de la tête du pieu sous le passage de la tempête avec la phase de croissance, le passage de la vague extrême et la phase de décroissance. A l'issue de la tempête, le déplacement permanent du pieu est de l'ordre de 16mm et sa résistance post-cyclique a chuté d'environ 18%. Les réponses locales à 9.8m et 39.8m sont illustrées sur la figure 7.11.



**Figure 7.10.** Déplacements de la tête du pieu - CYCLOPS (d'après Erbrich et al., 2010)



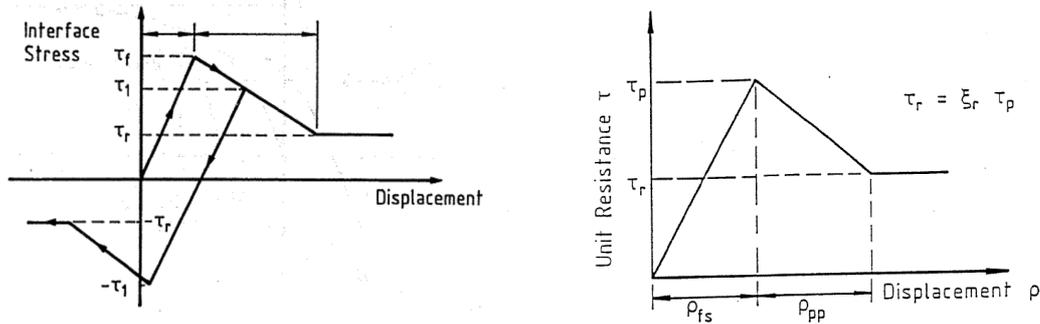
**Figure 7.11.** Courbes T-z à différents niveaux - CYCLOPS (d'après Erbrich et al., 2010)

Les applications de RATZ sur d'autres types de sols avec radoucissement sont rares. Seuls Lehane et al (2004) mentionnent son utilisation pour l'analyse des essais cycliques de pieux de Kinnegar dans des silts argileux mous.

## 6. LE PROGRAMME SCARP

### 6.1. Description du programme SCARP

SCARP est un programme mis au point par Poulos (1989) à l'Université de Sydney afin de calculer la réponse d'un pieu ou d'un groupe de pieux sous chargements statiques et/ou cycliques. SCARP est basé sur une formulation simplifiée d'éléments aux frontières dans laquelle la masse de sol est représentée par un continuum élastique. Le glissement relatif sol-pieu est autorisé en introduisant des valeurs limites de la contrainte de cisaillement mobilisable sur l'interface. Un radoucissement peut être considéré (Figure 7.12.). La pointe a un comportement purement élasto-plastique.



**Figure 7.12.** Modèle d'interface utilisé dans SCARP

Vis-à-vis des chargements cycliques, le programme prend en considération trois effets majeurs :

- La dégradation du frottement, de la résistance en pointe et du module du sol ;
- L'effet de la vitesse de chargement ;
- L'accumulation des déplacements permanents sous charge moyenne non nulle.

La dégradation du frottement est prise en compte selon deux modèles différents : le modèle proposé par Matlock et Foo (1979) et le modèle développé par Poulos sur la base d'essais à déplacement contrôlés de petits pieux modèles (20mm de diamètre) foncés dans des massifs d'argile ou de sable.

Le modèle de Matlock and Foo (1979) suppose que la dégradation  $D$  ne se manifeste que si le déplacement se produit de manière alternative dans la phase plastique (glissement sol-pieu) et s'exprime par :

$$D = (1 - \lambda) (D' - D_{\min}) + D_{\min} \quad (7.4)$$

avec:

$D$  = valeur actuelle du facteur de dégradation

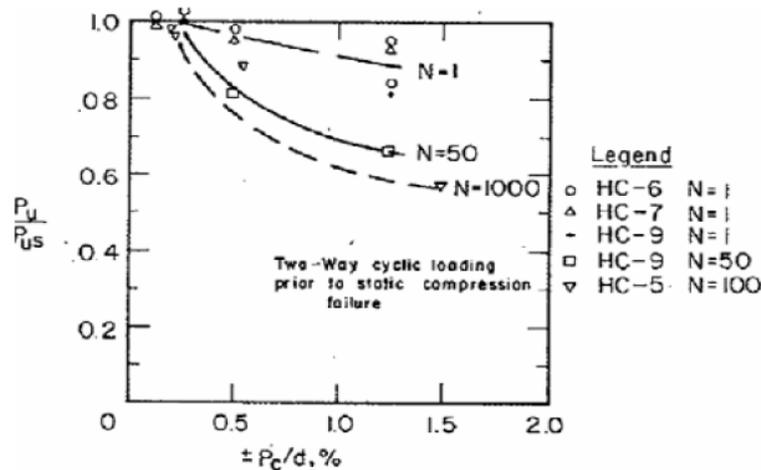
$D'$  = valeur de la dégradation au cycle précédent

$D_{\min}$  = valeur minimale (asymptotique) du facteur de dégradation

$\lambda$  = paramètre réglant la vitesse de dégradation

Une expression similaire est appliquée pour décrire la dégradation de la résistance de pointe  $D_b$  et du module de sol  $D_E$

En se basant sur les résultats de ses essais sur pieux modèles dans du sable (Figure 7.13.), Poulos a constaté d'une part que la capacité résiduelle des pieux testés était fonction de l'amplitude du déplacement cyclique  $\rho_c$  appliqué en tête et d'autre part que la dégradation du frottement se manifestait dès lors que le déplacement cyclique sur l'interface sol pieu était supérieur à 0.2% D, y compris si cette amplitude le déplacement cyclique se produisait dans le domaine élastique.



**Figure 7.13.** Dégradation de la capacité en frottement de pieux modèles dans du sable (Poulos and Chan, 1988)

Poulos (1989) propose d'utiliser dans les sables la formule de dégradation de frottement utilisée par Matlock et Foo avec une valeur résiduelle de dégradation  $D_{min}$  fonction de l'amplitude de déplacement cyclique.

Dans les argiles, la capacité et la raideur du pieu peuvent s'accroître avec l'augmentation de la vitesse de chargement (Chapitre 6, section 5.4). Cet effet peut être pris en compte dans SCARP par l'intermédiaire d'un facteur de chargement  $D_R$  s'appliquant à la fois sur les valeurs ultimes du frottement et de la résistance de pointe et sur la valeur du module du sol.  $D_R$  s'exprime par :

$$D_R = 1 + F_p \log_{10} (\zeta/\zeta_r) \quad (7.5)$$

avec :

$F_p$  = coefficient de vitesse de chargement (typiquement 0.1 à 0.25)

$\zeta$  = vitesse de chargement appliquée

$\zeta_r$  = vitesse de chargement de référence (selon essais statique correspondant)

Les déplacements permanents du sol sont calculés à partir de l'expression empirique proposée par Dyaljee and Raymond (1982) :

$$S_p = \beta N^m e^{nX} \quad (7.6)$$

avec :

$\beta$  : déplacement généré par le premier cycle d'un faible niveau de chargement ;

$N$  : nombre de cycles

$m, n$  : paramètres déterminés expérimentalement (différents pour le frottement et la pointe)

$X$  : niveau de chargement correspondant au rapport  $Q_{max}/Q_u$

Lorsque le chargement est appliqué en séquences uniformes, on peut utiliser la formulation incrémentale correspondante :

$$\delta S_p = S_{pN} [n\delta X + (m\delta N/N)] \quad (7.7)$$

avec :

$\delta S_p$  = Increment de déplacement permanent du sol entre les cycles  $N$  et  $N+\delta N$

$\delta X$  = changement de niveau de chargement entre les cycles  $N$  et  $N+\delta N$

$S_{pN}$  = déplacement permanent du sol au cycle  $N$

$X$  =  $(P_o + 0.5P_c) / Q_c$

$P_o$  = charge moyenne de la séquence considérée

$P_c$  = amplitude cyclique de la séquence considérée

$Q_c$  = capacité statique ultime du pieu

Les incréments de déplacements ci-dessus sont traités comme des « mouvements externes de sol » appliqués à chaque étape de l'analyse. Ces mouvements « imposés » sont vus comme des incréments de déplacements permanents du pieu.

## 6.2. Calibration du programme SCARP

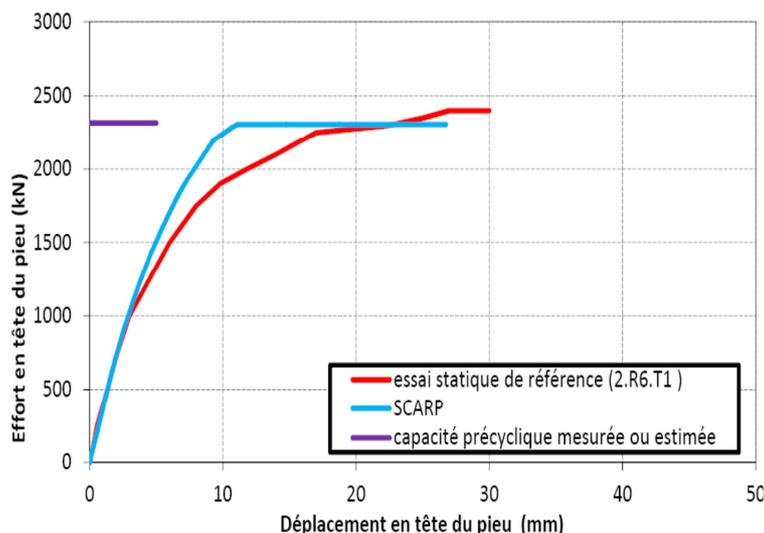
Le choix des paramètres d'entrée du programme SCARP définissant la vitesse de dégradation et la génération des déplacements permanents est un point délicat. Les fourchettes de valeurs suggérées dans la notice du programme sont assez larges et reposent sur des essais de laboratoire ou de petits pieux modèles en laboratoire, dont une majorité a été effectuée dans des sables carbonatés. La dégradation du frottement est reliée au déplacement cyclique sans qu'il soit clairement établi si pour un pieu réel in situ, il convient de se référer soit au déplacement cyclique normalisé par le diamètre du pieu, soit au glissement cyclique absolu (différence entre le déplacement cyclique total et le déplacement nécessaire pour provoquer le glissement sur l'interface), soit encore au glissement cyclique normalisé.

On s'est attaché dans le cadre du projet SOLCYP à tenter une calibration de SCARP sur les essais de pieux in-situ dans les sables réalisés à Dunkerque (Jardine et Standing, 2000 ; 2012) et à Loon-Plage (Benzaria, 2013 ; Benzaria et al., 2013)

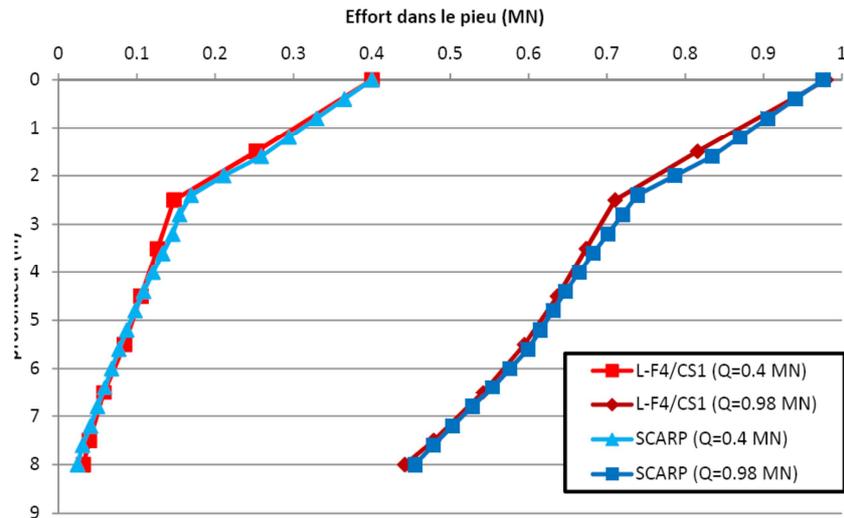
L'exercice (Delimi, 2013) a porté sur :

- Les pieux métalliques battus ouverts R3, R4, R5 et R6 du projet GOPAL ;
- Le pieu métallique battu fermé B2 du projet SOLCYP ;
- Le pieu foré F2 du projet SOLCYP.

Tous les pieux ont été testés en tension. La procédure a consisté à caler le modèle (frottements limites, modules) de manière à reproduire au plus près la réponse statique des pieux. Des exemples de calage sont donnés sur les figures 7.14. et 7.15.



**Figure 7.14.** Pieu GOPAL R6 – Calage de la courbe charge-déplacement en tête sous chargement monotone par SCARP (Delimi, 2013)



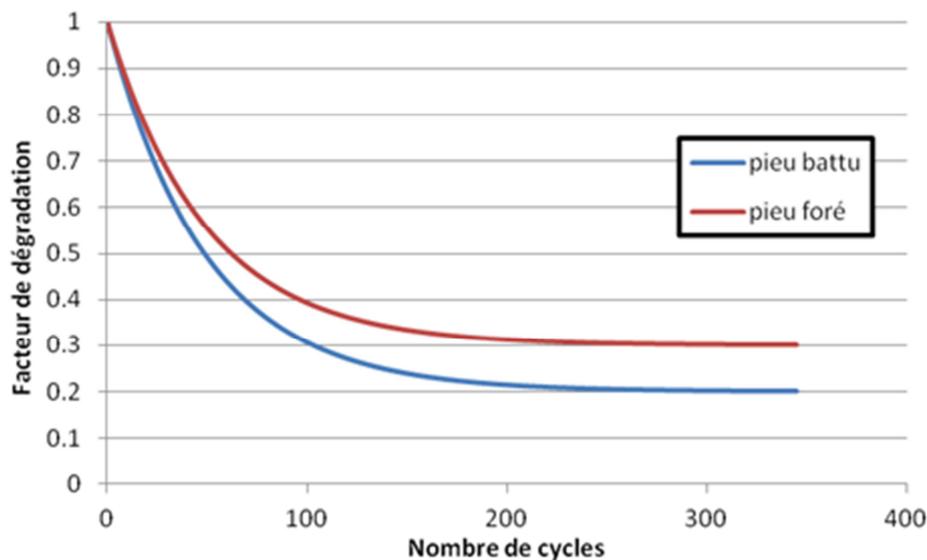
**Figure 7.15.** Pieu LOON-PLAGE F4 – Calage des distributions d’efforts dans le pieu sous chargement monotone par SCARP (Delimi, 2013)

On a ensuite procédé à la détermination des paramètres  $\lambda$  et  $D_{\min}$  à partir des essais cycliques conduits jusqu’à la rupture. Les valeurs obtenues sont consistantes et très proches pour les trois types de pieux :

Pieux battus (ouverts ou fermés) :  $\lambda = 0.02$  :  $D_{\min} = 0,2$

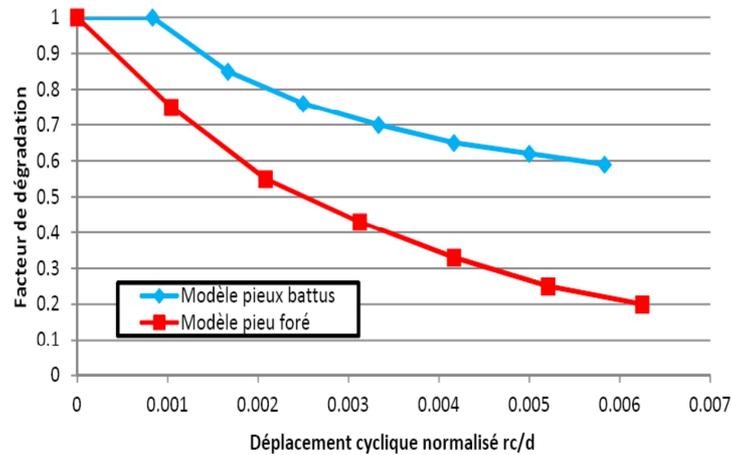
Pieu foré :  $\lambda = 0.02$  :  $D_{\min} = 0,3$

Les lois de dégradation correspondantes sont représentées sur la figure 7.16.



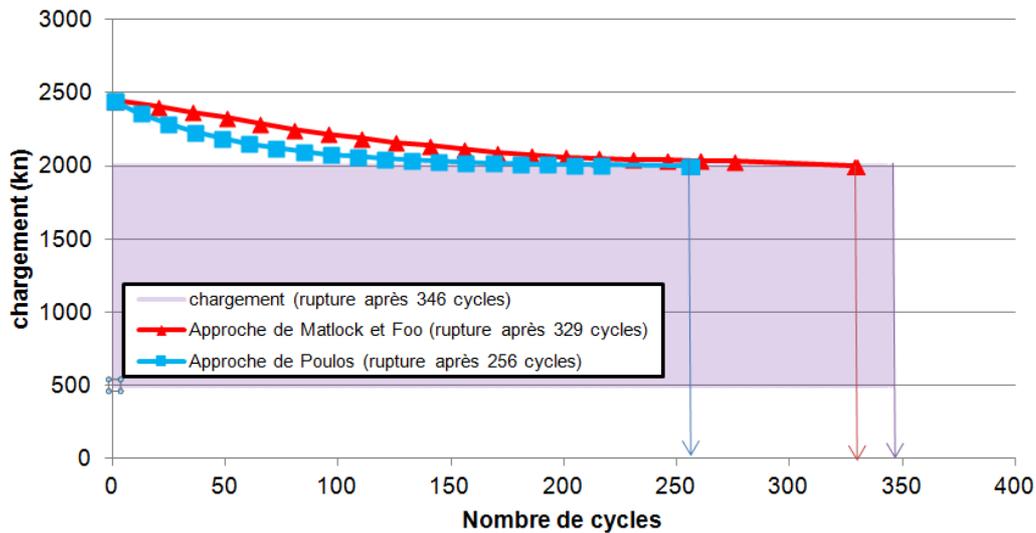
**Figure 7.16.** Modèle de dégradation de Matlock et Foo calé sur les pieux de GOPAL et Loon-Plage (Delimi, 2013)

Un travail similaire a été effectué sur le modèle de dégradation de Poulos. Le facteur de dégradation est plus sévère pour le pieu foré que pour les pieux battus (Figure 7.16.).



**Figure 7.17.** Modèle de dégradation de Poulos calé sur les pieux de GOPAL et Loon-Plage (Delimi, 2013)

Les deux approches permettent de rendre compte de la chute de capacité en frottement des pieux et de restituer des ordres de grandeur du nombre de cycles à la rupture. L'exemple du pieu R5 est montré sur la figure 7.18.



**Figure 7.18.** Pieu R5 GOPAL- Dégradation de la capacité portante en fonction des cycles dans les simulations SCARP (Delimi, 2013)

Par contre, les distributions de frottement le long des pieux sont fondamentalement différentes : l'approche de Matlock et Foo concentre la dégradation sur le haut du pieu, alors

que l'approche de Poulos suppose cette dégradation plus progressive (Figures 7.19. et 7.20.). L'absence de mesure de la distribution du frottement sur les pieux ne permet malheureusement pas de se prononcer sur la validité respective des hypothèses.

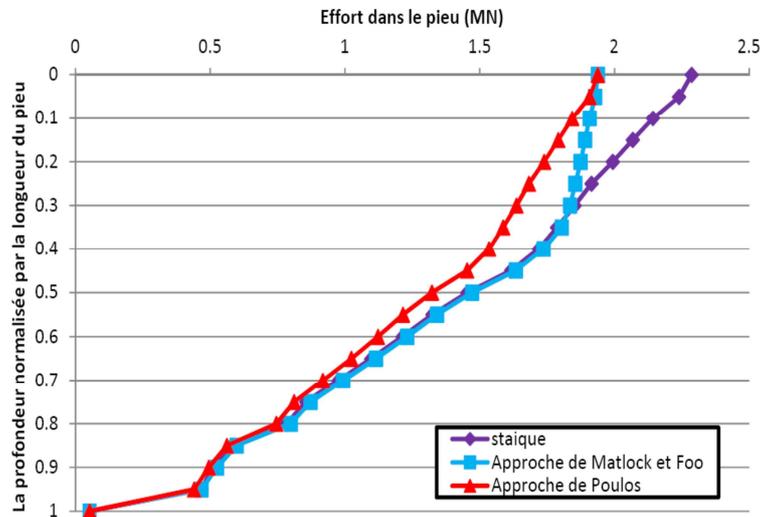


Figure 7.19. Simulations SCARP -Distributions des efforts dans le pieu R5 GOPAL avant et après l'essai cyclique CY2 (Delimi, 2013)

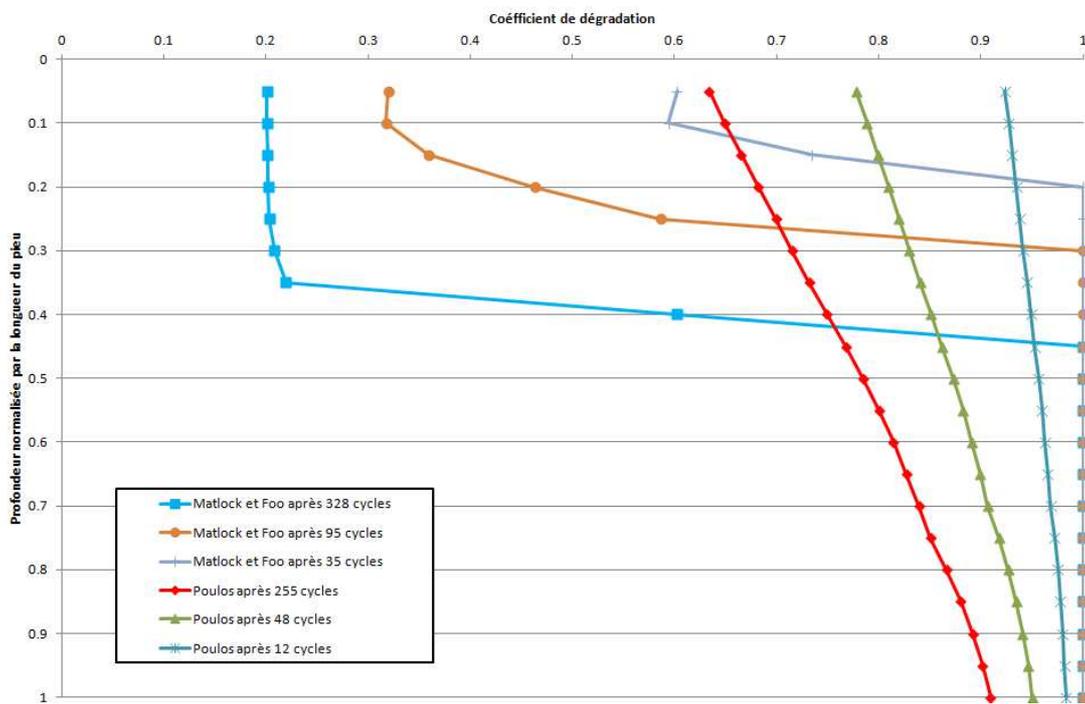


Figure 7.20. Simulations SCARP -Dégradation du frottement le long du pieu R5 GOPAL (Delimi, 2013)

La dernière étape a consisté à déterminer les paramètres  $m$  et  $n$  de la loi de Diyaljee and Raymond donnant accès au déplacement permanent.

Il est apparu que la valeur  $n = 7.6$  proposée par Poulos était bien adaptée. Les valeurs de  $m$  sont fonctions du type de pieu et de la sévérité du chargement au travers du type de réponse du pieu, à savoir :

- pieux stables pour lesquels le chargement cyclique n'est pas susceptible de conduire à la rupture, ou,
- pieux instables ou métastables pour lesquels le chargement appliqué a conduit ou aurait pu conduire à la rupture sous un nombre de cycles relativement limité (quelques centaines).

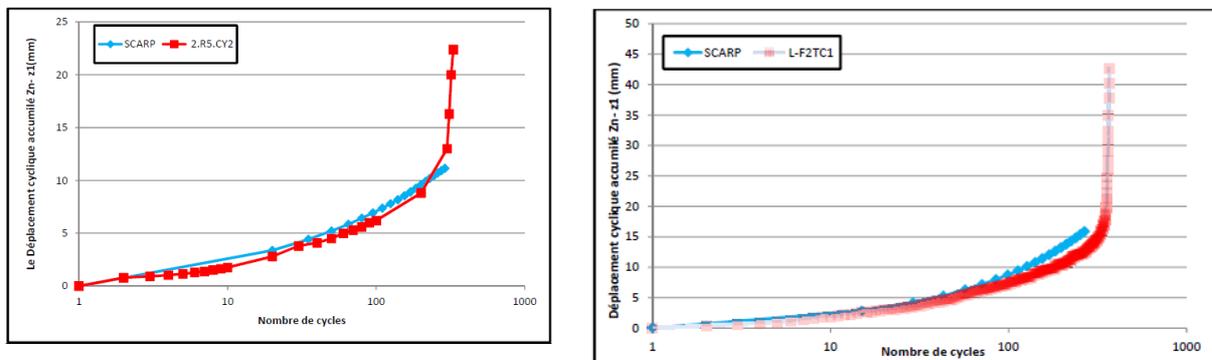
Pieux stables, battus :  $0.10 < m < 0.15$

Pieux instables ou métastables, battus :  $0.30 < m < 0.40$

Pieu foré (instable) :  $m = 0.6$

Ces valeurs sont à comparer à la valeur  $m = 0,245$  indiquée dans le manuel SCARP pour des sables siliceux de densité relative égale à 67%. A noter que les valeurs de  $m$  et  $n$  proposées pour les sables carbonatés sont sensiblement différentes.

La figure 7.21. présente deux exemples de comparaisons entre déplacements cycliques calculés et mesurés en fonction du nombre de cycles.



**Figure 7.21.** Simulations SCARP – Comparaisons entre déplacements permanents mesurés et calculés en tête des pieux R5 GOPAL et F2 Loon-Plage (Delimi, 2013)

## 7. L' APPROCHE SOLCYP

### 7.1. Modélisation des résultats de cisaillement direct sol-structure

L'approche SOLCYP est pragmatique et privilégie le trait essentiel des observations relatives aux essais de cisaillement direct sol-structure CNS (à rigidité normale imposée constante) : la dégradation cyclique résulte essentiellement de la chute progressive de contrainte normale au cours des cycles.

#### 7.1.1. Chute de contrainte normale résultant de $N$ cycles

Pour les pieux sous effort axial cyclique, la « dégradation cyclique » réfère à une diminution progressive du frottement latéral. La cause identifiée est clairement la chute de contrainte normale effective agissant du sol sur le fût, qui a été simulée en laboratoire par des essais de cisaillement direct sol structure CNS cycliques (Pra-ai, 2013), ou par des essais de cisaillement simple cycliques (DSS) à volume constant (Jardine et al., 2005 ; Dano, 2015). Pour être utilisés par les praticiens, ces résultats doivent être formulés analytiquement.

La méthode ABC de Jardine et al (2005) à partir des essais DSS à volume constant fournit une évaluation de la chute de contrainte normale effective rapportée à la contrainte normale effective initiale :

$$\frac{\Delta\sigma'_{r,cyclic}}{\sigma'_{r0}} = A \left( B + \frac{\tau_{cy}}{\tau_{max,stat}} \right) N^C \quad (7.8)$$

avec :

$\tau_{cy} / \tau_{max,stat}$  : amplitude cyclique de la contrainte de cisaillement normalisée

$N$  : nombre de cycles

$A, B, C$  : coefficients à calibrer à partir des essais de laboratoire : DSS cycliques, ou triaxiaux, à volume constant (non-drainés).

On constate que la chute ainsi formulée dépend de l'amplitude cyclique, mais est indépendante de la contrainte cyclique moyenne. Cette chute de contrainte normale effective pourrait être surévaluée dans la mesure où la condition de volume constant réfère à une rigidité normale infinie. Cette surestimation pourrait être d'autant plus grande que le rayon du pieu est élevé, compte tenu de l'expression de la rigidité normale :

$$k_n = \frac{2G}{R} \quad (7.9)$$

Avec :  $G$  module de cisaillement du sol et  $R$  rayon du pieu.

Dans le contexte SOLCYP, la formulation proposée (Pittos, 2014) de la chute de contrainte normale effective cyclique moyenne  $\Delta\sigma'_{n\ cm}$  prend en compte la valeur de la rigidité normale, à partir des essais de cisaillement direct cyclique sable de Fontainebleau/plaque rugueuse (Pra-ai, 2013). Ces essais ont exploré les influences de l'indice de densité initiale du sable ( $I_{D0}$ ), du niveau initial de contrainte normale effective ( $\sigma'_{n\ cm0}$ ), du cisaillement cyclique moyen ( $\tau_{cm}$ ), de l'amplitude des cycles en termes de cisaillement ( $\Delta\tau$ ), et de la rigidité normale imposée ( $k_n$ ), pour finalement aboutir à :

$$\frac{\Delta\sigma'_{n\ cm}}{\sigma'_{n\ cm0}} = f(N, I_{D0}, \sigma'_{n\ cm0}, \eta_{cm}, \Delta\eta, k_n) \quad (7.10)$$

avec :

$$\eta_{cm} = \frac{\tau_{cm}}{\sigma'_{n\ cm0}}, \text{ cisaillement cyclique moyen normalisé par la contrainte normale } \sigma'_{n\ cm0}$$

$$\Delta\eta = \frac{\Delta\tau}{\sigma'_{n\ cm0}}, \text{ amplitude cyclique normalisée par la contrainte normale } \sigma'_{n\ cm0}$$

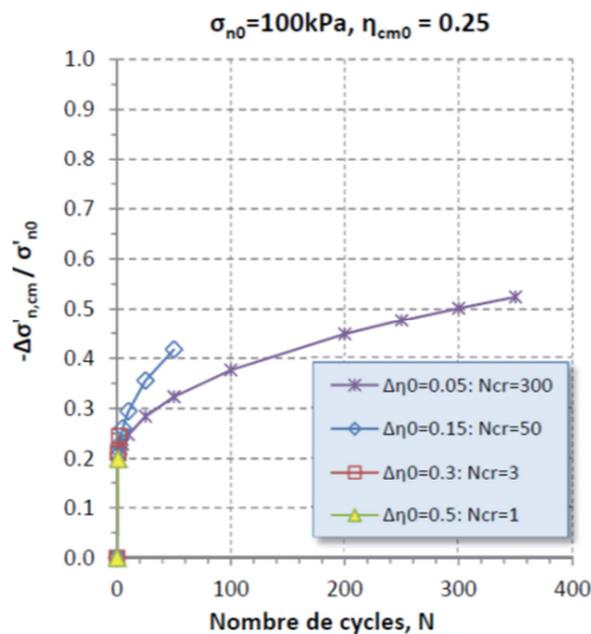
### 7.1.2. Principes de la formulation analytique de la chute de contrainte normale issue des essais de cisaillement direct sol-structure

L'objectif poursuivi dans SOLCYP n'a pas été de construire une loi d'interface au sens classique du terme. On s'est prioritairement intéressé aux relations entre contrainte normale et déplacement relatif normal. A partir des essais de cisaillement direct sol-structure établis, c'est l'interpolation qui a prévalu (Pittos, 2013). Les essais CNL et les essais CNS ont tous eu leur utilité. En observant, pour une densité relative initiale, pour un niveau de contrainte normale cyclique moyenne initiale, un cisaillement cyclique moyen initial et une amplitude cyclique donnés, le déplacement relatif normal correspondant aux niveaux de rigidité normale disponibles, on a mis en rapport l'évolution du déplacement relatif normal et celle de la contrainte normale cyclique moyenne. Ceci a permis de généraliser la chute de contrainte normale cyclique moyenne pour toute rigidité normale donnée. Le même genre d'interpolation a ensuite été pratiqué pour approcher tous les cisaillements cycliques moyens, puis toutes les amplitudes cycliques. Enfin, la dernière interpolation a concerné les densités relatives.

On notera que les essais ont concerné des niveaux relativement modestes d'amplitude cyclique (Chapitre 4, Annexe A4-1).

### 7.1.3. Trois abaques types

On présente trois abaques résultant de la formulation analytique et montrant l'influence des divers paramètres, dont le cisaillement cyclique moyen et la rigidité normale. Les abaques complets sont donnés en Annexe A7-1 du présent Chapitre. Le nombre de cycles critique  $N_{cr}$  indique le stade où l'état critique est atteint dans l'interface, permettant l'initiation des très grands déplacements relatifs tangentiels (la rupture). Sur ce premier exemple, on constate l'influence croissante de l'amplitude cyclique. Le premier (Figure 7.22.) et le second abaque (Figure 7.23.) sont relatifs à une rigidité normale de 1000 kPa/mm.



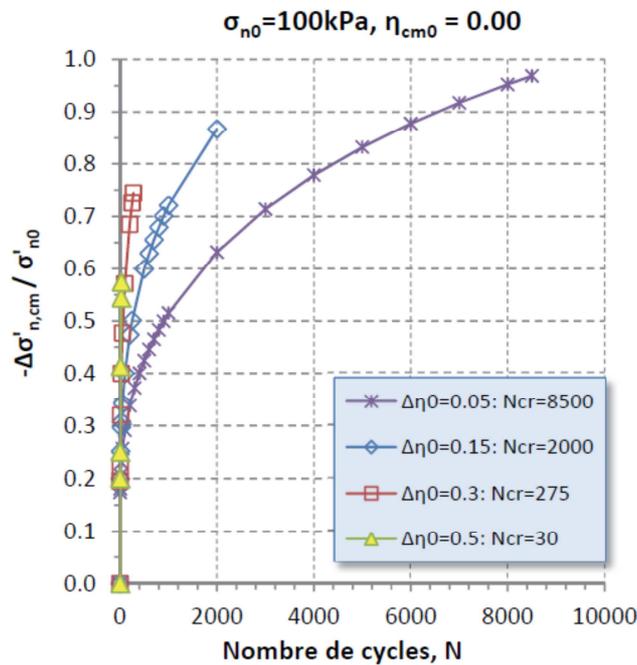
**Figure 7.22.** Cisaillement direct cyclique CNS sable de Fontainebleau/plaque rugueuse à densité relative moyenne ( $I_{D0} = 0.6$ ). Abaque de formulation de la chute de contrainte normale cyclique moyenne effective  $\Delta\sigma_{n,cm}$  en fonction du nombre de cycles, pour une contrainte normale cyclique moyenne effective initiale  $\sigma'_{n0} = 100 \text{ kPa}$ , un cisaillement cyclique moyen réduit  $\eta_{cm0} = 0.25$ , une rigidité normale  $k_n = 1000 \text{ kPa/mm}$ , et pour diverses amplitudes initiales réduites de cisaillement  $\Delta\eta_0$

Dans le premier cas (Figure 7.22.), il s'agit de cycles de faible amplitude, et de cisaillement cyclique moyen intermédiaire. Au contraire, dans le second cas (Figure 7.23.), les cycles restent de même amplitude, tandis que le cisaillement cyclique moyen est nul (cycles symétriques).

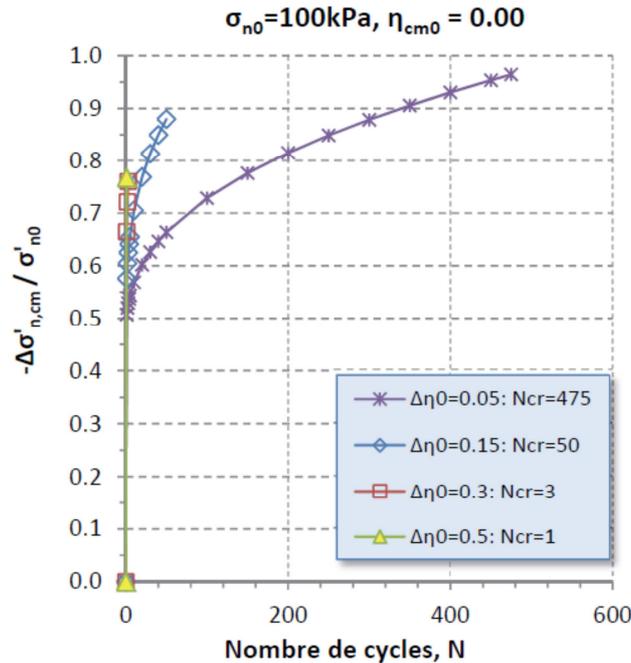
Il est intéressant de comparer les figures 7.22. et 7.23., qui concernent les mêmes paramètres, sauf le cisaillement cyclique moyen réduit  $\eta_{cm0}$  égal à 0,25 (Figure 7.22.) et à zéro (Figure

7.23.). Pour la même amplitude cyclique réduite (ici  $\Delta\eta_0 = 0.05$ ), l'effet du cisaillement cyclique moyen est évident (pour  $\eta_{cm0} = 0.25$ ,  $N_{cr} = 360$  cycles, tandis que pour  $\eta_{cm0} = 0$ ,  $N_{cr} = 8500$  cycles).

Le troisième abaque (Figure 7.24.) est à comparer au second (Figure 7.23.). La seule différence entre les deux est la rigidité normale (respectivement 1000 kPa/mm, et 5000 kPa/mm). La comparaison de  $N_{cr}$  des 2 abaques est édifiante. Pour la même amplitude cyclique réduite (ici  $\Delta\eta_0 = 0.05$ ), et le même cisaillement cyclique moyen (ici  $\eta_{cm0} = 0$ ),  $N_{cr} = 8500$  cycles pour la rigidité faible (1000 kPa/mm), tandis que  $N_{cr} = 475$  cycles pour la rigidité élevée (5000 kPa/mm).



**Figure 7.23.** Cisaillement direct cyclique CNS sable de Fontainebleau/plaque rugueuse à densité relative moyenne ( $I_{D0} = 0.6$ ). Abaque de formulation de la chute de contrainte normale cyclique moyenne effective  $\Delta\sigma_{n,cm}$  en fonction du nombre de cycles, pour une contrainte normale cyclique moyenne effective initiale  $\sigma'_{n0} = 100\text{kPa}$ , un cisaillement cyclique moyen réduit  $\eta_{cm0} = 0$ , une rigidité normale  $k_n = 1000\text{ kPa/mm}$ , et pour diverses amplitudes initiales réduites de cisaillement  $\Delta\eta_0$ .



**Figure 7.24.** Cisaillement direct cyclique CNS sable de Fontainebleau/plaque rugueuse à densité relative moyenne ( $I_{D0} = 0.6$ ). Abaque de formulation de la chute de contrainte normale cyclique moyenne effective  $\Delta\sigma'_{n,cm}$  en fonction du nombre de cycles, pour une contrainte normale cyclique moyenne effective initiale  $\sigma'_{n0} = 100 \text{ kPa}$ , un cisaillement cyclique moyen réduit  $\eta_{cm0} = 0$ , une rigidité normale  $k_n = 5000 \text{ kPa/mm}$ , et pour diverses amplitudes initiales réduites de cisaillement  $\Delta\eta_0$ .

#### 7.1.4. Prise en compte de la rigidité locale du sol

On sait que dans la majorité des sols, le module varie en fonction puissance  $n$  ( $0,5 < n < 1$ ) de la contrainte moyenne ( $\sigma'_m$ ), et/ou de la densité (loi de Kondner) :

$$G \approx G_{ref} \left( \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m,ref}} \right)^n \quad (7.11)$$

Au contact du pieu, on connaît ou on estime, par ces formulations analytiques, la contrainte normale et la contrainte de cisaillement locales. Bien sûr, on ne connaît pas les autres contraintes locales (verticale et orthoradiale), ce qui nécessitera encore quelques hypothèses pour évaluer l'ordre de grandeur de  $\sigma'_m$ .

Si le calcul structural du pieu est conduit avec la méthode des éléments finis ou celle des différences finies, avec une loi de comportement non linéaire classique (module fonction de la contrainte moyenne effective), la variation de module sera automatique.

Si l'on procède avec la méthode des courbes t-z, une hypothèse est sans doute à faire pour imaginer l'évolution associée de ces deux contraintes, comme dans une décharge pressiométrique par exemple.

### 7.1.5. Enchaînement de plusieurs séries de cycles de caractéristiques différentes

La question se pose de la modélisation de l'effet, en termes de chute de contrainte normale pour l'introduction dans les calculs structuraux, de plusieurs séries successives de cycles de caractéristiques différentes (niveau cyclique moyen et amplitude). Pour ce faire, on doit décider d'une variable de mémoire, résumant l'effet des séries de cycles antérieures. Le déplacement relatif normal cyclique moyen ( $[u]_{cm}$ ) au niveau de l'interface, étroitement lié avec la densité d'interface, a été choisi comme paramètre de mémoire. La procédure à appliquer est décrite ci-après à titre d'exemple (Pra-ai, 2013).

Soit une première série de  $N_1$  cycles, à partir d'un indice initial de densité ( $I_{D0}$ ), d'une contrainte normale cyclique moyenne ( $\sigma'_{n\ cm0}$ ), avec un cisaillement cyclique moyen ( $\tau_{cm1}$ ), et une amplitude des cycles en termes de cisaillement ( $\Delta\tau_1$ ), la rigidité normale imposée ( $k_n$ ) étant déterminée par ailleurs. Le résultat de cette première série, en termes de chute de contrainte normale cyclique moyenne, soit  $\Delta\sigma'_{n\ cm1}$ , est accessible grâce aux abaques présentés ici, au prix d'une éventuelle interpolation. Un autre résultat capital est le déplacement relatif normal cyclique moyen résultant ( $[u]_{cm1}$ ), puisque la variation de contrainte normale et le déplacement relatif normal sont liés (chap. 4, §2.2) par :

$$\frac{\Delta\sigma'_{n\ cm}}{\Delta[u]_{cm}} = k_n \quad (7.12)$$

Le traitement de la seconde série ( $N_2$  cycles, cisaillement cyclique moyen  $\tau_{cm2}$ , amplitude cyclique  $\Delta\tau_2$ ) s'appuie sur les abaques, de paramètres initiaux  $I_{D0}$ ,  $\sigma'_{n\ cm0}$  (interpolations requises pour tous les paramètres). On cherche d'abord, par itérations, quel nombre de cycles équivalents ( $N_{2;0}$ ) de la seconde espèce aurait produit le déplacement relatif normal  $[u]_{cm1}$ , ce qui correspond, en terme de chute de contrainte normale cyclique moyenne, à  $\Delta\sigma'_{n\ cm2;0}$ . Le résultat final de cette seconde série de cycles, ajoutée à la première, est alors, sur l'abaque précédent, l'effet de  $(N_{2;0} + N_2)$  cycles de la seconde espèce, soit  $\Delta\sigma'_{n\ cm2}$  et  $[u]_{cm2}$ .

Cette approche comporte une approximation acceptable, dans la mesure où  $\Delta\sigma'_{n\text{ cm}1}$  (résultant de  $N_1$  cycles de la première espèce) peut différer de  $\Delta\sigma'_{n\text{ cm}2\ 0}$  (résultant de  $N_{2;0}$  cycles de la seconde espèce).

## 7.2. Modélisation du pieu par la méthode t-zc

### 7.2.1. Présentation de la loi t-zc utilisée

Une des méthodes développées dans le cadre du Projet SOLCYP est basée sur la méthode des courbes de transfert. Les calculs sont menés cycle à cycle ce qui implique de décrire la mobilisation du frottement axial pour des chemins de contrainte en chargement et en déchargement. La loi TZC utilisée traduit le fait que la rigidité de cisaillement de l'interface sol-pieu (c'est-à-dire la zone de sol autour du pieu où se concentre le frottement) diminue à mesure que la contrainte de cisaillement se rapproche de sa limite, c'est-à-dire du frottement axial limite  $q_s$ . L'équation utilisée est la suivante :

$$\frac{d\tau}{du_t} = \frac{q_s - \tau}{\lambda_s} \quad (7.13)$$

Cette équation permet de formuler la loi t-zc pour des chargements monotones :

$$\tau(u_t) = q_s (1 - e^{-u_t/\lambda_s}) \quad (7.14)$$

Cette loi t-zc peut être calibrée à partir de données pressiométriques.

Pour modéliser des cycles, il est nécessaire de décrire le comportement du sol lorsque la contrainte de cisaillement subit des inversions. Le principe est décrit par l'équation suivante :

$$\tau(u_t) = q_{s;i} + A(-1)^{n_{\text{cyl}}+1} q_s \left( 1 - e^{-R \left| \frac{u_t - u_{i-1}}{\lambda_s} \right|} \right) \quad (7.15)$$

Les paramètres auxiliaires A et R sont définis de la manière suivante :

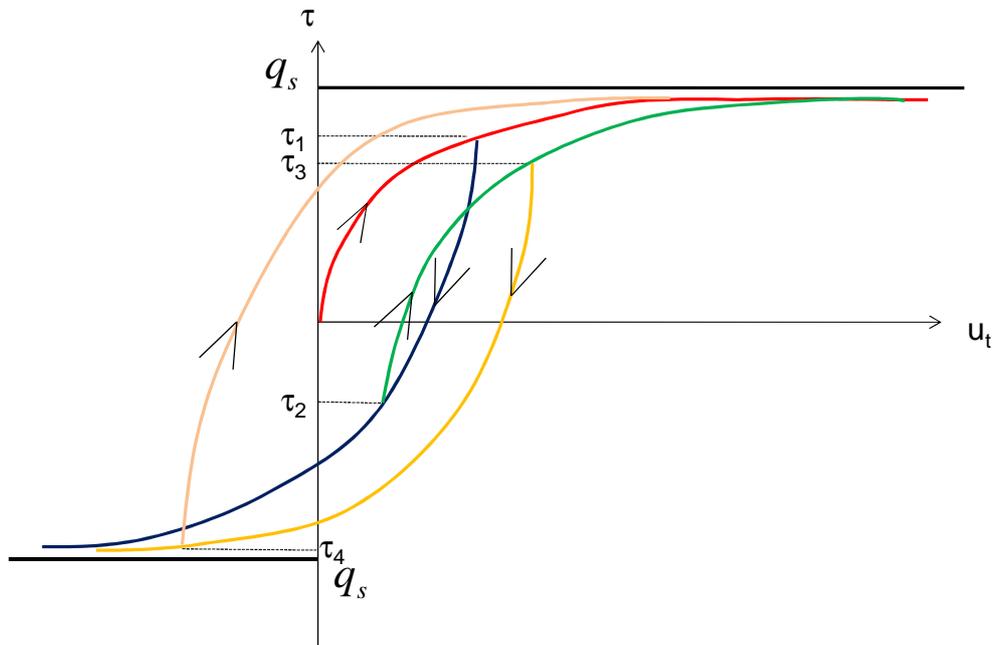
- le paramètre A contrôle l'augmentation de la raideur de l'interface sol-pieu lors des déchargements. Cette augmentation est d'autant plus importante que le déchargement est réalisé à un niveau de chargement élevé ;
- le paramètre R gère l'augmentation de la raideur de l'interface sol-pieu à chaque inversion de cycle. Il comprend les paramètres  $\rho$  et  $\xi$  qui permettent de gérer l'éventuelle augmentation de raideur avec les cycles.

$$A = abs \left| \frac{q_{s;i} - (-1)^{(n_{\text{cyl}}+1)} q_s}{q_s} \right| \quad (7.16)$$

$$R = e^{-(n_{\text{cyl}} - 1)\xi} + \rho(1 - e^{-(n_{\text{cyl}} - 1)\xi}) \quad (7.17)$$

L'influence de la variation de la raideur n'a pas été traitée explicitement dans le projet SOLCYP. Des études paramétriques sont proposées par la suite pour rendre compte de l'influence de ce paramètre.

La figure 7.25. montre qualitativement la forme des courbes t-z utilisées.



**Figure 7.25.** Principe de construction des courbes TZC

Le terme  $q_s$  peut subir des variations lors des cycles de chargement et de déchargement. Deux méthodes ont été utilisées pour gérer les variations du frottement axial limite : d'une part la méthode ABC et d'autre part la méthode Pra-ai & Pittos.

Le calcul est réalisé selon la procédure suivante :

- étape 1 : calcul d'une phase de charge et d'une phase de décharge ;
- étape 2 : à chaque profondeur, en fonction du chemin de contraintes parcouru, calcul des nouvelles valeurs de  $q_s$  utilisées sur le nombre de cycles définis ;
- étape 3 : au bout de nombre de cycles définis, à chaque profondeur, en fonction du chemin de contraintes parcouru sur le dernier cycle, calcul des nouvelles valeurs de  $q_s$  utilisées sur le nombre de cycles définis.

L'étape 3 est répétée jusqu'à la fin du calcul.

### 7.2.2. Mise en œuvre de la méthode A, B, C.

Avec cette méthode, la variation du frottement axial est liée à la variation de la contrainte radiale à l'interface sol-pieu au cours du chargement cyclique. La méthode ABC propose l'équation (8.13) pour calculer la variation de la contrainte radiale effective  $\Delta\sigma'_{\text{cyclic}}$ . Dans cette équation,  $\Delta\sigma'_{\text{cyclic}}$  est exprimée en fonction de la contrainte radiale effective  $\sigma'_{r0}$  à l'interface sol-pieu avant le chargement cyclique, l'amplitude de cisaillement imposée  $\tau_{\text{cy}}$ , le frottement axial limite  $q_{\text{smax}}$ , du nombre de cycles  $N$  et de trois paramètres A, B et C. Ces trois paramètres ont été déterminés sur la base d'essais de cisaillement simple et restent fixes pour toutes les sections du pieu :

$$\frac{\Delta\sigma'_{\text{cyclic}}}{\sigma'_{r0}} = A\left(\frac{\tau_{\text{cy}}}{q_{\text{smax}}} + B\right)N^C \quad (7.18)$$

Le modèle TZC fournit l'équation de mobilisation du frottement axial  $q_s$  en fonction du déplacement vertical du tronçon de pieu  $w_z$ . Dans cette équation, le paramètre  $\Delta q_s$  traduisant la variation du frottement axial, intervient. Afin de calculer sa valeur, l'équation (7.18) est utilisée. En effet, le terme  $\Delta q_s$  est égal au produit de la variation de la contrainte radiale effective  $\Delta\sigma'_{\text{cyclic}}$  par  $\tan(\delta)$  avec  $\delta$  l'angle de frottement sol-structure. L'équation (7.18) devient l'équation (7.19). Dans cette équation, le terme  $q_{\text{smax}0}$  est le frottement axial limite initial avant le chargement cyclique, tandis que  $q_{\text{smax}}$  est le frottement axial limite actualisé.

$$\frac{\Delta q_s}{q_{\text{smax}0}} = A\left(\frac{\tau_{\text{cy}}}{q_{\text{smax}}} + B\right)N^C \quad (7.19)$$

Les différentes étapes d'actualisation du frottement axial limite sont :

- 1- Définir les caractéristiques du chargement ( $Q_m$ ,  $Q_{\text{cyc}}$ ,  $N_{\text{tot}}$ ), les propriétés du sol (type de sol,  $q_{\text{smax}0}$ ) et du pieu ( $L$ ,  $B$ ,  $P$ ,  $Q_{\text{uc}}$ ,  $Q_{\text{ut}}$ ).
- 2- Faire un premier cycle pour estimer les amplitudes de cisaillement  $\tau_{\text{cyc}1}$  dans chaque couche. Ces valeurs  $\tau_{\text{cyc}1}$  permettent de calculer la valeur actualisée  $q_{\text{smax}1}$  pour les dix prochains cycles selon les équations suivantes :

$$\left(\frac{\Delta q_s}{q_{\text{smax}0}}\right)_1 = A\left(B + \frac{\tau_{\text{cyc}1}}{q_{\text{smax}0}}\right)(N_s)^C \quad (7.20)$$

$$q_{\text{smax}1} = q_{\text{smax}0} \left(1 + \left(\frac{\Delta q_s}{q_{\text{smax}0}}\right)_1\right) \quad (7.21)$$

L'évolution du rapport  $\Delta q_s/q_{\text{smax}0}$  en fonction du nombre de cycles  $N$  est tracée sur la Figure 7-26. Dans ce cas,  $N_s$  est égal à 10.

- 3- Au bout de 10 cycles, la valeur  $q_{\text{smax}1}$  doit être actualisée à partir de la valeur  $\tau_{\text{cyc}2}$  calculé sur le dernier cycle. Il est nécessaire de définir un nombre de cycle équivalent tel que :

$$\left(\frac{\Delta q_s}{q_{s \max 0}}\right)_1 = A\left(B + \frac{\tau_{\text{cyc}1}}{q_{s \max 0}}\right)(N_s)^C = A\left(B + \frac{\tau_{\text{cyc}2}}{q_{s \max 1}}\right)(N_{\acute{e}q2})^C \quad (7.22)$$

$$N_{\acute{e}q2} = N_s \left( \frac{B + \frac{\tau_{\text{cyc}1}}{q_{s \max 0}}}{B + \frac{\tau_{\text{cyc}2}}{q_{s \max 1}}} \right)^{1/C} \quad (N_{\acute{e}q1} = 0) \quad (7.23)$$

Une nouvelle valeur  $q_{s \max 2}$  est alors calculée :

$$\left(\frac{\Delta q_s}{q_{s \max 0}}\right)_2 = A\left(B + \frac{\tau_{\text{cyc}2}}{q_{s \max 1}}\right)(N_{\acute{e}q2} + N_s)^C \quad (7.24)$$

$$q_{s \max 2} = q_{s \max 0} \left(1 + \left(\frac{\Delta q_s}{q_{s \max 0}}\right)_2\right) \quad (7.25)$$

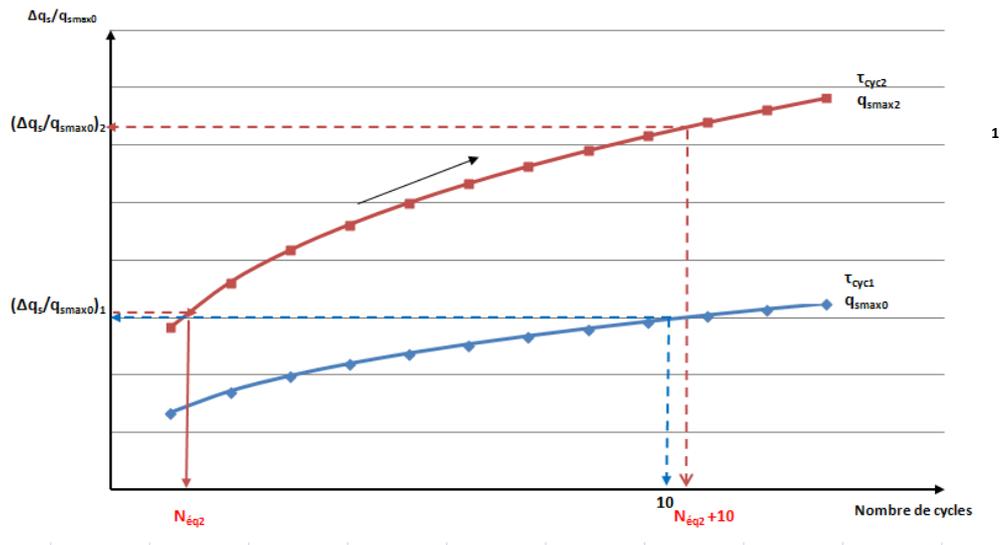
4- L'étape 3 est répétée pour calculer la nouvelle  $q_{s \max 3}$  :

$$N_{\acute{e}q3} = (N_{\acute{e}q2} + N_s) * \left( \frac{B + \frac{\tau_{\text{cyc}2}}{q_{s \max 2}}}{B + \frac{\tau_{\text{cyc}3}}{q_{s \max 3}}} \right)^{1/C} \quad (7.26)$$

Une nouvelle valeur  $q_{s \max 3}$  est alors calculée :

$$\left(\frac{\Delta q_s}{q_{s \max 0}}\right)_3 = A\left(B + \frac{\tau_{\text{cyc}3}}{q_{s \max 2}}\right)(N_{\acute{e}q3} + N_s)^C \quad (7.27)$$

$$q_{s \max 3} = q_{s \max 0} \left(1 + \left(\frac{\Delta q_s}{q_{s \max 0}}\right)_3\right) \quad (7.28)$$



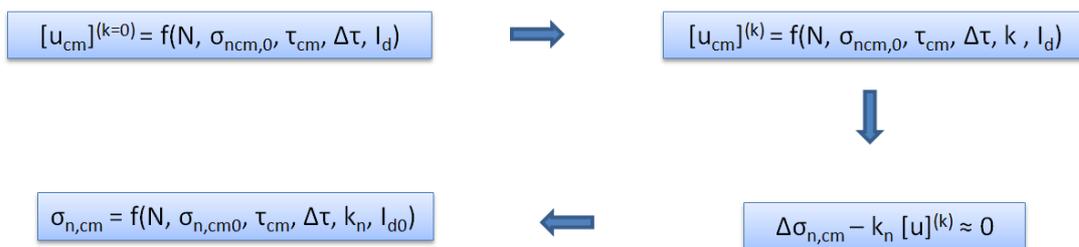
**Figure 7.26.** Evolution du taux de dégradation en fonction du nombre des cycles pour différentes valeurs d'amplitudes de cisaillement et de frottements axiaux limites

### 7.2.3. Mise en œuvre de la méthode Pittos

Cette méthode se base sur l'exploitation de données d'essais à la boîte de cisaillement à rigidité normale imposée (CNS) et à contrainte normale imposée (CNL). Elle a pour objectif de relier la variation de contrainte normale  $\Delta\sigma'_n$  aux paramètres suivants :

- le nombre de cycles  $N$  ;
- la contrainte radiale initiale  $\sigma'_{n0}$  ;
- la contrainte de cisaillement initiale  $\tau_{cm0}$  ;
- l'amplitude de cisaillement  $\Delta\tau$  ;
- la rigidité normale imposée  $K_n$  ;
- la densité relative du sol  $I_d$ .

La figure 7.27. précise les liens entre ces différents paramètres.



**Figure 7.27.** Liens entre les différents paramètres de la méthode Pittos

Le modèle TZC est toujours utilisé pour l'équation de mobilisation du frottement axial  $q_s$  en fonction du déplacement vertical du tronçon de pieu  $u_t$ . Le paramètre  $\Delta q_s$  traduisant la variation du frottement axial est calculé selon les principes établis sur la figure précédente.

Les différentes étapes d'actualisation du frottement axial limite sont :

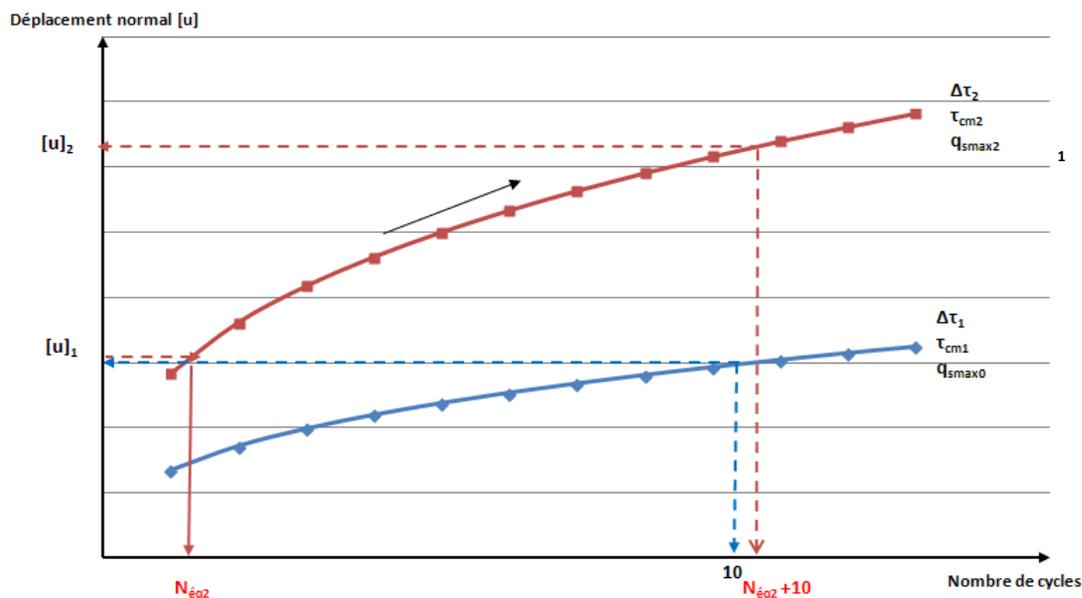
- 1- Définir les caractéristiques du chargement ( $Q_m$ ,  $Q_{cyc}$ ,  $N_{tot}$ ), les caractéristiques du pieu ( $L$ ,  $B$ ,  $E_p$ ,  $Q_{uc}$ ,  $Q_{ut}$ ) et les propriétés du sol (type de sol,  $q_{smax0}$ ,  $\sigma_{n0}$ ,  $I_d$ ,  $K_n$ ).
- 2- Faire un premier cycle pour estimer l'amplitude de frottement axial mobilisé pour chaque couche  $\Delta\tau_1$  et le frottement axial moyen mobilisé  $\tau_{cm1}$ . Pour chaque tronçon de pieu, le déplacement normal  $[u]_1$  et la variation de contrainte radiale  $\Delta\sigma_{n1}$  sont calculés. Le paramètre  $\Delta q_s$  est ensuite calculé selon cette équation :

$$\Delta q_s = \tan(\delta) * \Delta\sigma_{n1} \quad (7.29)$$

$$q_{s\ max\ 1} = q_{s\ max\ 0} + \Delta q_s = \tan(\delta) * (\sigma_{n0} + \Delta\sigma_{n1}) \quad (7.30)$$

La figure 7.28. montre l'évolution du déplacement normal  $[u]$  en fonction du nombre de cycles pour des paramètres d'entrée donnés.

- 3- Au bout de 10 cycles, actualiser la valeur  $q_{smax1}$  à partir des nouvelles valeurs  $\Delta\tau_2$  et  $\tau_{cm2}$ . Un nombre de cycles équivalents  $N_{eq2}$  doit calculé de manière à obtenir le même déplacement normal  $[u]_1$  sur les courbes définies par  $\Delta\tau_2$  et  $\tau_{cm2}$ ,  $q_{smax1}$  d'une part et  $\Delta\tau_1$  et  $\tau_{cm1}$ ,  $q_{smax0}$  d'autre part.
- 4- Répéter l'étape 3 pour calculer la nouvelle  $q_{smax3}$  :



**Figure 7.28.** Variation du déplacement normal  $u_n$  en fonction du nombre des cycles pour différentes valeurs d'amplitudes de cisaillement et de frottements axiaux limites

## 8. APPROCHES PAR ELEMENTS FINIS

### 8.1. Approches implicites et explicites

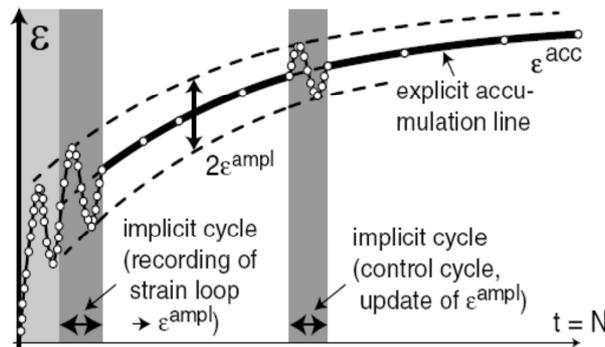
La simulation du comportement sous chargements cycliques des fondations en général et des pieux peut être envisagée par la méthode des éléments finis (MEF). La prise en compte de l'accumulation des déformations ou des pressions interstitielles peut être abordée par le biais de deux méthodes que l'on désignera en accord avec Wichtman (2005) par méthodes « implicites » et « explicites ».

Les méthodes sont qualifiées d'implicites lorsque chaque cycle est calculé à l'aide d'un modèle constitutif et itéré sur un grand nombre d'incrément de déformation. On peut classer dans cette catégorie les modèles élasto-plastiques (e.g. Prevost, 1977; Mroz et al, 1978; Chaboche 1994), les modèles endochroniques (e.g. Valanis and Lee, 1984) ou les modèles hypoplastiques (e.g. Gudehus, 1996 or Niemunis and Herle, 1997). Dans le cadre du projet SOLCYP, Papon (2010) a exploré l'apport des modèles constitutifs à surface limite et surface de charge emboîtée (Dafalias and Herman, 1982) et des modèles à multiples surfaces de charges à écrouissage cinématique dits modèles à bulles (Al Tabbaa, 1987; Grammatikopoulou, 2004). Bagigli (2011) a montré l'importance de la prise en compte de l'état interne des matériaux granulaires sur la réponse cyclique des éléments de sol et des interfaces. Une conclusion commune à tous les modèles est que la procédure explicite s'avère difficilement applicable au-delà d'un certain nombre de cycles (disons une cinquantaine) dans la mesure où d'une part les temps et coûts de calcul deviennent élevés, et d'autre part les erreurs de modèles et d'algorithmes ne sont plus maîtrisables. Elle est de fait encore limitée au seul domaine académique.

Les méthodes explicites ou hybrides s'avèrent d'une utilisation plus accessible pour simuler l'effet d'un nombre de cycles important. L'accumulation des déformations permanentes est traitée comme un problème de fluage sous charge constante. Les déformations sont calculées par des algorithmes externes et injectées dans le calcul à des étapes particulières. Wichtman (2005) propose une revue des modèles explicites (e.g. Diyaljee and Raymond, 1982 ; Boukovalas et al, 1984; Kaggawa et al, 1991 ; Gotschol, 2002)

Papon (2010) et Cao (2012) ont abordé la problématique du grand nombre de cycles en explorant respectivement la technique des « sauts de cycles » et la technique d'« homogénéisation temporelle ».

Wichtman, Niemunis and Triantafyllidis (2004) ont développé une procédure qui combine des séquences implicites illustrées sur la Figure 7.29.



**Figure 7.29.** Principe de la procédure mixte de Wichtman et al, 2004 pour le calcul des pieux sous chargements cycliques.

La procédure est la suivante:

- Le premier cycle (irrégulier) et le second cycle (régulier) de chaque séquence de chargement homogène sont calculés par le modèle constitutif.
- L'accumulation des déformations à partir du deuxième cycle est calculée au moyen d'une loi d'accumulation simplifiée qui suppose des amplitudes de déformation constantes
- Le calcul est interrompu après un nombre de cycles prédéfini et l'amplitude de déformation est mise à jour par un cycle de contrôle utilisant le modèle constitutif.

Wichtman (2005) a appliqué cette approche pour modéliser la réponse cyclique d'éléments de sols granulaires en combinant un modèle constitutive hypoplastique et une loi d'accumulation basée sur des essais de laboratoire.

Le NGI a mis au point une procédure hybride à partir du concept d'isocontours de déformations (Andersen, 2009). La méthode consiste à supposer que la contrainte cyclique normalisée  $\tau_{cy}/\tau_{max}$  varie proportionnellement à la charge normalisée appliquée à la fondation  $Q_{cy}/Q_{max}$ . Par application de la procédure d'accumulation des déformations ou alternativement

des pressions interstitielles (Andersen, 1976), on calcule le nombre de cycles équivalents de la vague maximale qui donne le même niveau de dommage que la tempête irrégulière réelle. On utilise alors les relations entre contraintes et déformations moyennes et cycliques fournies par les diagrammes contours. Ces relations sont injectées comme relations contraintes-déformations dans le programme éléments finis. Dans la version UDCAM, le calcul de l'accumulation du dommage est mis en oeuvre à chaque point d'intégration (Grimstad et al., 2013).

Les approches mentionnées ont reçu des applications industrielles pour simuler la réponse de plates-formes gravitaires (e.g. Andersen, 1991) ou de caissons à succion sous chargements VHM combinés (e.g. Andersen and Jostad, 1999 ; Andersen et al., 2005) et pour des monopiles sous chargement essentiellement de type HM (e.g. Grimstad et al., 2013, Abdel-Rahman and Achmus, 2005). Elles ne sont cependant pas adaptées au calcul des pieux sous chargement axial dans la mesure où la réponse y est conditionnée essentiellement par le comportement de l'interface et marginalement par celui du massif de sol. Les tentatives pour développer des éléments d'interface susceptibles de capturer la complexité des phénomènes d'interface (e.g. Cao, 2010 ; Bagigli, 2011) ne sont pas opérationnelles.

## **8.2. Approche SOLCYP**

### **8.2.1. Calcul de pieux réels chargés cycliquement, pour les projets de génie civil.**

Le calcul des pieux sous sollicitation cyclique mobilise les géotechniciens depuis de nombreuses années, que ce soit pour le transfert de charge, pour la capacité limite, et pour la relation charge-déplacement en tête. Les méthodes des courbes t-z et p-y ont la faveur des praticiens, en raison de leur simplicité. Le calcul pas à pas des cycles semble rédhitoire au vu du temps de calcul, mais aussi de la fiabilité des lois constitutives cycliques traitées pas à pas, au-delà de quelques cycles. Le pseudo-fluage cyclique (le nombre de cycles agit comme un temps fictif) s'impose pour traiter le grand nombre de cycles. Encore s'agit-il d'utiliser des lois constitutives, partielles ou complètes, représentatives du phénomène. Les variables cycliques moyennes sont tout naturellement les variables du pseudo-fluage cyclique.

Pour avoir quelques chances d'être représentatif, tout calcul doit impérativement modéliser les mécanismes essentiels intervenant dans le sol et à l'interface sol-pieu. L'interface sol-pieu

est le centre névralgique du transfert des contraintes entre le pieu et le sol. De plus, s'agissant de pieux sous chargement axial cyclique, la priorité doit être donnée à l'interface sol-pieu sachant que la diffusion des sur-contraintes dues au chargement du pieu s'opère en  $1/r$  à partir du fût,  $r$  étant la distance à l'axe du pieu. Par ailleurs, le sol contigu au pieu confine le pieu (et l'interface), et ce confinement se manifeste par la rigidité normale  $k_n$  du massif de sol, de l'ordre de  $k_n = \frac{2G}{R}$  ( $G$  module de cisaillement du sol, et  $R$  rayon du pieu).

Les chemins de cisaillement cycliques mobilisés le long du pieu sont à peu de chose près des chemins à rigidité normale imposée (CNS). Cette rigidité normale est généralement faible, de l'ordre de 1000 kPa/mm pour les pieux courants. Il apparaît dans les essais cycliques CNS effectués que ces chemins toujours contractants, conduisant à une diminution de contrainte normale agissant sur le pieu. Ainsi, la dégradation du frottement (souvent considérée à tort comme diminution du coefficient de frottement), correspond en fait à une réduction du niveau de contrainte normale.

### **8.2.2. Procédure de simulation de la chute de contrainte normale en éléments finis**

Il ne semble pas exister de technique de réduction de contrainte normale dans les interfaces dans les logiciels courants par éléments finis. L'utilisation d'éléments d'interface isovolumes est néanmoins pratique pour traduire les propriétés plastiques d'interface. Par ailleurs, un certain nombre de logiciels éléments finis offrent la possibilité d'imposer une variation locale de volume au sein des éléments de volume. On propose de mettre en œuvre cette option en l'appliquant à une fine couche d'éléments, qui seront qualifiés d'« éléments de contrôle » (EDC), situés au voisinage du fût du pieu et de l'interface sol-pieu.

Dans l'état actuel, la détermination de la valeur locale de la chute de contrainte normale sous l'effet des cycles nécessite un dialogue entre le logiciel éléments finis et le module spécialisé, désigné par CCN (comme chute de contrainte normale) calculant cette dégradation.

### **8.2.3. Méthodologie de modélisation en éléments finis du comportement d'un pieu sous chargement axial cyclique**

Le canevas minimum est le suivant :

- modélisation en axisymétrie, éléments de volume, et d'interface.
- pieu modélisé en éléments de volume, et sollicité par une force en tête.

- sol (sable) modélisé selon un certain nombre de couches horizontales (au minimum une dizaine).
- interfaces sol pieu le long du fût et en pointe.
- présence d'éléments de très faible épaisseur (EDC) jouxtant l'interface sol-pieu le long du fût.
- modèle constitutif élasto-plastique de Mohr Coulomb (presque) classique pour le sol. Les aspects cycliques ne sont pas pris en compte dans le sol lui-même. C'est un choix pragmatique, car vu la géométrie, le cisaillement décroît très rapidement dans la direction radiale à partir du fût (en  $1/r$ ), ce qui limite naturellement ces effets.
- poids volumique du sol réel ou adapté dans le cas d'un pieu centrifugé
- Module d'Young du sol adapté, linéaire par rapport à la profondeur et approximation selon les moindres carrés par rapport à la loi de Kondner ( $E = E_{ref} (\sigma_i / \sigma_{ref})^n$ ). Pour le sable de Fontainebleau par exemple,  $n = 0.7$ ,  $\sigma_{ref} = 100$  kPa,  $E_{ref} = 4500$  kPa et  $\sigma_i$  contrainte moyenne, en kPa, résultant des contraintes géostatiques,  $K_0 = 0.7$ .
- à un stade donné de la sollicitation en tête de pieu, le logiciel éléments finis fournit une approximation supposée acceptable des chemins cycliques locaux d'interface, par un calcul pas à pas d'un cycle entier. Par contre, le modèle constitutif simple de Mohr-Coulomb est insuffisant pour modéliser la contractance ou la dilatance cyclique. Donc l'ensemble des cycles imposés en tête de pieu est divisé en plusieurs séries, pour lesquelles on calcule pas à pas le premier cycle de la série à l'aide du logiciel éléments finis, ce qui donne les informations locales (dans les EDC) pour la dite série, à transmettre au module CCN.
- à l'interface sol-pieu le long du fût, on souhaite introduire les chemins de cisaillement direct cycliques CNS (localement  $k = 2G/R$ ,  $G$  module de cisaillement,  $R$  rayon du pieu) qui nous l'avons vu, sont toujours contractants. Le nombre de cycles  $N$  de la série, donne accès à la diminution de contrainte normale cyclique moyenne sur chemin CNS, soit  $\Delta\sigma_{ncm}$ , et accessoirement  $\Delta\eta_{cm}$ . En toute rigueur, il conviendrait de générer  $\Delta\sigma_{ncm}$  aux points d'intégration de l'interface, ce qui est relativement compliqué. Une distribution de diminution locale de volume ( $\varepsilon_v$ ) est appliquée dans la fine couche d'EDC (en nombre  $N_c$ ) jouxtant le pieu, de manière à générer la distribution de  $\Delta\sigma_{ncm}$  et cette procédure est itérative.

#### 8.2.4. Phases du calcul couplé éléments finis/module spécialisé pour un pieu foré

Le calcul est agencé selon les phases suivantes :

0. Initialisation géostatique, selon un état  $K_0$ , pour le sol environnant le pieu
1. Installation du pieu
2. Début du traitement de la série (S) de cycles, comportant  $N_s$  cycles identiques en tête. Application de la charge nominale moyenne en tête pour la série (s) de cycles actuellement traitée.
3. Chargement en tête jusqu'à la charge maximum, puis minimum, puis nominale moyenne, et enfin à nouveau maximum
4. Extraction, depuis les EDC, des paramètres locaux des cycles, et stockage.
5. Calcul, dans le module spécialisé CCN, des chemins CNS correspondant aux paramètres extraits en phase 4, et des  $\Delta\sigma'_{ncm}$  (contractance, donc  $<0$ ) correspondant aux  $N_s$  cycles de cette série (S).
6. Création, dans le logiciel éléments finis, de  $N_c$  cas de charge, correspondant chacun à  $\varepsilon_v$  unitaire (contractant = -1) dans l'un des éléments de contrôle, = 0 dans tous les autres.
7. Extraction, depuis les  $N_c$  EDC des  $\Delta\sigma'_{ncm}$  correspondant à chaque cas de charge, et stockage.
8. Calcul, hors logiciel éléments finis, de la combinaison linéaire des  $N_c$  cas de charge de (6) permettant d'obtenir le champ des  $\Delta\sigma'_{ncm}$  calculé en (5) par le module CCN.
9. Création, dans le logiciel éléments finis, de la phase de pseudo-fluage cyclique modélisant les  $N_s$  cycles de la série (S), à partir de la charge nominale moyenne en tête atteinte en (3). Il s'agit de la combinaison linéaire définie dans (8) des champs de  $\varepsilon_v$  définis en (6).
10. Si le résultat en termes de champ de  $\Delta\sigma'_{ncm}$  définis en (5) n'est pas tout à fait atteint, itération supplémentaire à partir du résultat atteint en (8)
12. Passage à la série suivante de cycles appliqués en tête de pieu : retour en (2), sinon fin des calculs.

## 9. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### 9.1. Rapports internes (Projet national SOLCYP)

Delimi ZL. (2013). Simulation du comportement cyclique axial de pieux dans le sable. Master Spécialisé Génie Civil des Grands Ouvrages pour l'Énergie.

Khemakhem M. et Delimi ZL. (2013) Interprétation approfondie des essais de pieux – Avancées sur les méthodes globales et locales. Rapport Fugro. N°IREX LC/12/SOL/40

Pittos G. (2014) Contribution à la proposition de lois d'interface sol-pieu sous sollicitations cycliques. Rapport Fugro. N°IREX LC/13/SOL/49.

Pittos G. (2015). Complément à la proposition de loi d'interface sol-pieu sous sollicitations cycliques axiales. Rapport Fugro. N°IREX LC/13/SOL/57.

### 9.2. Références externes (publications et normes)

Abdel-Rahman K. and Achmus, M. (2005) *Finite Element Modelling of horizontally loaded Monopile Foundations for Offshore Wind Energy Converters in Germany*. International Symposium, Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG), Perth, Australia, Sept. 2005.

Al Tabbaa A. (1987) *Permeability and stress-strain response of speswhite kaolin*. PhD thesis, Cambridge University.

Andersen K.H. (1976) *Behaviour of clay subjected to undrained cyclic loading*. Int. Conf. on Beh. of Offsh. Struct., BOSS'76. Trondheim. Proc., Vol. 1, pp. 392-403. Also NGI Publ. 114, pp. 33-44.

Andersen, K.H. and Jostad H.P. (1999) *Foundation design of skirted foundations and anchors in clay*. Offsh. Techn. Conf., Houston, Proc., Paper 10824.

Andersen, K.H. (2004) *Cyclic clay data for foundation design of structures subjected to wave loading*. Invited General Lecture; Intern. Conf. on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, CBS04, Bochum, Germany, 31.3-2.4, 2004. Proc. p. 371-387, A.A. Balkema Publishers, Ed Th. Triantafyllidis.

Andersen, K.H., J.D. Murff, M.F. Randolph, E. Clukey, C. Erbrich, H.P. Jostad, B. Hansen, C. Aubeny, P. Sharma and C. Supachawarote (2005) *Suction anchors for deepwater applications*. ISFOG'05, Int. Symp. on Frontiers in Offsh. Geotech., Proc., p. 13-30. Sept., 2005. Perth.

Andersen, K.H. (2009) *Bearing capacity under cyclic loading – offshore, along the coast, and on land*. The 21st Bjerrum Lecture presented in Oslo, 23 November 2007, Canadian Geotechnical Journal, 45, No. 2, 513-535.

Andersen K.H., Puech A.A., Jardine R.J. (2013) *Cyclic resistant geotechnical design and parameter selection for offshore engineering and other applications*. 18th ISSMGE – TC 209 Workshop – Design for cyclic loading: piles and other foundations – Paris.

Atkins Consultants Ltd (2000) *Cyclic degradation of offshore piles*. HSE Offshore Technology Report OTO 2000 013. Health and Safety Executive, London.

Bagigli Y. (2011) *Modélisation du comportement cyclique des sols et des interfaces sol-structure*. Thèse, Ecole Centrale de Lyon

- Benzaria O. (2013) *Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux*. Thèse. Université de Paris-Est.
- Benzaria A., Puech A. et Le Kouby A. (2013) *Essais cycliques axiaux sur des pieux forés dans des sables denses*. Proceedings 18th ICSMGE, Paris.
- Bond, A. J. and Jardine, R. J. (1991) *The effects of installing displacement piles in a high OCR clay*. Geotechnique, Vol 41, No. 3, pp 341-363.
- Bond, A J and Jardine R J (1995) *Shaft capacity of displacement piles a high OCR clay*. Geotechnique, 45, No 1, pp 3-24.
- Boukoulas G., Whitman R. V. and Marr W. A. (1984) *Permanent Displacement of Sand with Cyclic Loading*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110, No. 11, 1606-1623.
- Cao J., Mroueh H. and Burlon, S. (2012) *Skipped cycles method for geotechnical structures under large number of cycle loads*. Offshore Site investigation and Geotechnics, SUT, London
- Chaboche J.L. (1994) *Modeling of ratchetting: evaluation of various approaches*. Eur. Journal Mech. A/Solids 13, 501-518
- Chin J. T. and Poulos H. G. (1992) *Cyclic axial loading analyses: a comparative study*. Computers and Geotechnics, vol.13, pp.137-158. Chow, F.C. (1997) *Investigations into displacement pile behaviour for offshore foundations*. Ph.D Thesis, Univ. London (Imperial College)
- Dakoulas, P. & Gazetas G. (2008) *Insight into seismic earth and water pressure against caisson quay walls* Geotechnique, 2008, Vol. 58, No. 2, pp. 95-111.
- Dafalias Y.F. and Herman L.R. (1982) Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads ; Chapter : bounding surface formulation of soil plasticity, pp 253-282, Wiley & Sons.
- Diyaljee, V. A. and Raymond, G. P. (1982) *Repetitive Load Deformation of Cohesionless Soil* Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, GT 10, 1215-1229.
- Erbrich C.T., O'Neill M.P., Clancy P. and Randolph M.F. (2010) *Axial and lateral pile design in carbonate soils*. Frontiers in Offshore Geotechnics II. Proc., Gourvenec & White (eds). 2011 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-58480-7, p. 125-154.
- Gotschol A. (2002) *Veränderlich elastisches und plas-tisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung*. Schrif-tenreihe Geotechnik, Universität Gh Kassel, Heft 12.
- Grimstad G., Andersen K.H., Saue M., Jostad H.P., Shin Y.S. and You D.Y. (2013) *An undrained cyclic accumulation model used in monopile design*. Submitted for publication.
- Goulois, A.M. (1982) *Contribution to the study of tension piles under cyclic loading*. Ph.D. Thesis. Mass Inst. of Techn., Cambridge, Mass., USA.
- Grammatikopoulou A. (2004) *Development, implementation and application of kinematic hardening models for overconsolidated clays* PhD thesis, Imperial College, London.
- Gudehus G. (1996) *A comprehensive constitutive equation for granular materials*. Soil and Foundations, Vol. 36, No.1, pp. 1-12.

- Jardine, R.J. (1991) *The cyclic behaviour of large piles*. Chapter in 'The Cyclic Loading of Soils', Eds. Brown & O'Reilly, Blackie & Son, Glasgow, pp 174-248.
- Jardine, R.J. (1994) Review of offshore pile design for cyclic loading: North Sea clays. HSE Offshore Techn. Report, OTN 94 157.85.
- Jardine and Standing (2000) Offshore Technology Report, OTO 2000 008, Pile load testing for HSE cyclic loading study at Dunkirk, France, Vol.1 and 2, HSE Books, UK.
- Jardine, R.J., Standing, J.R. and Kovacevic, N. (2005b) *Lessons learned from full-scale observations and the practical application of advanced testing and modelling*. Keynote paper, Proc International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon, Vol 2, pub Balkema, Lisse, Vol. 2, pp 210-245.
- Jardine, R.J., Chow, FC, Overy, RF and Standing, J.R (2005) ICP design methods for driven piles in sands and clays". Thomas Telford Ltd, London p. 105.
- Jardine, R.J., Aldridge, T. and Evans, T.G. (2011) *Offshore foundation engineering in extremely dense glacial tills West of the Shetland Islands*. Proc. 15th ECSMGE, Athens, Millpress, pp 879-884.
- Jardine, R.J., Andersen, K. and Puech, A. (2012) *Cyclic loading of offshore piles: potential effects and practical design*. Keynote Paper. Proc 7th Int. Conf. on Offshore Site Investigations and Geotechnics, SUT London, pp 59-100.
- Jardine, R.J., Chow, F.C., Overy R., and Standing J. (2005). ICP design methods for driven piles in sands and clays. Thomas Telford
- Jardine R.J. and Standing, J.R. (2012) *Field axial cyclic loading experiments on piles driven in sand*. Soils and Foundations. Vol. 52, No 4, pp 723-737.
- Kaggawa W. S., Booker J. R. and Carter J. P. (1991) *Residual Strains in Calcareous Sand due to Irregular Cyclic Loading*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, Issue 2, 201-218.
- Karlsrud, K. and Haugen, H. (1983) Cyclic loading of piles and pile anchors - field model tests. Final Report. Summary and evaluation of test results. Norwegian Geotechnical Institute Report 40018-11
- Karlsrud, K., Nadim F. and T. Haugen (1986) *Piles in clay under cyclic loading: Field tests and computational modeling*. Proc., 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in offshore Piling, 165-190. Nantes, France, May 1986.
- Karlsrud K. and Nadim F. (1990) *Axial pile capacity of offshore piles in clay*. Proc. Offshore Technology Conference. OTC 6245. Houston, USA.
- Kitching D.N. (1983) *A study into the microfabric of clays adjacent to jacked piles*. MSc Dissertation, Univ. of London (Imperial College).
- Lehane BM. (1992) *Experimental investigations of pile behaviour using instrumented field piles*. PhD thesis, University of London (Imperial College).
- Lehane, B.M., Jardine, R.J., Bond, A.J. and Frank, R. (1993) *Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests*. ASCE Geot. Journal. Vol 119, No 1, pp 19-35.
- Lehane, B.M., Jardine, R.J. and McCabe, B.A. (2003) Pile Group Tension Cyclic Loading: Field test programme at Kinnegar, N.Ireland. HSE Research Report 101; HSE Books, p42.

- Lehane, B.M., Jardine, R.J. and McCabe, B.A. (2003) *One-way axial cyclic tension loading of driven piles in clay*. BGA Int Conf. on Foundations, Dundee, Pub Thomas Telford, London, pp 493-506.
- Lehane, B.M., Jardine, R.J. and McCabe, B.A. (2004) *Pile Group Tension Cyclic Loading: Field test programme at Kinnegar, N.Ireland*. HSE Research Report 101; HSE Books, p42
- Matlock H. and Foo S. H. C. (1979) *Axial analysis of piles using a hysteretic and degrading soil model*. Int. Conf. Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, London, pp. 127-133.
- Mc Anoy R.P.L., Cashman, A.C.E. and Purvis, D. (1982) *Cyclic Tensile Testing of a Pile in Glacial Till*. 2nd Int. Conf. Numerical Methods in Offshore Piling, Austin, p.257-291
- Mroz Z., Norris V. A. and Zienkiewicz. (1978) *Simulation of Soil Behavior Under Cyclic Loading by Using a More General Hardening Rule*. University College of Swansea, Dept. of Civil Engineering, Institute for Numerical Methods in Engineering.
- Nadim, F. and Dahlberg R. (1996) *Numerical modeling of cyclic pile capacity in clay*. Offshore Technology Conference, Houston, May 1996, Proc., OTC paper 7994.
- Niemunis A. and Herle I. (1997) *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 2(4):279-299
- Niemunis A., Wichtmann T. and Triantafyllidis, Th. (2005) *A High-Cycle Accumulation Model for Sand*. Computers and Geotechnics, 32, No. 4, 245-263.
- Papon A. (2010) *Modélisation numérique du comp-ortement des sols sous très grand nombre de cycles. Homogénéisation temporelle et identification des paramètres*. Thèse, Ecole Centrale de Nantes, 152pp.
- Pra-ai, S. (2013) *Essais et modélisation du cisaillement cyclique sol-structure à grand nombre de cycles. Application aux pieux*. Thèse de Doctorat, IMEP2, Université de Grenoble-Alpes.
- Prevost J.-H. (1977). *Mathematical modelling of monotonic and cyclic undrained clay behaviour*. Int. J. for Num. Methods in Geomech., Vol 1, No 2, 195-216.
- Poulos H. G. (1982) *Single Pile Response to Cyclic Lateral Load*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings ASCE, Vol.108, No.GT3, 355-375.
- Poulos H.G. (1989) *SCARP USERS'S MANUAL*, Centre for Geotechnical Research, The University of Sydney, Australia
- Poulos H.G. and Chan K.F. (1988) *Tests on model instrumented piles in calcareous soil*. Engineering for Calcareous Sediments, Perth, Vol.1, 245-253, Ed. Balkema, Rotterdam
- Puech A. and Benzaria O. (2013) *Effect of installation mode on the static and cyclic response of piles in overconsolidated Flanders clay*. Proceedings TC 209 Workshop, 18 ICSMGE, Paris, 2-5 September 2013
- Randolph M.F. (1994) *RATZ program manual: Load transfer analysis of axially loaded piles*. Dept. of Civil & Resource Engineering, University of Western Australia.
- Randolph M.F. (2003) *Science and empirism in pile foundation design*. 43<sup>rd</sup> Rankine Lecture, Géotechnique 53(10), 847-875.

- Randolph M., Cassidy M., Gourvenec S. and Erbrich C. (2005) *Challenges of offshore geotechnical engineering*. Keynote Lecture, Proc.16th International Conference on Soils Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Vol.1 pp 123-176
- Saue M, Langford T. and Mortensen N. (2010) *Design of monopile foundations in sand for offshore windfarms*. Int. Symp. on Frontiers in Offsh. Geotechn. (ISFOG'10), Perth, Nov. 2010.
- Valanis K. C. and Lee C. F. (1984) *Endochronic theory of cyclic plasticity with applications* Journal of Applied Mechanics, 51, pp367-374.
- Wichtmann, T. (2005) *Explicit Accumulation Model for Non-Cohesive Soils under Cyclic Loading*. In Th. Triantafyllidis (Ed.), Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 38.
- Wichtmann, T., Niemunis, A. et Triantafyllidis, Th. (2004) *Strain Accumulation in Sand Due to Drained Uniaxial Cyclic Loading*. In Th. Triantafyllidis (Ed.), Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena. Taylor & Francis Group, London.



$\Delta\eta_0$  : amplitude cyclique normalisée initiale 0.05 0.15 0.30 et 0.50

Si l'utilisateur est intéressé par la chute de contrainte relative à des valeurs différentes de ces paramètres, il pourra interpoler linéairement entre les résultats ici présentés :

On notera que la valeur  $k_n = 0$  kPa/mm, n'apparaît pas parmi les valeurs ci-dessus, puisqu'elle correspond au chemin CNL, pour lequel  $\frac{\Delta\sigma_{ncm}}{\sigma_{no}} \equiv 0$ .

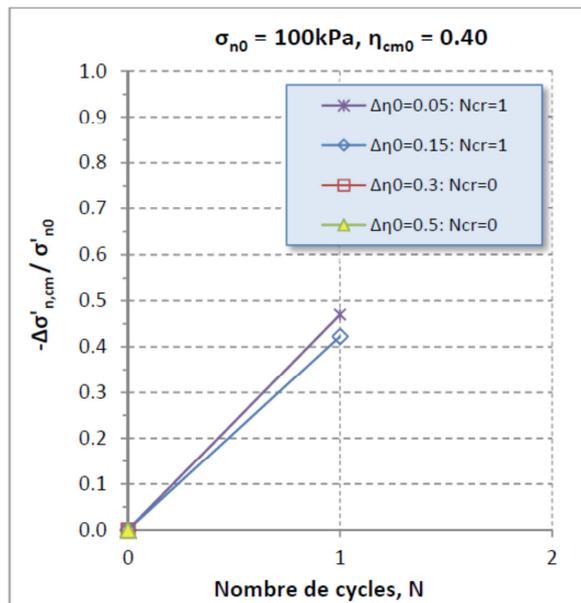
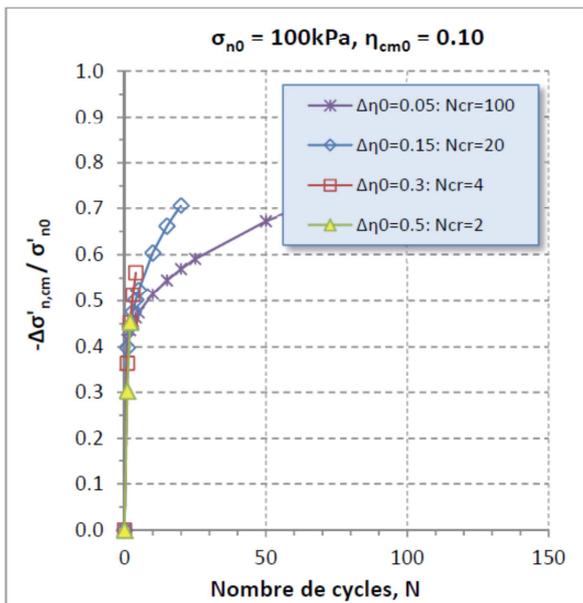
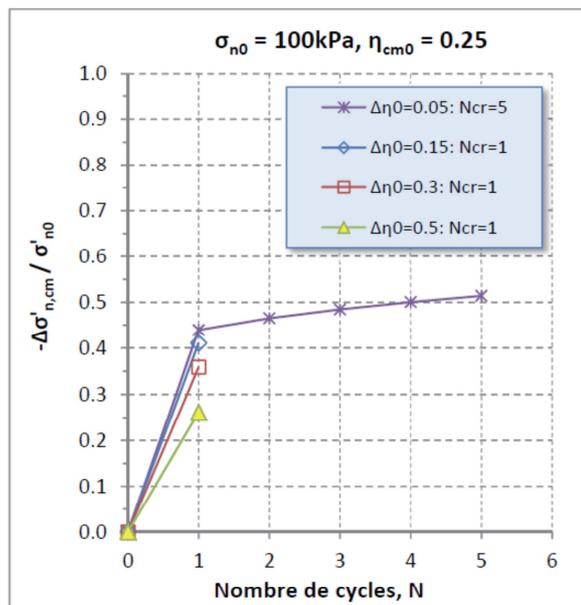
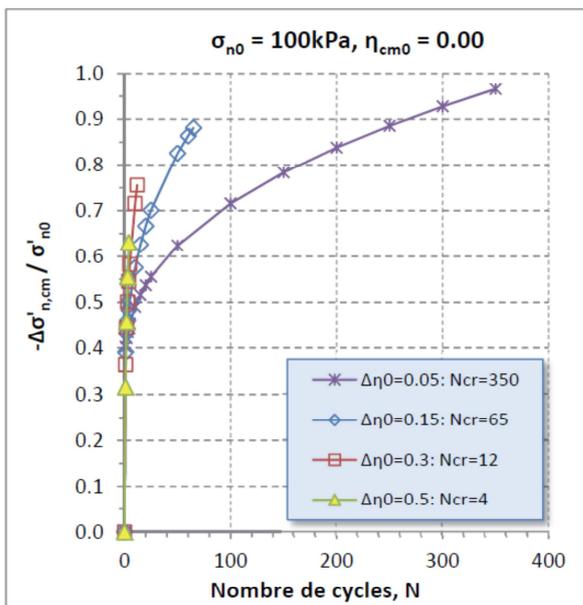
Il en est de même pour  $\Delta\eta_0 = 0$ , qui correspond à un chemin monotone.

Densité relative faible

$$I_{d0} = 0.3$$

$$k_n = 1000 \text{ kPa/mm}$$

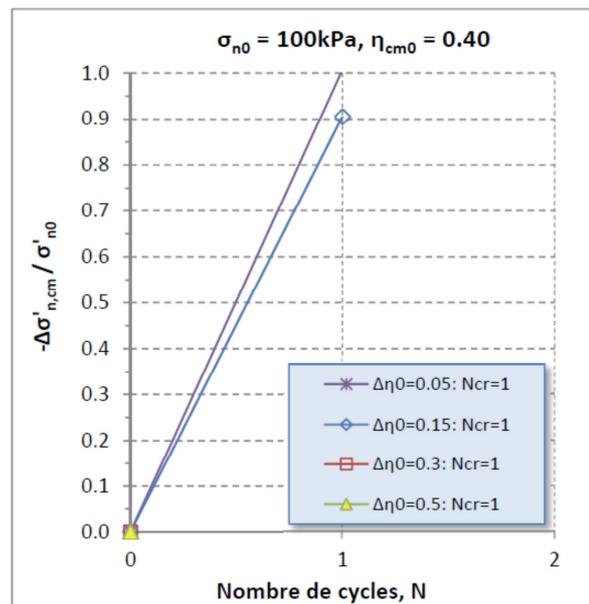
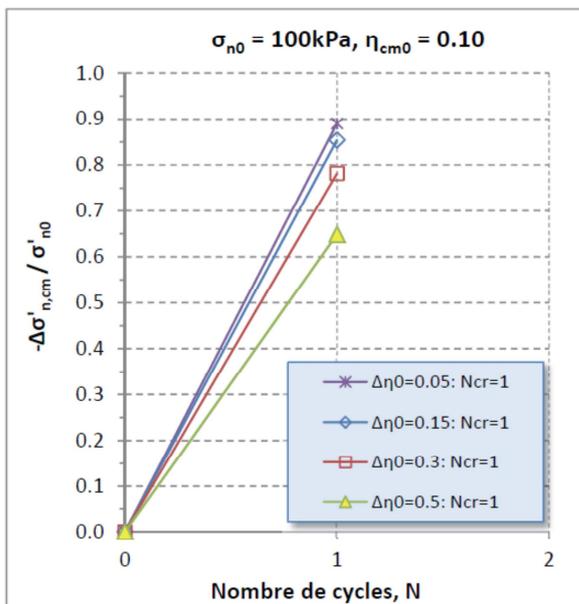
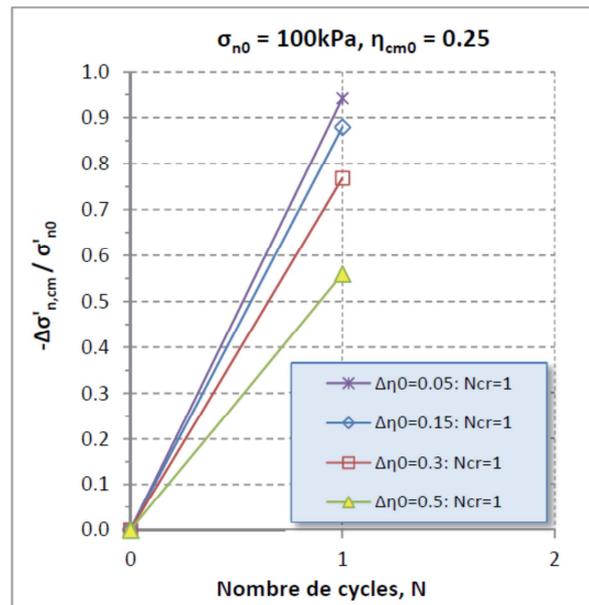
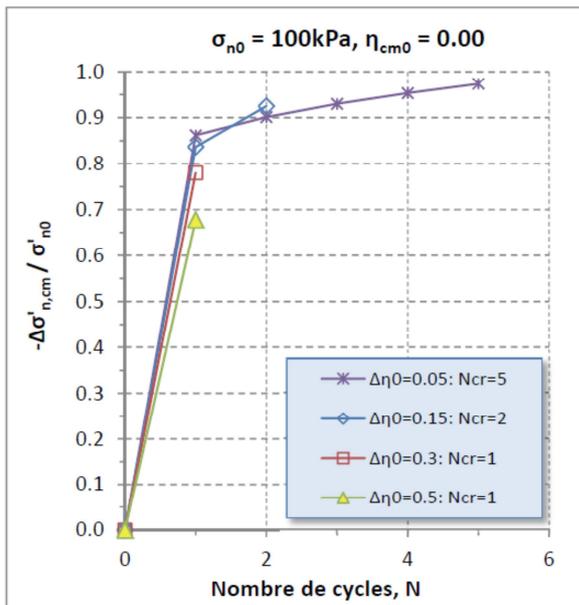
$$\sigma_{n0} = 100 \text{ kPa}$$



$I_{d0} = 0.3$

$k_n = 5000 \text{ kPa/mm}$

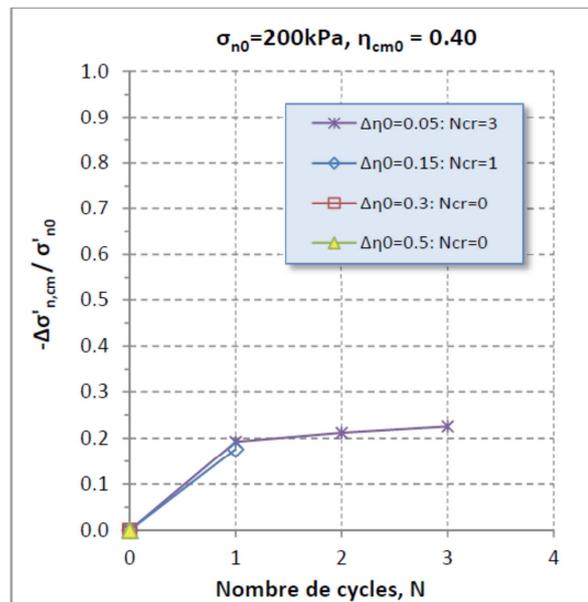
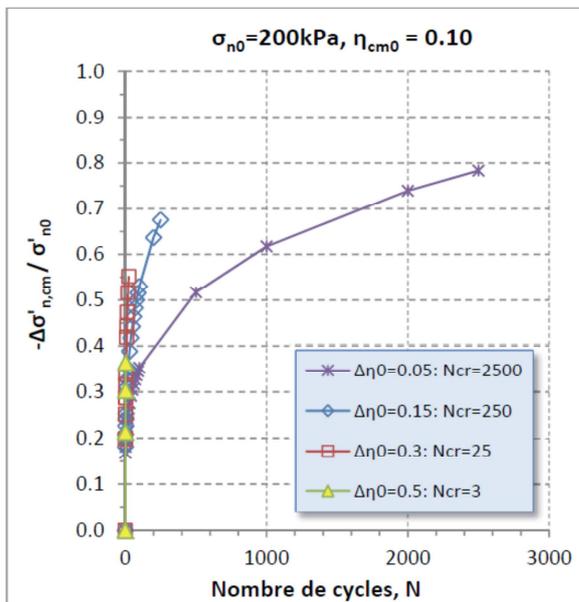
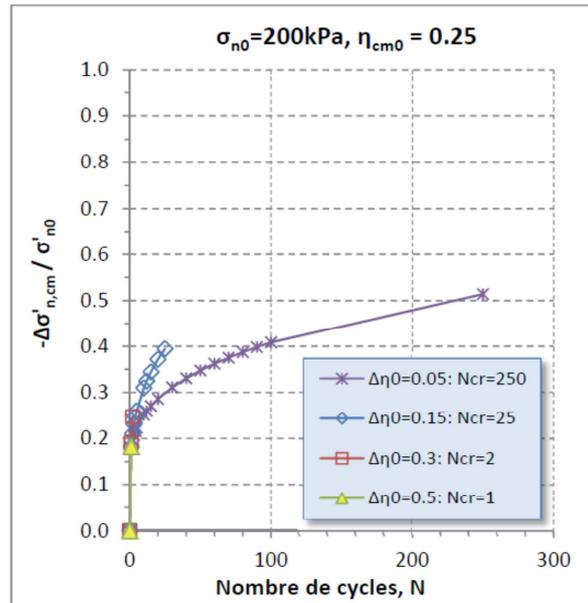
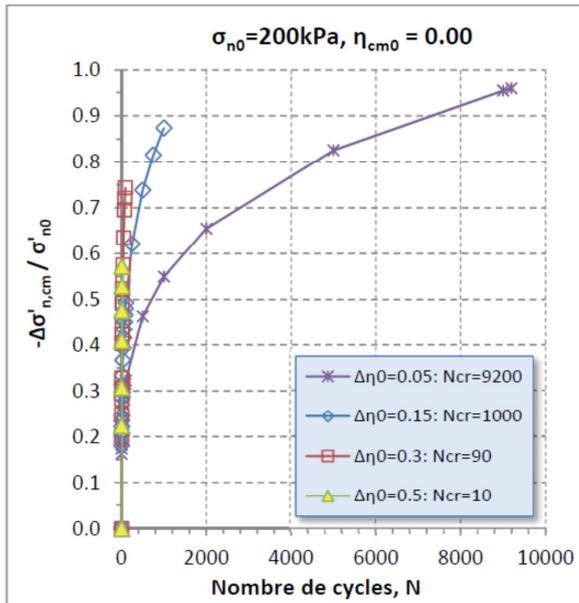
$\sigma_{n0} = 100 \text{ kPa}$



$I_{d0} = 0.3$

$k_n = 1000\text{kPa/mm}$

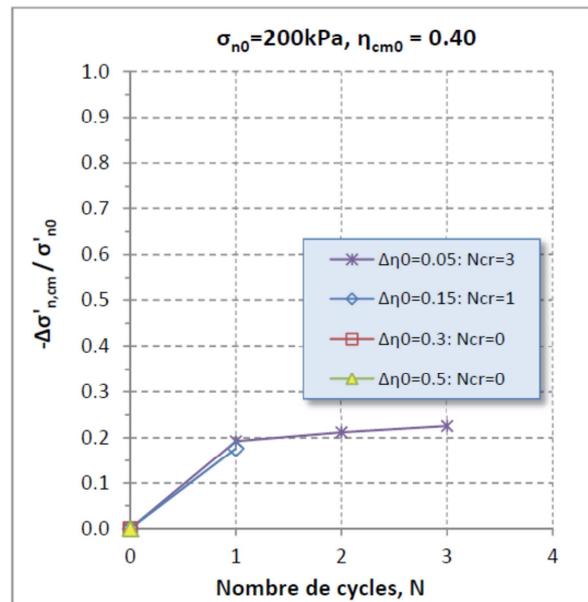
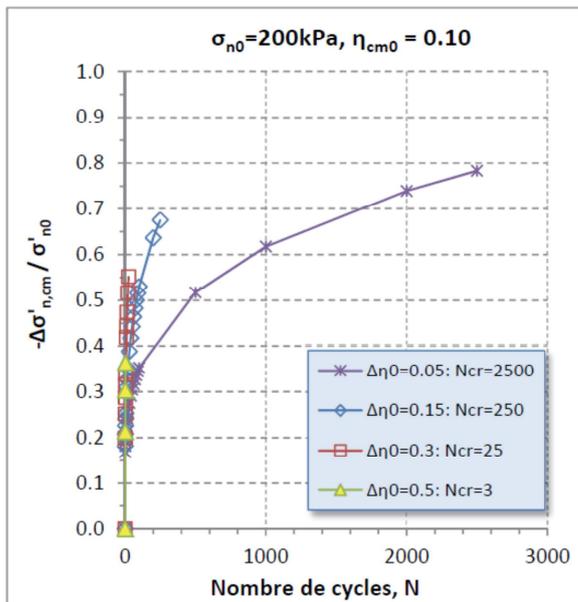
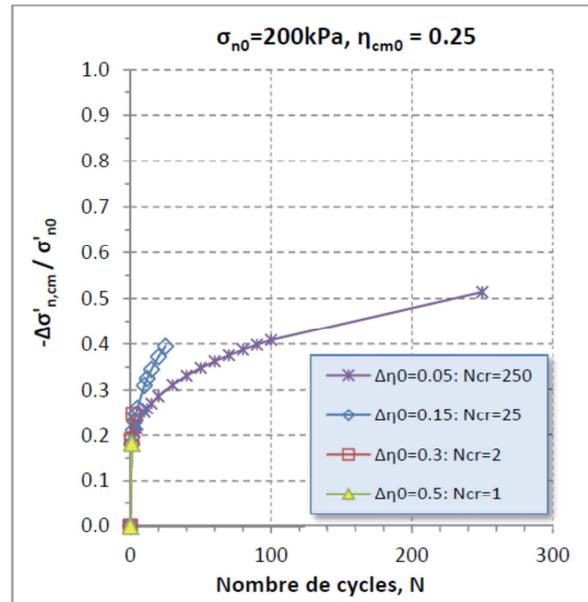
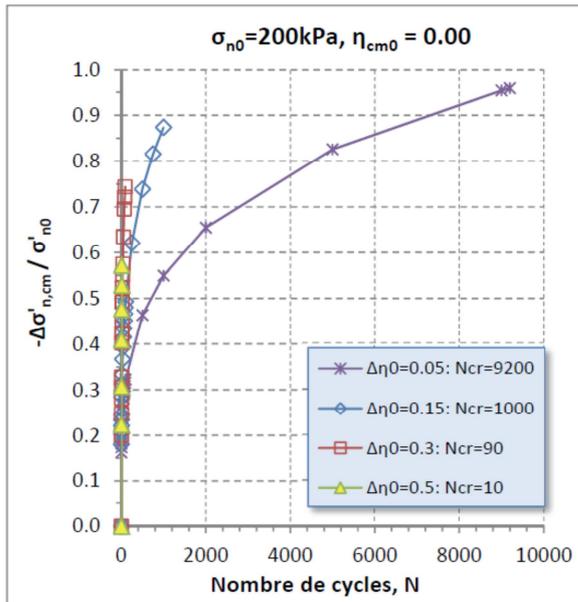
$\sigma_{n0} = 200\text{kPa}$



$I_{d0} = 0.3$

$k_n = 5000\text{kPa/mm}$

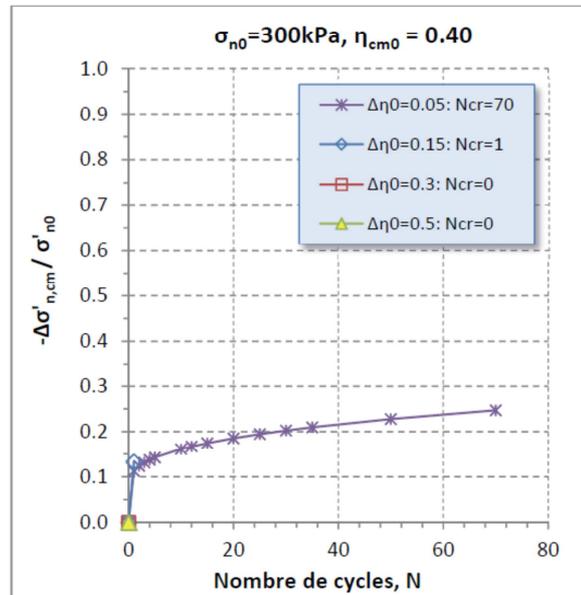
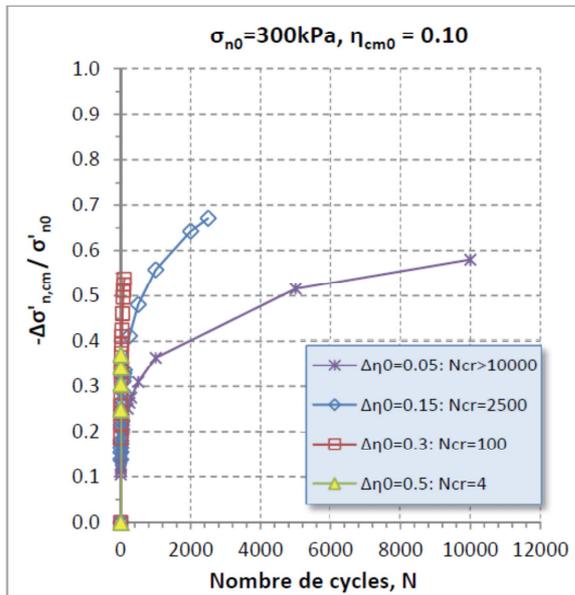
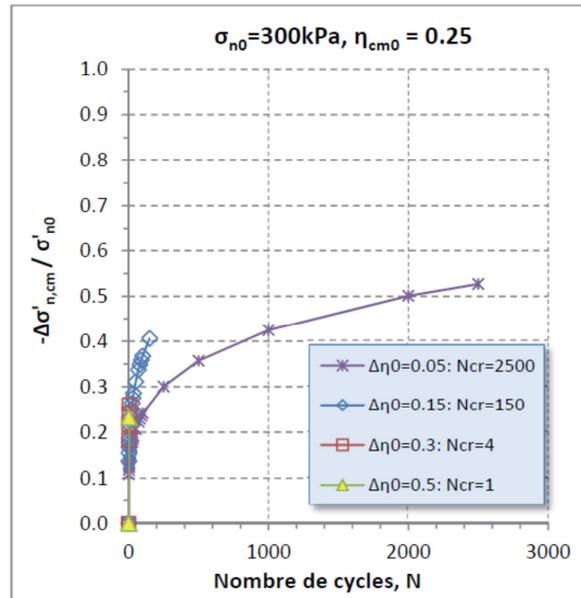
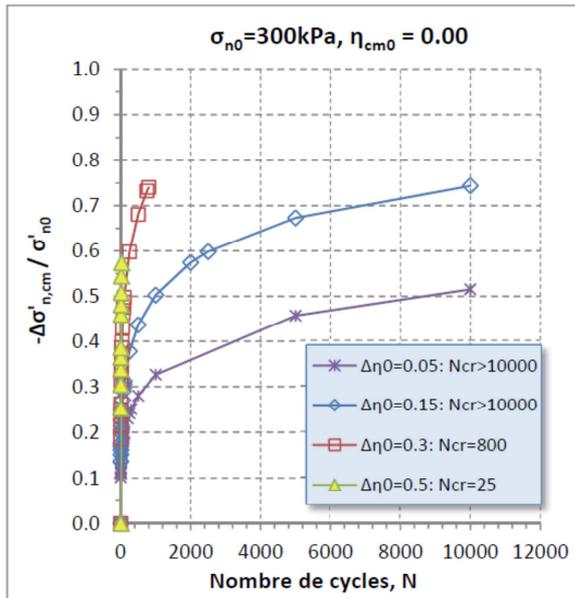
$\sigma_{n0} = 200\text{kPa}$



$$I_{d0} = 0.3$$

$$k_n = 1000 \text{ kPa/mm}$$

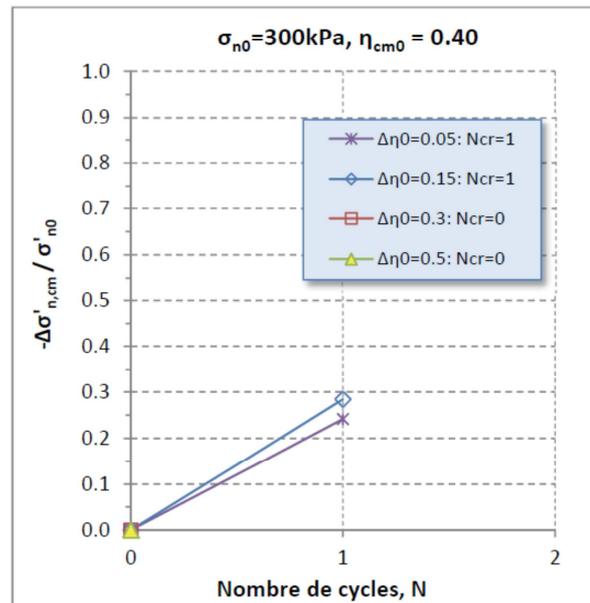
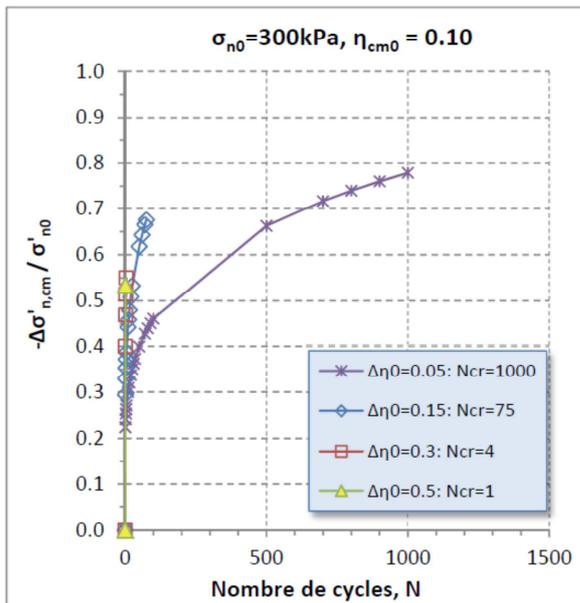
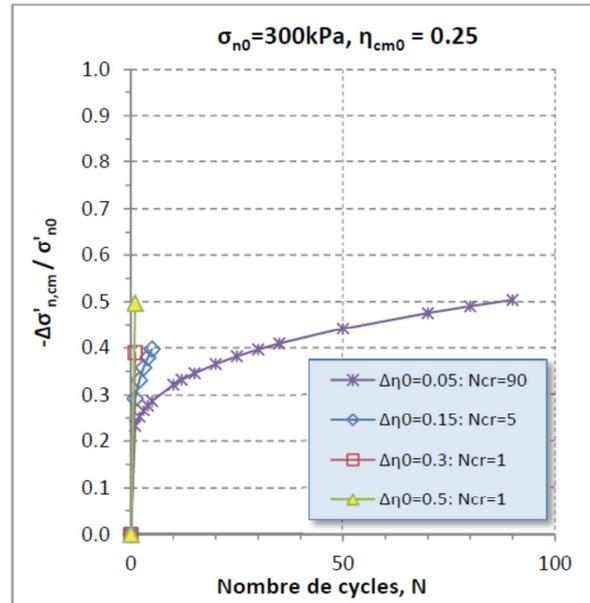
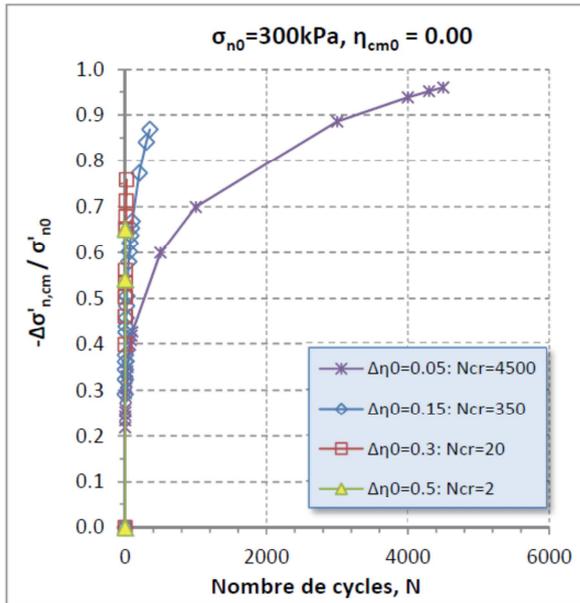
$$\sigma_{n0} = 300 \text{ kPa}$$



$I_{d0} = 0.3$

$k_n = 5000 \text{ kPa/mm}$

$\sigma_{n0} = 300 \text{ kPa}$

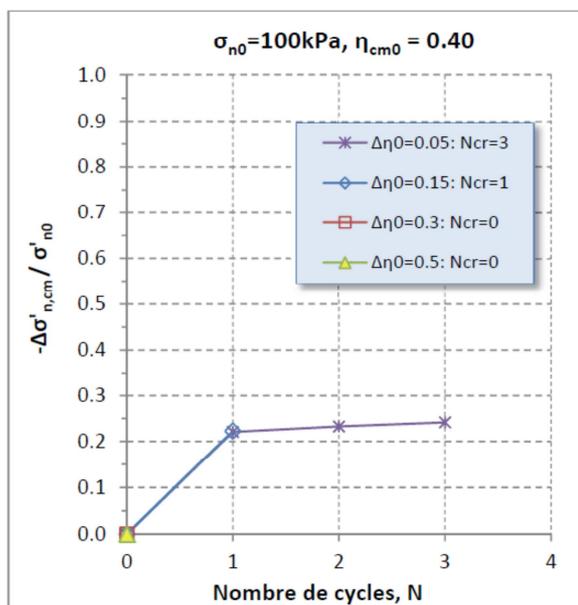
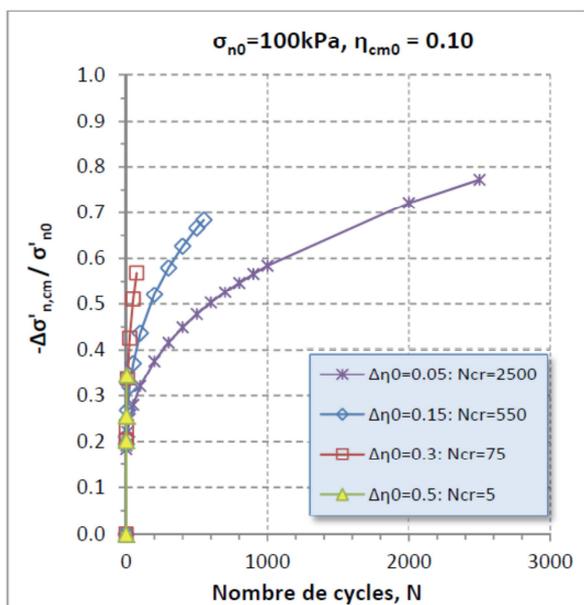
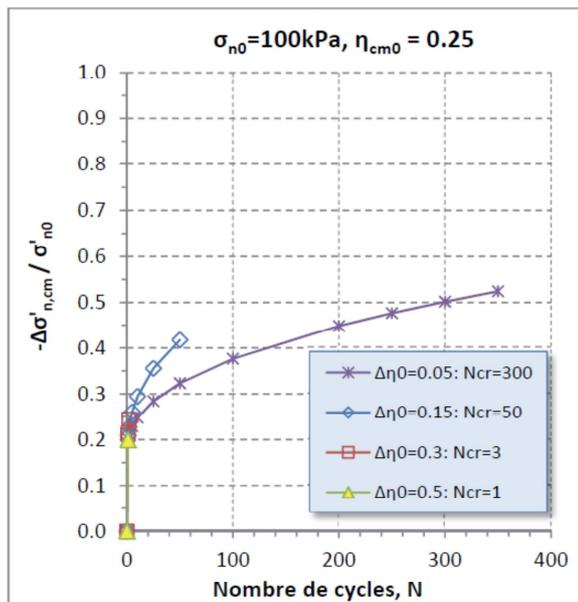
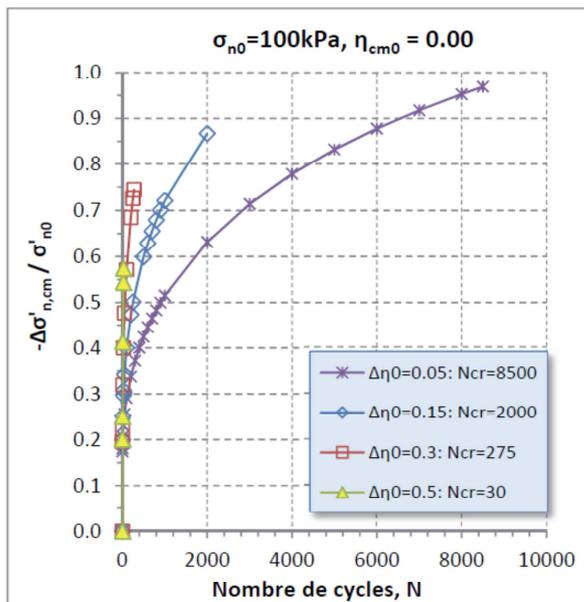


Densité relative moyenne

$$I_{d0} = 0.6$$

$$k_n = 1000 \text{ kPa/mm}$$

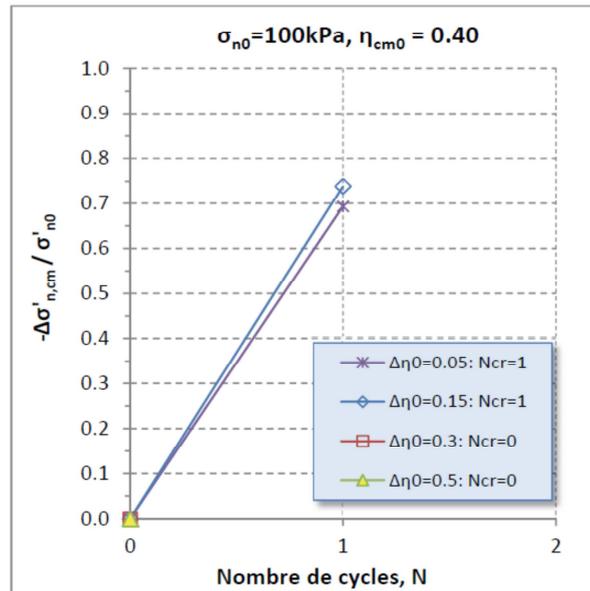
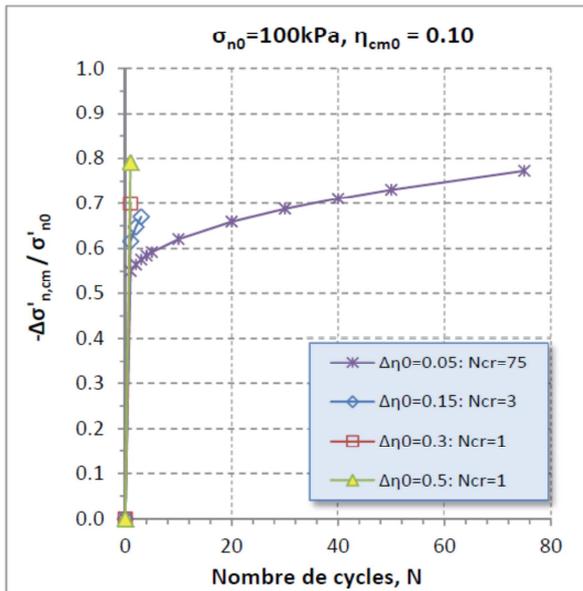
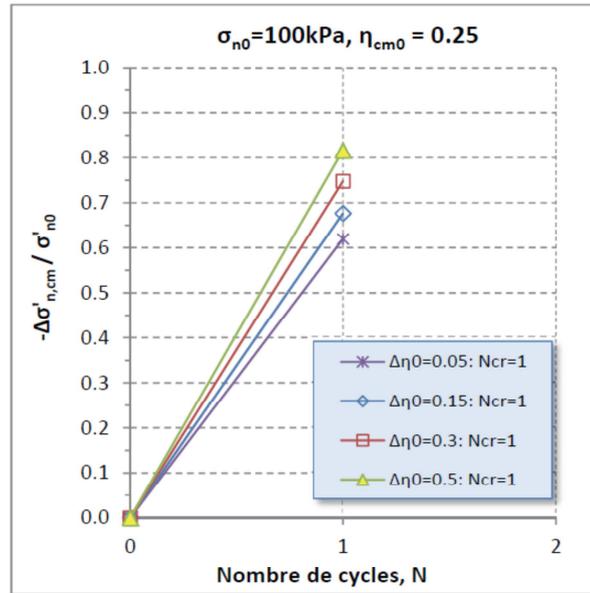
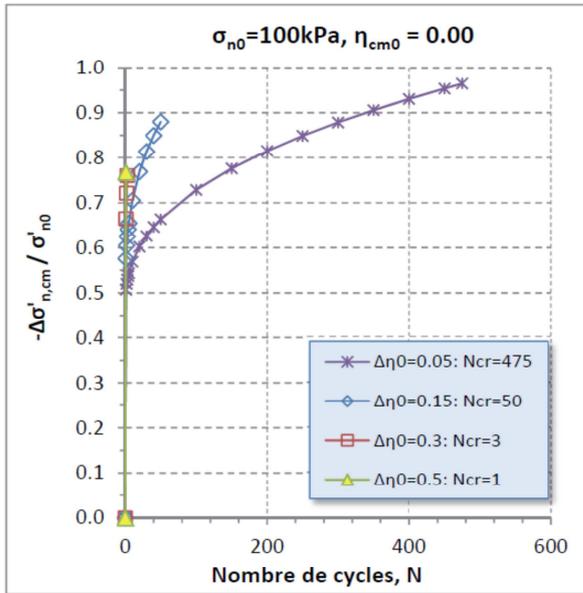
$$\sigma_{n0} = 100 \text{ kPa}$$



$I_{d0} = 0.6$

$k_n = 5000\text{kPa/mm}$

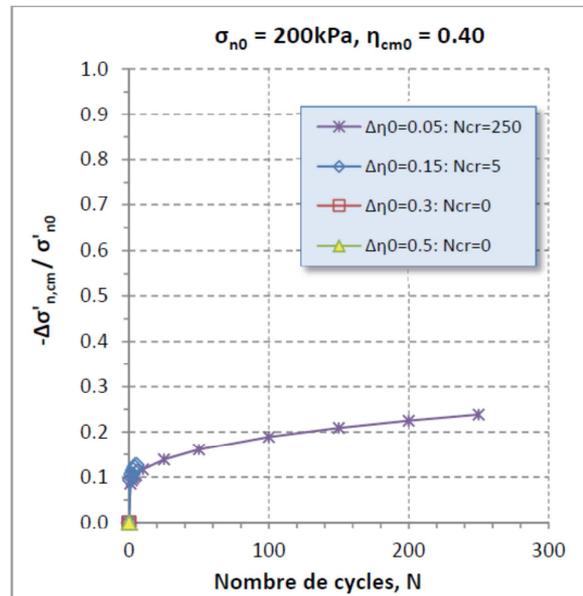
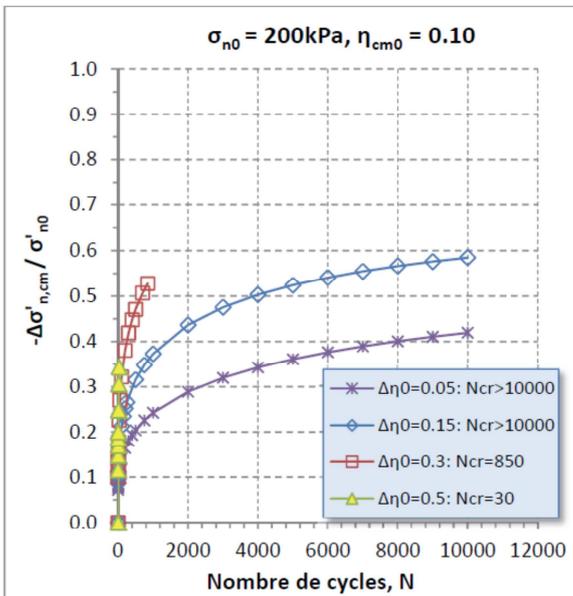
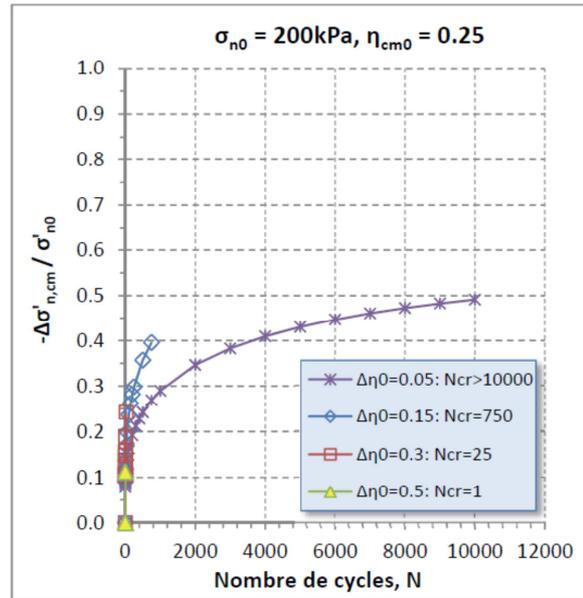
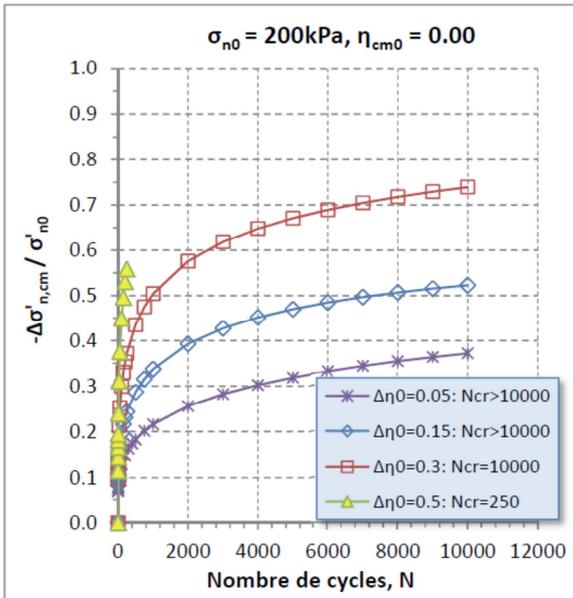
$\sigma_{n0} = 100\text{kPa}$



$I_{d0} = 0.6$

$k_n = 1000\text{kPa/mm}$

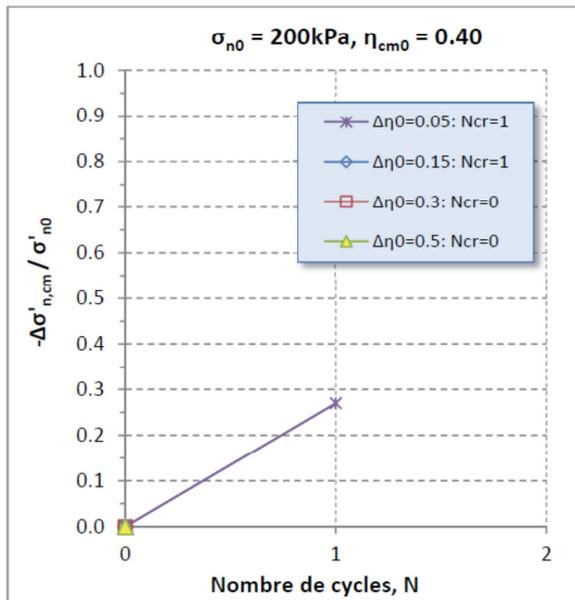
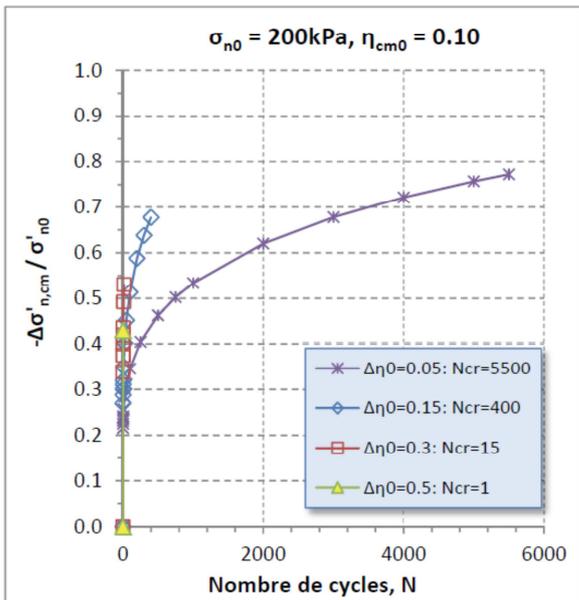
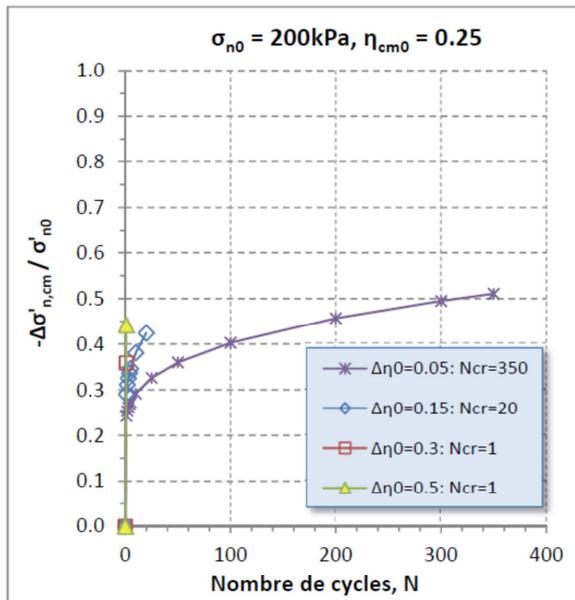
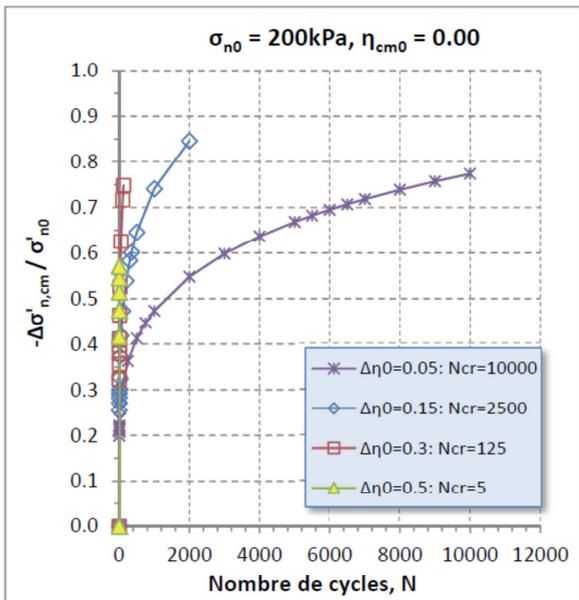
$\sigma_{n0} = 200\text{kPa}$



$I_{d0} = 0.6$

$k_n = 5000\text{kPa/mm}$

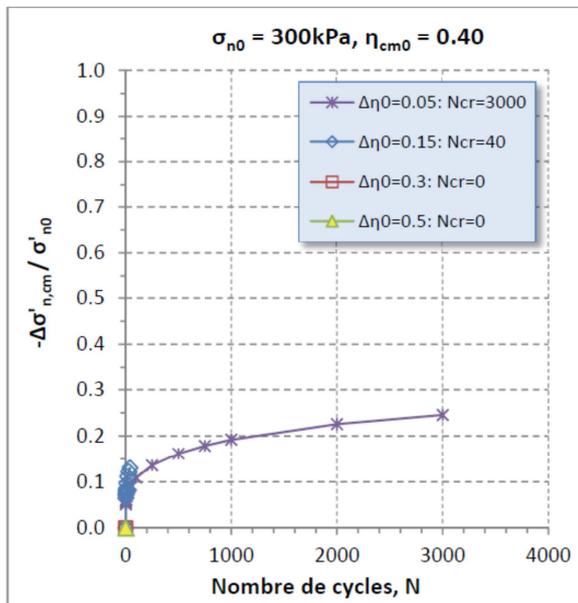
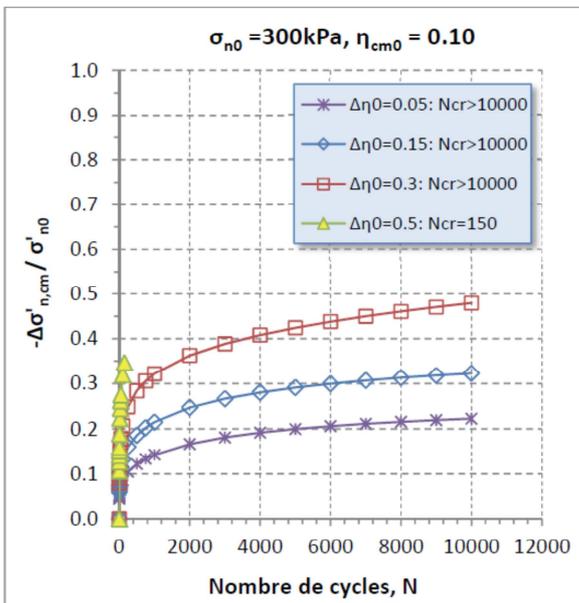
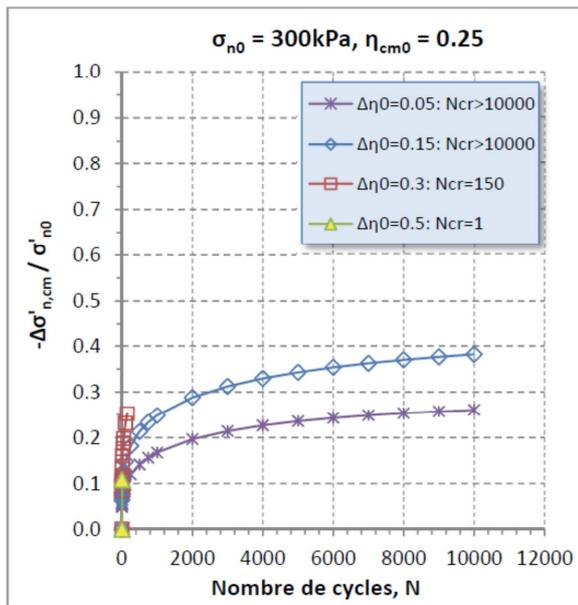
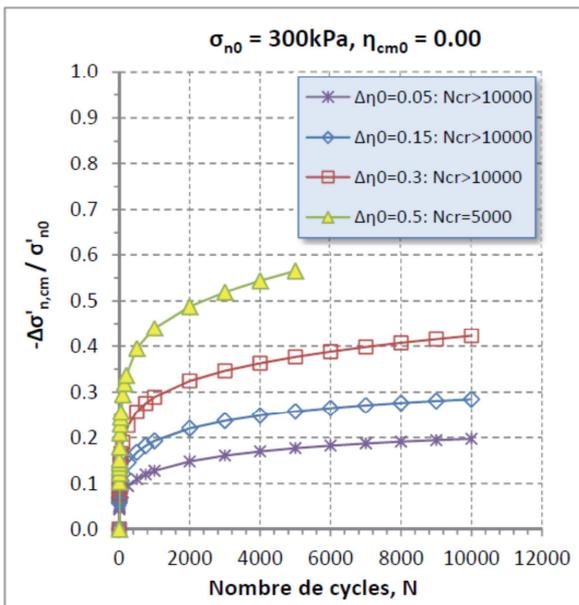
$\sigma_{n0} = 200\text{kPa}$



$I_{d0} = 0.6$

$k_n = 1000\text{kPa/mm}$

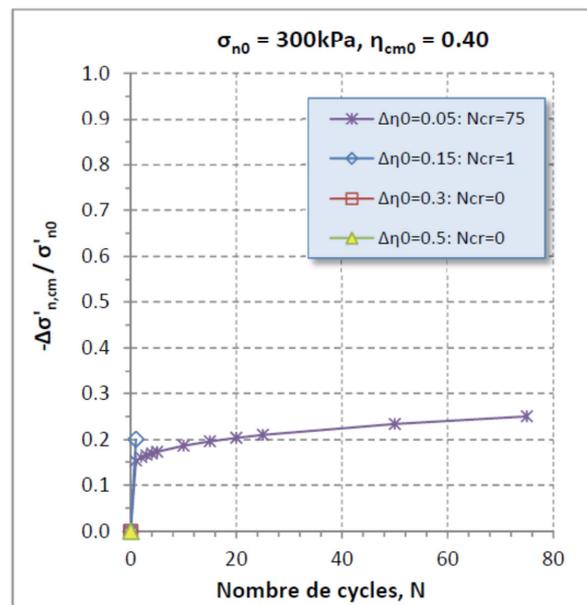
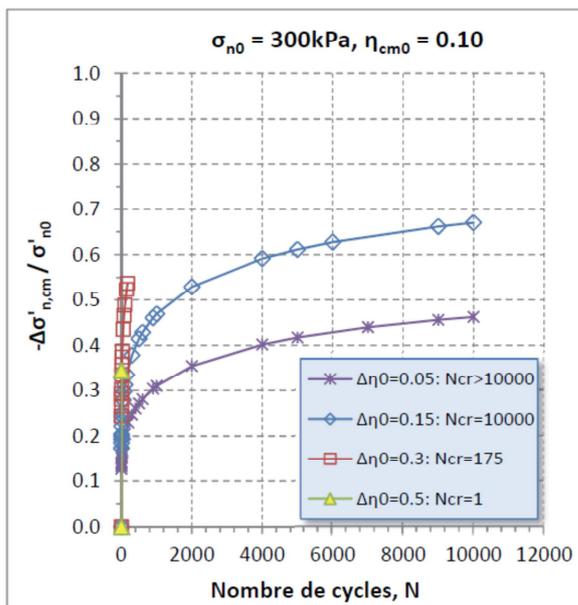
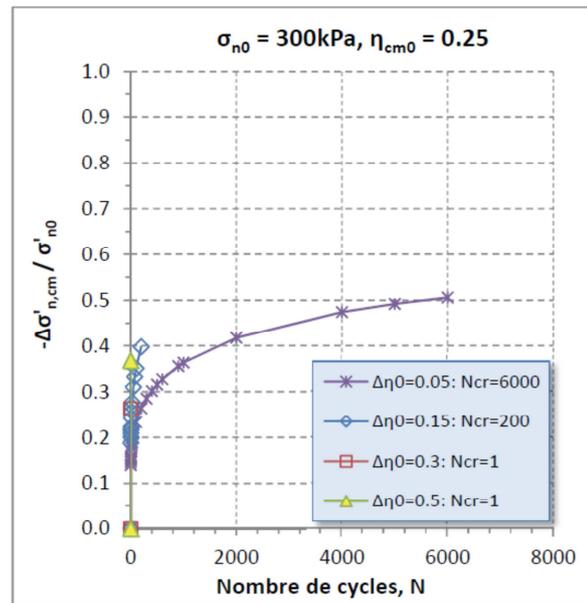
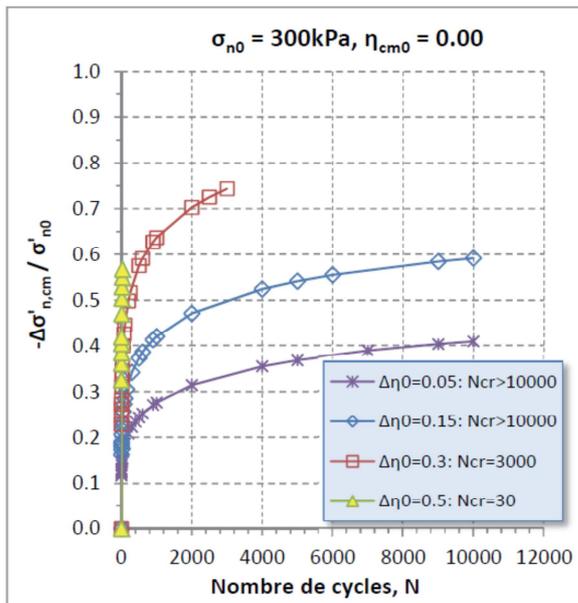
$\sigma_{n0} = 300\text{kPa}$



$I_{d0} = 0.6$

$k_n = 5000\text{kPa/mm}$

$\sigma_{n0} = 300\text{kPa}$

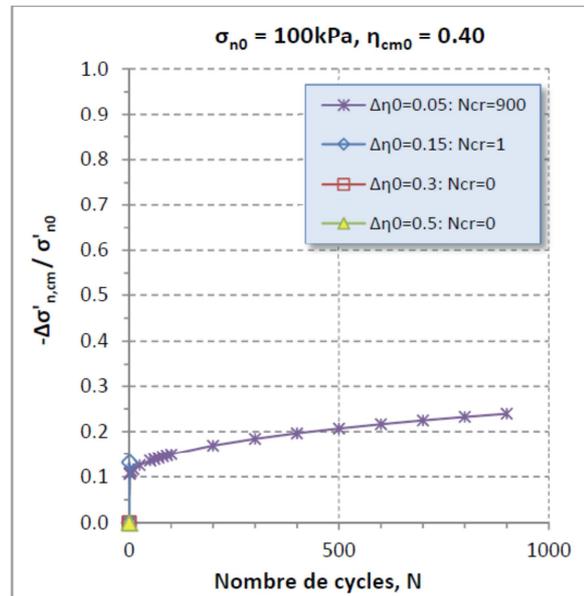
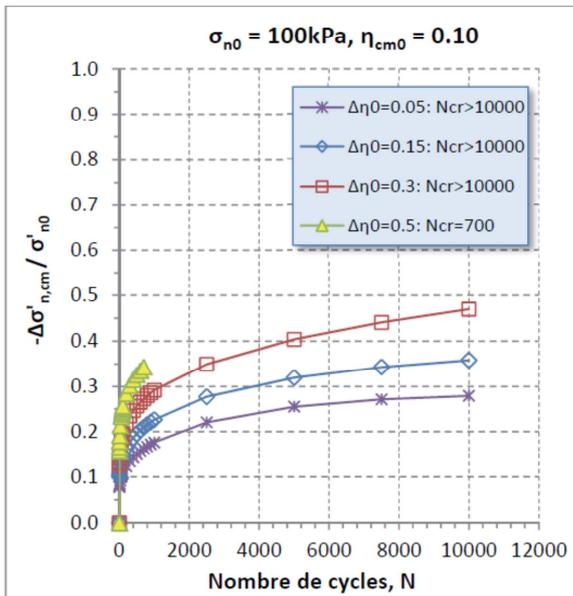
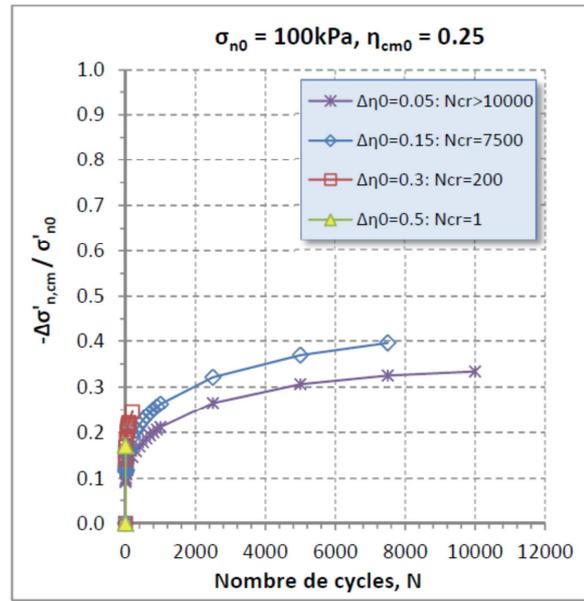
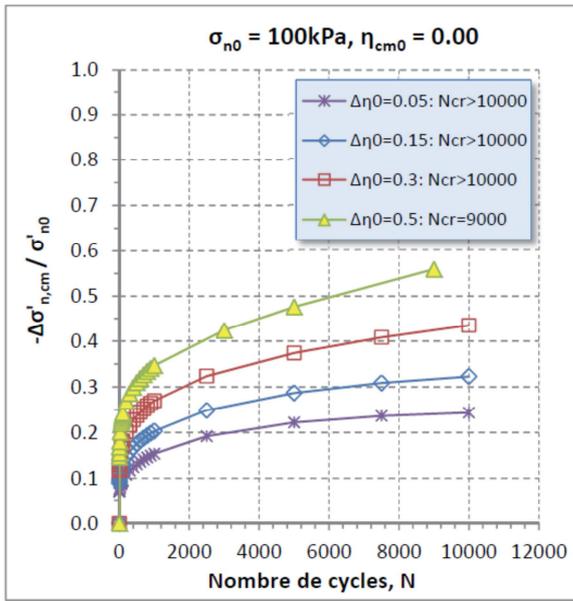


Densité relative élevée

$$I_{d0} = 0.9$$

$$k_n = 1000 \text{ kPa/mm}$$

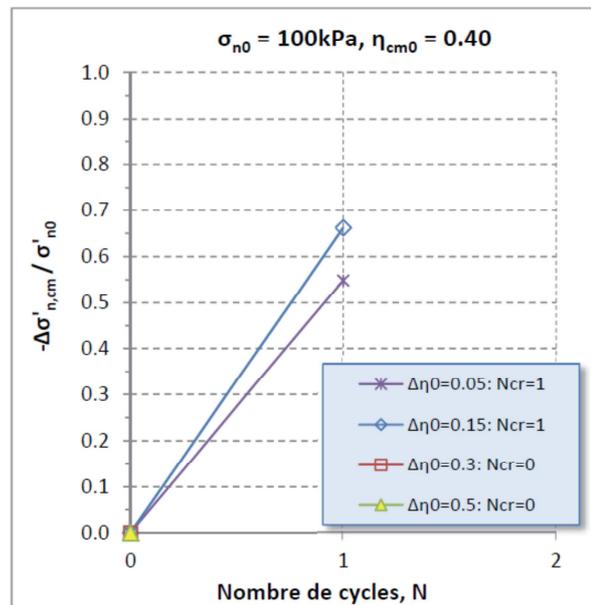
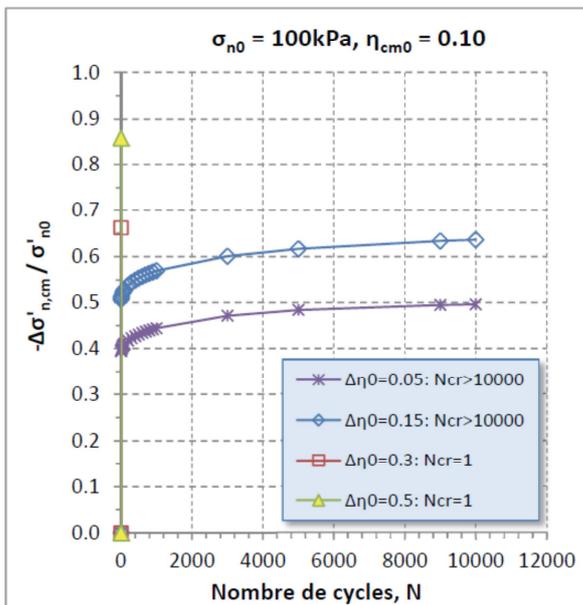
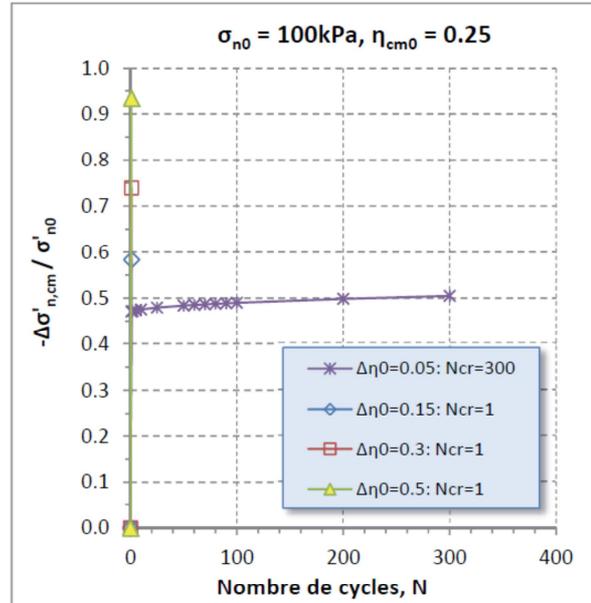
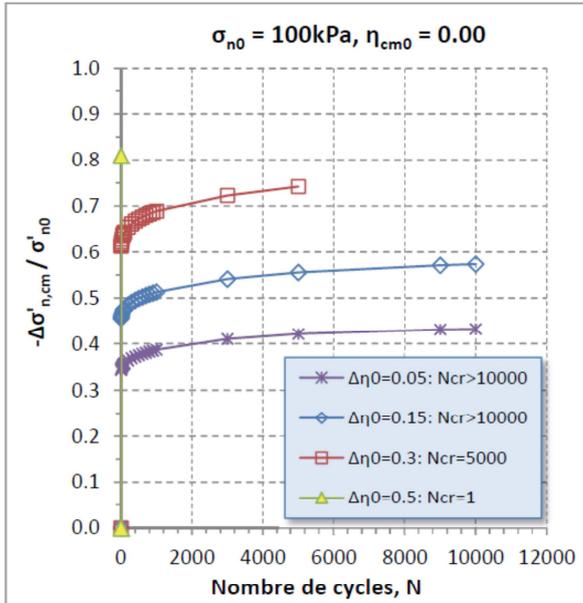
$$\sigma_{n0} = 100 \text{ kPa}$$



$$I_{d0} = 0.9$$

$$k_n = 5000 \text{ kPa/mm}$$

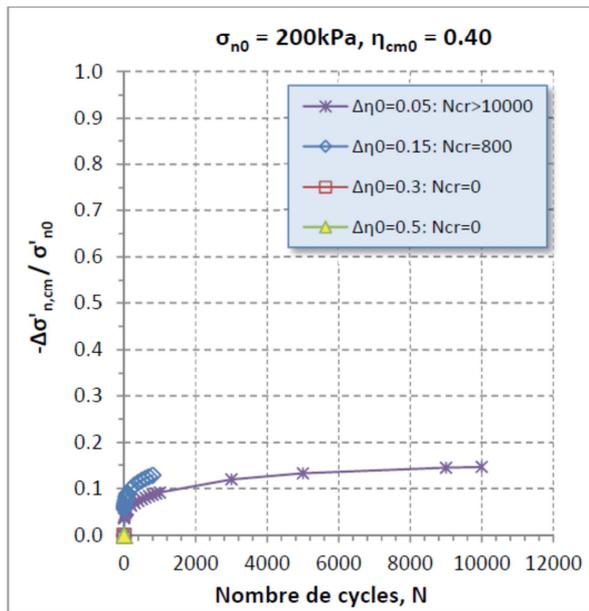
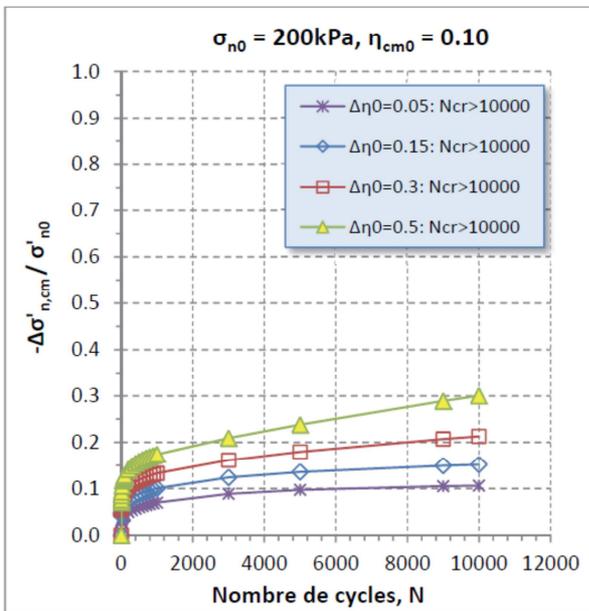
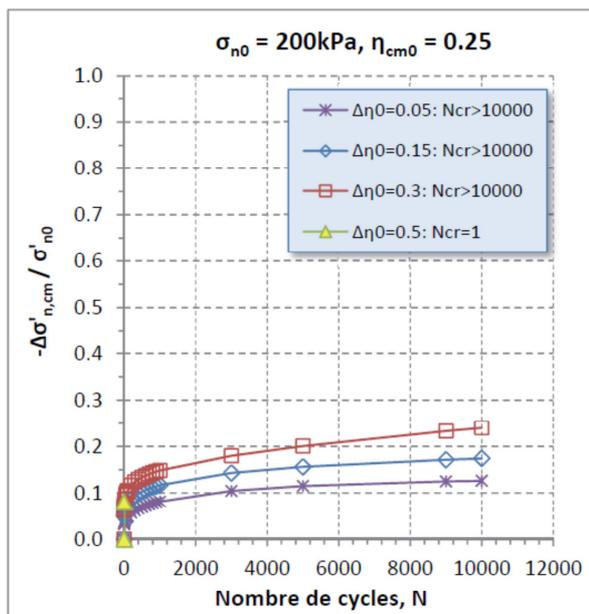
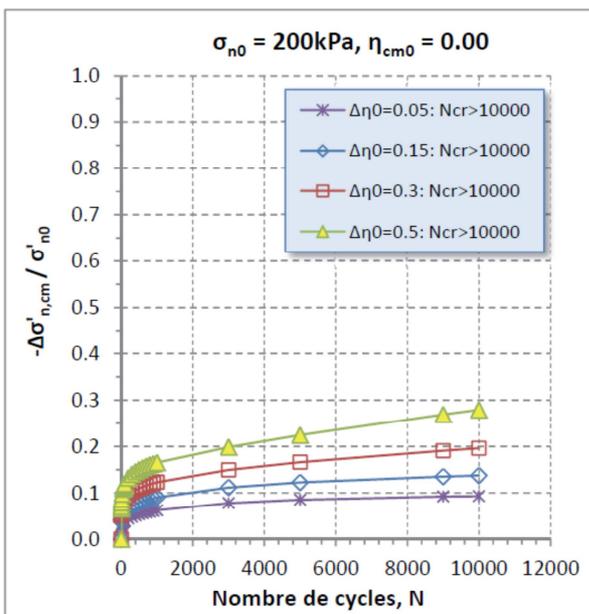
$$\sigma_{n0} = 100 \text{ kPa}$$



$I_{d0} = 0.9$

$k_n = 1000\text{kPa/mm}$

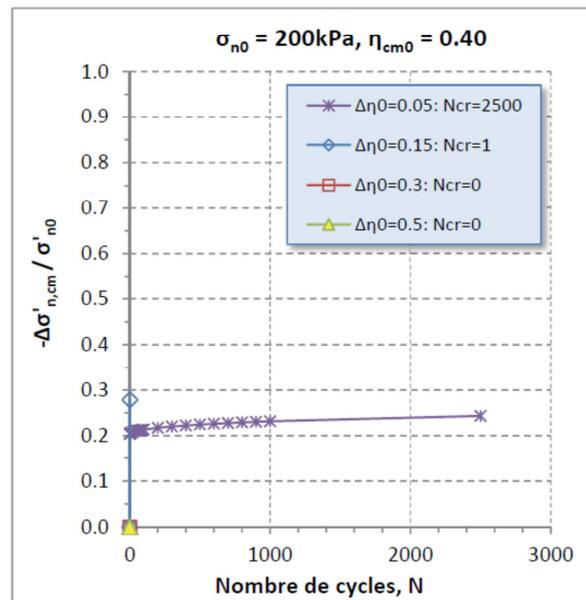
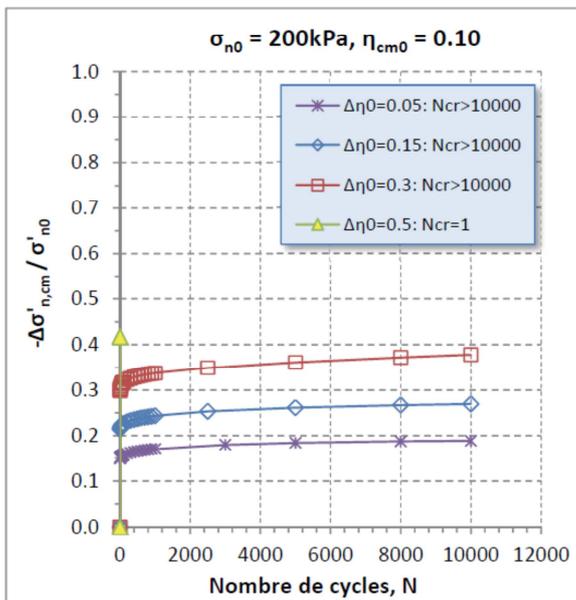
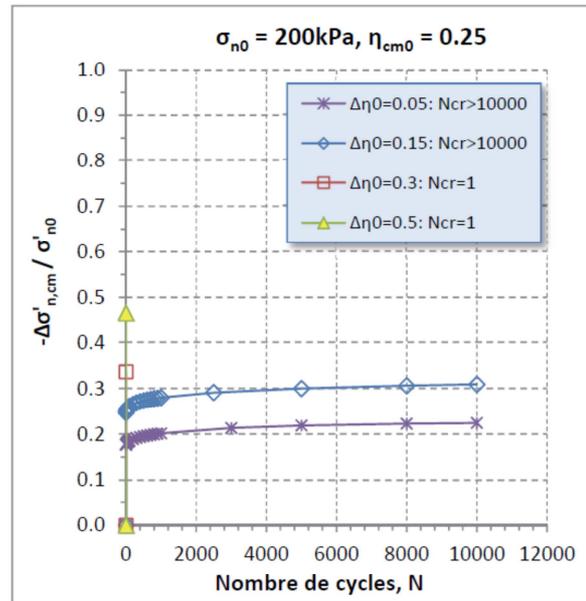
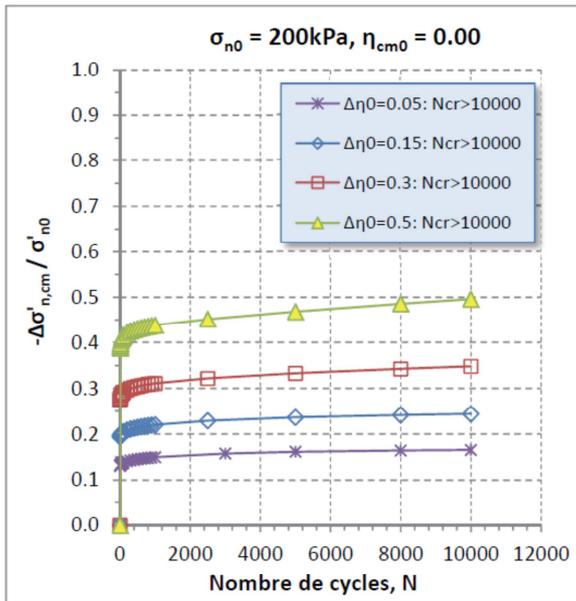
$\sigma_{n0} = 200\text{kPa}$



$$I_{d0} = 0.9$$

$$k_n = 5000 \text{ kPa/mm}$$

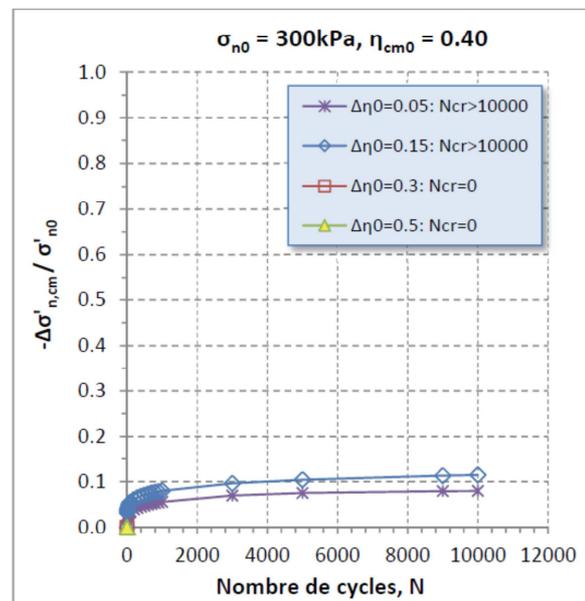
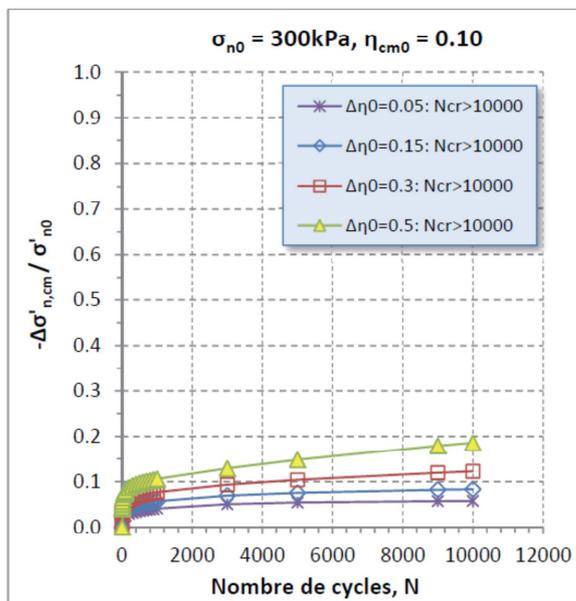
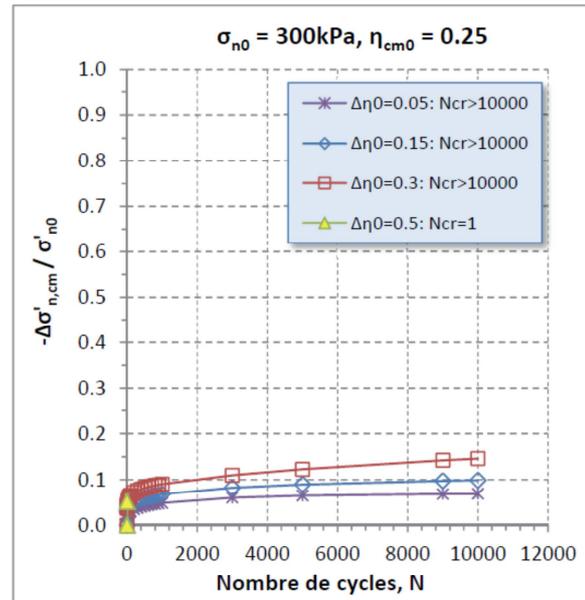
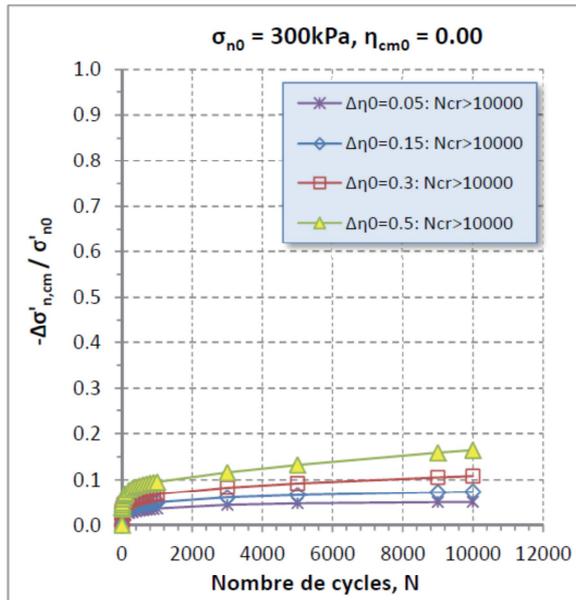
$$\sigma_{n0} = 200 \text{ kPa}$$



$I_{d0} = 0.9$

$k_n = 1000\text{kPa/mm}$

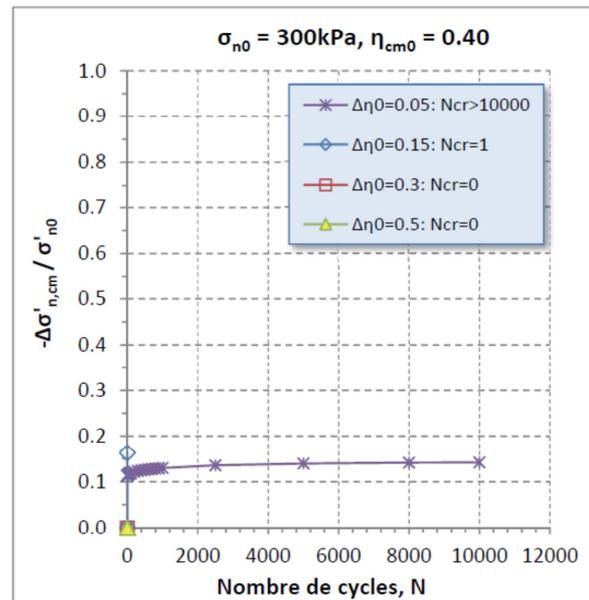
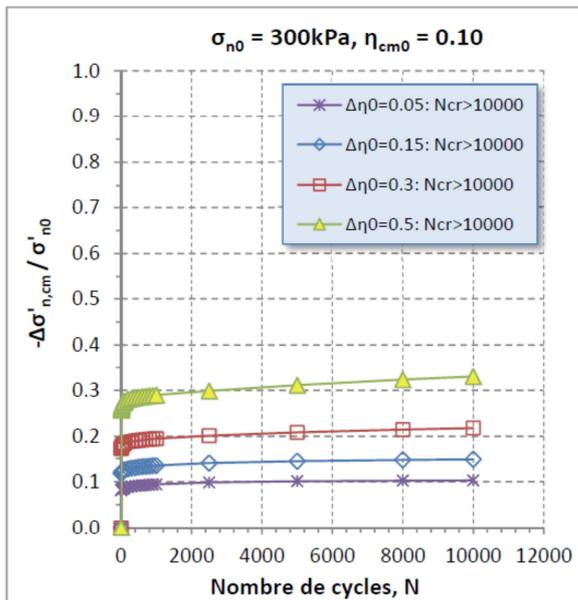
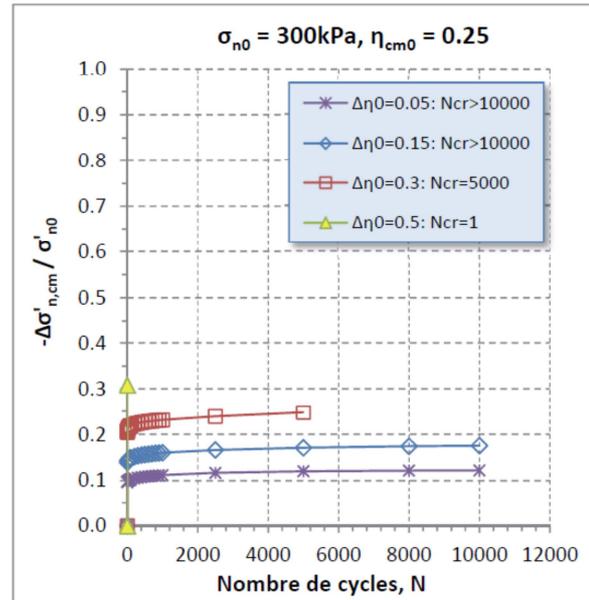
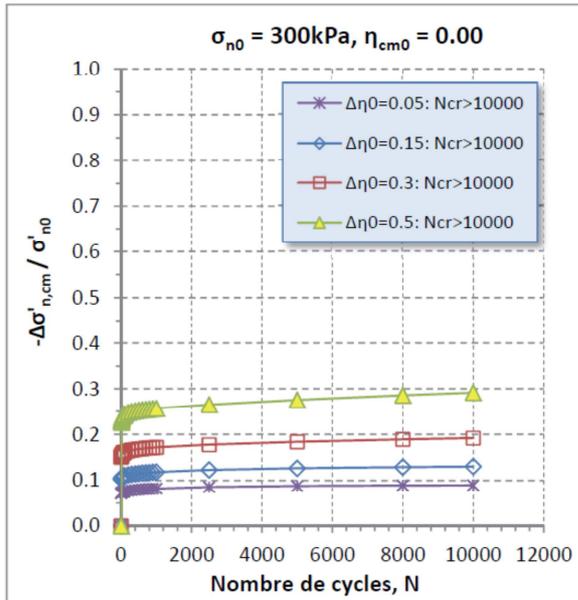
$\sigma_{n0} = 300\text{kPa}$



$$I_{d0} = 0.9$$

$$k_n = 5000 \text{ kPa/mm}$$

$$\sigma_{n0} = 300 \text{ kPa}$$



CHAPITRE 8

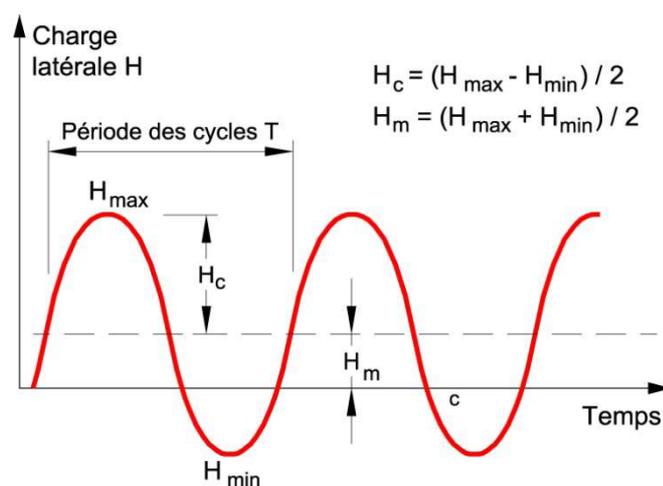
## Comportement des pieux sous chargements cycliques latéraux

### 1. Interaction sol-pieu sous charge latérale

Le présent chapitre porte sur la réponse des pieux soumis à des sollicitations latérales cycliques. Les données présentées proviennent de différentes études réalisées en France et à l'étranger mais également des travaux plus récents conduits dans le cadre du programme SOLCYP. Les expériences ont été le plus souvent conduites en appliquant aux pieux des séries de cycles identiques caractérisées par les paramètres suivants :

- le nombre de cycles  $N$  et la fréquence (ou la période) des charges cycliques
- la valeur moyenne de la charge latérale appliquée  $H_m$
- la demi-amplitude de la composante cyclique  $H_c$ .

La charge appliquée en tête du pieu oscille donc durant les cycles entre  $H_{\max} = H_m + H_c$  et  $H_{\min} = H_m - H_c$  et le signe du rapport  $R_H = H_{\min} / H_{\max}$  renseigne sur le caractère alterné (two-way) du chargement si  $R_H$  est négatif ou non alterné (one-way) si  $R_H$  est positif ou nul (Figure 8.1.).



**Figure 8.1.** Notations concernant les composantes de la charge latérale cyclique.

La charge  $H_{\max}$  est souvent normalisée par la résistance limite sous charge statique  $H_{\lim}$  dont la définition varie toutefois d'un auteur à l'autre (comme le montre le §2).

La charge limite  $H_{\lim}$  retenue dans les Recommandations SOLCYP est par contre définie de façon précise dans le Chapitre 9 (§3.2).

La réponse de pieux soumis à des charges latérales en tête présente certains aspects spécifiques qui doivent être pris en considération lors de la conception et du dimensionnement de ces ouvrages.

### 1.1. Rigidité relative

Une première caractéristique intervenant dans l'interaction sol-pieu est la rigidité relative sol-pieu. Cette notion permet en théorie de distinguer les pieux rigides des pieux souples. Sous les charges latérales appliquées en tête, les pieux dits rigides pivotent sans se déformer de façon significative. Dans le cas des pieux souples au contraire, les déformations propres du pieu se superposent aux déplacements d'ensemble et les conditions en pied du pieu n'interviennent plus dans la réponse aux charges appliquées en tête. De nombreux cas réels se situent cependant entre ces deux situations extrêmes.

Des expressions ont été proposées par différents auteurs pour estimer la rigidité relative d'un pieu en se plaçant dans le cas très théorique d'un sol élastique homogène doté d'un module constant ou d'un module proportionnel à la profondeur. Elles peuvent être homogénéisées et les limites entre pieux souples et pieux rigides qui en résultent sont comparées dans le Tableau 8.1. où le paramètre  $K$ , introduit par Poulos et Hull (1989), vaut  $K = (E_s L^4) / E_p I_p$  avec :

$E_s$  module du sol élastique

$E_p$  module du pieu

$L$  fiche du pieu

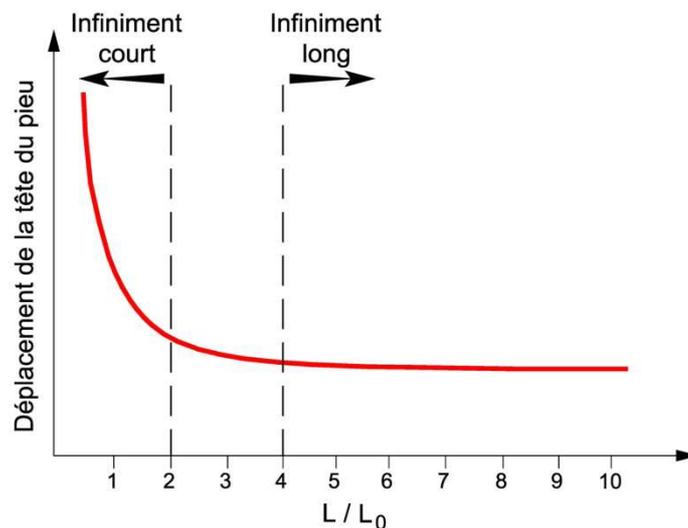
$I_p$  inertie de flexion du pieu

**Tableau 8.1.** Limites théoriques entre pieux rigides et pieux souples

.Auteurs	Pieu rigide	Pieu souple
Broms (1964)	$K < 20$	$K > 20$

Poulos (1982)	$K < 10$	$K > 100$
Poulos & Hull (1989)	$K < 5$	$K > 389$
Hsiung & Chen (1997)	Non indiqué	$K > 4$
Briaud (1993)	$K < 4$	$K > 324$
Frank (1999)		

Des limites exprimées en fonction de la longueur de transfert  $L_0 = (4E_p I_p / E_s)^{1/4}$  sont souvent utilisées comme le montre l'exemple de la figure 8.2. On peut noter que le paramètre  $K$  du Tableau 8.1. vaut  $K = 4(L/L_0)^4$ .



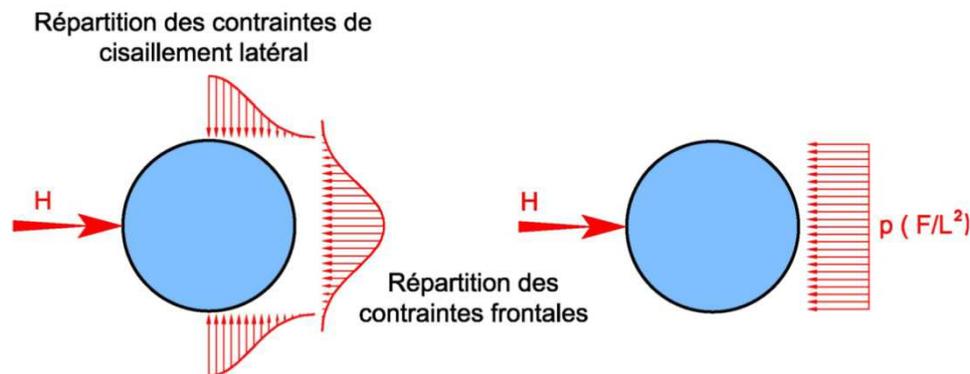
**Figure 8.2.** Effet de la rigidité relative du pieu sur le déplacement de la tête et limites entre pieu rigide (court) et pieu souple (long) selon Peralta (2010).

Au-delà de la dispersion des valeurs limites (cf. Tableau 8.1) et du fait de l'hypothèse de sol élastique homogène qui ne rend guère compte du comportement réel des sols, l'utilisation de tous ces résultats est très délicate en pratique.

Par contre, comme montré au Chapitre 9, les méthodes de dimensionnement modernes fondées sur les courbes de réaction P-y fournissent une méthode plus performante pour déterminer la rigidité relative du pieu en examinant par exemple l'évolution du déplacement de la tête sous une charge latérale donnée en fonction de la rigidité EI (cf. §3.3 du Chapitre 9).

## 1.2. Concept de réaction latérale

Lorsque le pieu se déplace latéralement des réactions du sol sont mobilisées à l'avant du pieu, sur les côtés mais les pressions à l'arrière varient également. La force résultante, dans la direction de la charge appliquée en tête, est appelée réaction latérale  $P$  (kN par mètre linéaire de pieu). Elle permet d'évaluer la pression moyenne s'exerçant sur le pieu  $p = P/B$  ( $B$  étant le diamètre du pieu). Il s'agit d'une grossière simplification car les réactions du sol qui s'opposent à son déplacement latéral ont plusieurs origines différentes (Figure 8.3).



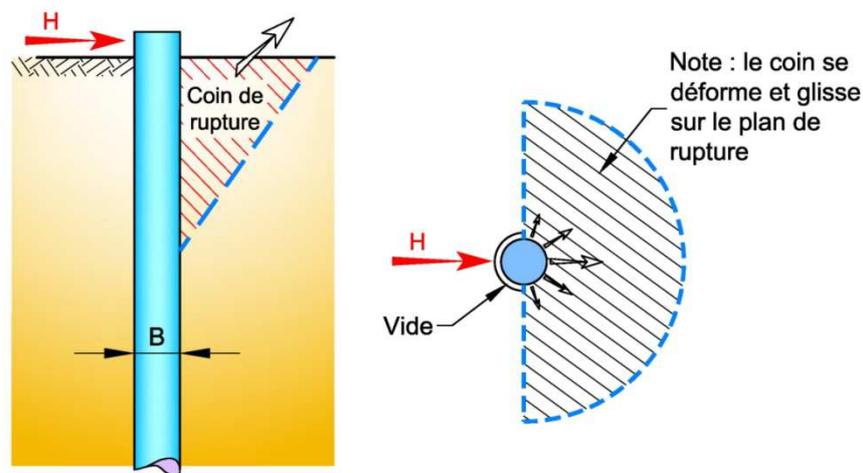
**Figure 8.3.** Distribution réelle des réactions du sol et modèle simplifié  
(d'après Baguelin et al., 1977).

Les mécanismes de mobilisation des réactions sont en réalité complexes et très variés. Ils peuvent en effet dépendre de la profondeur, de la nature du sol (cohérent ou non), de la mobilisation ou non de surpressions interstitielles, des caractéristiques des cycles (alternés ou non) et de leur fréquence, de la présence d'eau au-dessus du sol (en particulier lors de chargements cycliques).

## 1.3. Rôle déterminant des couches de surface

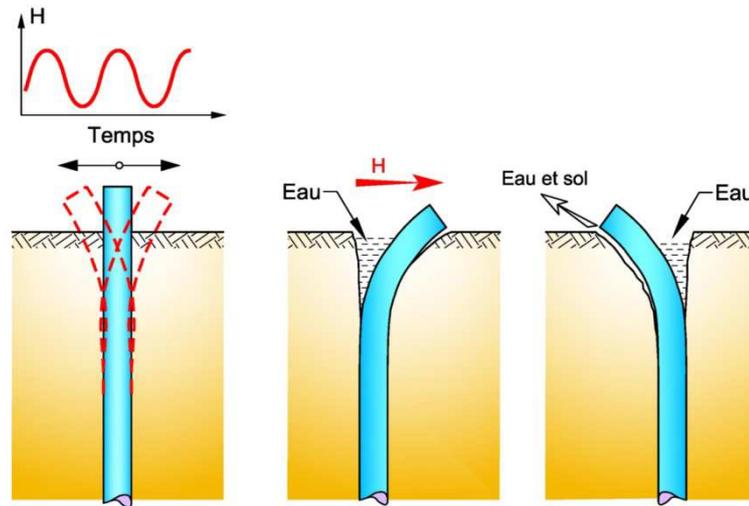
Contrairement au cas du pieu sous charge axiale où tout le massif de sol traversé par le pieu est mobilisé, sous une charge latérale, la réponse du pieu est très largement gouvernée par les couches de sol situées en partie supérieure du massif. Les méthodes de dimensionnement tiennent évidemment compte de cet aspect de l'interaction sol pieu sous charge latérale appliquée en tête.

Par ailleurs, à proximité plus immédiate de la surface du sol, sur une profondeur évaluée à  $2B$  ou  $3B$  selon les auteurs (Broms, 1964 ; Baguelin et Jezequel, 1972 ; Randolph et Houlsby, 1984 ; API, 2002), des mécanismes particuliers se manifestent. Les déplacements du sol n'y sont en effet plus horizontaux mais présentent une composante verticale. Un bourrelet peut se former devant le pieu et un cratère apparaître à l'arrière par décollement du sol s'il possède un minimum de cohésion. A la rupture, un coin en état limite passif peut se former (Figure 8.4.).



**Figure 8.4.** Mécanismes de déformation du sol autour du pieu (d'après Murff & Hamilton, 1993).

En outre, lorsque qu'une nappe est présente à la surface du sol (cas des pieux en offshore par exemple), l'eau se déplaçant dans l'espace créé autour du pieu peut, à chaque cycle, provoquer une érosion du sol comme l'illustre la Figure 8.5



**Figure 8.5.** Phénomènes répétés de décollement et d'érosion sous un chargement cyclique (d'après Bea & Audibert, 1979).

Pour ces différentes raisons, les réactions mobilisées dans cette zone très superficielle sont nettement plus complexes, difficiles à modéliser et peuvent donc ne pas suivre exactement les mêmes lois que celles des couches un peu plus profondes.

## 2. PROGRAMMES EXPERIMENTAUX

Les travaux portant sur le comportement de pieux sous charges latérales cycliques ont été pour l'essentiel recensés lors de l'étude de faisabilité du projet SOLCYP (Le Kouby, 2004) puis dans les bibliographies réalisées dans plusieurs thèses conduites au LCPC puis à l'IFSTTAR (Rosquoët, 2004 ; Rakotonindriana, 2009 ; Khemakhem, 2011). Des travaux sur cette question ont été publiés plus récemment et sont également exploités dans le présent document.

- Les premières études expérimentales ont été réalisées sur des pieux en vraie grandeur soumis à des charges latérales cycliques et ont couvert les sables et les argiles molles ou raides (Cox et al, 1974 ; Reese et al., 1975 ; Meimon et al., 1986 ; Jezequel et Saintilan, 1986 a et b ; Little & Briaud, 1988 ; Chai & Hutchinson, 2002, Hadjadjji et al., 2002, Hussein et al., 2006). Elles sont parfois assez anciennes et ont servi à l'élaboration des règles utilisées en offshore. D'autres travaux mettant en œuvre différentes approches les

ont complétées (Mayne et al., 1995 ; Hutchinson et al., 2005 ; Peng et al., 2006 ; Taciroglu et al., 2006).

- Des études souvent assez récentes ont été effectuées sur des modèles réduits testés en centrifugeuses (Kishida et al., 1985 ; Kikuchi, 2008 ; Jeanjean, 2009 ; Li et al., 2010 ; Zang et al., 2011 ; Klinkvort, 2012). Les campagnes d'essais intégrées au programme SOLCYP conduites dans le cadre des thèses déjà citées (Rosquoët, 2004 ; Rakotonindriana, 2009 ; Khemakhem, 2011) entrent dans cette catégorie.
- Enfin, des séries d'expériences sur modèles réduits testés en laboratoire sous pesanteur terrestre ont le plus souvent porté sur l'étude du comportement des pieux de fondations d'éoliennes offshore (Peralta & Achmus, 2010 ; Solf et al., 2010 ; LeBlanc et al., 2010 ; Abadie, 2011 ; Roesen et al., 2013 ; Ramadan et al., 2013, Rudolph et al., 2013).

Un important programme d'essais sur des pieux de 0,4m à 2m de diamètre a par ailleurs été récemment engagé au Royaume Uni (PISA : Pile Soil Analysis) dans le but d'améliorer les méthodes de dimensionnement des monopieux de fondation d'éoliennes offshore (Byrne et al., 2015) mais les résultats ne sont pas encore disponibles.

Le tableau 8.2. présente les principales caractéristiques des programmes d'études expérimentales réalisées ces vingt dernières années.

**Tableau 8.2.** Principaux programmes d'essais réalisés récemment sur le comportement de pieux sous charges latérales cycliques

Auteurs	Sol	Pieux	Type de chargement cyclique	Nombre de cycles maximum	Rapport $H_{max}/H_{lim}$ ou $M_{max}/M_{lim}$
Bouafia (1994)	Sables secs	Modèles centrifugés Pieux rigides	Non alterné $R_H = 0$	5	Non déterminé
Long et Vanneste (1994)	Divers sites de sables	Analyse de 34 essais de pieux sur divers sites	Alterné et Non alterné $R_H = -1$ à $+0,5$	5 à 500 selon les essais	Non déterminé
Lin et Liao (1999)	Divers sites de sables	Pieux sur différents sites	Alterné et Non alterné $R_H = -1$ à $0,1$	100	Non déterminé
Hadjadi et al. (2002)	Argile peu plastique, sable limoneux	Site de Plancoët	Non alterné $R_H = 0,33$	~10000	$\leq 33\%$
Verdure et al. (2003)	Sable sec dense	Modèles centrifugés Pieux flexibles	Non alterné $R_H \geq 0$	50	$\leq 30\%$
Rosquoët (2004) <b>SOLCYP</b>	Sable sec dense et très dense	Modèles centrifugés Pieux flexibles	Alterné et Non alterné $R_H = -1$ à $+0,75$	50	$\leq 30\%$
Jeanjean (2009)	Argile molle saturée	Modèles centrifugés	Non alterné $R_H > 0$	Plusieurs séries de 1000 cycles	Non déterminé
Rakotonindriana (2009) <b>SOLCYP</b>	Sable sec dense et très dense	Modèles centrifugés Pieux flexibles	Alterné et Non alterné	70000	$\leq 30\%$
Li et al. (2010) (*)	Sable sec très dense	Modèles centrifugés Pieux rigides	Non alterné $R_H = 0$	100 à 1000	Non déterminé
LeBlanc et al. (2010a et b) (*)	Sable sec et sable humide non saturé	Modèle 1-g Pieux rigides	Alterné et Non alterné $R_H = -1$ à $+0,5$	10000	$\leq 60\%$
Peralta (2010) (*)	Sable sec	Modèle 1-g Pieux flexibles	Non alterné $R_H = 0$	10000	$\leq 60\%$
Khemakhem (2012)	Argile molle et argile raide	Modèles centrifugés Pieux souple	Alterné et Non alterné	1000	$\leq 100\%$

SOLCYP					
Zhang et al. (2011)	Argile molle	Modèles centrifugés Pieux rigides	Alterné	40	Non déterminé
Abadie (2011) (*)	Sable sec lâche	Modèle 1-g Pieux rigides	Non alterné $R_H = 0$	32000	$\leq 60\%$
Klinkvort (2012) (*)	Sable dense sec et saturé	Modèles centrifugés	Alterné et Non alterné $R_H = -0,47$ à $+0,54$	500	$\leq 43\%$
Roesen et al. (2013) (*)	Sable saturé	Modèle 1-g Pieux rigides	$R_H = -0,01$ à $+0,10$ selon les essais	60000	18% à 36%

(\*) Séries d'essais simulant des monopieux pour fondation d'éoliennes offshore dans lesquelles un moment très important se superpose à la force latérale appliquée à la tête du pieu.

On peut noter que la plupart de ces programmes d'essai n'ont concerné que des sols sableux. Les seuls travaux récents sur des sols argileux sont ceux de Jeanjean (2009), de Zhang et al. (2011) et de Khemakhem (2012) mais seule cette dernière étude a fourni des résultats sur l'effet des cycles sur le déplacement du pieu et sur le moment maximum.

### 3. PRINCIPALES DONNEES SUR L'EFFET DES CYCLES

Les études évoquées ci-dessus ont permis d'obtenir un certain nombre de données sur la réponse d'un pieu soumis à des charges latérales cycliques. Les informations les plus intéressantes concernent l'effet des cycles sur le déplacement (et/ou la rotation) de la tête du pieu, sur le moment maximum supporté par le pieu et sur les réactions mobilisées.

Ces paramètres essentiels interviennent en effet directement dans le dimensionnement des pieux sous charges latérales et ils font l'objet des recommandations développées au Chapitre 9.

Les paragraphes ci-dessous résument les principaux résultats obtenus sur ces sujets dans les études déjà réalisées.

### 3.1. Effet des cycles sur le déplacement latéral du pieu

Dans les sables comme dans les argiles, les expériences ont montré que les charges cycliques conduisent le plus souvent à une augmentation du déplacement de la tête du pieu avec le nombre de cycles.

Toutefois, comme évoqué plus loin, les cycles peuvent parfois augmenter les réactions mobilisées dans le sol pour un déplacement donné du pieu. Ce comportement s'observe par exemple lors de chargements alternés de pieux en place dans un sol purement frottant. Ces cas n'ont toutefois guère fait l'objet d'études car elles ne présentent pas d'intérêt d'un point de vue pratique, le pieu devant dans tous les cas être dimensionné pour résister à la charge latérale maximale appliquée dès le premier cycle.

D'un point de vue pratique, la question essentielle porte sur la modélisation des courbes d'évolution du déplacement du pieu en fonction du nombre de cycles et deux types de lois ont été proposées :

$$\text{- des fonctions logarithmiques} \quad y_N / y_1 = 1 + \alpha \ln N \quad [8.1]$$

$$\text{- des fonctions puissance} \quad y_N / y_1 = N^m \quad [8.2]$$

où  $y_1$  et  $y_N$  sont respectivement les déplacements latéraux de la tête du pieu au premier chargement et au  $N^{\text{ième}}$  cycle. Ces deux lois peuvent parfois s'avérer voisines et conduire à des résultats assez proches quant à l'effet des cycles sur le déplacement du pieu. Ainsi, à partir des mêmes données expérimentales Long et Vanneste (1994) ont proposé une fonction puissance et Lin et Liao (1999) une fonction logarithmique.

#### 3.1.1. Loi logarithmique

Dans cette relation (Equation [8.1]), le coefficient  $\alpha$  (noté parfois  $t$ ,  $A$  ou encore  $C_N$  selon les auteurs et souvent appelé « paramètre de dégradation ») caractérise l'amplification des déplacements due aux cycles. On passe ci-après en revue les études concluant à une évolution du déplacement du pieu selon cette loi logarithmique en indiquant les valeurs proposées pour le coefficient  $\alpha$ .

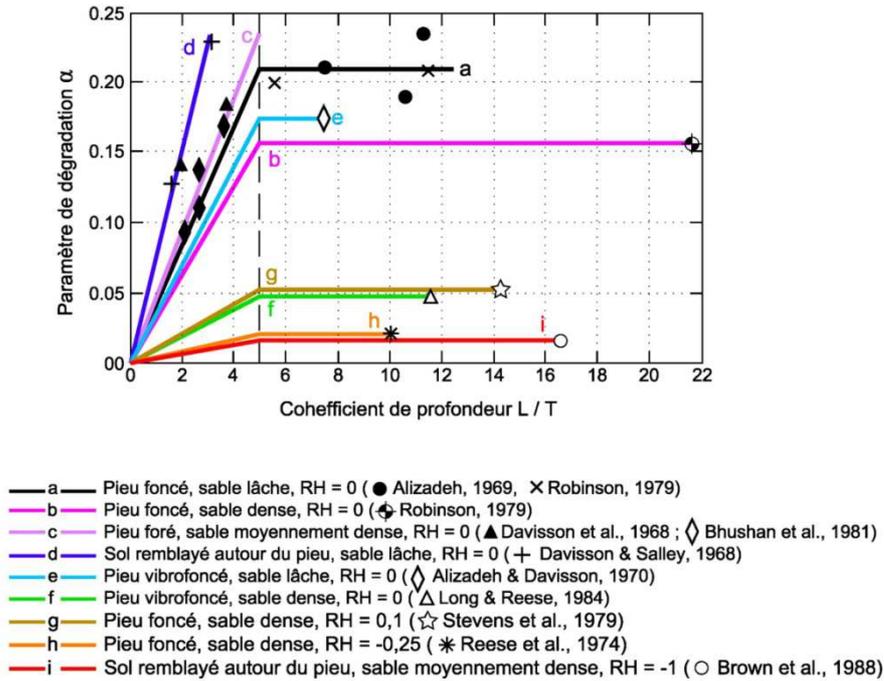
- Hettler (1981) cité par Peralta (2010) a réalisé des essais de chargement de *modèles réduits de pieux flexibles dans un sable sec*. Le niveau des charges cycliques par rapport à la charge latérale limite n'est pas précisé. Les données obtenues conduisent à  $\alpha = 0,2$ .
- L'analyse des données obtenues par Bouafia (1994) lors d'essais sur *modèles centrifugés* simulant les deux pieux rigides testés sur le site du Rheu (massif de sable), conduit (pour 4 à 5 cycles) a des valeurs de  $\alpha$  entre **0,18 et 0,25**.
- Lin et Liao (1999) ont analysé *20 essais de chargement de pieux sur différents sites de sols sableux* (nombre de cycles N allant de 4 à 100). Ils ont étudié l'évolution de la déformation  $\varepsilon$  du sol autour du pieu sous l'effet des cycles en admettant la relation très simplifiée [8.3] où y est le déplacement latéral du pieu :

$$\varepsilon = \frac{y}{2,5B} \quad [8.3]$$

L'effet des cycles est quantifié par le rapport  $R_s = \varepsilon_N / \varepsilon_1$  (Cyclic Strain Ratio) de la déformation au cycle N sur la déformation au premier chargement. Le coefficient  $\alpha$  de la loi logarithmique (noté t par les auteurs) est fonction des caractéristiques du sol, du mode de mise en place du pieu, de sa rigidité relative et de sa longueur. Ces deux derniers paramètres interviennent par un coefficient de profondeur, rapport  $D/\mathfrak{R}_H$  entre la longueur du pieu D et la rigidité relative  $\mathfrak{R}_H$  donnée par l'expression [8.4] où  $n_h$  est le coefficient de réaction du sol :

$$\mathfrak{R}_H = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad [8.4]$$

Selon les auteurs, le coefficient  $\alpha$  augmenterait d'abord avec la longueur du pieu pour se stabiliser au-dessus d'une longueur donnée par  $D/\mathfrak{R}_H = 5$  (correspondant à un pieu long et flexible). Ce cas du pieu flexible serait ainsi le plus défavorable quant à l'effet des cycles sur le déplacement en tête mais le nombre d'essais sur lesquels est fondée cette conclusion apparaît pour certains cas extrêmement limité (Figure 8.6.).



**Figure 8.6.** Valeurs du coefficient  $\alpha$  (Degradation parameter t sur la figure) en fonction du coefficient de profondeur L/T (d’après Lin et Liao, 1999).

En s’inspirant des travaux de Long et Vanneste (1994) et en analysant *une dizaine d’essais de pieux réels supplémentaires*, Lin et Liao ont proposé l’expression de la forme suivante pour estimer le coefficient  $\alpha$  (noté t et appelé « degradation parameter ») :

$$\alpha = 0,032 \frac{L}{T} . k_1 . k_2 . k_3 \quad [8.5]$$

$k_1$  est fonction décroissante de la compacité du sol et varie de 1,3 (pour un sable lâche) à 1 (pour un sable dense) ;

$k_2$  dépend du mode de mis en place du pieu ( $k_2$  varie en général entre 0,8 si la mise en place du pieu tend à refouler le sol et le densifier et 1,8 dans le cas contraire) ;

$k_3$  est fonction du type de chargement cyclique et varie entre 0,09 pour des cycles alternés et 1 pour des cycles non alternés.

Dans les sables, l’effet des cycles sur le déplacement de la tête du pieu apparait près de dix fois plus élevé dans le cas du chargement non alterné.

On doit noter que si la valeur  $k_3 = 1$  pour  $R_H = H_{\min} / H_{\max} = 0$  s'appuie sur les résultats de 17 essais de chargement, les valeurs de  $k_3$  pour les autres cas ( $R_H$  différent de 0) ne reposent que sur un seul essai.

Les valeurs maximales du coefficient  $\alpha$  varient entre **0,02 et 0,24** selon le type de sol et de pieu. Des valeurs plus courantes en pratique du coefficient  $\alpha$  peuvent toutefois être déterminées par la relation [8.5]. Ainsi, pour un pieu flexible, battu dans un sable, les valeurs du coefficient  $\alpha$  sous des chargements non alternés sont données dans le Tableau 8.3.

**Tableau 8.3.** Valeurs du coefficient  $\alpha$  pour un pieu flexible selon l'expression [8.5] proposée par Lin & Liao (1999)

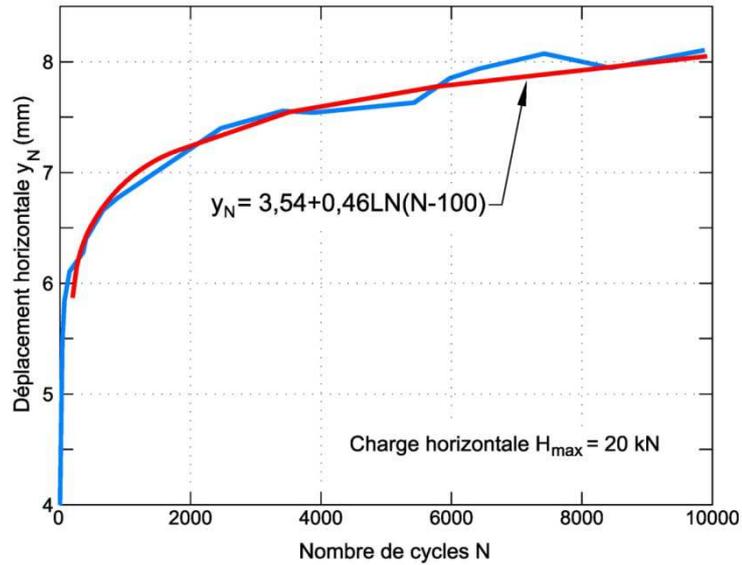
$R_H = H_{\min} / H_{\max}$	Sable dense	Sable moyennement dense
0	$\alpha = 0,16$	$\alpha = 0,18$
0,5	$\alpha = 0,069$	$\alpha = 0,077$

- Les données expérimentales du *site de Plancoët* où les essais de chargement ont été conduits jusqu'à 10 000 cycles, sont très bien représentées par la relation logarithmique [8.6] obtenue par Hadjadji et al. (2002).

Le déplacement  $y_N$  au cycle  $N$  (Figure 8.7) est donné en mm (pour  $N > 100$ ) par :

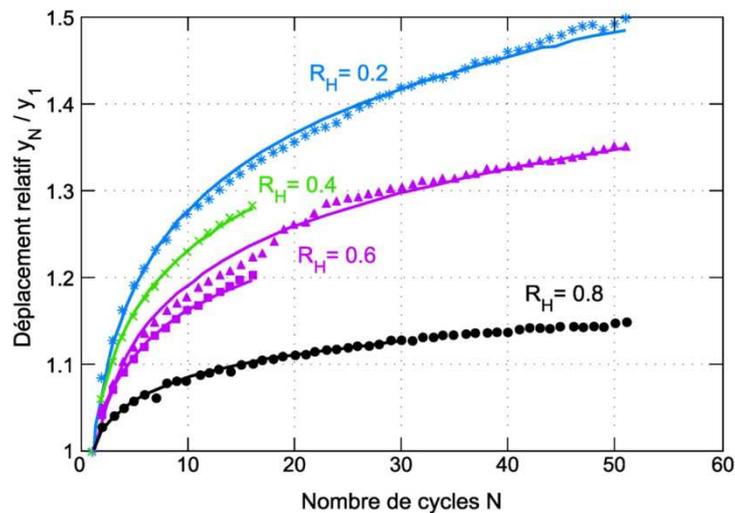
$$y_N = 3,75 + 0,462 \cdot \ln(N - 100) \quad [8.6]$$

Selon les auteurs, l'augmentation du déplacement de la tête du pieu entre le 1<sup>er</sup> et le 10000<sup>ème</sup> cycle est de 80% sous une charge latérale  $H_{\max} = 20$  kN (tiers de la charge limite) avec  $H_{\min} = 6,67$  kN (soit  $R_H = 0,33$ ). Ce résultat conduit à un paramètre de dégradation de la loi logarithmique  $\alpha = 0,087$ .



**Figure 8.7.** Déplacement de la tête du pieu en fonction du nombre de cycles N  
Essais du site de Plancoët des LPC (d'après Hadjadj et al., 2002).

- Des essais de chargement cyclique ont été effectués par Verdure et al. (2003) sur des *modèles centrifugés de pieux dans un sable dense* ( $I_D=95\%$ ) avec des rapports  $R_H = H_{min}/H_{max}$  entre 0,2 et 0,8 (Figure 8.8.). Les pieux prototypes simulés avaient une fiche de 12m et un diamètre de 0,72m.



**Figure 8.8.** Evolution du déplacement relatif  $y_N / y_1$  en fonction du nombre de cycles N et comparaison avec une loi logarithmique (d'après Verdure et al., 2003).

Un très bon accord avec une loi logarithmique a été observé (cf. Figure 8.8.) et les auteurs ont montré que, dans la gamme des charges cycliques testées, le coefficient  $\alpha$  varie entre **0,04 et 0,14** et qu'il est lié à l'amplitude de la charge cyclique ( $H_{\max} - H_{\min}$ ) par la relation suivante :

$$\alpha = 0,18.(H_{\max} - H_{\min}) / H_{\max} \quad [8.7]$$

- Li et al. (2010) ont réalisé, sur *modèles centrifugés de pieux rigides dans un sable sec très dense* ( $I_D=97\%$ ), des essais de chargement cyclique de type  $R_H = 0$ . Ils ont également obtenu une loi logarithmique mais aucune information n'est donnée sur le rapport  $H_{\max} / H_{\lim}$ . Lorsque la charge appliquée  $H_{\max}$  est multipliée par 3, le coefficient  $\alpha$  croît de **0,17 à 0,25** soit une augmentation inférieure à 50%.

**NB** : Les conditions d'essai sont assez particulières puisque la charge latérale est appliquée sur le pieu à une hauteur par rapport au sol de 3 fois la fiche du pieu. Un moment très important s'exerce donc au niveau de la surface du sol.

- A partir des données obtenues lors d'essais de chargement cyclique (jusqu'à 10 000 cycles) sur *modèles réduits 1-g de pieux installés dans un sable sec d'indice de densité de 40% et 60%*, Peralta (2010) a trouvé une loi d'évolution de  $y_N/y_1$  de type logarithmique pour les pieux flexibles (mais de type puissance pour les pieux rigides). Les essais étaient non alternés de type  $R_H=0$  avec différentes valeurs de  $H_{\max}$ .

Peralta indique que le coefficient  $\alpha$  vaut **0,21** et est indépendant de l'amplitude de la charge cyclique  $H_{\max}$  du moins dans la gamme des valeurs testées (qui sont restées inférieures à 60% de la résistance latérale statique  $H_{\lim}$ ).

La détermination de  $H_{\lim}$  reste toutefois contestable puisqu'elle correspond à la charge conduisant à un déplacement latéral du pieu entre 10% et 15% de la fiche (ce déplacement est en outre mesuré à 35 cm au-dessus du sol pour des pieux modèles dont la fiche D varie entre 20 cm et 50 cm).

**NB** : Il est important de signaler que, dans tous ces essais, la force latérale est appliquée à des hauteurs au-dessus du sol variant entre  $0,8D$  et  $2D$  ( $D$  étant la fiche du pieu). Au niveau du sol, un moment plus ou moins important se superpose donc à l'effort latéral.

Les valeurs du coefficient  $\alpha$  proposées par les différents auteurs sont rassemblées et comparées dans le tableau 8.4.

**Tableau 8.4.** Synthèse des valeurs proposées pour le coefficient  $\alpha$  dans le cas de sols sableux.

Auteurs	Type de chargement cyclique	Paramètre de dégradation $\alpha$	Commentaires
Hettler (1981)		0,2	
Bouafia (1994)	Non alterné $R_H = 0$	0,18 à 0,25	Nombre de cycles extrêmement réduits (4 à 5)
Lin et Liao (1999)	$R_H = -1$ à 0,1	$\alpha = 0,032 \frac{L}{T} \cdot \beta \cdot \xi \cdot \varphi$ (varie de 0,02 à 0,24)	$\alpha$ dépend de la compacité du sol, du mode de mise en place du pieu et du type de chargement cyclique ( $\alpha$ ne dépend pas de $H_{\max}$ et est plus fort pour un chargement non alterné).
Hadjadji et al. (2002)	Non alterné $R_H = 0,33$	0,087	Le pieu a subi diverses sollicitations latérales avant la séquence cyclique de 10000 cycles.
Verdure et al. (2003)	Non alterné $R_H \geq 0$	$\alpha$ varie de 0,04 à 0,18 selon le rapport $H_c / H_{\max}$	$\alpha = 0,18 \cdot (H_{\max} - H_{\min}) / H_{\max}$ $\alpha$ ne dépend pas de $H_{\max}$
Li et al. (2010) (*)	Non alterné $R_H = 0$	0,17 à 0,25	$\alpha$ croit légèrement avec $H_{\max}$
Peralta (2010) (*)	Non alterné $R_H = 0$	0,21	$\alpha$ est indépendant de $H_{\max}$  (Pieux flexibles)

(\*) Ces expériences simulaient des fondations d'éoliennes offshore. Au niveau de la surface du sol, un moment très important se superpose à la force latérale.

### 3.1.2. Fonction puissance

Dans ce cas le déplacement du pieu sous N cycles est donné par la relation [8] et le coefficient m quantifie l'amplification du déplacement de la tête du pieu sous l'effet des cycles :

$$y_N / y_1 = N^m \quad [8.8]$$

• Long et Vanneste (1994) ont analysé 34 essais de chargement cyclique de pieu sur différents sites de sables (nombre de cycles  $N$  en général compris entre 10 et 100). L'analyse consiste à caler sur les résultats expérimentaux disponibles (mesure du déplacement de la tête du pieu) un modèle de sol élastique dont le module  $K_h$  croît proportionnellement à la profondeur ( $K_h = n_h \cdot z$ ) mais décroît avec le nombre de cycles (Modèle LISM : Linearly Increasing Soil reaction Modulus).

Par des calculs à rebours, Long et Vanneste quantifient la dégradation des réactions du sol par le rapport  $R_n$  du gradient  $n_{hN}$  au cycle  $N$  sur le gradient initial  $n_{h1}$  (au premier chargement) soit :

$$R_n = \frac{n_{hN}}{n_{h1}} \quad (8.1)$$

Cette méthode est très contestable sur le plan physique car il est évident que la dégradation due aux cycles n'est pas identique sur toute la fiche du pieu. Toutes les études ont en effet montré que, très logiquement, les dégradations sont beaucoup plus fortes en partie haute du pieu (où le déplacement latéral est plus grand).

Les auteurs proposent une évolution avec les cycles selon la loi  $R_n = N^{-t}$  où le paramètre de dégradation  $t$  est donné par l'expression [8.10]

$$t = 0,17 \cdot F_L \cdot F_I \cdot F_D \quad (8.2)$$

Les coefficients  $F_L$ ,  $F_I$  et  $F_D$  ont été déterminés expérimentalement à partir des 34 essais sur site et sont donnés sous forme d'abaques. Ils sont fonctions de :

- Type de chargement cyclique ( $F_L$  varie de 0,2 pour des cycles alternés à 1 pour des cycles non alternés) ;
- Méthode de mise en place du pieu ( $F_I$  varie entre 0,9 et 1,4) ;
- Densité du sol ( $F_D$  varie entre 0,8 pour un sable dense et 1,1 pour un sable lâche).

Les cycles non alternés  $R_H = H_{\min} / H_{\max} = 0$  se révèlent les plus défavorables comme l'ont également observé Lin et Liao (1999).

Selon les auteurs, dans le cas d'un pieu soumis à une charge en tête  $H_{\max}$ , le déplacement du pieu  $y_N$  au cycle  $N$  est donné par la relation [8.11] :

$$y_N = y_1 \cdot N^{0,6t} \quad (8.3)$$

Le coefficient  $m$  de la loi  $y_N/y_1=N^m$  vaut donc 0,6t. Pour des chargements non alternés, les valeurs extrêmes **varient alors entre  $m = 0,072$  et  $m = 0,143$ .**

De façon plus précise, par exemple pour un pieu battu dans un sable de densité moyenne soumis à un chargement cyclique non alterné (avec  $R_H = 0$ ), on obtient  **$m = 0,082$**  pour un sable dense et  **$m = 0,102$**  pour un sable de compacité moyenne.

- Comme nous l'avons indiqué plus haut, Peralta a trouvé que, contrairement aux pieux souples, pour les *pieux rigides dans des sables secs*, une loi puissance (relation [8.2]) rendait mieux compte des résultats d'essais sur modèles. Les écarts entre la loi puissance et la loi logarithmique se révèlent toutefois très faibles (moins de 3% de différence sur le déplacement en tête sous 10 000 cycles).

Le paramètre de dégradation vaut  **$m = 0,12$**  et serait indépendant de la charge cyclique  $H_{\max}$  (les essais sont de type  $R_H=0$ ).

- LeBlanc et al. (2010a et b) ont effectué des essais sur des *modèles 1-g de pieux rigides dans un sable non saturé lâche* (LeBlanc et al., 2010a) et dans un *sable sec* (LeBlanc et al., 2010b) avec un nombre de cycles allant jusqu'à 10 000. Les travaux portant sur les fondations d'éoliennes sur pieu isolé, les auteurs se sont essentiellement intéressés à *l'évolution de la rotation de la tête du pieu*.

**N.B.** Il faut en outre noter que la charge est appliquée à 430 mm au-dessus du sol pour un pieu dont la fiche est 360 mm. Un très important moment se superpose donc au niveau du sol à la charge latérale. L'estimation de la résistance statique limite est très arbitraire (rotation du pieu de 4°).

Leur données ont conduit à une loi puissance :

$$\frac{\theta_N}{\theta_1} = 1 + K_b \cdot K_c \cdot N^m \quad (8.4)$$

où le coefficient m prend la valeur **m = 0,31 (sable non saturé)** ou **m = 0,30 (sable sec)** et serait indépendant de la compacité du sable.

Les coefficients  $K_b$  et  $K_c$  sont fonctions de la compacité du sable et des caractéristiques des charges cycliques. Les données fournies montrent que, pour les chargements non alternés, l'effet des cycles croît lorsque la composante cyclique augmente.

- Les expériences de Klinkvort (2012) ont été réalisées sur des *modèles réduits centrifugés de pieux rigides dans un sable dense sec ou saturé*. La charge est là encore appliquée à des hauteurs au-dessus du sol variant entre 8,25B et 17,25B. La figure 8.9 montre l'exemple d'un essai à 10 000 cycles avec  $H_{\min}/H_{\max} = -0,5$  et  $H_{\max}/H_{\lim} = 0,33$ ) pour lequel le paramètre de dégradation m prend la valeur **m = 0,089**. Dans cette étude comme dans celle de LeBlanc et al. (2010), la charge  $H_{\lim}$  correspond par convention à une rotation du pieu de 4°.

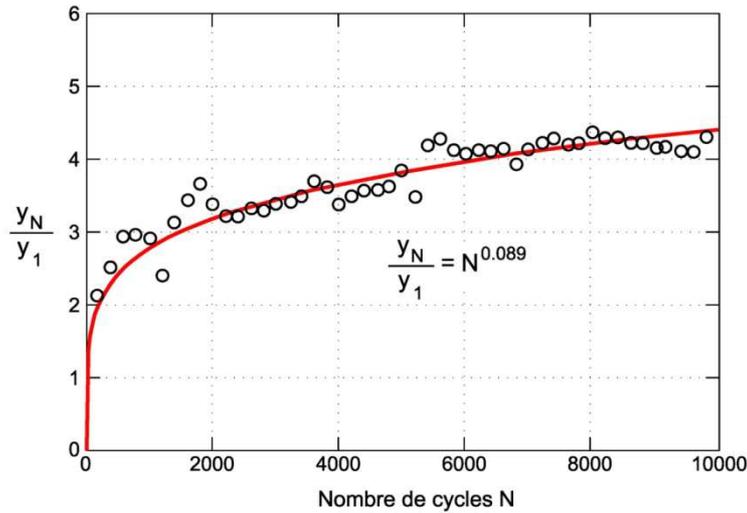
Une loi puissance est obtenue pour le déplacement du pieu et l'auteur propose pour le coefficient m l'expression :

$$m = T_c \cdot T_b \quad (8.5)$$

où  $T_b$  est fonction du rapport  $H_{\max} / H_{\lim}$  et  $T_c$  est fonction du rapport  $R_H = H_{\min} / H_{\max}$  données par :

$$T_b = 0,61 \cdot (H_{\max} / H_{\lim}) - 0,013 \quad \text{et} \quad T_c = (R_H + 0,63)(R_H - 1)(R_H - 1,64) \quad (8.6)$$

La Figure 8.9. montre l'évolution du déplacement de la tête du pieu avec le nombre de cycles.



**Figure 8.9.** Déplacement  $y_N / y_1$  en fonction du nombre de cycles (d'après Klinkvort, 2012).

Le cas le plus défavorable observé correspond au chargement non alterné avec  $R_H = 0$ . Le coefficient  $T_c$  vaut 1 et le paramètre  $m$  prend alors les valeurs suivantes :

$$\mathbf{m} = \mathbf{0,17} \text{ pour } H_{\max} / H_{\text{lim}} = 30\% \quad \text{et} \quad \mathbf{m} = \mathbf{0,048} \text{ pour } H_{\max} / H_{\text{lim}} = 10\%$$

- Des *essais 1-g* de même type ont été réalisés par Roesen et al. (2013) sur des *pieux modèles rigides forcés dans un sable dense saturé*. Jusqu'à 60 000 cycles ont été appliqués avec un effort latéral à 600mm au-dessus du sol (pour des pieux de 500mm de fiche) afin de simuler des fondations d'éoliennes. L'analyse est identique à celle de LeBlanc et al. (2010) et porte également sur la rotation du pieu. Elle conduit à la loi  $\theta_N / \theta_1 = 1 + a \cdot N^m$  où le paramètre **m** varie entre **0,11 et 0,18**. Le coefficient  $a$  croit (de 0,3 à 0,7) lorsque la charge maximale appliquée lors des cycles augmente.

Le tableau 8.5. résume les valeurs du paramètre de dégradation  $m$  obtenues par différents auteurs exclusivement dans les sables.

**Tableau 8.1.** Coefficient m de la loi puissance (pour des études réalisées sur des sols sableux).

<b>Auteurs</b>	<b>Type de chargement cyclique</b>	<b>Paramètre de dégradation m</b>	<b>Commentaires</b>
Long et Vanneste (1994)	Alterné et Non alterné $R_H = -1$ à $+0,5$	Pour $R_H > 0$ (cas le plus défavorable) m varie entre 0,072 et 0,143 (selon le type de pieu et la compacité du sol).	Cas d'un chargement non alterné avec $H_{min} = 0$ $m = 0,082$ (sable dense) et $m = 0,102$ (compacité moyenne)
LeBlanc et al. (2010a et b) Abadie (2011) (*)	Alterné et Non alterné $R_H = -1$ à $+0,5$	$m = 0,30$	L'analyse porte sur la rotation de la tête du pieu. Le cas le plus défavorable correspond à $R_H = -0,6$
Peralta (2010) (*)	Non alterné $R_H = 0$	$m = 0,12$	m est indépendant de $H_{max}$  (Pieux rigides)
Klinkvort (2012) (*)	Alterné et Non alterné $R_H = -0,47$ à $+0,54$	$m = T_c \cdot T_b$  $m = 0,089$ pour le cas $N=10\ 000$ , $R_H = -0,5$ et $H_{max}/H_{lim} = 0,33$	$T_c$ est fonction de $R_H$ et $T_b$ croit linéairement avec $H_{max} / H_{lim}$  Le cas le plus défavorable est $R_H = 0$ m varie alors de 0,048 à 0,17 (selon la valeur de $H_{max} / H_{lim}$ )
Roesen et al. (2013) (*)	Alterné et Non alterné $R_H = -0,01$ à $+0,10$	m varie entre 0,11 à 0,18	L'analyse porte sur la rotation de la tête du pieu

(\*) Ces expériences simulaient des fondations d'éoliennes offshore. Au niveau de la surface du sol, un moment très important se superpose à la force latérale.

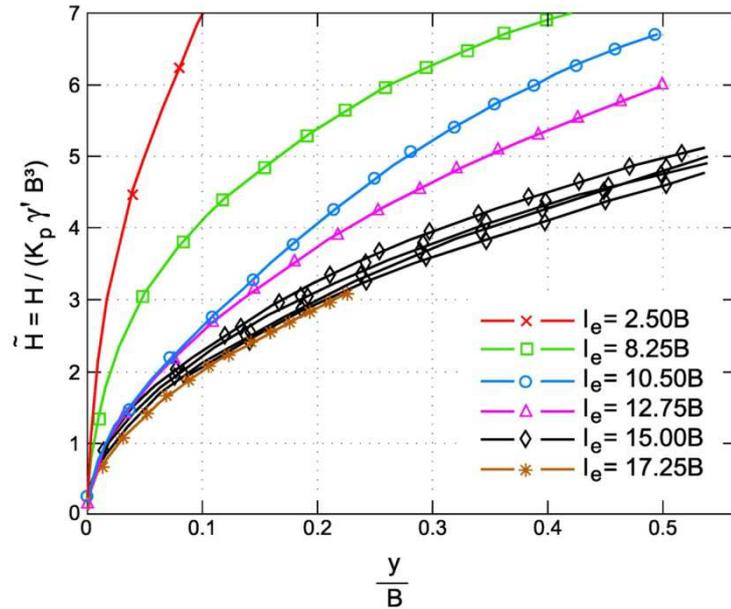
On observe que les valeurs maximales du paramètre m restent toujours inférieures à 0,18 sauf pour LeBlanc et pour Abadie qui obtiennent  $m = 0,3$ . Selon Klinkvort (2012) ces valeurs très fortes du paramètre m sont dues au fait que les essais de LeBlanc et d'Abadie ont été réalisés sur des sables de très faible densité ( $I_D = 17\%$ ), très contractants. Ce choix a été retenu pour tenter de simuler correctement la résistance au cisaillement du sable alors que les modèles

sont testés en laboratoire sous pesanteur terrestre et donc sous de très faibles niveaux de contraintes dans le sol.

### **3.1.3. Synthèse de l'effet des cycles sur le déplacement du pieu**

La comparaison des différentes propositions n'est pas simple car les expériences sur lesquelles reposent ces lois ont été conduites dans des conditions très diverses, en particulier sur les aspects suivants :

- les charges cycliques sont de natures diverses, souvent non alternées, avec des rapports  $R_H = H_{\min} / H_{\max}$  variant entre -1 et +0,8 ;
- le niveau des charges cycliques, par rapport à la charge statique limite, peut varier selon les programmes d'essais (la charge statique limite n'est d'ailleurs pas toujours déterminée) ;
- le nombre de cycles appliqués est très variable allant, dans les cas extrêmes, de moins de 5 à plus de 10 000 ;
- certaines études ont été réalisées sur des modèles réduits 1-g pour lesquels les contraintes dans les massifs de sables sont extrêmement faibles ; d'autres travaux ont au contraire été conduits sur sites avec des pieux en vraie grandeur ou sur des modèles réduits centrifugés ;
- un moment très important s'exerce parfois en tête du pieu car, pour tenter de simuler la fondation d'une éolienne sur un pieu isolé, la force latérale est alors appliquée à de grandes hauteurs au-dessus de la surface du sol (pouvant dépasser largement la fiche du pieu). L'effet de ce moment additionnel sur la réponse aux cycles n'a pas été examiné mais Klinkvort et Hededal (2014) ont montré que, comme on peut s'y attendre, il accroît considérablement le déplacement latéral du pieu (Figure 8.10.).



**Figure 8.10.** Déplacement du pieu sous des charges latérales appliquées à différentes hauteurs  $I_e$  au dessus du sol variant entre 2,5B et 17,25B (d’après Klinkvort et Hededal, 2014).

Ces auteurs ont également montré, qu’assez logiquement, ce moment additionnel en tête du pieu ne modifie pas les courbes de réaction.

Certains travaux fournissent des informations (parfois contradictoires) sur les différents facteurs qui peuvent affecter la valeur des paramètres  $\alpha$  ou  $m$  et donc l’intensité de l’effet des cycles. Le tableau 8.6 résume les principales tendances qui se dégagent concernant l’effet des cycles sur le déplacement relatif de la tête du pieu ( $y_N / y_1$ ).

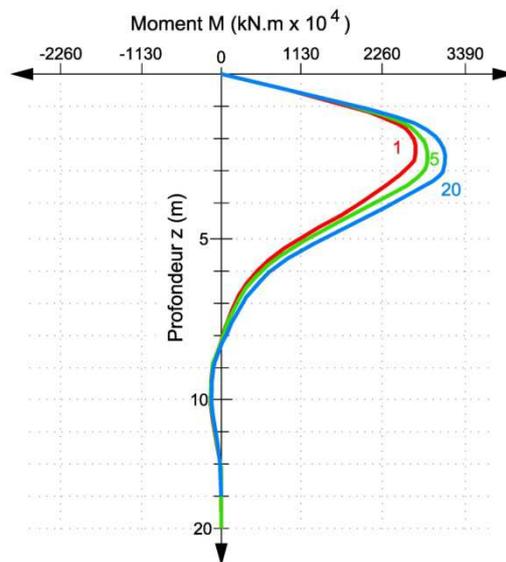
**Tableau 8.2.** Facteurs affectant la valeur des paramètres de dégradation  $\alpha$  ou  $m$  (cas des sols sableux).

Facteur	Observations	Références
Type de chargement	Dans les sables, $\alpha$ et $m$ sont nettement plus forts si les chargements sont non alternés ( $R_H = H_{\min} / H_{\max} > 0$ )	Tous les auteurs sauf LeBlanc et al. (2010)
Chargement le plus défavorable	Chargement non alterné avec $R_H = 0$	Tous les auteurs sauf LeBlanc et al. (2010)
	Chargement alterné avec $R_H = -0,6$	LeBlanc et al. (2010)
Intensité de la composante cyclique $H_c$ (Rapport $H_c / H_{\max}$ )	$\alpha$ et $m$ augmentent avec $H_c / H_{\max}$	Tous les auteurs
Valeur de $H_{\max}$	Effet négligeable	Long et Vanneste (1994), Verdure (2004), Peralta (2010), LeBlanc et al. (2010)
	$\alpha$ semble croître légèrement avec $H_{\max}$	Li et al. (2010)
Compacité du sol	Peu d'effet ( $m$ peut-être un peu moins fort dans les sols denses)	Long et Vanneste (1994), LeBlanc et al. (2010)
Saturation du sol	Pas d'effet (résultats identiques dans les sables secs, humides ou saturés)	Klinkvort (2012), LeBlanc et al. (2010)
Mode d'installation du pieu	Peu d'effet ( $\alpha$ et $m$ sont un peu plus faibles si le pieu refoule et densifie le sol)	Long et Vanneste (1994), Lin & Liao (1999)
Rigidité relative du pieu	L'effet des cycles serait un peu plus important pour les pieux souples que pour les pieux rigides	Lin & Liao (1999), Peralta (2010)

### 3.2. Effet des cycles sur le moment maximum dans le pieu

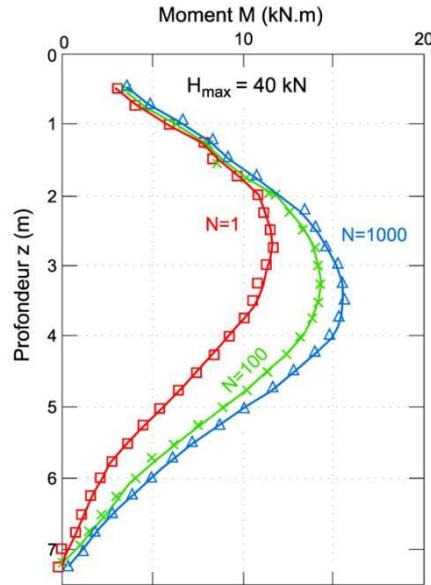
Beaucoup moins d'attention a été portée à l'effet des cycles sur le moment maximum, probablement parce que l'instrumentation nécessaire est beaucoup plus lourde que pour le déplacement de la tête du pieu. Comme on peut toutefois s'y attendre, puisque les réactions de sol diminuent dans les couches supérieures, le moment maximum augmente avec les cycles et sa profondeur s'accroît.

- Ces résultats ont été obtenus dès 1975 par Reese & Welch (1975) à partir d'essais sur sites (Figure 8.11).



**Figure 8.11.** Effet d'une charge cyclique sur le moment fléchissant (d'après Reese & Welch, 1975).

- Les essais réalisés par Meimon et al. (1986) montrent qu'entre le premier chargement et le 1000<sup>ème</sup> cycle, le moment maximum dans le pieu a augmenté de près de 30% (Figure 8.12.). Dans le même temps, la profondeur du point de moment maximum est passée d'environ 2,8m à 3,5m.



**Figure 8.12.** Evolution des profils du moment avec les cycles (d'après Meimon et al., 1986 cités par Rakotonindriana, 2009).

- Hadjadji et al. (2002) ont également constaté sur le site de Plancoët que le moment augmente rapidement au début des cycles puis présente une tendance à la stabilisation (Figure 8.13.). L'évolution en fonction du nombre de cycles est bien représentée par une loi logarithmique.

Le moment maximum augmente de près de 15% entre le 1<sup>er</sup> et le 10 000<sup>ème</sup> cycle et, dans le même temps, le point de moment maximum s'abaisse (de  $z \sim 8B$  à  $z \sim 10B$ ).

- Lors des essais sur modèles centrifugés dans un sable sec, déjà évoqués plus haut, Verdure et al. (2003) ont également observé que le moment maximum augmente avec le nombre de cycles (Figure 8.14). Les auteurs ont en outre montré que le rapport  $M_{max,N} / M_{max,1}$  suit une loi du type :

$$M_{max,N} / M_{max,1} = 1 + \mu \ln N \quad (8.7)$$

où le paramètre de dégradation  $\mu$  se trouve compris entre 0,02 et 0,05 (pour les essais cycliques réalisés de type  $R_H = 0,2$  à 0,8). Entre le 1<sup>er</sup> et le 50<sup>ème</sup> cycle, le moment maximum a augmenté de 12% environ.

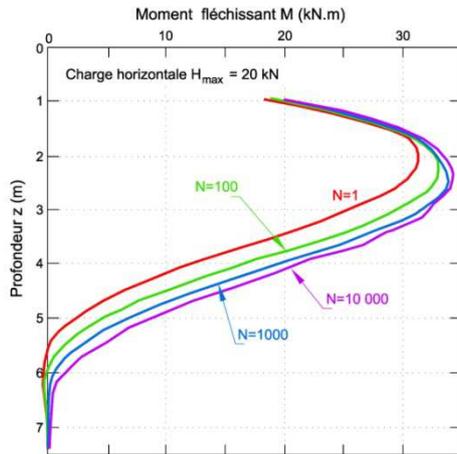


Figure 8.13 - Evolution des profils du moment avec les cycles jusqu'à  $N = 10000$  (d'après Hadjadji et al., 2002).

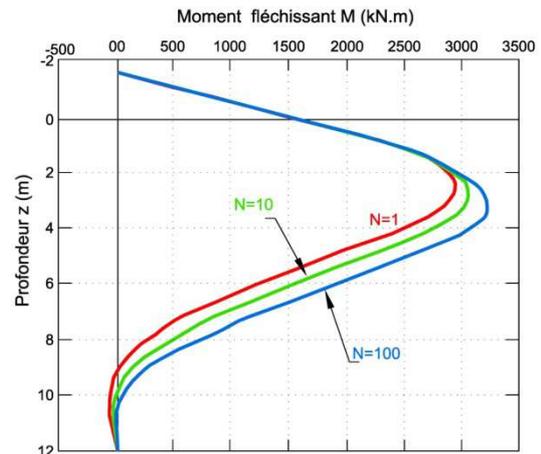


Figure 8.14 - Evolution des profils du moment avec les cycles jusqu'à  $N = 50$  (d'après Verdure et al., 2003).

- Chandrasekaran et al. (2008) lors d'essais sur modèles 1-g de pieu dans une argile molle (indice de consistance  $I_c = 0,38$ ) ont observé une augmentation du moment maximum d'environ 35% entre le premier chargement et le 50<sup>ème</sup> cycle.

Cette augmentation du moment maximum s'explique par la diminution des réactions mobilisées en surface et le transfert vers les couches plus profondes. Elle se manifeste surtout dans les premières dizaines de cycles et d'autres auteurs ont fait les mêmes observations (Cox et al., 1974 et Little & Briaud, 1988 cités par Rakotonindriana, 2009).

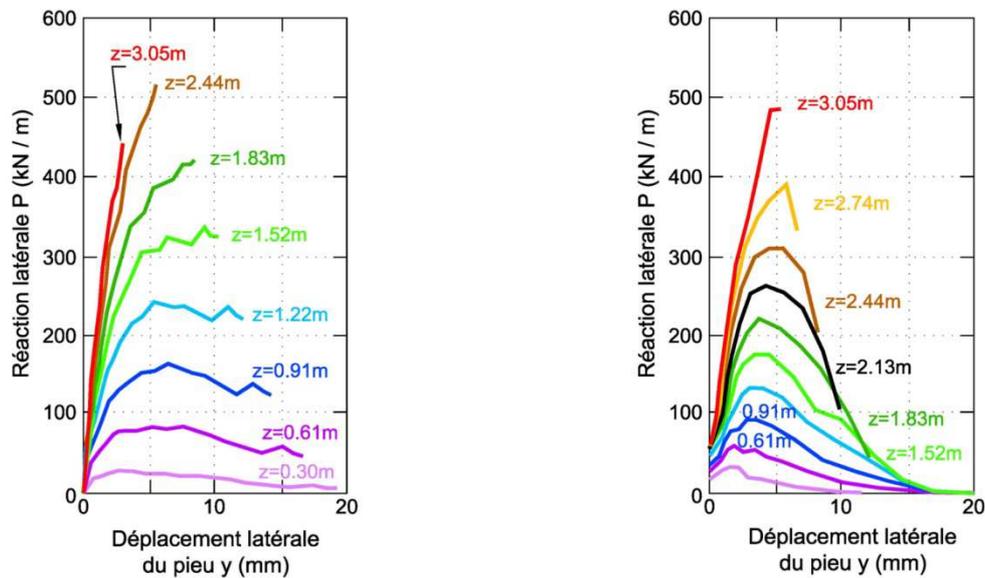
Sur un plan pratique, aucune méthode n'est actuellement disponible pour prévoir l'évolution du moment maximum en fonction du nombre de cycles et de leurs caractéristiques.

### 3.3. Effet des cycles sur les courbes de réaction P-y

Les méthodes de dimensionnement actuelles reposent sur la notion de courbes de réaction qui, à une profondeur donnée, lient la contrainte horizontale développée dans le sol ( $p$ ) au déplacement latéral du pieu ( $y$ ). Elles sont habituellement représentées par des fonctions  $P=f(y)$  où  $P = p.B$ . La détermination expérimentale des courbes P-y reste très difficile, même dans le cas plus simple du chargement monotone. La mesure directe et ponctuelle de la réaction du sol par des capteurs de pression a été tentée sans réel succès, par exemple par

Baguelin & Jezequel (1972) lors d'essais de pieux sur le site de Plancoët ou par Mayne et al. (1995) et Prasad & Chari (1999) lors d'essais sur modèles en cuve.

De rares études ont toutefois permis de déterminer l'effet des cycles sur les courbes de réaction P-y. La Figure 8.15 ci-dessous présente à titre d'exemple les courbes P-y obtenues par Reese et al. (1975) dans une argile raide lors de chargements monotone et cyclique.



a) Chargement monotone statique

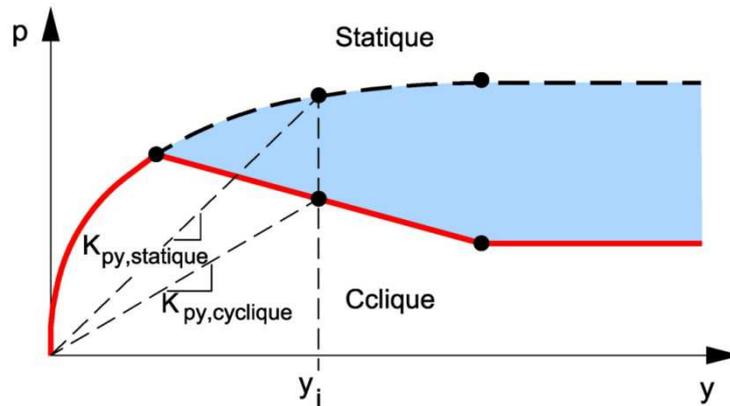
b) Chargement cyclique (courbes P-y enveloppes)

**Figure 8.15.** Courbes P-y expérimentales dans une argile raide surconsolidée (Reese *et al.*, 1975).

Lors d'un chargement cyclique, on observe, pour un déplacement donné du pieu, une nette réduction de la réaction mobilisée.

Plusieurs propositions ont été faites pour permettre la prise en compte des cycles dans des calculs relativement simples. Elles consistent à déduire les courbes de réactions cycliques à partir des courbes P-y statiques selon deux méthodes :

- Par réduction de la réaction P comme imaginé par exemple par Reese et Van Impe et repris par l'API (Figure 8.16) ;



**Figure 8.16.** Principe de construction de courbes P-y cycliques  
(Reese et Van Impe cités par Peralta, 2001).

- Par augmentation du déplacement  $y$

Peralta (2010) propose de dégrader les courbes P-y statiques en appliquant au déplacement  $y$ , le même coefficient que ce qui a été trouvé pour le déplacement de la tête du pieu. Deux méthodes sont comparées en appliquant une dégradation de la réponse du sol soit sur toute la fiche du pieu (ce qui n'est guère réaliste), soit seulement dans les couches superficielles (jusqu'à la profondeur  $z = 2,265B$  par référence aux règles API) mais les résultats ne se sont pas révélés concluants.

Reese & Welch (1975) avaient également proposé cette méthode pour les argiles raides mais elle n'a pas connu d'application pratique.

Les deux méthodes ne sont d'ailleurs pas équivalentes puisque la seconde (augmentation du déplacement latéral  $y$ ) ne modifie pas le palier plastique, contrairement à la première (réduction de la réaction mobilisée P).

A ce jour, seules les règles API permettent la construction de courbes P-y cycliques mais la méthode ne tient compte ni du nombre de cycles ni de leurs caractéristiques. Elle est limitée à la simulation des effets de la houle générée par une tempête de référence (cf. Chapitre 9, §1.3).

## 4. CONTRIBUTION DU PROGRAMME SOLCYP

### 4.1. Contexte et domaine des études réalisées

Afin de compléter les données disponibles sur le comportement de pieux sous charges latérales cycliques, des études expérimentales ont été réalisées sur des modèles réduits testés en macrogravité dans la centrifugeuse géotechnique de l'IFSTTAR dans le cadre de plusieurs thèses :

- thèses de Rosquoët (2004) et Rakotonindriana (2009) sur les pieux dans des massifs de sable (financées par le LCPC devenu IFSTTAR) ;
- thèse de Khemakhem (2012) sur les pieux dans des sols argileux financée par la Région des Pays de la Loire via le programme de recherche R2GC (2007-2010).

Les sollicitations dynamiques dans lesquelles interviennent des effets d'inertie sont exclues de ces études et il a été décidé de se concentrer sur les situations où les charges latérales cycliques tendent à dégrader les réactions mobilisées le long du pieu. Seuls ces cas présentent en effet un intérêt pour la pratique.

Ce dernier choix a en particulier des conséquences sur la valeur de la compacité des massifs de sable mis en œuvre ainsi que sur les caractéristiques des séquences cycliques testées (les plus défavorables se trouvent être les chargements non alternés dans les massifs de sables non cohérents et les chargements alternés dans les sols cohérents saturés comme le montrent les résultats présentés dans les paragraphes 3 et 4 ci-dessous).

Enfin, dans la pratique, les pieux sont d'abord nécessairement dimensionnés pour résister, avec une marge de sécurité suffisante, à la charge maximale qu'ils auront à supporter. Ainsi, dans les règles françaises, le calcul sous charge latérale statique est fait en limitant les réactions du sol à la pression de fluage. Un coefficient de sécurité est donc implicitement introduit puisque les réactions mobilisables dans le sol peuvent en réalité atteindre la pression limite (qui est supérieure de 50 à 60% à la pression de fluage). Dans le programme SOLCYP l'étude a donc été limitée à des charges cycliques  $H_{\max} = H_m + H_c$  inférieures à la charge limite monotone telle que définie au Chapitre 9 (§3.2).

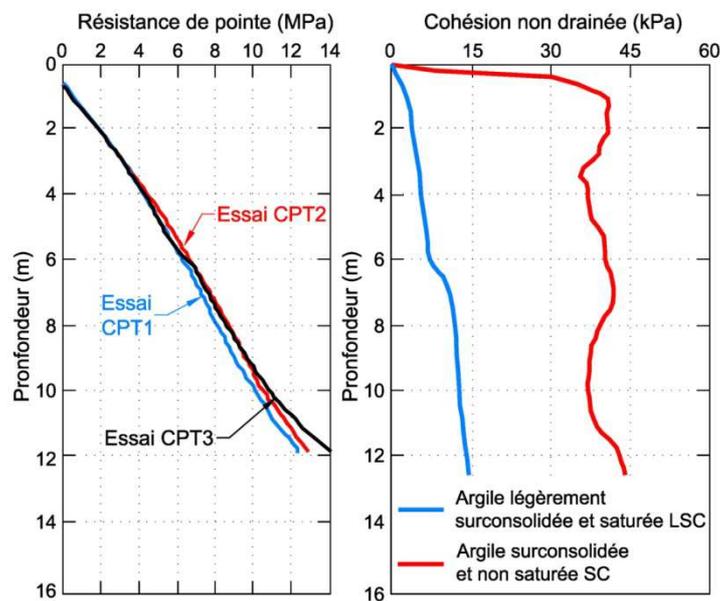
Les études sont présentées en détail dans le rapport de synthèse ANR-SOLCYP (2013) et les paragraphes ci-dessous en résumé le contenu et les principaux résultats. Les tableaux de l'ensemble des essais réalisés sont reproduits dans l'Annexe A du Rapport ANR-SOLCYP (2013).

#### 4.2. Rappel des conditions d'essais

Au total, 84 essais de chargement de pieu ont été réalisés dans le sable (allant pour certains jusqu'à 75 000 cycles) et 53 essais dans l'argile (allant jusqu'à 1000 cycles). Conformément aux prescriptions du projet SOLCYP, les essais ont en effet porté sur deux types de massifs de sol :

- du sable de Fontainebleau sec à plusieurs compacités ( $I_D = 53\%$ ,  $86\%$  et  $100\%$ ) ;
- de l'argile (kaolin) à deux degrés de consolidation différents :
  - Argile LSC légèrement surconsolidée saturée ( $OCR \sim 2$ )
  - Argile SC surconsolidée non saturée ( $OCR \sim 4$ ).

Les caractéristiques des massifs sont mesurées par sondages pénétrométriques réalisés en cours de centrifugation (Figure 8.17.).



a – Résistance de pointe au pénétromètre dans un massif de sable de densité moyenne (Rakotonindriana, 2009)

b - Cohésion non drainée des massifs d'argile LSC et SC (Khemakhem, 2012)

**Figure 8.17.** Profils des caractéristiques mécaniques des massifs de sol d'essai, déterminées par des essais au pénétromètre statique.

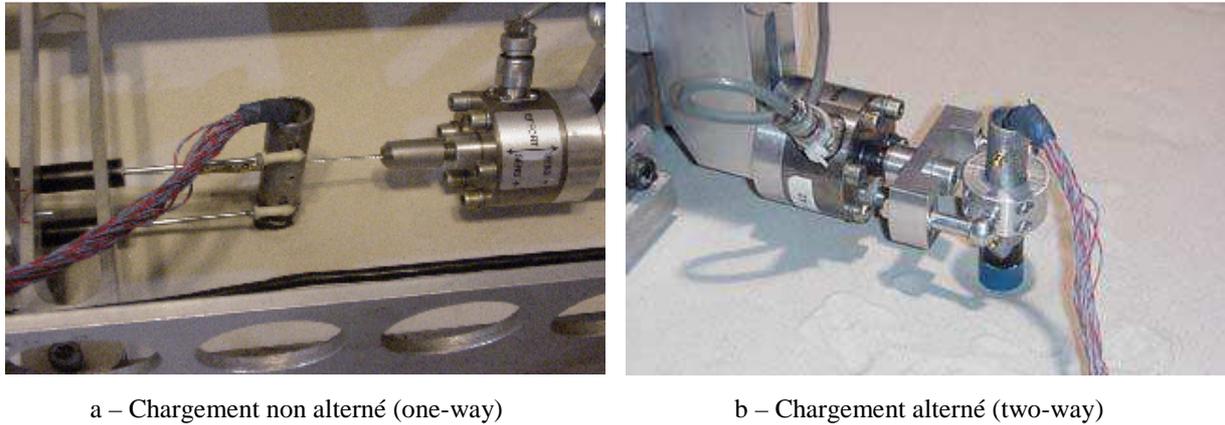
Le tableau 8.7. ci-dessous donne les caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux en vraie grandeur (prototypes) qui sont simulés lors des essais. Les simulations numériques effectuées par Rosquoët (2004) et Khemakhem (2012) ont montré que, dans les massifs de sol utilisés, tous ces pieux ont un comportement de pieux flexibles.

**Tableau 8.3.** Propriétés des pieux simulés lors des essais sur modèles.

Caractéristiques	Essais dans les sables sous 40g (échelle de réduction 1/40))	Essais dans les argiles sous 50g (échelle de réduction 1/50)
Matériau	Acier	Acier
Longueur de la fiche	$D_p = 12 \text{ m}$	$D_p = 16 \text{ m}$
Diamètre extérieur	$B_p = 0,72 \text{ m}$	$B_p = 0,9 \text{ m}$
Diamètre intérieur	$b_p = 0,685 \text{ m}$	$b_p = 0,87 \text{ m}$
Hauteur d'application de la charge H par rapport à la surface du sol	1,6 m	2 m
Module d'Young	$E_p = 2 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2$	$E_p = 2 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2$
Inertie de la section	$I_p = 2,38 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$	$I_p = 4,48 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$
Rigidité à la flexion	$E_p I_p = 476 \text{ MN.m}^2$	$E_p I_p = 895 \text{ MN.m}^2$

Les pieux sont mis en place par battage (dans les massifs de sable) et dans un forage (dans les massifs d'argile), avant rotation de la centrifugeuse. La question posée par le fait que les pieux sont mis en place sous gravité normale a été discutée par Remaud (1999), par Rakotonindriana (2009) et plus récemment par Klinvort (2012) qui a comparé des essais sur des pieux mis en place sous 1g et sous Ng. Sous charge latérale, l'effet sur la réponse du pieu s'avère limité. En outre, les données obtenues lors des essais en centrifugeuse sont analysées en relatif (par comparaison des comportements du pieu sous chargement latéral statique et cyclique).

Les pieux sont équipés de 20 niveaux de mesures de déformations permettant une détermination fine des profils de moments et l'effort latéral est appliqué à l'aide d'un servo-vérin (Figure 8.18.).



**Figure 8.18.** Capteur de mesure de la force appliquée en tête et dispositifs de liaison avec le pieu.

Dans les sables secs où le problème de génération de surpressions interstitielles ne se pose pas, la fréquence retenue pour les chargements cycliques résulte d'un compromis entre une valeur assez forte pour permettre d'appliquer un grand nombre de cycles dans un temps raisonnable et une borne supérieure pour éviter l'apparition d'effets inertiels. Des essais réalisés sur du sable (Tatsuoka, 1986 ; Rakotonindriana, 2009) ont montré que, lorsque la fréquence de chargement cyclique est comprise entre 0,05 et 1 Hz, on n'observe aucun effet de la fréquence.

Dans les argiles saturées, la situation est plus complexe puisque des variations de pressions interstitielles peuvent apparaître autour du pieu et se dissiper ou non pendant le chargement (surpressions devant le pieu et dépressions à l'arrière). Des essais « non drainés » ont donc été réalisés car ils correspondent aux cas les plus fréquemment rencontrés en pratique et sont les plus défavorables. Les fréquences ont été déterminées à partir des données obtenues par House *et al.* (2001) sur l'effet de la vitesse sur la résistance à la pénétration d'un T-Bar dans une argile kaolinite (ce point est développé en détails voir le Rapport ANR-SOLCYP, 2013).

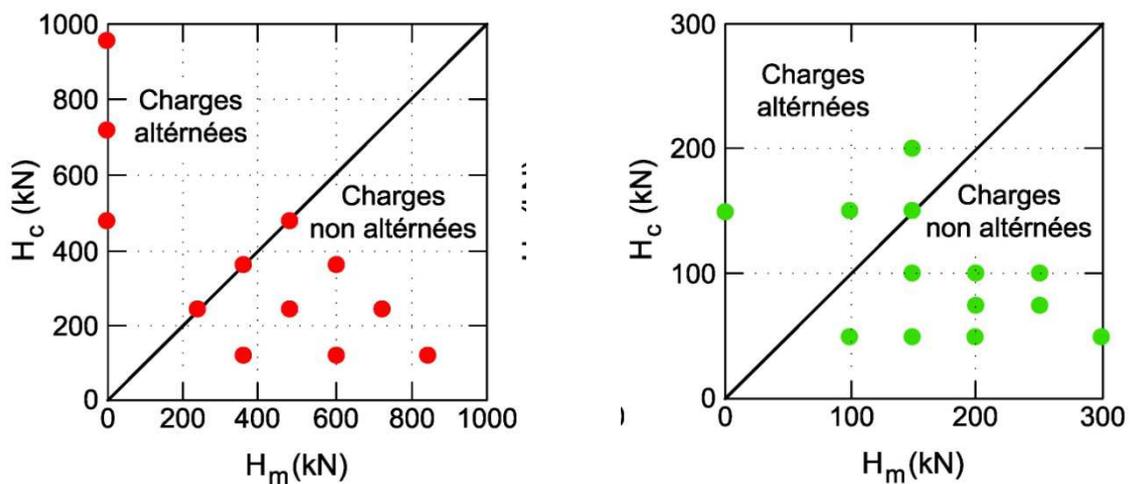
Pour les raisons indiquées au §4.1, les charges latérales cycliques appliquées aux pieux dans ces essais restent inférieures aux charges limites conventionnelles  $H_{lim}$  figurant dans le

Tableau 4.8. Il faut noter que les valeurs  $H_{lim}$  du Tableau 8.8 correspondent à la définition de la charge limite conventionnelle explicitée au Chapitre 9 (§3).

**Tableau 4.8.** Charges limites conventionnelles  $H_{lim}$  des différents pieux testés.

Nature du sol d'essai	Etat du sol	Charge limite conventionnelle $H_{lim}$ (kN)
Sable sec moyennement dense	$I_D = 53\%$	1400
Sable sec très dense	$I_D = 86\%$	1800
Argile LSC (saturée légèrement surconsolidée)	$c_u$ croit linéairement avec $z$ ( $c_u = 15$ kPa à $z = 12$ m)	280
Argile SC (non saturée surconsolidée)	$c_u \sim 40$ kPa	1400

La Figure 8.19. montre des domaines de charges cycliques étudiées. Au total, 84 essais de chargement de pieu ont été réalisés dans le sable allant pour certains jusqu'à 75 000 cycles et 53 essais dans l'argile allant jusqu'à 1000 cycles.



a – Essais dans les sables

(cas du sable dense,  $I_D = 86\%$ )

b – Essais dans les argiles

(cas de l'argile LSC)

**Figure 8.19.** Domaines des charges latérales cycliques étudiés ( $H_{max} = H_m + H_c$ ).

De nombreux essais ont été doublés ou triplés pour s'assurer de la répétitivité. Les tableaux de l'ensemble des essais réalisés sont reproduits dans l'Annexe A du Rapport ANR-SOLCYP (2013).

## 5. DONNEES OBTENUES SUR L'EFFET DES CYCLES

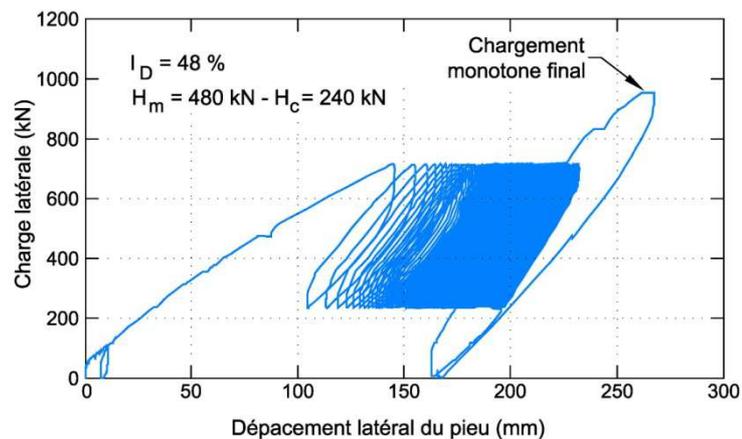
Les essais de chargement monotone sont utilisés comme référence et permettent, par comparaison directe, de déterminer l'effet des cycles sur le déplacement de la tête du pieu, sur le moment maximum et sur les courbes de réaction P-y.

### 5.1. Cas des sables

Comme observé par tous les auteurs (§3), dans les sables secs ou saturés, sans cohésion, les essais non alternés sont plus défavorables et conduisent à des déplacements nettement plus forts.

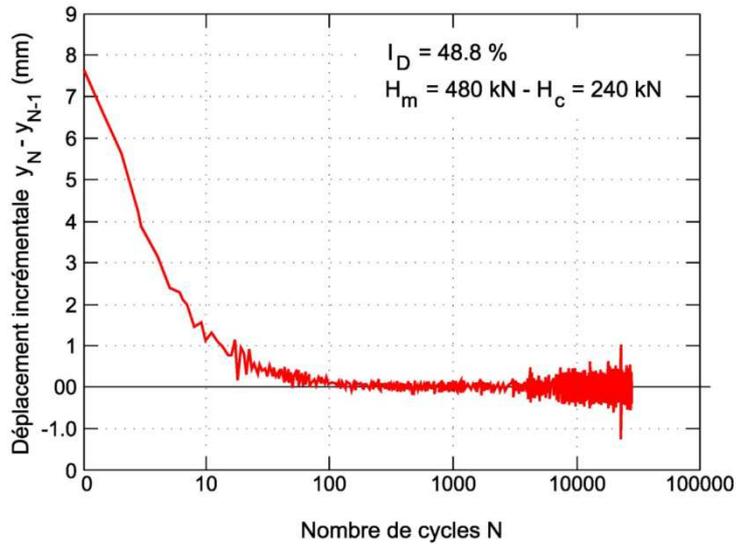
#### 5.1.1. Effets des cycles sur le déplacement de la tête du pieu

Un exemple de résultat d'essai cyclique est présenté sur la Figure 8.20 dans le cas d'un chargement non alterné ( $R_H = H_{\min} / H_{\max} = 1/3$ ) dans un sable moyennement dense.



**Figure 8.20.** Force latérale en fonction du déplacement en tête pour 1000 cycles (Rakotonindriana, 2009).

Les essais ont confirmé les observations faites par d'autres auteurs sur le rôle primordial des premières dizaines de cycles (Figure 8.20.). La Figure 8.21. en est une autre illustration et montre l'évolution du déplacement incrémental d'un cycle à l'autre ( $y_N - y_{N-1}$ ) jusqu'à 75 000 cycles. Ce déplacement incrémental décroît régulièrement durant les premières dizaines de cycles et devient très faible au-delà du 100<sup>ème</sup> cycle, ce qui ne signifie pas toutefois que le déplacement du pieu n'évolue plus.



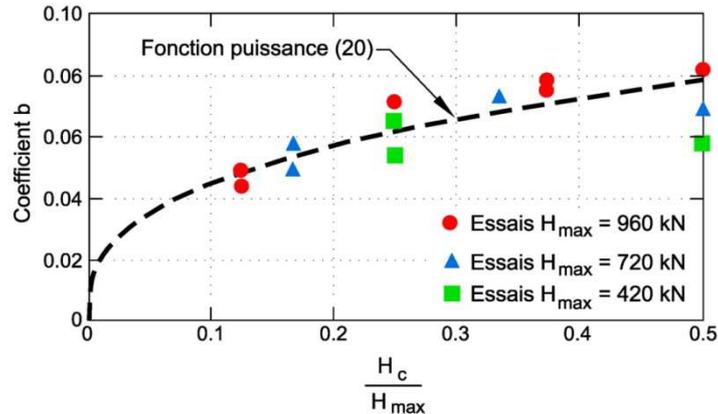
**Figure 8.21.** Déplacement incrémental en fonction du nombre de cycles N  
(d'après Rakotonindriana, 2009).

Tous les essais réalisés dans les sables montrent que les courbes du déplacement  $y_N$  de la tête du pieu en fonction du nombre de cycles  $N$  sont très bien représentées par des fonctions logarithmiques selon l'expression (8.16).

$$\frac{y_N}{y_1} = 1 + \alpha \ln(N) \quad (8.8)$$

Un paramètre important pour le développement d'une méthode de dimensionnement est donc le coefficient  $\alpha$  apparaissant dans l'expression (8.16). Rosquoët (2004), prolongeant les travaux de Verdure (2003), a montré que, pour les premières dizaines de cycles, ce coefficient  $\alpha$  peut être estimé par la relation (8.17) déduite des données des essais (Figure 8.22.).

$$\alpha = 0,10 \left( \frac{H_c}{H_{\max}} \right)^{0,35} \quad (8.9)$$



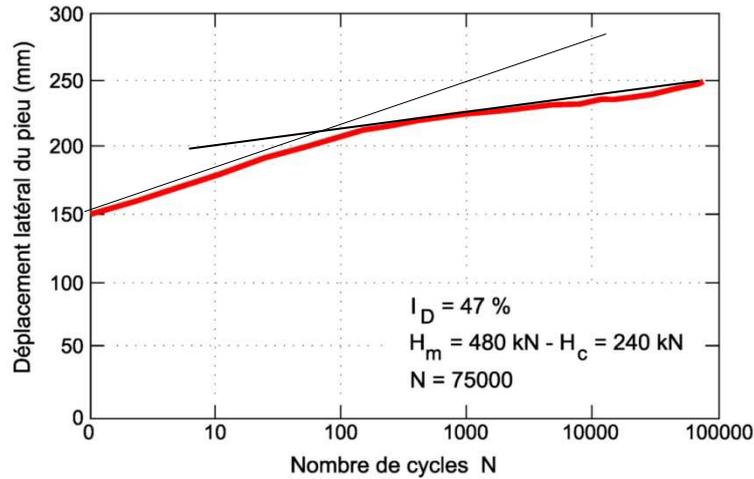
**Figure 8.22.** Relation entre le coefficient  $\alpha$  de la relation [16] et le rapport  $H_c / H_{max}$  (Rosquoët, 2004).

Rakotonindriana (2009) a étendu l'analyse aux données obtenues pour un beaucoup plus grand nombre de cycles. Au-delà de quelques centaines de cycles, la courbe liant le déplacement relatif du pieu  $y_N/y_1$  à  $\ln(N)$  présente une seconde branche également linéaire dont la pente est inférieure à la première et ce résultat a été observé lors de tous les essais (Figure 8.23.).

Selon cette analyse, la première partie linéaire en  $\ln(N)$  s'étend jusqu'à environ 500 cycles. Rakotonindriana propose une expression proche de celle de Rosquoët mais avec un coefficient légèrement plus fort (8.18).

$$\alpha = 0,15 \left( \frac{H_c}{H_{max}} \right)^{0,35} \quad (8.10)$$

Rakotonindriana (2009) a également proposé des expressions pour la seconde partie linéaire de la courbe de la Figure 8.23 mais ces relations ne sont applicables qu'aux essais réalisés et ne sont pas généralisables à d'autres cas.

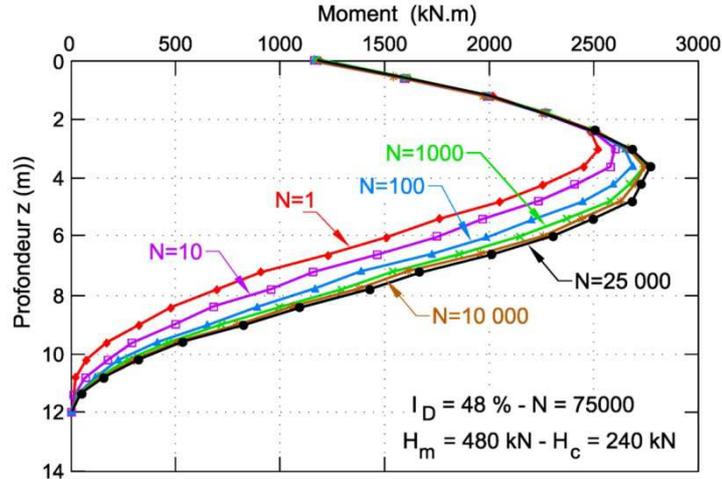


**Figure 8.23.** Evolution du déplacement de la tête du pieu en fonction du nombre de cycles N (jusqu'à  $N=75\ 000$ ) en échelle semi-logarithmiques (essai  $H_c/H_{max} = 1/3$ ).

La question de l'influence éventuelle de la compacité du sable sur le coefficient  $\alpha$  été traitée par Rosquoët et par Rakotonindriana qui arrivent à la même conclusion que d'autres auteurs (cf. Tableau 8.6). La courbe donnant  $y_N / y_1$  en fonction de  $N$  n'apparaît pas affectée de façon significative par la compacité du sable (dans la gamme testée  $53\% < I_D < 100\%$ ). Tous les essais ont par contre montré que très logiquement le déplacement au premier chargement  $y_1$  est nettement plus fort dans les sables plus lâches. Il augmente ainsi de près de 60% quand l'indice de densité  $I_D$  décroît de 100% à 53%.

### 5.1.2. Effets des cycles sur le moment maximum dans le pieu

Les profils de moments ont été déterminés dans tous les essais à l'aide des 20 niveaux de jauges de déformation. Un exemple type est présenté sur la Figure 8.24. pour un essai conduit jusqu'à 75 000 cycles sous  $H_m = 480\text{ kN}$ ,  $H_c = 240\text{ kN}$  et donc  $R_H = 1/3$ .



**Figure 8.24.** Evolution du profil des moments sous l'effet des cycles jusqu'à  $N = 75000$  (Rakotonindriana, 2009).

On observe une augmentation d'environ 10% du moment maximum entre le premier et le 100<sup>ème</sup> cycle, le moment n'évoluant pratiquement plus par la suite (jusqu'à  $N=75\ 000$ ). La profondeur du moment maximum augmente légèrement avec les cycles, elle passe de  $z = 3,0\text{m}$  ( $4,2B$ ) au premier chargement à  $z = 3,6\text{m}$  ( $5B$ ) au 75000<sup>ème</sup> cycle.

Rosquoët (2004) a par ailleurs montré que l'évolution du rapport  $M_{\max,N} / M_{\max,1}$  avec le nombre de cycles  $N$  peut être assez correctement traduite par une fonction logarithmique selon l'expression (8.19) ci-dessous :

$$\frac{M_{\max,N}}{M_{\max,1}} = 1 + \beta \ln(N) \quad (8.11)$$

Le paramètre  $\beta$  reste inférieur à 0,025 et dépend du type de chargement et en particulier du rapport  $H_c / H_{\max}$ .

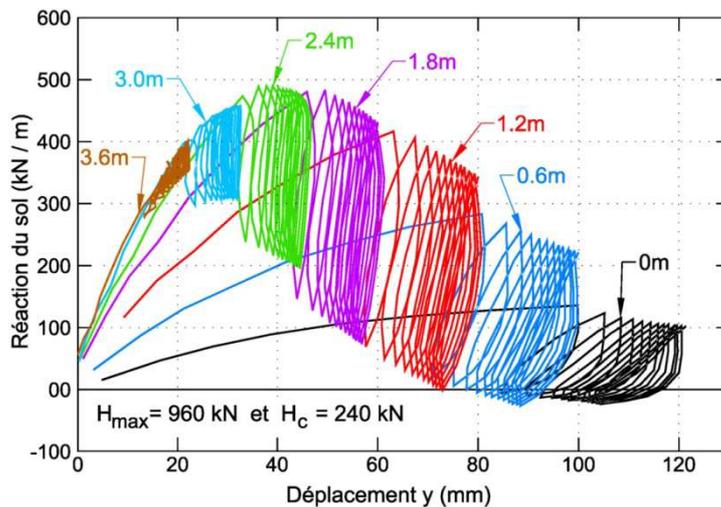
### 5.1.3. Effets des cycles sur les courbes de réactions P-y

La détermination des réactions  $P$  mobilisées dans le sol aux différentes profondeurs est très délicate car elle nécessite une double intégration de la courbe des moments  $M(z)$  pour obtenir le profil du déplacement latéral  $y(z)$  et une double dérivation de  $M(z)$  pour le profil des réactions du sol  $P(z)$ . La méthode développée au LCPC utilise des fonctions Spline quintiques

(logiciel SLIVALICS-LCPC) pour définir la fonction  $M(z)$  à partir des données ponctuelles fournies par les 20 niveaux de jauges.

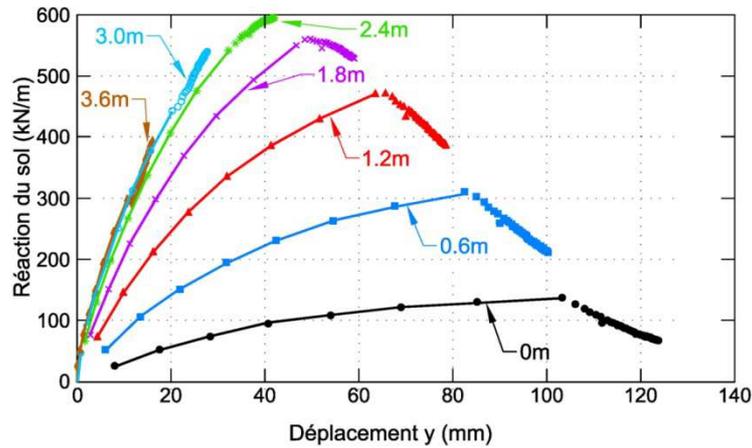
A partir des données  $y(z)$  et  $P(z)$  obtenues à chaque pas du chargement, les courbes de réaction  $P-y$  sont construites point par point. Avant toute interprétation, elles sont d'abord validées en les introduisant comme données d'entrée dans le calcul de la réponse du pieu aux charges latérales (logiciel PILATE-LCPC) et les résultats de ce calcul sont comparés aux mesures effectuées lors des essais (déplacement et rotation du pieu, moment de flexion).

La méthode a été appliquée à tous les essais de chargements cycliques. Un exemple de courbes  $P-y$  cycliques est reproduit sur la Figure 8.25 pour un chargement sous  $H_{\max} = 960$  kN et  $H_c = 240$  kN (soit  $R_H = 1/3$ ).



**Figure 8.25.** Exemple de courbes  $P-y$  cycliques à différentes profondeurs pour  $H_{\max} = 960$  kN et  $H_c = 240$  kN (Rosquoët, 2004).

Une modélisation très fine de l'interaction sol-pieu nécessiterait de décrire toutes les boucles suivies lors des cycles ce qui reste actuellement du domaine de la recherche. Une méthode approchée plus simple a été proposée par Reese et al. (voir la Figure 8.15b). Elle consiste à considérer les enveloppes supérieures des courbes  $P-y$  cycliques (déplacements et réactions à chaque cycle sous la charge  $H_{\max}$ ) comme l'illustre la Figure 8.26 pour un essai sous chargement non alterné ( $H_{\max} = 960$  kN et  $H_c = 360$  kN soit  $R_H = 1/4$ ).

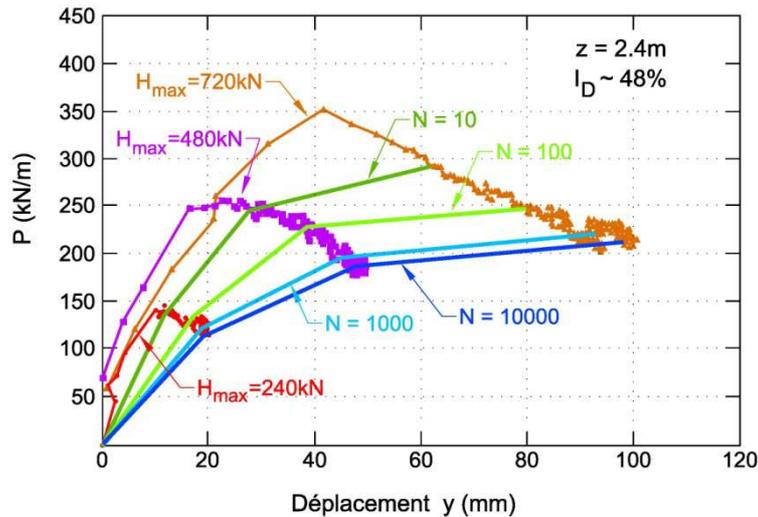


**Figure 8.26.** Exemples de courbe enveloppe supérieure des courbes P-y cycliques (Rosquoët, 2004).

Ces courbes enveloppes représentent donc à chaque profondeur l'évolution du déplacement  $y$  et de la réaction  $P$  mobilisée sous la charge  $H_{\max}$ .

A faible profondeur, moins de 3m dans l'exemple présenté (soit environ quatre fois le diamètre du pieu), les réactions mobilisées diminuent sous l'effet des cycles. A plus grande profondeur au contraire, on n'observe pas de dégradation des réactions, les points représentatifs de l'interaction sol-pieu se déplaçant en restant sur la courbe P-y monotone. Ce double comportement s'explique aisément par transfert vers les couches plus profondes des réactions qui sont perdues dans les couches superficielles sous l'effet des cycles.

En regroupant les résultats obtenus pour différentes valeurs de  $H_{\max}$ , il est possible de tracer, dans le diagramme P-y, des courbes d'iso-valeurs du nombre de cycles  $N$  comme le montre l'exemple de la Figure 8.27. (correspondant à la profondeur de 2,4m soit 3,3B).



**Figure 8.27.** Courbes enveloppes P-y cycliques obtenues pour  $H_{\max} = 240 \text{ kN}$ ,  $480 \text{ kN}$  et  $720 \text{ kN}$  avec  $H_c/H_m=0.5$  (d'après Rakotonindriana, 2009).

L'ensemble de ces données a servi de base pour déterminer des coefficients d'abattement  $r_c$  (P-multipliers) à appliquer aux courbes de réaction monotones pour reproduire l'état du sol après une séquence cyclique caractérisée par  $H_c$ ,  $H_{\max}$  et  $N$ . Ces coefficients d'abattement  $r_c$  sont présentés au Chapitre 9 (§4.2).

## 5.2. Cas des argiles

L'essentiel des données provient de la thèse de Khemakhem (2012) et des analyses complémentaires effectuées depuis 2012. Sauf indication contraire, les figures reproduites ci-dessous sont issues de ces travaux.

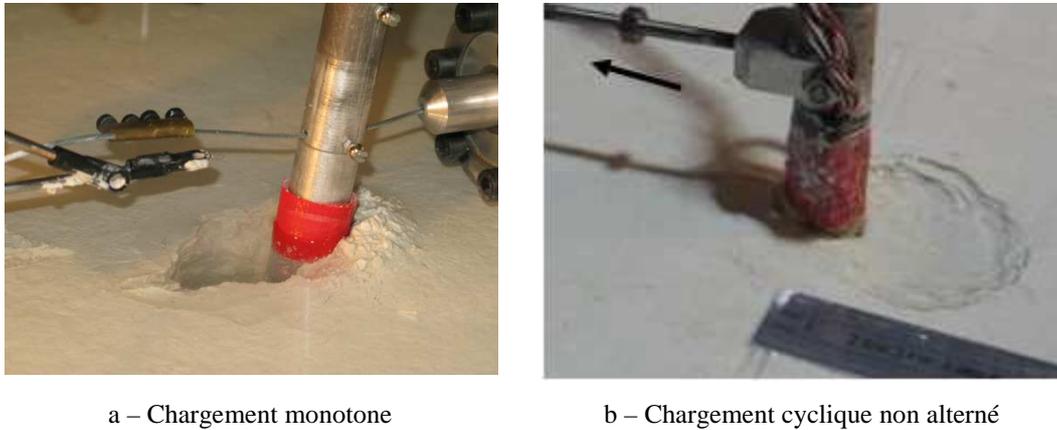
### 5.2.1. Mécanismes observés en surface

#### *Argile saturée légèrement surconsolidée (LSC)*

Dans ces essais, une nappe est maintenue au-dessus de la surface du sol afin de conserver l'état saturé. Dans le cas d'un chargement monotone, cette situation a peu d'impact sur les mécanismes survenant en surface autour du pieu. Un bourrelet se forme devant le pieu tandis qu'à l'arrière un décollement très net du sol apparaît (Figure 8.28a).

Sous les cycles au contraire, la cavité derrière le pieu se remplit d'eau qui est expulsée lors du retour du pieu (que le chargement soit alterné ou non). Des particules d'argiles sont alors arrachées des parois et une érosion progressive se produit conduisant à la formation d'un

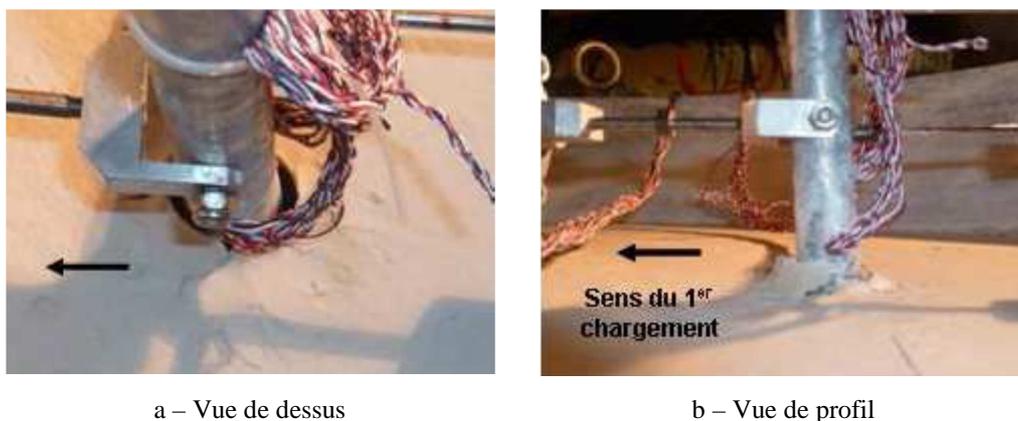
cratère comblé d'eau et d'argile en suspension (Figure 8.28b). Ce phénomène a déjà été décrit dans la littérature (cf. §1.3, Figure 8.5.). Il rend la modélisation des interactions sol-pieu très complexe dans les couches les plus proches de la surface du sol.



**Figure 8.28.** Mécanismes observés en surface dans le cas d'une argile saturée légèrement surconsolidée (LSC) (d'après Khemakhem, 2012)

#### *Argile non saturée surconsolidée (SC)*

Les mécanismes superficiels s'avèrent très différents des précédents du fait des caractéristiques du sol plus élevées et de l'absence d'eau en surface. Un décollement apparaît devant et derrière le pieu comme le montrent les Figures 8.29a et 8.29b (prises après 1000 cycles sous  $H_{\max} = 1400$  kN et  $H_c = 400$  kN).

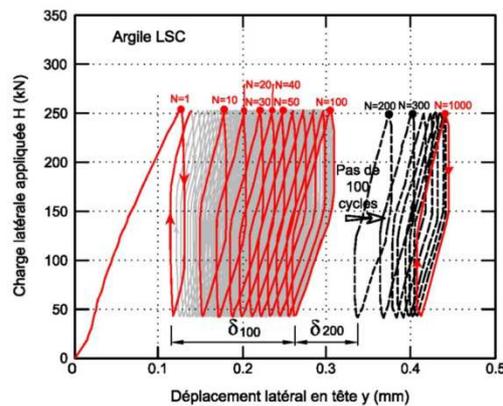


**Figure 8.29.** Mécanismes observés en surface dans une argile non saturée surconsolidée (SC) (d'après Khemakhem, 2012)

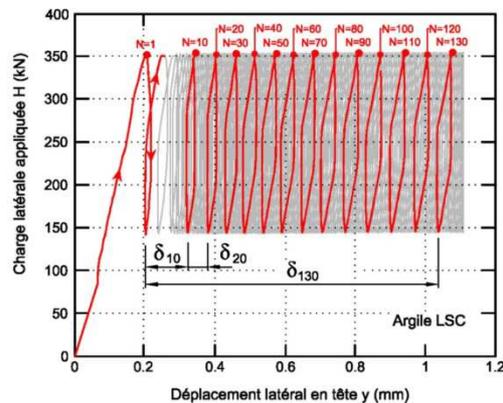
5.2.2. Effets des cycles sur le déplacement de la tête du pieu

Dans l'argile molle saturée (LSC), trois types de réponse aux cycles sont observés selon l'intensité des charges appliquées comme le montre l'examen de l'évolution du taux d'accumulation du déplacement  $\delta_N$ . Ce taux  $\delta_N$  pour un pas de  $\Delta$  cycles est la différence entre le déplacement mesuré au cycle N et le déplacement mesuré au cycle N- $\Delta$ . On observe les phénomènes suivants :

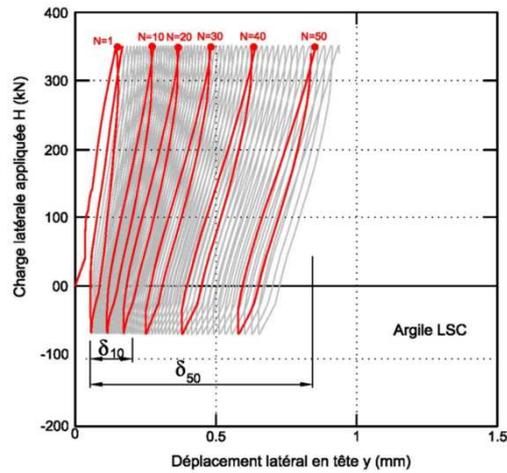
- *accommodation* lorsque  $\delta_N$  tend à s'annuler pour les grands nombres de cycles (Figure 8.30a, pas  $\Delta=100$ ) ;
- *constance* si  $\delta_N$  reste quasi-constant avec les cycles (Figure 8.30b, pas  $\Delta=10$ ) ;
- *rochet* lorsque  $\delta_N$  s'accroît avec les cycles (Figure 8.30c, pas  $\Delta=10$ ).



a - Accommodation  
( $H_m=150\text{kN}$  et  $H_c=100\text{kN}$ )



b – Constance  
( $H_m=250\text{kN}$  et  $H_c=100\text{kN}$ )



c -Rochet

( $H_m=150\text{kN}$  et  $H_c=200\text{kN}$ )

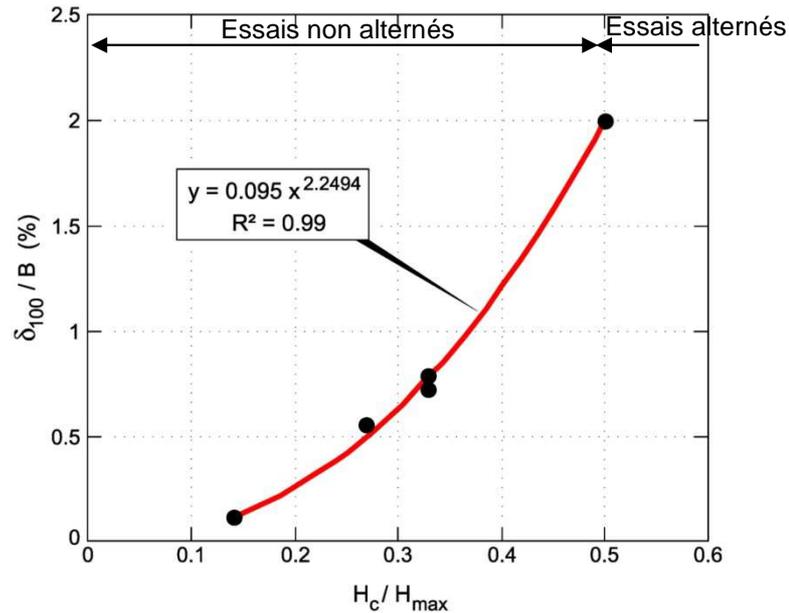
**Figure 8.30.** Différentes réponses des pieux dans l'argile saturée (LSC) (d'après Khemakhem, 2012)

a – Effet des caractéristiques des charges cycliques ( $H_c$  et  $H_m$ )

L'évolution du taux d'accumulation de déplacement  $\delta_N$  est lié aux caractéristiques des cycles et en particulier au rapport  $H_c / H_{\max}$  comme le montre la Figure 8.31 (correspondant à un pas  $\Delta=100$ ). Selon ces données, le taux  $\delta_{100}$  peut être estimé pour ces chargements par l'expression suivante :

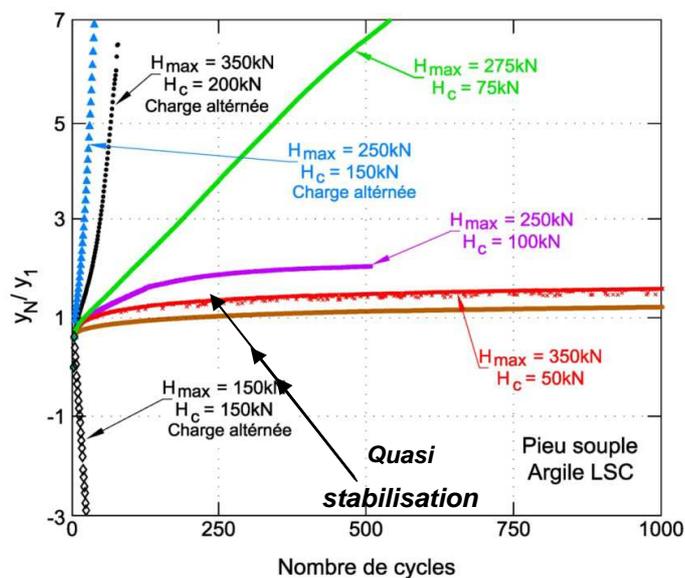
$$\delta_{100} / B = 0,095 \left( \frac{H_c}{H_{\max}} \right)^{2,25} \quad (8.12)$$

Cette expression indique que le taux d'accumulation sous une volée de 100 cycles devient très fort (supérieur à  $2B/100$ ) lorsque le rapport  $H_c / H_{\max}$  dépasse la valeur 0,5 conduisant rapidement à l'instabilité. Cette valeur  $H_c / H_{\max} = 0,5$  correspond d'ailleurs à la limite entre les chargements non alternés ( $H_c / H_{\max} < 0,5$ ) et les chargements alternés ( $H_c / H_{\max} > 0,5$ ) qui s'avèrent donc plus défavorables (contrairement à ce qui a été observé dans les sables sans cohésion).



**Figure 8.31.** Evolution du taux d'accumulation  $\delta_{100}$  en fonction du rapport  $H_c / H_{max}$  (argile LSC). (d'après Khemakhem, 2012)

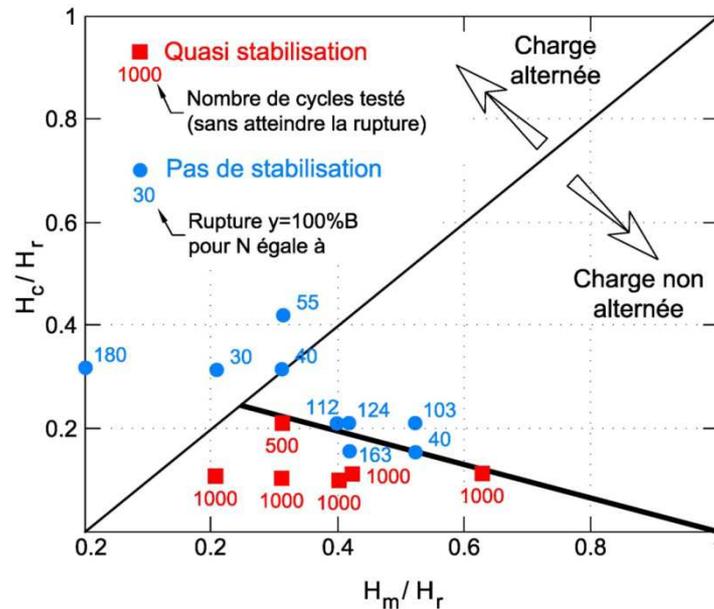
L'analyse de l'évolution avec le nombre de cycles  $N$  du rapport  $y_N / y_1$  permet de quantifier l'effet de l'intensité des charges cycliques ( $H_m$ ,  $H_c$ ) sur le déplacement du pieu. La Figure 8.32 rassemble les résultats de différents essais conduisant soit à une quasi stabilisation du déplacement du pieu (réponse de type accommodation) soit à un accroissement continu plus ou moins rapide du déplacement (réponses de type constance ou rochet).



**Figure 8.32.** Evolution du déplacement cyclique normalisé  $y_N / y_1$  en fonction du nombre de cycles (argile LSC) (d'après Khemakhem, 2012)

Ces données permettent d'établir un diagramme de stabilité, comme pour les charges axiales. On y distingue par des symboles différents les essais conduisant à un comportement quasi stable (où les déplacements augmentent avec les cycles mais restent limités) ou instable dans le cas contraire.

Lorsque les composantes  $H_m$  et  $H_c$  des charges cycliques sont normalisées par la charge de rupture monotone  $H_r$  (correspondant par convention à un déplacement de la tête du pieu égal à son diamètre) on aboutit au diagramme de stabilité de la Figure 5. où sont reportés, soit le nombre de cycles ayant conduit à la rupture (dans le domaine sans stabilisation), soit le nombre maximum de cycles appliqués, sans que le critère de rupture ne soit atteint (dans le domaine quasi-stable).



**Figure 8.33.** Diagrammes de stabilité pour un pieu souple (argile saturée LSC)  
(d'après Khemakhem, 2012)

Bien que le nombre d'essais soit limité, on peut tenter de déterminer approximativement la limite séparant le domaine quasi-stable du domaine instable. En toute première approche et par souci de simplification, il semble possible, pour la partie non alternée (one-way), de proposer la droite représentée sur la Figure 33 dont l'équation est :

$$\frac{H_c}{H_r} = 0,3 \left( 1 - \frac{H_m}{H_r} \right) \quad (8.13)$$

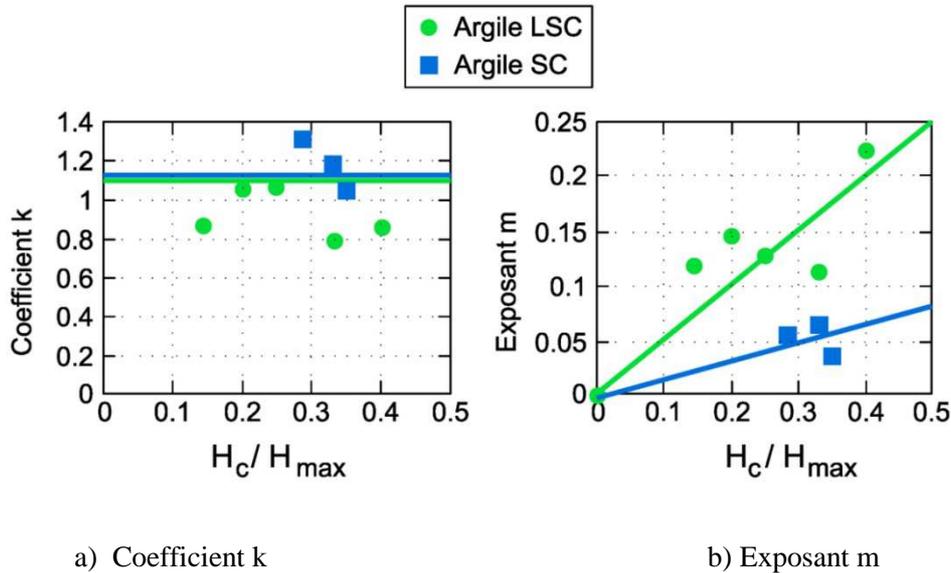
b - Modélisation de l'évolution du déplacement avec le nombre de cycles

Dans le domaine quasi-stable, les courbes  $y_N / y_1$  en fonction de  $N$  se trouvent assez bien traduites par des fonctions puissance comme déjà observé par certains auteurs (§3.1.2).

Elles peuvent être représentées par l'expression suivante (pour  $N > 1$ ) :

$$\frac{y_N}{y_1} = k \cdot N^m \quad (8.14)$$

Les paramètres ( $k$ ,  $m$ ) ont été déterminés pour chaque essai et sont présentés sur la Figure 8.34. en fonction de  $H_c / H_{max}$ .



**Figure 8.34.** Evolution des paramètres ( $k$ ,  $m$ ) en fonction de  $H_c / H_{max}$  pour le domaine quasi-stable (d'après Khemakhem, 2012)

La dispersion des résultats est importante et le coefficient  $k$  semble légèrement supérieur pour l'argile surconsolidée TSC. Par simplification on peut adopter la valeur  $k = 1,1$  quel que soit le degré de consolidation.

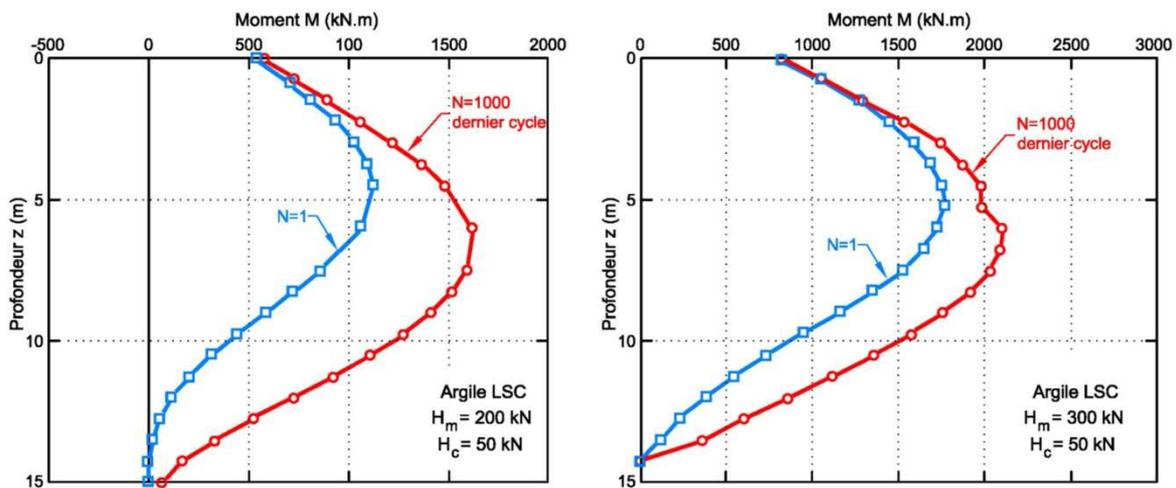
Par contre la différence entre argile LSC et SC est plus nette pour l'exposant  $m$ . En admettant que l'effet des cycles doit être nul lorsque la composante cyclique  $H_c$  est nulle, il semble possible de proposer les expressions approchées suivantes (valides pour  $N > 1$ ) :

Argile saturée légèrement surconsolidée LSC : 
$$\frac{y_N}{y_1} = 1,1 \cdot N^{0,5H_c/H_{\max}} \quad (8.15)$$

Argile non saturée surconsolidée SC : 
$$\frac{y_N}{y_1} = 1,1 \cdot N^{0,16H_c/H_{\max}} \quad (8.16)$$

**5.2.3. Effets des cycles sur le moment maximum dans le pieu**

Sous l’effet des cycles, les moments augmentent le long du pieu et la profondeur du point de moment maximum augmente également (cf. exemples de la Figure 8.35.). Les essais ont montré que l’amplitude cyclique  $H_c$  et plus précisément le rapport  $H_c / H_{\max}$  joue un rôle déterminant sur l’évolution des moments.



a)  $H_{\max}=250\text{kN}$  ( $H_c=50\text{kN}$ ,  $H_m=200\text{kN}$ )

b)  $H_{\max}=350\text{kN}$  ( $H_c=50\text{kN}$ ,  $H_m=300\text{kN}$ )

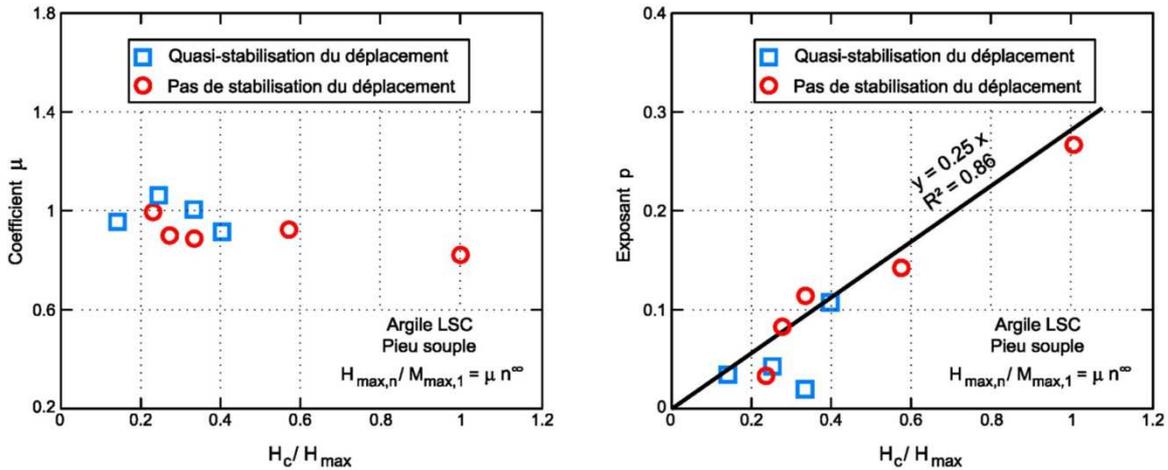
**Figure 8.35.** Evolution des profils de moments avec le nombre de cycles (argile LSC)  
(d’après Khemakhem, 2012)

Il est possible de quantifier l’effet des cycles en examinant l’évolution du rapport  $M_{\max,N} / M_{\max,1}$  avec le nombre de cycles  $N$ . Comme pour le déplacement de la tête du pieu (§5.2.1), ces courbes apparaissent bien représentées par des fonctions puissance du type :

$$\frac{M_{\max,N}}{M_{\max,1}} = \mu \cdot N^p \quad (\text{pour } N > 1) \quad (8.17)$$

où  $(\mu, p)$  sont les paramètres déterminés pour chacun des essais.

Les Figure 8.36a et Figure 8.36b présentent respectivement l'évolution du coefficient  $\mu$  et de l'exposant  $p$  en fonction du rapport  $H_c/H_{max}$ .



a) Coefficient  $\mu = f(H_c / H_{max})$

b) Exposant  $p = f(H_c / H_{max})$

**Figure 8.36.** Evolution des paramètres  $\mu$  et  $p$  en fonction de  $H_c / H_{max}$   
(d'après Khemakhem, 2012)

Le coefficient  $\mu$  semble peu dépendre du rapport  $H_c / H_{max}$ . Il oscille autour de 1 pour  $H_c / H_{max} < 0,6$  et semble légèrement décroître ensuite (il est égal à 0,8 quand  $H_c = H_{max}$ ). L'exposant  $p$  semble à peu près proportionnel à  $H_c / H_{max}$  (Figure 8.36b) et pourrait être estimé par l'expression :

$$p = 0,25 \cdot \frac{H_c}{H_{max}} \quad (8.18)$$

A partir de ces résultats, il est possible de proposer une relation approchée pour évaluer l'effet des cycles sur l'évolution du moment maximum avec le nombre et les caractéristiques des cycles :

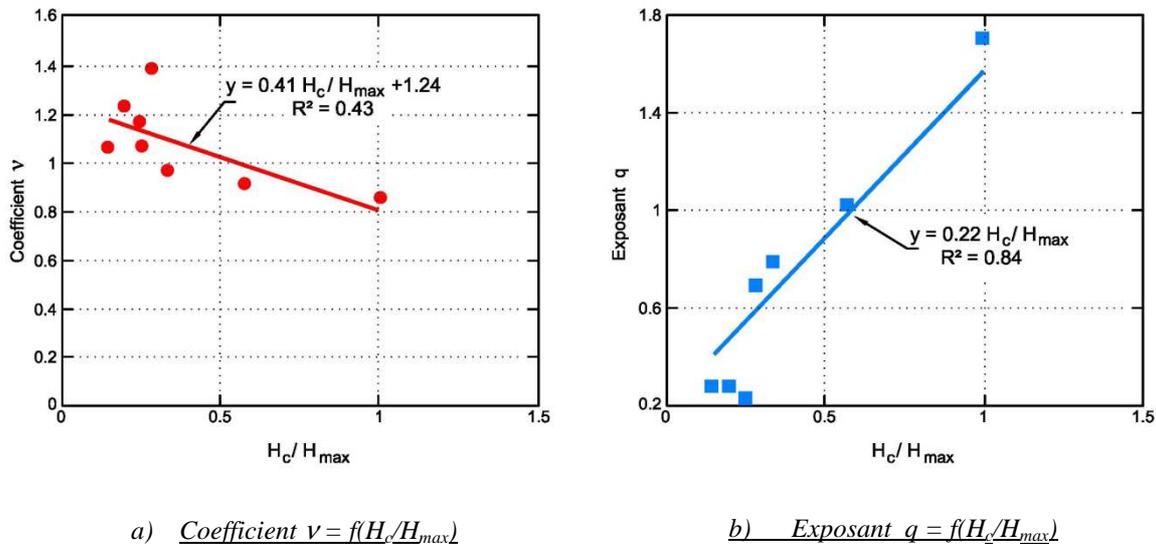
$$\frac{M_{max,N}}{M_{max,1}} = N^{0.25 \frac{H_c}{H_{max}}} \quad (8.19)$$

Evolution de la profondeur du point Mmax

La profondeur du point de moment maximum  $z_{M_{max,N}}$  augmente assez nettement avec les cycles (Figure 8.37.) et cette donnée peut s’avérer nécessaire lors du dimensionnement des pieux. Les données expérimentales obtenues lors des différents essais sur l’évolution du rapport  $z_{M_{max,N}}/z_{M_{max,1}}$  en fonction du nombre de cycles sont assez bien ajustées par des fonctions puissance de type :

$$\frac{z_{M_{max,N}}}{z_{M_{max,1}}} = \nu \cdot N^q \quad (N > 1) \quad (8.20)$$

Le rôle du rapport  $H_c/H_{max}$  sur les paramètres  $\nu$  et  $q$  est à nouveau mis en évidence sur les Figures 8.37a et b.



**Figure 8.37.** Evolution des paramètres  $\nu$  et  $q$  en fonction du nombre de cycles  $N$ .

La valeur du coefficient  $\nu$  est assez dispersée et varie entre 0,8 et 1,4 ; ce coefficient semble diminuer avec  $H_c/H_{max}$ . L’exposant  $q$  apparaît à peu près proportionnel à  $H_c/H_{max}$  ce qui conduit à la relation :

$$q = 0,22 \cdot \frac{H_c}{H_{max}} \quad (8.21)$$

En affectant au coefficient  $\nu$  une valeur moyenne ( $\nu = 1,1$ ), l'évolution de la profondeur du moment maximum pourrait être estimée par la relation :

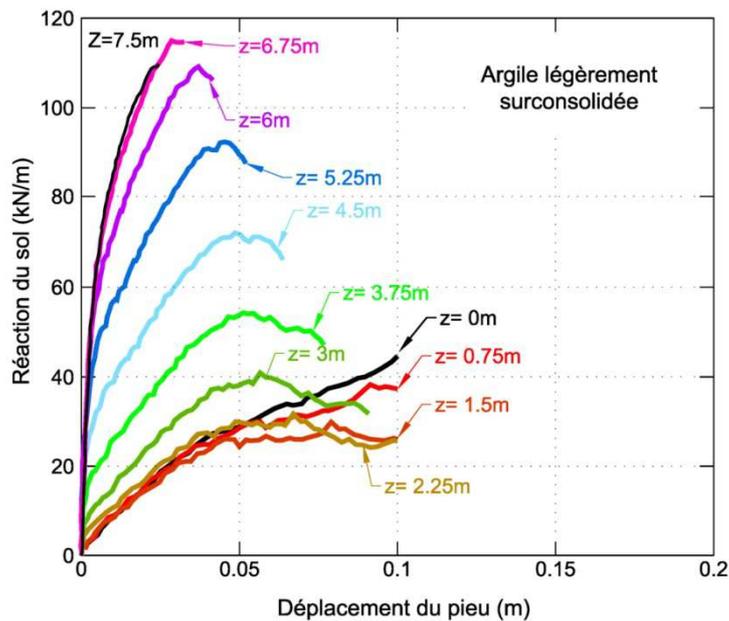
$$\frac{z_{M_{\max,N}}}{z_{M_{\max,1}}} = 1,1 \cdot N^{0,22 \frac{H_c}{H_{\max}}} \quad (N > 1) \quad (8.22)$$

On note que, comme on pouvait probablement s'y attendre, cette expression se trouve très proche de la relation [8.28] qui donne l'évolution du rapport  $M_{\max,N} / M_{\max,1}$  avec le nombre de cycles  $N$ .

#### 5.2.4. Effets des cycles sur les réactions latérales mobilisées

##### a – Courbes P-y statiques

Ces courbes P-y statiques qui servent de références doivent être analysées avec soin car, contrairement aux sables, elles peuvent présenter un palier plastique qui pourrait être confondu avec une dégradation des réactions due aux cycles (cf. l'exemple de la Figure 8.38 pour une argile saturée légèrement surconsolidée).



**Figure 8.38.** Courbes P-y statiques de l'argile saturée (LSC)  
(d'après Khemakhem, 2012)

Les caractéristiques mécaniques croissent logiquement avec la profondeur sauf dans les couches les plus superficielles (profondeurs inférieures à 2B). Ce comportement particulier près de la surface, déjà évoqué par d'autres auteurs, est peut-être dû à la formation du bourrelet de sol à l'avant du pieu augmentant la réaction mobilisable près de la surface.

Pour les courbes plus profondes, la réaction mobilisée passe par un maximum avant de décroître légèrement mettant clairement en évidence l'existence du palier plastique et d'une réaction ultime  $P_u$ . Cette réaction ultime est atteinte pour des déplacements compris entre 0,03 m et 0,06 m (entre 3,5B/100 et 7B/100) qui décroissent avec la profondeur.

Les réactions ultimes peuvent être logiquement reliées aux caractéristiques mécaniques de l'argile et, dans le cas présent d'essais rapides non drainés, à la cohésion  $c_u$ . La relation ci-dessous a souvent été proposée dans la littérature.

$$P_u = N_p \cdot B \cdot c_u \quad (8.23)$$

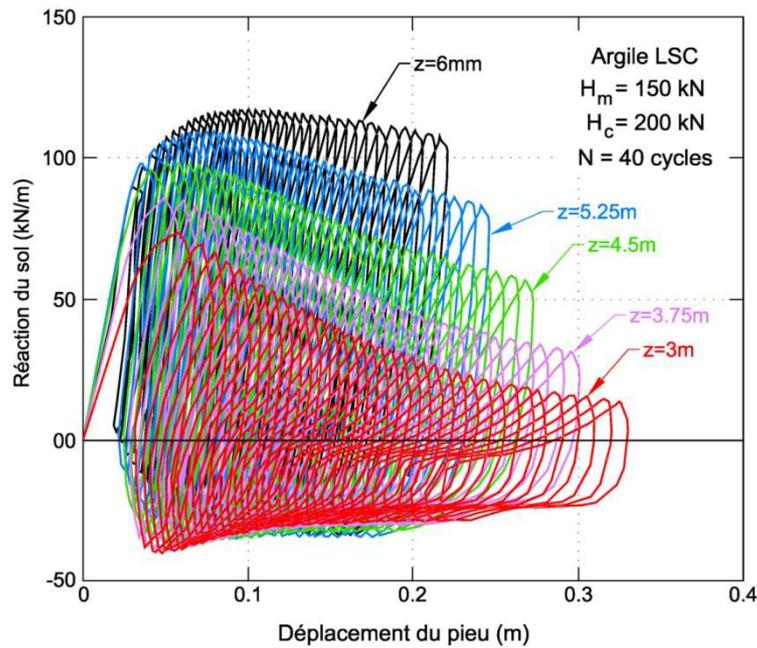
Sur l'ensemble des données obtenues ici dans l'argile saturée (LSC), le coefficient  $N_p$  varie avec la profondeur entre 5,7 et 13 et la valeur moyenne s'établit à 11,3. Ces résultats sont en bon accord avec les diverses valeurs déjà publiées (Tableau 8.5).

**Tableau 8.5.** Valeurs obtenues pour le coefficient  $N_p$  par différents auteurs pour l'argile saturée (LSC).

Auteurs	Approche utilisée	Valeurs du coefficient $N_p$
Randolph & Houlsby (1984)	Modèle numérique	11,94
Hamilton <i>et al.</i> (1991)	Modèles réduits centrifugés	11,5
Garnier <i>et al.</i> 1997)	Modèles réduits centrifugés	6,95 à 15,1 (croît avec z)
Jeanjean (2009)	Modèles réduits centrifugés	9,7 à 16,4 (croît avec z)
Jeanjean (2009)	Modèle numérique	9,3 à 16,4 (croît avec z)
Zhang <i>et al.</i> (2011)	Modèles réduits centrifugés	10,5

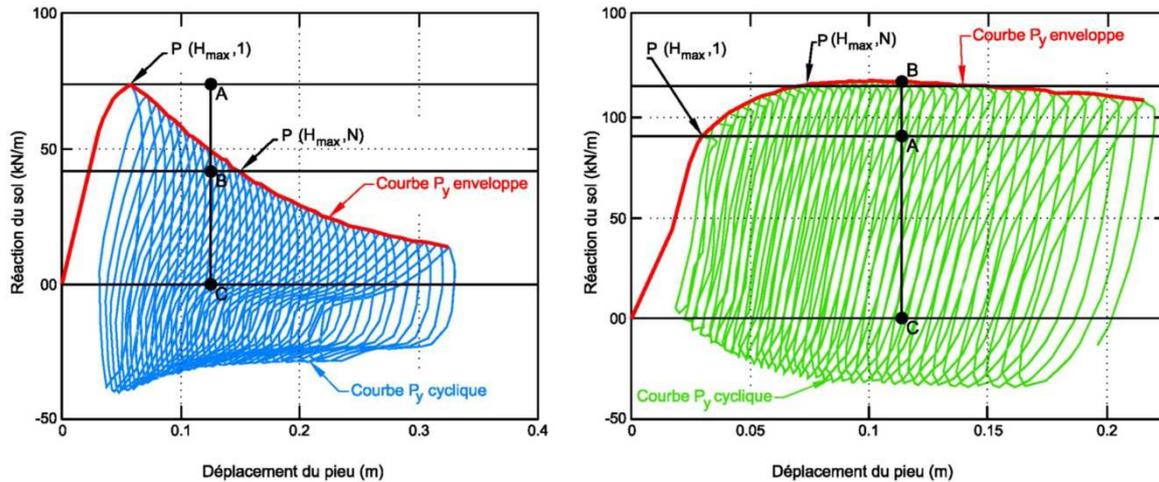
b – Courbes P-y cycliques

Les mesures effectuées lors des chargements cycliques (effort, déplacement et rotation en tête, profil des moments) permettent la détermination des courbes P-y cycliques comme le montre l'exemple de la figure 8.39.



**Figure 8.39.** Courbes de réactions sous 40 cycles dans l'argile LSC ( $H_m = 150$  kN et  $H_c = 200$  kN)  
(d'après Khemakhem, 2012)

Comme pour les sables, il est intéressant d'examiner les courbes enveloppes qui montrent que l'évolution des réactions sous l'effet des cycles est différente à faible et forte profondeur (Figure 40). A la profondeur  $z = 2,5$ m (environ 2,5B), une très nette dégradation de la réaction mobilisée est observée sous l'effet des cycles (Figure 8.40a). A plus grande profondeur, la réaction mobilisée ne décroît pas avec les cycles (Figure 8.40b).



a)  $z = 2,5\text{m}$  (Nette dégradation de la réaction)      b)  $z = 6\text{m}$  (Absence de dégradation de la réaction)

**Figure 8.40.** Exemples de courbes P-y cycliques à deux profondeurs différentes  
(d'après Khemakhem, 2012)

On retrouve les phénomènes déjà observés dans les sables d'un transfert, vers les couches plus profondes, des réactions perdues dans les couches de surface.

L'analyse de ces courbes P-y enveloppes permet de déterminer des coefficients d'abattement (P-multipliers) qu'il faut appliquer aux courbes de réaction statiques, pour reproduire l'effet des cycles. Dans une première approche, le coefficient d'abattement  $r_c$  est défini par :

$$r_c = BC / AC \quad (8.24)$$

BC et AC sont définis sur la Figure 40a et représentent les réactions mobilisées sous la charge maximale pour un déplacement donné du pieu, respectivement lors du premier chargement et lors du cycle N.

## **6. CONCLUSIONS**

Les données expérimentales obtenues lors des essais de chargement cycliques de pieux réalisés dans le cadre de SOLCYP (cf. §4 et §5) complètent les résultats déjà publiés par d'autres auteurs et résumés au §3.

La synthèse de l'ensemble des connaissances actuelles sur le comportement des pieux sous charges latérales cycliques est effectuée au début du Chapitre 9. Elle a permis de développer des méthodes de dimensionnement utilisables en pratique pour des pieux dans des sables ou dans des argiles. Des exemples d'application sont en outre présentés dans ce Chapitre 9.

## **7. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

La liste des références des publications citées dans le présent chapitre figure à la fin du Chapitre 9.

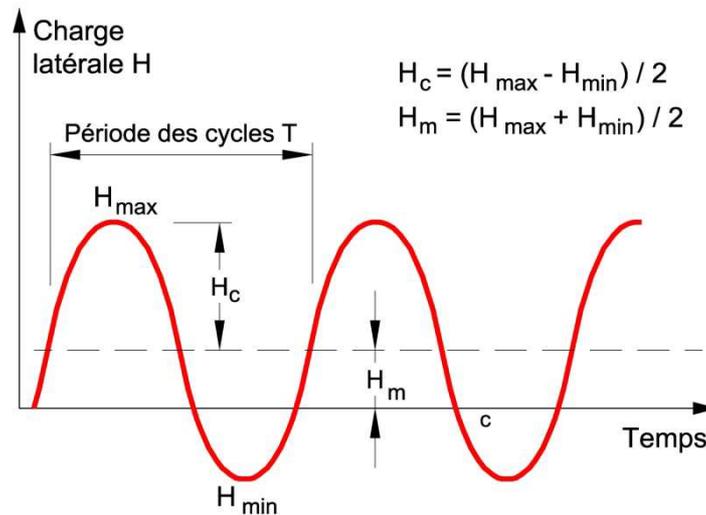
CHAPITRE 9

## Conception et dimensionnement des pieux sous charge latérale cyclique

Les variations dans le temps des charges appliquées aux pieux peuvent être relativement complexes. Une technique et un logiciel ont été présentés au Chapitre 3 pour transformer un chargement variable complexe en des séries de chargements cycliques réguliers. A l'issue de ces opérations, un chargement latéral équivalent est obtenu constitué d'une succession de cycles identiques caractérisée par les paramètres suivants :

- le nombre de cycles  $N$  et la fréquence (ou la période) des charges cycliques
- la valeur moyenne de la charge latérale appliquée  $H_m$
- la demi-amplitude de la composante cyclique  $H_c$ .

La charge appliquée en tête du pieu oscille donc durant ces cycles entre  $H_{\max} = H_m + H_c$  et  $H_{\min} = H_m - H_c$  (Figure 9.1.).



**Figure 9.1.** Notations concernant les composantes de la charge latérale cyclique.

Ces données du chargement cyclique équivalent sont nécessaires pour pouvoir appliquer les méthodes proposées dans ce chapitre de prise en compte des cycles dans le dimensionnement des pieux.

## 1. SYNTHÈSE DES DONNÉES DISPONIBLES SUR L'EFFET DES CYCLES

Les principaux programmes d'étude de l'effet de charges latérales cycliques et les résultats obtenus ont été présentés au Chapitre 8. Les données qui, dans le cadre de SOLCYP, ont permis de développer une méthode de dimensionnement des pieux sont brièvement résumées ci-dessous.

### 1.1. Effet sur le déplacement de la tête du pieu

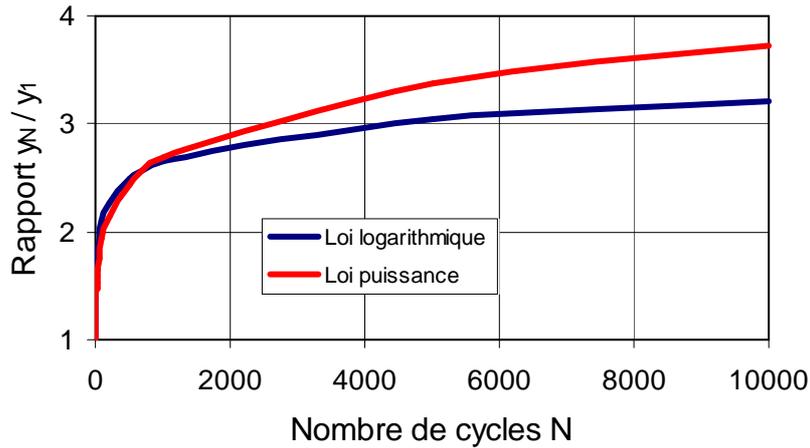
Les études ont surtout porté sur l'évolution du déplacement de la tête du pieu en fonction du nombre de cycles  $N$  et elles conduisent toutes à l'une ou l'autre des deux lois suivantes :

$$y_N / y_1 = 1 + \alpha \ln N \quad \text{ou} \quad y_N / y_1 = N^m \quad (9.1)$$

où  $y_1$  et  $y_N$  sont respectivement les déplacements de la tête du pieu au premier chargement ( $N=1$ ) et au cycle  $N$ .

Avec les valeurs obtenues pour les paramètres de dégradation  $\alpha$  ou  $m$  (cf. Tableaux 8.4 et 8.5 du Chapitre 8) dans un type de sol donné, ces deux lois conduisent en fait à des déplacements de la tête du pieu du même ordre de grandeur, du moins pour les premiers milliers de cycles.

Ainsi, la figure 9.2. montre l'évolution du rapport  $y_N / y_1$  pour les valeurs les plus fortes des paramètres  $\alpha$  et  $m$  observées dans les sables (cas de charges appliquées en tête sans moment de flexion).



**Figure 9.2.** Comparaison des lois logarithme et puissance pour les valeurs les plus fortes de  $\alpha$  et  $m$  observées dans les sables :  $\alpha = 0,24$  (Lin & Liao, 1999) et  $m = 0,143$  (Long et Vanneste, 1994).

La question essentielle du point de vue pratique concerne donc la détermination des coefficients  $\alpha$  ou  $m$  (souvent appelés paramètres de dégradation). Le tableau 9.1. ci-dessous rassemble les données actuellement disponibles sur les facteurs pouvant affecter la valeur des coefficients  $\alpha$  ou  $m$ . Toutefois, très peu d’auteurs ont pu proposer des expressions permettant d’évaluer ces coefficients.

**Tableau 9.1.** Principales données sur les facteurs pouvant affecter les valeurs des coefficients  $\alpha$  ou  $m$  (paramètres de dégradation) des expressions [9.1]

Facteur	Observations	Références
Type de chargement	Dans les sables, $\alpha$ et $m$ sont nettement plus forts si les chargements sont non alternés (soit $R_H = H_{\min} / H_{\max} > 0$ )  Dans les argiles saturées les chargements alternés sont au contraire plus défavorables	Tous les auteurs sauf Leblanc et al. (2010)  Khemakhem (2012)
Chargement le plus défavorable	Chargement non alterné avec $R_H = 0$	Tous les auteurs sauf Leblanc et al. (2010)
	Chargement alterné avec $R_H = -0,6$	Leblanc et al. (2010)
Intensité de la composante cyclique (Rapport $H_c / H_{\max}$ )	$\alpha$ et $m$ augmentent avec $H_c / H_{\max}$	Tous les auteurs
	Effet négligeable	Long et Vanneste (1994),

Valeur de $H_{\max}$		Verdure (2004), Peralta (2010) Leblanc et al. (2010)
	$\alpha$ semble croître légèrement avec $H_{\max}$	Li et al. (2010)
Compacité du sol	Peu d'effet (m peut-être un peu moins fort dans les sols denses)	Long et Vanneste (1994) Leblanc et al. (2010) Rosquoët (2004) Rakotonindriana (2009)
Saturation du sol	Pas d'effet (résultats identiques dans les sables secs, humides ou saturés)	Klinkvort (2012) Leblanc et al. (2010)
Mode d'installation du pieu	Peu d'effet ( $\alpha$ et m sont un peu plus faibles si le pieu refoule et densifie le sol)	Long et Vanneste (1994) Lin & Liao (1999)
Rigidité relative du pieu	L'effet des cycles serait un peu plus important pour les pieux souples	Lin & Liao (1999) Peralta (2010)

Il apparaît finalement que le paramètre de dégradation  $\alpha$  de la loi logarithmique (ou m pour la fonction puissance) :

- dépend fortement de  $H_c / H_{\max}$ ,
- dépend un peu de la rigidité relative du pieu et de son mode d'installation,
- dépend très peu de la compacité du sol mais également de  $H_{\max}$  (quand  $H_{\max}$  reste inférieur à une valeur limite  $H_{\text{lim}}$  définie plus loin).

#### Cas des sables

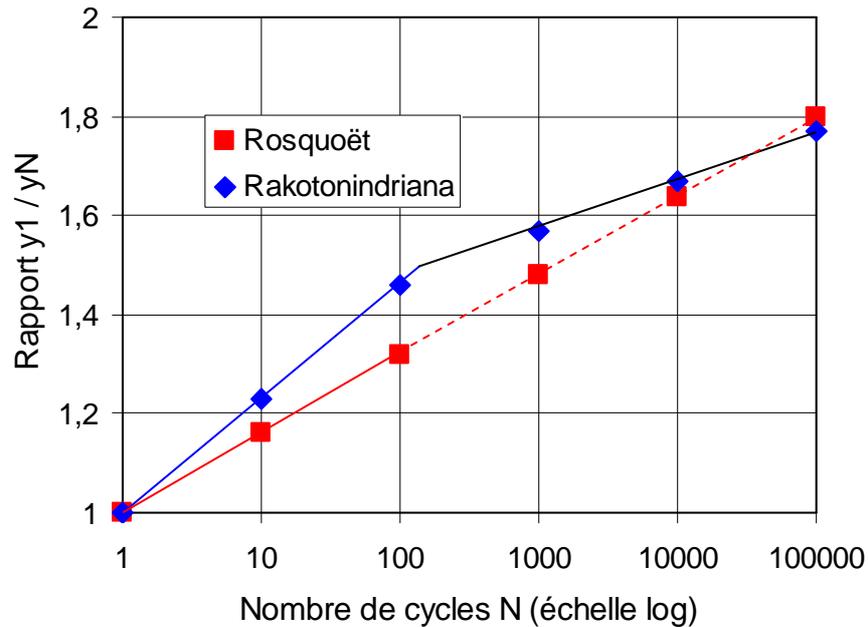
Les résultats d'essais réalisées par Rosquoët (2004) sur des pieux flexibles dans des sables, soumis à une centaine de 100 cycles, ont abouti à la loi suivante (cf. §5.1.1 du Chapitre 8) :

$$\frac{y_N}{y_1} = 1 + 0,235 \log(N) \left( \frac{H_c}{H_{\max}} \right)^{0,35} \quad (9.2)$$

A partir d'essais sur les mêmes pieux poursuivis jusqu'à 70 000 cycles Rakotonindriana (2009) a obtenu une relation assez voisine de celle de Rosquoët pour les premières centaines

de cycles. Au-delà, la courbe liant le déplacement relatif du pieu  $y_N/y_1$  à  $\log(N)$  présente une seconde partie également linéaire dont la pente est légèrement inférieure à la première (cf. Figure 8.23, §5.1.1 du Chapitre 8).

La figure 9.3 ci-dessous compare les valeurs de  $y_N/y_1$  correspondant à l'expression de Rosquoët (extrapolées jusqu'à 100 000 cycles) avec celles de Rakotonindriana.



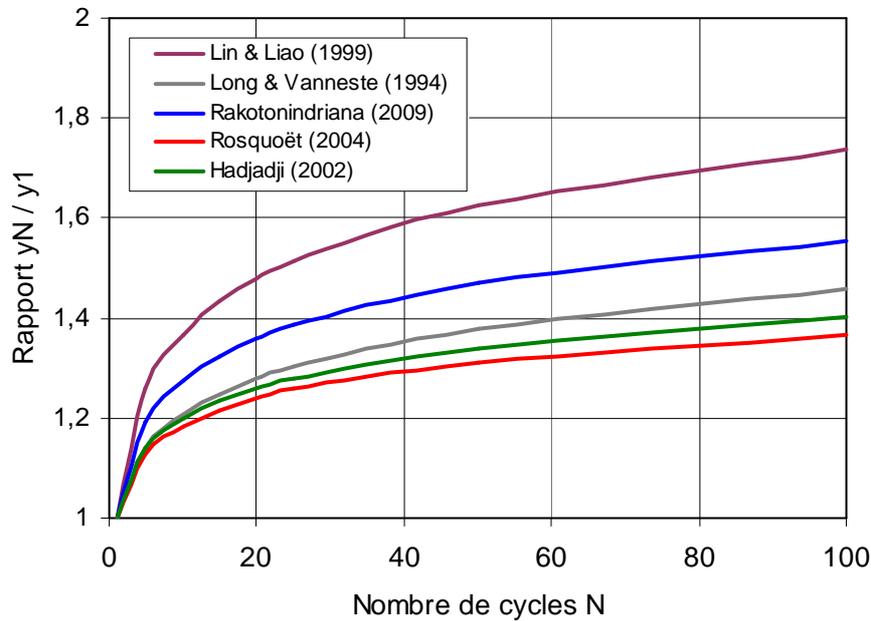
**Figure 9.3.** Comparaison des lois obtenues par Rosquoët et Rakotonindriana - Pieu de 12m de fiche et 0,72 m de diamètre dans un sable moyennement dense (cas  $H_{max} = 720$  kN et  $H_c = 240$  kN)

Dans les propositions SOLCYP présentées plus loin, la relation [9.2] obtenue par Rosquoët a été retenue et étendue jusqu'à environ 100 000 cycles car il n'a pas été possible de déterminer une expression générale valable quelque soit le rapport  $H_c / H_{max}$  pour la seconde branche des courbes expérimentales de Rakotonindriana (pour N supérieur à quelques centaines de cycles)..

Pour les pieux flexibles, le coefficient  $\alpha$  de la loi logarithmique (relation [9.2]) vaut donc  $0,235(H_c / H_{max})^{0,35}$ . A partir d'essais de pieux sur sites ou sur modèles réduits centrifugés, quelques auteurs ont proposé d'autres lois, logarithmiques ou fonctions puissance pour les pieux dans des sables (cf. §3.1 du Chapitre 8).

A titre d'exemple dans le cas de pieux foncés ou battus dans des sables denses et de chargement de type  $H_c = 0,5 H_{max}$ , la figure 9.4 compare les valeurs du rapport  $y_N / y_1$  pour la première centaine de cycles, domaine dans lequel la plupart des expériences ont été

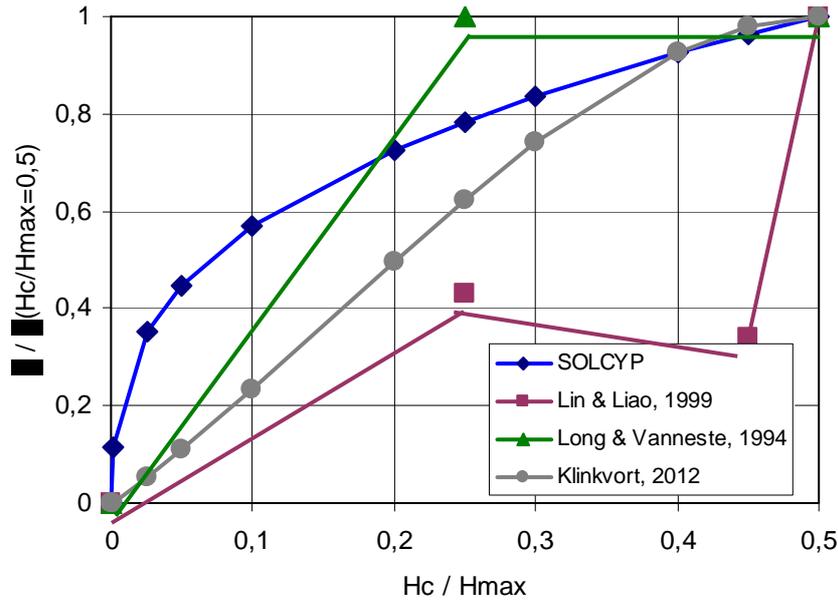
conduites. Les valeurs de  $y_N / y_1$  données par la relation [9.2] restent valides pour des nombres de cycles beaucoup plus grands comme montré sur la figure 9.3.



**Figure 9.4.** Evolution du déplacement du pieu en fonction du nombre de cycles (cas de pieux forcés ou battus dans des sables denses et pour un chargement de type  $H_c / H_{max} = 0,5$ )

Par ailleurs, les chargements non alternés, qui sont les plus défavorables dans ces sols, correspondent à des rapports  $H_c / H_{max}$  compris entre 0 et 0,5 et de nombreuses études ont effectivement montré le rôle prépondérant joué par ce rapport sur l'évolution du déplacement  $y_N$  de la tête du pieu sous l'effet des cycles (cf. Tableau 9.1.).

Comme montré au §3.1 du Chapitre 8, quelques auteurs ont même fourni des données ou des expressions permettant de quantifier l'effet de  $H_c / H_{max}$  sur la valeur du coefficient  $\alpha$  des lois logarithmiques (ou du coefficient  $m$  des fonctions puissance) qu'il est possible de comparer avec l'expression retenue par SOLCYP (relation [9.2] applicables aux pieux flexibles) comme le montre la figure 9.5. Cette figure présente, en fonction du rapport  $H_c / H_{max}$ , les valeurs des coefficients  $\alpha$  (ou  $m$ ), normées par la valeur qu'ils prennent dans le cas le plus défavorable  $H_c / H_{max} = 0,5$ .



**Figure 9.5.** Comparaison des effets du rapport  $H_c / H_{max}$  sur les coefficients  $\alpha$  ou  $m$  (paramètres de dégradation)

Si on fait exception de la valeur étonnante donnée par Lin & Liao (1994) pour  $H_c / H_{max} = 0,45$ , tous les résultats montrent une croissance rapide du coefficient  $\alpha$  lorsque  $H_c / H_{max}$  passe de 0 à 0,25 environ puis une variation plus lente entre 0,25 et 0,5.

Les valeurs proposées par Long & Vanneste (1994) ou Lin & Liao (1994) pour  $H_c / H_{max} < 0,5$  ne s'appuient toutefois que sur quelques essais. L'expression [9.2] retenue par SOLCYP apparaît plus fiable car elle repose sur une base de données de plus de 80 essais de pieux et montre en outre une évolution plus continue du coefficient  $\alpha$ .

### Cas des argiles

A l'exception des travaux du projet SOLCYP décrits au Chapitre 8, les études conduites sur des pieux dans des massifs argileux n'ont généralement pas fourni de relations permettant d'estimer l'effet des cycles sur le déplacement de la tête du pieu. Les essais réalisés par Khemakhem (2012) ont permis de proposer les expressions ci-dessous (plutôt conservatives comme exposé au §5.2.2 du Chapitre 8) :

$$\text{Argile saturée légèrement surconsolidée : } \frac{y_N}{y_1} = 1,1 \cdot N^{0,5} \quad (9.3)$$

$$\text{Argile non saturée surconsolidée : } \frac{y_N}{y_1} = 1,1 \cdot N^{0,16} \quad (9.4)$$

## 1.2. Effets sur le moment maximum et sur les réactions mobilisées dans le sol

### Effet sur le moment maximum dans le pieu

Toutes les études ont montré une augmentation du moment maximum et un accroissement de la profondeur à laquelle il se manifeste. Cette augmentation du moment maximum s'explique par la diminution des réactions mobilisées en surface et le transfert vers les couches plus profondes.

L'augmentation se manifeste surtout dans les premières dizaines de cycles. Dans les cas testés, elle peut dépasser 30% dans les sables mais peut être plus importante encore dans les argiles. En outre, assez logiquement, la profondeur du moment maximum  $Z_{M_{\max}}$  augmente avec les cycles. Les expressions suivantes, donnant l'évolution avec le nombre de cycles  $N$  du moment maximum  $M_{\max,N}$  et de sa profondeur  $Z_{M_{\max,N}}$ , ont été proposées par Khemakhem (2012) pour les argiles compressibles saturées :

$$\frac{M_{\max,N}}{M_{\max,1}} = N^{0,25 \frac{H_c}{H_{\max}}} \quad (9.5)$$

$$\frac{z_{M_{\max,N}}}{z_{M_{\max,1}}} = 1,1 \cdot N^{0,22 \frac{H_c}{H_{\max}}} \quad (9.6)$$

### Effet sur les réactions mobilisées dans le sol

Deux zones se différencient quant à l'effet des cycles sur les réactions mobilisées dans le sol (cf. Chapitre 8).

Dans les couches supérieures où le déplacement latéral du pieu sous la charge maximale est significatif, les réactions mobilisées (pour un déplacement donné du pieu) décroissent avec les cycles. Cette dégradation de la réaction du sol sous l'effet des cycles n'est pas observée à plus grande profondeur car le déplacement latéral du pieu reste faible.

Dans ces couches plus profondes, les points représentatifs de l'interaction sol-pieu dans le diagramme P-y se déplacent en restant sur la courbe de réaction statique afin de compenser la diminution des réactions se produisant dans les couches supérieures.

Les figures 8.25. et 8.26. (pour des pieux dans un sable) et 8.39. et 8.40. (pour des pieux dans une argile saturée) illustrent ces constatations. La comparaison des courbes P-y statiques et cycliques permet de déterminer des coefficients d'abattement (P-multipliers) qui sont à la base des méthodes de dimensionnement locales présentées plus loin au §4.

### 1.3. Rappel des règles actuelles sur la justification des pieux sous charges cycliques

Les règles ou recommandations fournissent les méthodes permettant la construction des courbes P-y à partir des caractéristiques du sol et du pieu. Elles sont par contre très discrètes (voire muettes !) sur les méthodes de prise en compte de charges cycliques.

-**L'Eurocode 7** (EN 1997-1, novembre 2004) indique dans le §7.7 (Pieux chargés latéralement) que « l'estimation du déplacement latéral en tête d'une fondation sur pieux doit tenir compte de l'effet des inversions de charge ou d'un chargement cyclique ».

-**Le Fascicule 62 (Titre V)** ne mentionne pas le cas des charges cycliques. Il évoque seulement la superposition d'une charge de longue durée et d'une charge de courte durée (Article 8 de l'Annexe C5) mais sans que puissent être pris en compte l'effet de déchargement et rechargement caractéristique des cycles.

-**La norme NF P 94-262** d'application nationale de l'Eurocode 7 (parue en 2014 et se substituant au Fascicule 62) signale que « les actions cycliques ne peuvent être ignorées notamment dans le cas des éoliennes » (§12.2.1, Note 2) mais que « les méthodes de calcul disponibles ne permettent pas de prendre en compte de manière simple l'effet des sollicitations variables, cycliques ou dynamiques » (§7.3.4, Note 3). Elle précise que « le comportement des fondations profondes sous charge cyclique n'est pas décrit dans la norme » (§ 4.1, Note 2).

-**Les règlements API** (American Petroleum Institute) et **DNV** (Det Norske Veritas) fondent leurs recommandations sur les résultats des essais de Matlock (1970), Cox et al. (1974) et Reese et al. (1974). Elles ne reposent donc que sur quelques essais sur sites sur des pieux de

moins de 1m de diamètre soumis à des séquences ne dépassant pas 100 cycles. Les courbes P-y cycliques proposées par ces règlements, bien que largement utilisées en pratique, ne tiennent compte ni du nombre de cycles appliqués aux pieux, ni des caractéristiques réelles des charges cycliques ( $H_m$  et  $H_c$ ).

Pour les sables, les courbes P-y sont données par l'expression suivante (en tangente hyperbolique) :

$$p = A \cdot p_{ult} \cdot \tanh \left[ \frac{\eta_h \cdot z \cdot y}{A \cdot p_{ult}} \right] \quad (9.7)$$

avec  $A = \left( 3 - 0,8 \frac{z}{B} \right) \geq 0,9$  pour les charges statiques.

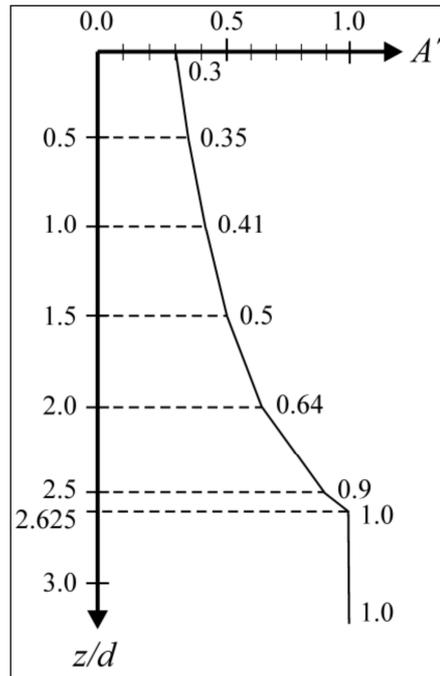
$A = 0,9$  pour les charges cycliques.

⇒ L'effet des cycles sur les courbes P-y est donc pris en compte de façon extrêmement forfaitaire puisque le paramètre A dans l'expression de la réaction p prend la valeur 0,9 et est indépendant du nombre et des caractéristiques des cycles.

Les expressions du paramètre A montrent que le coefficient d'abattement qui s'applique aux courbes P-y statiques pour prendre en compte l'effet des cycles est donné par le rapport ci-dessous :

$$A' = \frac{0,9}{\left( 3 - 0,8 \frac{z}{B} \right)} \quad (9.8)$$

La réduction de la réaction du aux cycles se trouve assez logiquement plus forte en surface (à  $z = 0$ , la réaction est réduite à 30% de la valeur sous charge statique) et l'effet des cycles disparaît à la profondeur relative  $z/B = 2,625$  (figure 9.6.).



**Figure 9.6.** Réduction de la réaction du sol provoquée par le chargement cyclique selon les règles API dans le cas des sables (d'après Peralta, 2010).

Pour les argiles molles, les règles distinguent l'effet des cycles au-dessus et en-dessous de la profondeur critique notée  $z_R$ . Dans les argiles normalement consolidées souvent rencontrées en offshore, cette profondeur  $z_R$  est voisine de  $3B$ . Les courbes de réactions cycliques se déduisent des courbes statiques par des réductions de la réaction  $P$ .

A toutes profondeurs, le palier de réaction mobilisée lors d'un chargement cyclique vaut 72% de la réaction maximale  $P_{ult}$  mobilisable sous un chargement statique (figures 9.7. et 9.8.).

On note que, dans cette méthode, la raideur initiale de la courbe  $P-y$  n'est pas modifiée. Elle ne rend donc pas compte de la réduction progressive de la raideur engendrée par les charges cycliques.

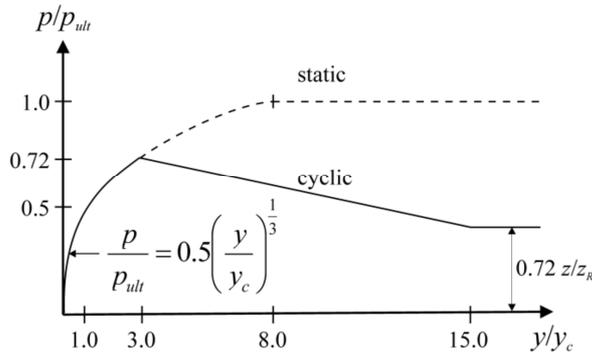


Figure 9.7. Profondeur  $z < z_R$

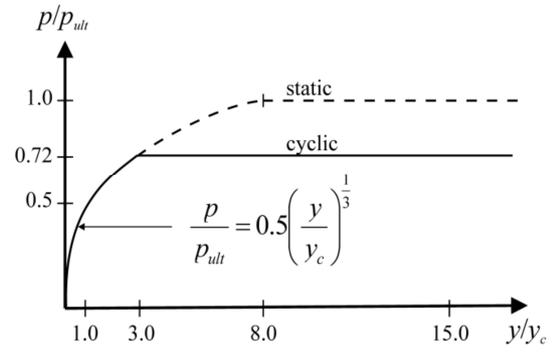


Figure 9.8. Profondeur  $z > z_R$

Construction des courbes P-y cycliques selon les règles API.

⇒ Comme pour les sables, dans ces règles, l'effet des cycles ne dépend ni du nombre de cycles ni des caractéristiques des charges latérales cycliques. Il ne se manifeste que dans les couches les plus superficielles (profondeur inférieure à environ  $3B$ ).

Il est vrai toutefois que ces règles ont été conçues pour les ouvrages en mer installés dans des sites d'argile normalement consolidée et exposés aux effets des tempêtes qui sont des sollicitations cycliques particulières et bien documentées.

Les propositions présentées dans les paragraphes qui suivent visent à améliorer les méthodes actuelles de justification des pieux sous charges latérales en prenant en compte le nombre et les caractéristiques des cycles.

## 2. METHODOLOGIE DE PRISE EN COMPTE DES CHARGES CYCLIQUES

Deux approches sont proposées selon une méthodologie exposée au Chapitre 5 (méthode globale et méthode locale). Les données d'entrée sont les suivantes :

- la géométrie du pieu (fiche D et diamètre B) et sa rigidité en flexion EI ;

- les caractéristiques physiques et mécaniques du massif de sol qui permettent l'identification des matériaux et la détermination des courbes P-y statiques (en utilisant les méthodes usuelles) ;
- les charges latérales appliquées en tête.

Comme indiqué au Chapitre 5, on distingue les charges permanentes et les charges variables pour dont les valeurs caractéristiques sont respectivement  $G_{k;i}$  et  $Q_{k;j}$  selon la terminologie de l'Eurocode 7 et de la norme NFP 94-262. On peut alors définir les charges minimale et maximale appliquées au pieu qui, dans le cas des charges latérales, sont notées :

$$H_{\min} = \sum_i G_{k;i} \quad \text{et} \quad H_{\max} = \sum_i G_{k;i} + \sum_j Q_{k;j} \quad (9.9)$$

La charge moyenne est  $H_m = (H_{\max} + H_{\min})/2$  et la demi-amplitude de la variation de charge est  $H_c = (H_{\max} - H_{\min})/2$ .

Le dimensionnement du pieu sous charges latérales comporte alors les principales étapes suivantes :

- Prédimensionnement du pieu sous la charge  $H_{\max}$  à l'aide des courbes de réactions statiques et détermination du déplacement de la tête du pieu  $y_1$  et du moment maximum  $M_{\max,1}$  ;
- Estimation du nombre  $N_{\text{rep}}$  de cycles (de caractéristiques  $H_{\max}$  et  $H_c$ ) représentatifs de l'évènement cyclique considéré, détermination de la charge limite conventionnelle  $H_{\text{lim}}$  et examen du critère de sévérité des charges cycliques qui permet de juger s'il est nécessaire ou non d'entreprendre l'étude de l'effet des cycles ;
- En cas de réponse positive, établissement du chargement cyclique idéalisé complet (cf. méthode et logiciel « Cascade » présentés au §3 du Chapitre 3) et détermination du coefficient de rigidité relative CR ;

- Application de la méthode globale SOLCYP-G qui permet in fine de calculer le déplacement de la tête du pieu  $y_N$  et du moment maximum  $M_{\max,N}$  sous la charge  $H_{\max}$  à l'issue de la séquence cyclique équivalente ( $H_{\max}$ ,  $H_c$ ,  $N_{eq}$ ).

Si ces deux données  $y_N$  et  $M_{\max,N}$  ne suffisent pas, la méthode locale SOLCYP-L peut être mise en œuvre pour obtenir d'autres informations sur l'état du pieu et de l'interaction sol-pieu à l'issue du chargement cyclique. Elle comprend les étapes suivantes :

- Détermination des coefficients d'abattement  $r_c$  à appliquer aux courbes P-y statiques pour obtenir les courbes P-y « cycliques » équivalentes ;
- Calcul de la réponse complète du pieu sous  $H_{\max}$  à l'aide de ces courbes P-y « cycliques » et comparaison du déplacement de la tête du pieu et du moment maximum avec les valeurs  $y_N$  et  $M_{\max,N}$  obtenues par la méthode globale. On obtient notamment les distributions avec la profondeur des réactions P, des déplacements y et des moments M.

Si des écarts importants sont observés entre les deux méthodes (globale SOLCYP-G et locale SOLCYP-L), il convient de se limiter aux résultats de la méthode globale qui est plus robuste et dont le domaine d'application est plus large que celui de la méthode locale.

### **3. PRISE EN COMPTE DES CYCLES PAR LA METHODE GLOBALE SOLCYP-G**

#### **3.1. Principes de la méthode globale**

Cette méthode simple permet de déterminer le déplacement  $y_N$  de la tête du pieu et le moment maximum  $M_{\max,N}$  à l'issue d'une séquence homogène de N cycles caractérisés par la charge moyenne  $H_m$  et l'amplitude cyclique  $2H_c$  (la charge maximale est alors  $H_{\max} = H_m + H_c$ ). Ces données  $y_N$  et  $M_{\max,N}$ , qui sont nécessaires pour le dimensionnement du pieu, sont obtenues directement à partir du déplacement  $y_1$  et du moment maximum  $M_{\max,1}$  déterminés par les méthodes classiques sous la charge  $H_{\max}$  (avec les courbes P-y statiques).

Comme les relations entre  $y_N$  et  $y_1$  (ou  $M_{\max,N}$  et  $M_{\max,1}$ ) dépendent de la rigidité relative, la méthode globale SOLCYP-G comprend les étapes préalables ci-dessous (décrites en détail dans les paragraphes qui suivent) :

a – Détermination de la charge limite conventionnelle  $H_{lim}$  (cf. §3.2.1)

Cette valeur renseigne sur la charge maximale qui peut être appliquée en tête du pieu de rigidité  $EI$  compte tenu des réactions latérales mobilisables dans le sol. Elle est indépendante d'une autre limite qui provient de la résistance en flexion du pieu.

b – Détermination des rigidités  $EI_{fl}$  et  $EI_{ri}$  (cf. §3.3)

Les rigidités  $EI_{fl}$  et  $EI_{ri}$  correspondent aux comportements limites des pieux flexibles (pour  $EI < EI_{fl}$ ) et des pieux rigides (pour  $EI > EI_{ri}$ ). Dans la méthode proposée, elles doivent être déterminées pour une charge latérale égale à  $H_{lim}$ .

c – Détermination du coefficient de rigidité CR (cf. §3.5.1)

Dans le cas des sables, ce coefficient, qui intervient ensuite dans le calcul du déplacement  $y_N$  et du moment  $M_{\max,N}$  (sous  $N$  cycles), dépend du rapport  $EI/EI_{fl}$ .

## 3.2. Charge limite et charge de rupture conventionnelles

### 3.2.1. Charge limite conventionnelle $H_{lim}$

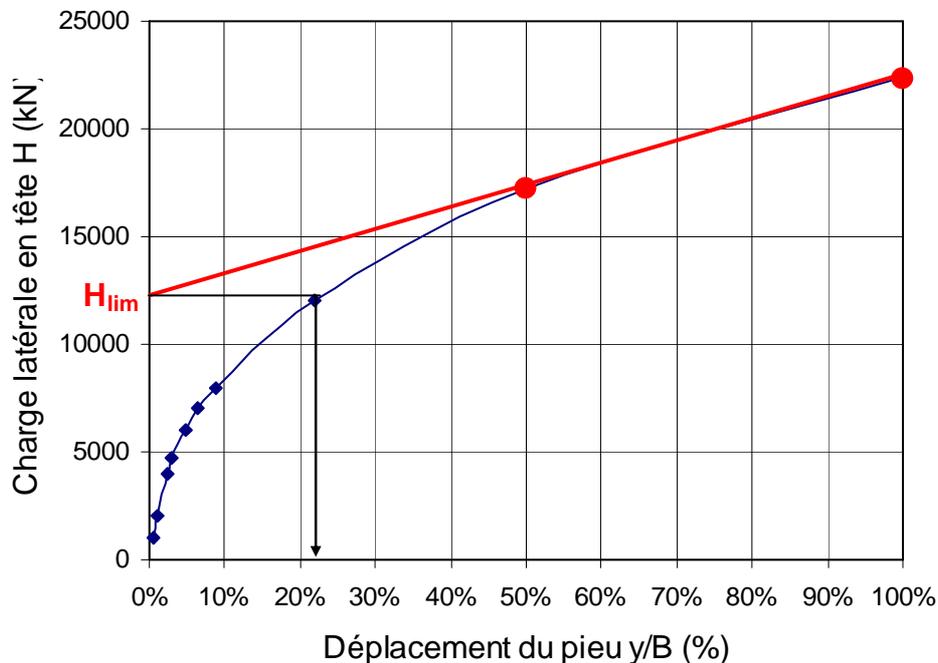
Le niveau de chargement est caractérisé par  $H_{\max}$  mais pour prendre en compte ce paramètre dans une méthode de dimensionnement il doit être normalisé par la résistance limite du pieu aux charges latérales ( $H_{lim}$ ). Comme dans le cas de charge axiale la détermination d'une résistance limite n'est pas évidente et prend toujours un caractère conventionnel.

Les deux méthodes les plus utilisées reposent soit sur le changement d'allure de la courbe de chargement (liant le déplacement de la tête du pieu à la charge appliquée), soit sur la charge conduisant à une valeur limite donnée du déplacement.

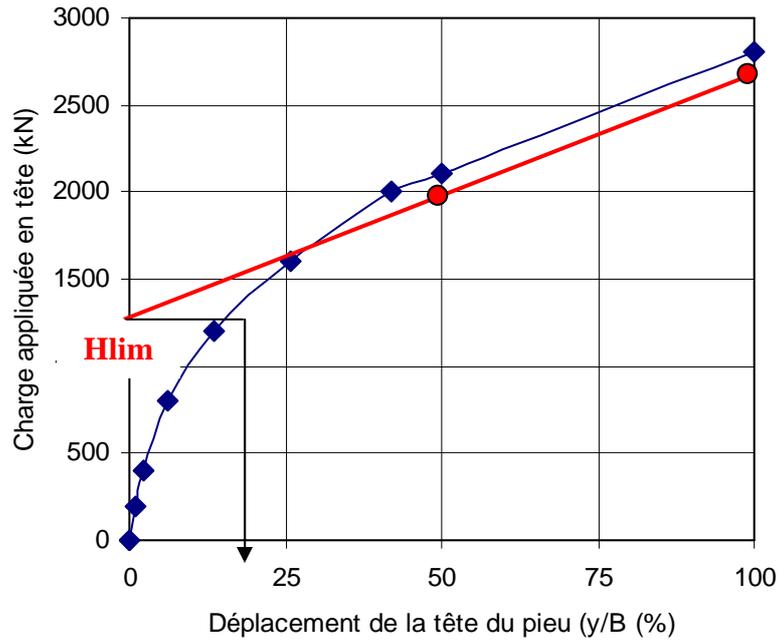
Dans la première méthode, l'intersection de la tangente à l'origine avec l'asymptote est souvent retenue (méthode de l'asymptote-tangente utilisée par Zhu et al. en 2013, par exemple) mais la difficulté vient de la grande imprécision dans la détermination de la tangente à l'origine.

Dans la seconde approche, la valeur choisie pour le déplacement limite est plus ou moins implicitement liée aux capacités qu'ont les structures portées par le pieu de supporter sans dommage ce déplacement du pieu. Le déplacement limite est alors habituellement exprimé en pourcentage du diamètre du pieu.

Une méthode associant les deux approches précédentes a été retenue dans SOLCYP. Elle conduit à valeur de la charge limite précise et totalement univoque comme illustrée sur la Figure 9.9. Sur la courbe de chargement statique du pieu, la charge limite est donnée par l'intersection avec l'axe des ordonnées  $H$  et la droite reliant les deux points  $H(y=B/2)$  et  $H(y=B)$ . Cette droite est une construction standardisée de l'asymptote qui apparaît souvent sur la courbe de chargement latéral des pieux.



a – Cas d'un pieu encastré en tête (diamètre  $B=1,067$ m et fiche  $D = 30$ m)



b – Cas d'un pieu libre en tête (diamètre B = 0,72m et fiche D = 12m)

**Figure 9.7.** Exemples de détermination de la charge limite conventionnelle  $H_{lim}$

La valeur de la charge limite conventionnelle est alors donnée par l'expression simple ci-dessous:

$$H_{lim} = 2H(y/B=0,5) - H(y/B=1) \quad (9.10)$$

où  $H(y/B=0,5)$  et  $H(y/B=1)$  sont respectivement les valeurs des charges appliquées en tête du pieu qui conduisent à un déplacement latéral au niveau du sol respectivement égal à  $B/2$  et  $B$  ( $B$  étant le diamètre du pieu).

La détermination de  $H_{lim}$  est donc extrêmement aisée, ne fait appel à aucune hypothèse supplémentaire et ne nécessite que le calcul des deux valeurs  $H(y/B=0,5)$  et  $H(y/B=1)$ . Elle s'applique que le pieu soit libre en tête ou qu'il soit encastré (rotation nulle). Pour les deux exemples de la figure 9.9. on obtient ainsi :

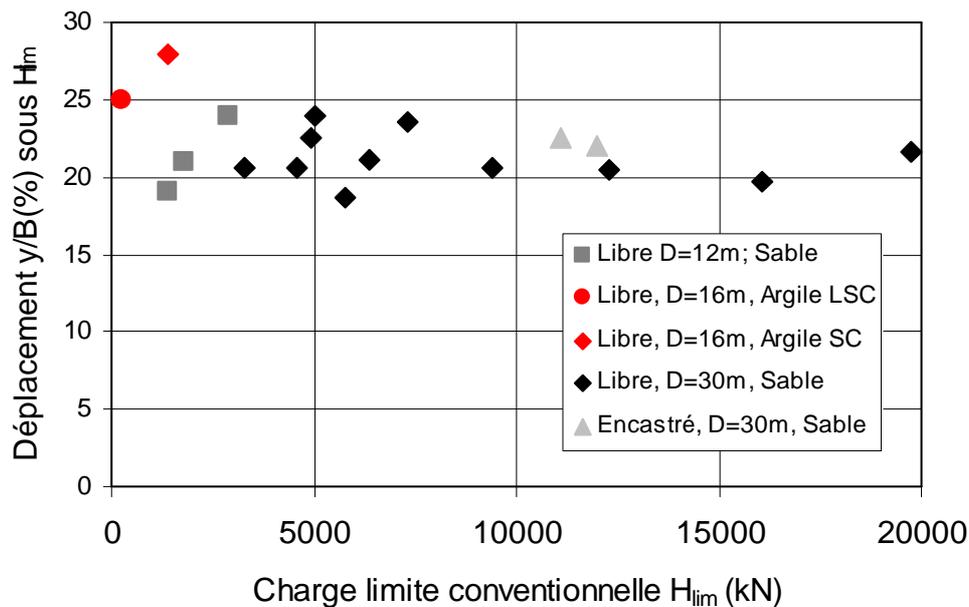
**Tableau 9.2.** Exemples de détermination de charge limites  $H_{lim}$

Type de pieu	$H(y/B=0,5)$	$H(y/B=1) = H_r$	$H_{lim}$
B = 0,72m, D = 12m, libre en tête	2110 kN	2810 kN	1410 kN
B = 1,067m, D = 30m, encastré en tête	17200 kN	22400 kN	12000 kN

Déplacement de la tête des pieux sous la charge limite conventionnelle  $H_{lim}$

Un résultat très intéressant a par la suite été observé pour tous les cas testés : la charge limite conventionnelle  $H_{lim}$  donnée par la relation [9.10] correspond en effet à un déplacement relatif  $y/B$  de la tête du pieu assez constant. Il est en effet en général compris entre 20% et 25% (que le pieu soit libre en tête ou encastré dans une structure bloquant la rotation comme le montre les deux exemples de la Figure 9.9.).

La figure 9.10. regroupe les valeurs du déplacement  $y/B$  sous la charge  $H_{lim}$  pour des situations très diverses (pieu encastré ou non en tête, sol sableux de diverses caractéristiques, sol argileux surconsolidé ou non, fiches des pieux de 12m à 30m). Dans le sable, le déplacement  $y$  sous  $H_{lim}$  varie donc entre 18% et 24% du diamètre. Il semble légèrement plus fort dans les argiles (25% à 28% du diamètre).



**Figure 9.8.** Déplacement  $y/B$  de la tête du pieu sous la charge statique  $H_{lim}$  pour différents types de sols, de pieux et de conditions en tête (libre ou encastré).

La définition proposée pour la charge limite conventionnelle  $H_{lim}$ , fondée sur la seule interaction entre le sol et le pieu, s'avère donc très cohérente avec une autre définition, assez répandue, de la charge limite basée sur le déplacement maximum qui peut être imposé à la superstructure portée par le pieu.

### 3.2.2. Charge de rupture conventionnelle $H_r$

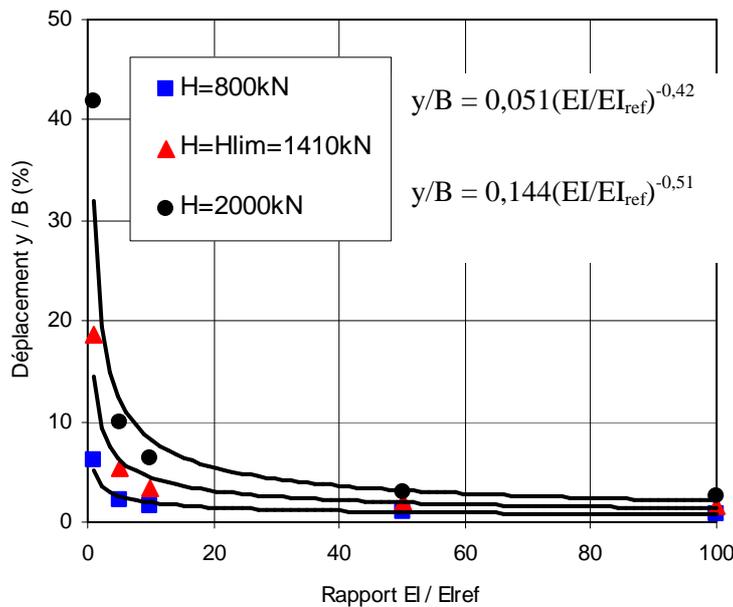
La charge  $H(y/B=1)$  conduisant à un déplacement de la tête du pieu égal à son diamètre est par ailleurs désignée, par convention, comme la charge de rupture  $H_r$  (cf. §3.5).

### 3.3. Degré de rigidité relative du pieu et limites des pieux flexibles et rigides

Cette caractéristique est importante pour la réponse aux charges latérales mais elle ne peut être déterminée à partir des relations présentées au chapitre 8 (§1.1) qui ne s'appliquent qu'avec l'hypothèse très contestable d'un sol élastique homogène (les courbes de réactions  $P-y$  doivent être des droites passant par l'origine) et qui posent la difficulté énorme d'en déterminer le module de déformation.

En réalité, les sols ont des comportements beaucoup plus complexes variant en outre avec la profondeur et les courbes de réaction doivent traduire ces réponses. Avec les outils disponibles, il est toutefois possible de déterminer l'effet sur le déplacement de la tête du pieu de la rigidité  $EI$  d'un pieu donné dans un massif de sol donné.

Les résultats des calculs conduisent à des évolutions du déplacement en fonction de  $EI$  dont un exemple est reproduit sur la figure ci-dessous (cas du pieu de diamètre  $B=0,72m$  et de fiche  $D=12m$  testé dans les expériences SOLCYP). Pour ce pieu dont la rigidité est  $EI_{ref} = 474 MN.m^2$ , la charge limite conventionnelle dans un sable dense est  $H_{lim} = 1410 kN$  (comme montré au §3.1).



**Figure 9.9.** Exemple d'effet de la rigidité  $EI$  du pieu sur le déplacement relatif  $y/B$  de la tête pour différentes valeurs de la charge latérale  $H$  appliquée en tête.

Le déplacement relatif  $y/B$  de la tête du pieu sous une charge  $H$  donnée varie avec la rigidité relative  $EI$  selon des lois puissance de la forme  $y/B = a.EI^{-b}$  où l'exposant  $b$  dépend du niveau de chargement  $H$  (dans l'exemple donné,  $b$  croit de 0,42 à 0,59 lorsque  $H$  passe de 800 kN à 2000 kN).

Pour un pieu de géométrie donnée (diamètre et fiche), en place dans un massif de sol donné, deux situations extrêmes apparaissent :

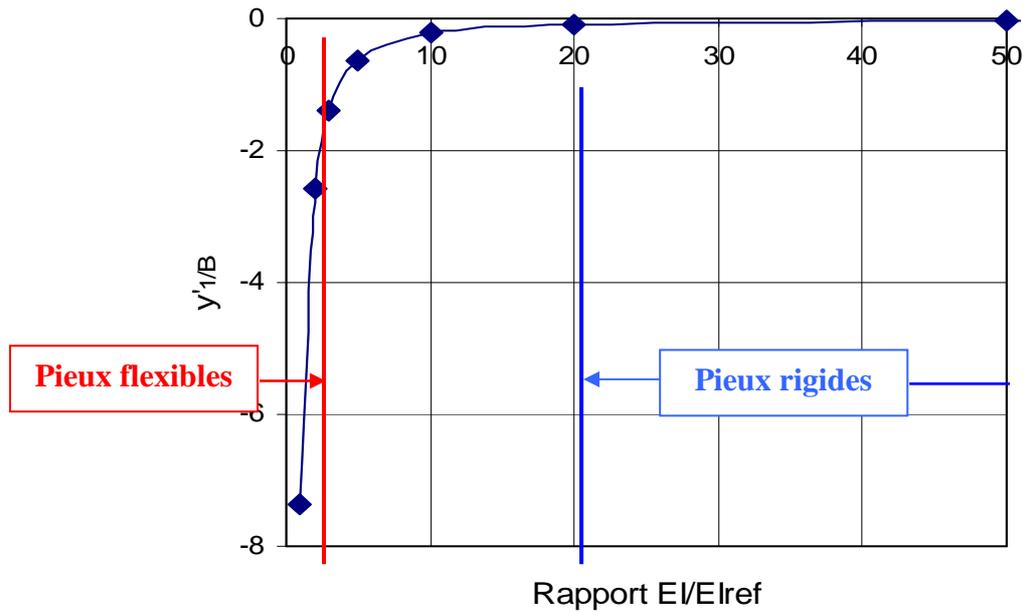
- Lorsque le pieu est très rigide, le déplacement de la tête sous une charge latérale donnée est faible et très logiquement ne dépend pratiquement plus de  $EI$  (confirmé expérimentalement par les expériences de Peralta en 2010).
- Lorsqu'il est au contraire très flexible, le déplacement de la tête sous cette même charge devient beaucoup plus fort et dépend très directement de la rigidité  $EI$ .

Entre ces deux limites correspondant à des valeurs de  $EI$  nommées ici  $EI_{fl}$  et  $EI_{ri}$ , le comportement du pieu est intermédiaire.

Dans l'exemple présenté dans la figure 9.11., on peut définir les limites ci-dessous :

- pieux flexibles pour  $EI < EI_{fl}$       où  $EI_{fl} = 2 EI_{ref} = 947 \text{ MN.m}^2$
- pieux rigides pour  $EI > EI_{ri}$       où  $EI_{ri} = 20 EI_{ref} = 9472 \text{ MN.m}^2$ .

Une autre représentation permet si nécessaire d'affiner les valeurs des bornes  $EI_{ri}$  et  $EI_{fl}$  comme le montre la figure ci-dessous. Comme l'expression analytique de la fonction  $y/B = aEI^{-b}$  peut facilement être déterminée, il est aisé de tracer sa dérivée  $y'/B$  par rapport à  $EI$  et d'y définir à nouveau les limites entre pieux rigides (pour lesquels  $y'/B$  est à peu près nulle et donc  $y/B$  indépendant de  $EI$ ) et les pieux flexibles (où les fortes valeurs de  $y'/B$  traduisent un effet très important de  $EI$  sur le déplacement  $y$  est de la tête du pieu).



**Figure 9.10.** Variation de  $y'/B$  en fonction de  $EI / EI_{ref}$  relatif à l'exemple de la figure 9.11  
(Cas  $H = H_{lim} = 1410$  kN)

Cette analyse permet surtout, pour un pieu et un site donnés, de déterminer la rigidité  $EI_{fl}$  qui représente la limite inférieure du produit  $EI$  permettant de considérer le pieu comme un pieu flexible. Cette donnée est nécessaire pour permettre la prise en compte de la rigidité relative dans la méthode globale de dimensionnement des pieux sous charges latérales cycliques (cf. §3.4).

**N.B.** Les bornes  $EI_{ri}$  et  $EI_{fl}$  sont assez peu sensibles aux valeurs de la charge latérale  $H$  utilisée pour les calculs (cf. figure 9.11). Toutefois, pour standardiser leur détermination, il est préconisé d'effectuer l'étude de l'effet de  $EI$  sous la charge latérale limite conventionnelle  $H_{lim}$  du pieu à dimensionner, définie au §3.1 précédent.

### 3.4. Prédimensionnement du pieu sous la charge statique maximale $H_{max}$

Les charges latérales  $H_{max}$  et  $H_{min}$  sont données par les relations [9.9] reproduites ci-dessous :

$$H_{min} = \sum_i G_{k;i} \qquad H_{max} = \sum_i G_{k;i} + \sum_j Q_{k;j}$$

Comme le montre l'exemple présenté au §5, le pieu doit tout d'abord être dimensionné sous la charge latérale statique  $H_{max}$  en utilisant une méthode d'interaction sol-structure (MISS) qui

permet de calculer, en particulier, le déplacement  $y_1$  de la tête du pieu et le moment maximum  $M_{\max,1}$ .

Ce calcul sous charge statique permet de faire les vérifications comme, par exemple, celles qui sont imposées par l'Eurocode 7 et qui portent respectivement sur les points suivants (pour les fondations profondes) :

- pour le déplacement  $y_1$ , la vérification porte uniquement sur le respect des états-limites concernant la structure portée. Les valeurs limites des déplacements sont fonction des conditions du projet (sensibilité de la structure portée). S'il y a lieu, elles sont à établir par des experts en structure.
- pour le moment  $M_{\max,1}$ , il s'agit de garantir la résistance structurale du pieu.

### **3.4.1. Hypothèses de calcul (pondération des charges, conditions aux limites)**

#### **a – Pondération des charges**

Les valeurs caractéristiques  $G_k$  des charges permanentes et  $Q_k$  des charges variables permettant de déterminer  $H_{\max}$  ne sont pas pondérées par des coefficients partiels dans les calculs en déplacements proposés dans la méthode SOLCYP.

#### **b – Conditions aux limites**

Les conditions aux limites en tête et en pied du pieu doivent être représentatives de la situation réelle. Toutefois, lorsque les vérifications sont effectuées selon la norme NF 94 262 (application de l'Eurocode 7), les prescriptions ci-dessous s'appliquent (§8.4.1 de la norme) :

« Dans un modèle de calcul d'interaction sol-structure, le pied et la tête d'une fondation profonde doivent être considérés comme libres par défaut (Notes 1 et 2).

Note 1 : Un encastrement partiel en pied peut être pris en compte moyennant justification dans certains cas (ancrage dans un terrain rocheux).

Note 2 : D'autres conditions de liaison en tête avec la superstructure peuvent être prises en compte, moyennant justifications.

Dans l'hypothèse où une continuité des sollicitations est prise en compte entre la fondation profonde et la superstructure, il convient de tenir compte dans la modélisation de l'interaction entre la fondation profonde et la superstructure, de la raideur induite par la présence de la superstructure et des efforts (effort normal, effort tranchant, moment fléchissant) qu'elle apporte ».

Par ailleurs, la rigidité de la semelle de liaison en tête du pieu est définie au §8.7.2 de la norme.

### 3.4.2. *Choix des courbes de réaction monotones*

Différentes méthodes sont utilisées dans le monde pour la détermination des courbes P-y statiques. Elles sont fondées soit sur des essais de laboratoire ou sur des essais in-situ. Les propositions SOLCYP permettant de rendre compte de l'effet des cycles s'appliquent quelque soit la méthode de construction des courbes P-y statiques.

**N.B.** : Afin de simplifier la mise en œuvre éventuelle de la méthode locale SOLCYP-L (lors de la détermination des courbes P-y cycliques), il est recommandé de disposer des limites de couches aux profondeurs suivantes :

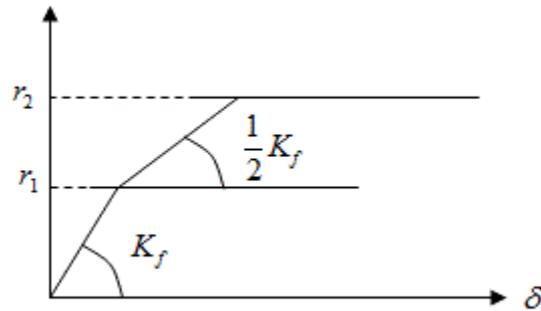
1,5B, 3B et 5B dans le cas des sables ;

2B, 4B et 6B dans le cas des argiles.

Par simplification de la méthode SOLCYP-L, des valeurs constantes dans chacune des couches limitées par ces profondeurs relatives ont en effet été affectées aux coefficients d'abattement à appliquer aux courbes P-y statiques pour représenter l'effet des cycles.

Dans le cas où les caractéristiques mécaniques des terrains sols sont mesurées à partir d'essais in-situ, l'annexe I de la norme NF 94 262 fournit les données permettant la détermination des courbes de réaction statiques P-y. Pour cette phase de justification des pieux sous charges cycliques, les courbes P-y statiques à prendre en compte ne sont pas limitées au niveau  $r_1 = B \cdot p^*_f$  mais étendues jusqu'au niveau  $r_2 = B \cdot p^*_l$  où  $p^*_f$  et  $p^*_l$  sont respectivement les pressions de fluage et pression limite nettes (Figure 9.13.).

Cette disposition est d'abord justifiée par les données obtenues lors des essais de pieux qui ont clairement montré que la résistance ultime du sol pouvait réellement être mobilisée dans les couches les plus superficielles (Chapitre 8, §5.2.4.a). Elle permet en outre de rendre la méthode SOLCYP utilisable avec des courbes P-y statiques établies selon d'autres règles, comme par l'exemple l'API RP 2A-WSD 2000. Ainsi, avec ces règles API, la réaction P mobilisable dans l'argile peut atteindre la valeur limite  $P_{ult}$  donnée par la résistance à la rupture du sol.



**Figure 9.11.** Courbe P-y statique à retenir pour le calcul du pieu sous charge statique (avec la méthode pressiométrique)

La pente  $K_f$  des courbes P-y est donnée par l'une des deux expressions suivantes :

$$K_f = \frac{12E_m}{\frac{4}{3} \frac{B_0}{B} \left[ 2,65 \frac{B}{B_0} \right]^\alpha + \alpha} \quad \text{lorsque } B \geq B_0 \quad (9.11)$$

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} [2,65]^\alpha + \alpha} \quad \text{lorsque } B \leq B_0 \quad (9.12)$$

où  $E_M$  est le module pressiométrique Ménard ;

$B$  est le diamètre du pieu et  $B_0$  une largeur de référence prise égale à 0,60 m ;

$\alpha$  est le coefficient rhéologique caractérisant le sol dans la méthode pressiométrique.

Il est également possible de déterminer les courbes P-y statiques à partir de la résistance de pointe  $q_c$  mesurée au pénétromètre (CPT) en utilisant les corrélations données dans le §I.4 de l'annexe I de la norme NF 94 262.

Comme évoquée plus haut, d'autres méthodes de construction de ces courbes P-y peuvent évidemment être utilisées exploitant les données d'autres types d'essais en place ou d'essais de laboratoire.

### 3.5. Critères de sévérité cyclique

Le prédimensionnement du pieu sous la charge latérale  $H_{\max}$  décrit au §3.4 ci-dessus permet de déterminer le déplacement de la tête du pieu  $y_1$  et le moment maximum  $M_{\max,1}$ . Selon la

méthodologie proposée par SOLCYP (cf. Figure 9.8.), il est possible d'évaluer alors l'intérêt d'entreprendre ou non l'étude de l'effet que les charges cycliques auront sur ces deux paramètres.

Ces charges cycliques sont caractérisées par  $H_{\max}$ ,  $H_{\min}$  et  $N_{\text{rep}}$  (nombre de cycles qui, à ce stade, peut être estimé). Une méthode et des graphiques ont été développés et sont présentés au Chapitre 5 (§5) permettant d'évaluer très rapidement les effets des cycles sur le déplacement de la tête du pieu et donc de décider si une étude complète doit être engagée. Une telle étude pourra nécessiter une détermination précise du nombre de cycles équivalents en utilisant la méthode de comptage présentée au Chapitre 3.

### 3.6. Effet des cycles sur le déplacement de la tête du pieu

Dans cette méthode globale SOLCYP-G, le pieu doit d'abord être calculé avec les outils classiques sous la charge statique égale à  $H_{\max}$  ce qui permet de déterminer le déplacement latéral de la tête du pieu  $y_1$  et le moment maximum  $M_{\max,1}$  au premier chargement.

Sous une séquence de  $N$  cycles faisant ensuite alterner la charge latérale entre  $H_{\max}$  et  $H_{\min}$  le déplacement de la tête du pieu croît sous l'effet des cycles jusqu'à  $y_N$  et le moment maximum jusqu'à  $M_{\max,N}$ . Ces deux données, qui sont essentielles pour le dimensionnement du pieu, peuvent alors être calculées à partir des valeurs sous charge statique  $y_1$  et  $M_{\max,1}$  évaluées comme indiqué au paragraphe précédent.

#### 3.6.1. Cas des sables

Les propositions qui suivent ont été établies dans des sols sans cohésion de compacité moyenne à forte ( $I_D$  supérieure à 50%) pour lesquels l'effet des cycles tend à dégrader la réponse du sol (ce qui n'est pas le cas pour les faibles compacités). Il est important de rappeler que ces méthodes s'appliquent à des chargements cycliques dans lesquels la charge latérale maximale  $H_{\max}$  reste inférieure à la charge limite conventionnelle  $H_{\text{lim}}$ .

Pour appliquer la méthode globale, les rigidités  $EI_{fl}$  et  $EI_{fi}$  doivent d'abord être déterminées par des calculs du déplacement latéral du pieu sous la charge  $H_{\text{lim}}$  avec différentes valeurs de la rigidité  $EI$ , comme indiqué au § 3.2.

#### a - Pieux très flexibles ( $EI < EI_{fl}$ )

La relation [9.13] obtenue par Rosquoët (2004) et retenue par SOLCYP (Chapitre 8, §5.1) a été développée à partir d'essais sur des pieux flexibles. Elle s'applique donc directement dans ce cas ( $EI \leq EI_{fl}$ ) :

$$\text{Pieux flexibles (} EI \leq EI_{fl} \text{)} \quad \frac{y_N}{y_1} = 1 + 0,235 \text{Log} (N) \left( \frac{H_c}{H_{\max}} \right)^{0,35} \quad (9.13)$$

**b - Pieux peu flexibles ( $EI_{fl} < EI < EI_{ri}$ ) et pieux rigides ( $EI > EI_{ri}$ )**

Pour les pieux plus rigides au sens du §3.2 ( $EI > EI_{fl}$ ), il est possible de prendre en compte la rigidité relative selon une méthode inspirée des travaux de Lin et Liao (1999) et résumée au Chapitre 8 (§3.1.3).

A partir de résultats d'essais sur une trentaine de sites, ces auteurs ont montré que le coefficient  $\alpha$  (facteur de dégradation) de la loi logarithmique dépend de la rigidité du pieu comme représenté sur la figure 8.6 (Chapitre 8). Selon Lin et Liao, le facteur de dégradation  $\alpha$  est maximum et constant pour les pieux flexibles. Il décroît lorsque la rigidité  $EI$  augmente et varie alors de façon inversement proportionnelle au coefficient  $T$  :

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (9.14)$$

où  $n_h$  est le coefficient de réaction du sol.

En d'autres termes, pour un pieu de géométrie donnée dans un massif de sol donné, le paramètre  $\alpha$  de la loi logarithmique décroît d'un facteur  $EI^{1/5}$  quand  $EI$  augmente.

En admettant cette loi, l'expression [9.13] développée pour les pieux flexibles ( $EI \leq EI_{fl}$ ) peut être étendue aux pieux moins déformables en introduisant un coefficient de rigidité  $CR$  :

$$CR = \left( \frac{EI}{EI_{fl}} \right)^{1/5} \quad (9.15)$$

et devient :

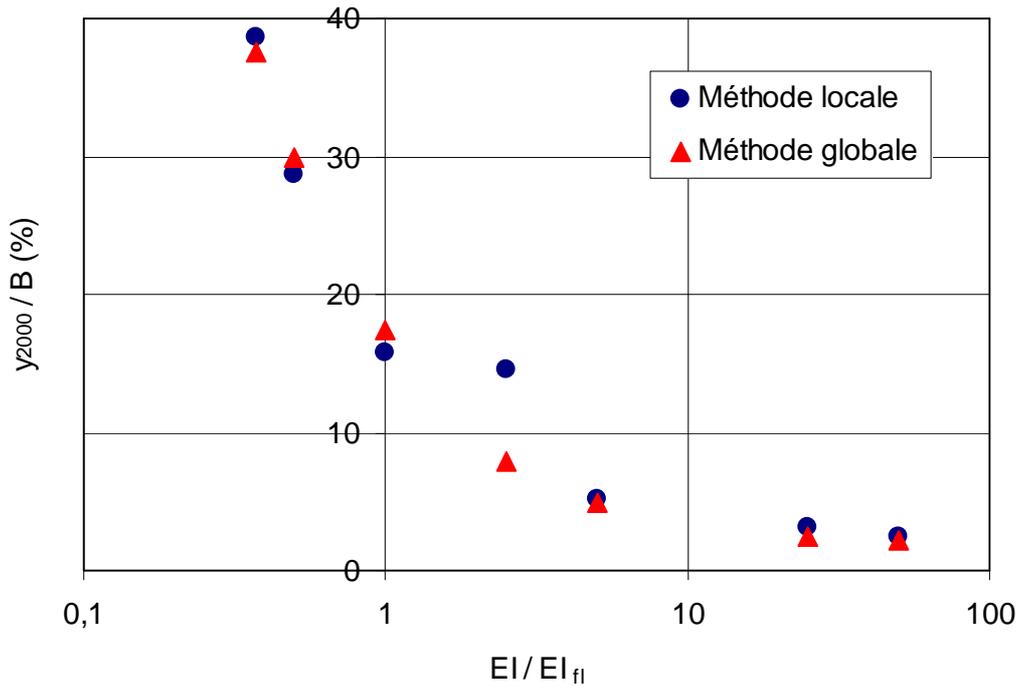
$$\frac{y_N}{y_1} = 1 + \frac{0,235}{CR} \text{Log}(N) \left( \frac{H_c}{H_{\max}} \right)^{0,35} \quad (9.16)$$

Le tableau 9.3. ci-dessous regroupe les différentes expressions du coefficient de rigidité CR en fonction de la raideur EI du pieu.

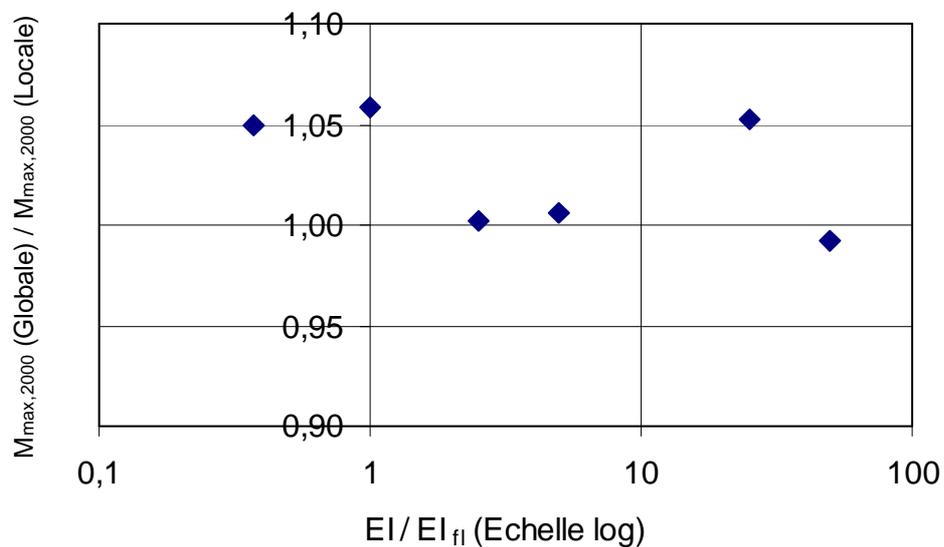
**Tableau 9.3.** Valeurs du coefficient de rigidité CR à introduire dans l'expression [9.16]

Type de pieu	Rigidité EI du pieu	Coefficient de rigidité CR
Flexible	$EI \leq EI_{fl}$	$CR = 1$
Intermédiaire	$EI_{fl} \leq EI \leq EI_{ri}$	$CR = \left( \frac{EI}{EI_{fl}} \right)^{1/5}$
Rigide	$EI > EI_{ri}$	$CR = \left( \frac{EI}{EI_{fl}} \right)^{1/5}$

Il existe très peu de données pour valider cette méthode mais la Figure 9.14. et la Figure 9.15. montrent les résultats obtenus (sous un nombre de cycles  $N=2000$ ) pour le déplacement  $y_{2000}/B$  et le moment maximum  $M_{\max,2000}$  d'un pieu de 12m de fiche et 0,72m de diamètre dans un sable dense. Les charges cycliques appliquées sont  $H_{\max} = 1410$  kN (correspondant à la charge limite conventionnelle  $H_{lim}$ ) et  $H_c = H_{\max} / 2$ . La rigidité en flexion du pieu varie entre  $0,5EI_{fl}$  et  $50EI_{fl}$  ( $EI_{fl}$  est la rigidité limite des pieux flexibles). Les résultats obtenus par la méthode globale sont comparés à ceux que donne la méthode locale présentée plus loin au §4.



**Figure 9.12.** Comparaison du déplacement  $y_{2000}/B$  (sous  $N=2000$  cycles) obtenu par la méthode globale et par la méthode locale pour différentes valeurs de la rigidité en flexion du pieu (entre  $0,5EI_{fl}$  et  $50EI_{fl}$ ).



**Figure 9.13.** Comparaison du moment maximum  $M_{max,2000}$  (sous  $N=2000$  cycles) obtenu par la méthode globale et par la méthode locale pour différentes valeurs de la rigidité en flexion du pieu (entre  $0,5EI_{fl}$  et  $50EI_{fl}$ ).

Dans cet exemple, l'accord entre les deux méthodes est plutôt satisfaisant tant sur le déplacement de la tête du pieu que sur le moment maximum.

Une autre comparaison peut être faite avec les résultats de Peralta (2010) présentés au Chapitre 8. Suite à ses essais de pieux, Peralta a en effet proposé une loi logarithmique pour les pieux flexibles (coefficient  $\alpha = 0,21$ ) et une fonction puissance pour les pieux rigides ( $m = 0,12$ ). Avec ces deux lois, pour les premières centaines de cycles, le rapport entre le déplacement relatif  $y_N/y_1$  du pieu rigide au déplacement  $y_N/y_1$  du pieu flexible varie peu autour de 0,89.

Pour l'exemple de pieu présenté au §3.2, l'expression [9.16] et les valeurs du coefficient de rigidité CR du tableau 9.3 conduisent à un rapport entre le déplacement relatif  $y_N/y_1$  du pieu rigide ( $EI_{ri}$ ) et celui du pieu flexible ( $EI_{fl}$ ) variant assez peu autour de 0,92 (pour les premières centaines de cycles). Cette valeur est donc du même ordre de grandeur que celle trouvée expérimentalement par Peralta.

### 3.6.2. Cas des argiles

La démarche est identique à celle des sables et consiste à déterminer le déplacement  $y_N$  du pieu à partir de sa valeur calculée sous la charge statique  $H_{max}$ . Les expressions proposées ci-dessous ont été obtenues sur des pieux plutôt flexibles et les données disponibles ne sont pas actuellement suffisantes pour pouvoir prendre en compte l'effet de la rigidité du pieu (comme cela a pu être fait dans le cas des sables).

A partir des données recueillies par Khemakhem (2012), le déplacement de la tête du pieu  $y_N$  à l'issue d'une séquence de N cycles peut être évalué par les relations approchées ci-dessous (valables pour  $N > 5$ ).

#### Argile saturées normalement consolidées ou légèrement surconsolidées

$$\frac{y_N}{y_1} = 1,1N^{0,5 \frac{H_c}{H_{max}}} \quad (9.17)$$

#### Argile non saturées surconsolidées

$$\frac{y_N}{y_1} = 1,1N^{0,16\frac{H_c}{H_{\max}}} \quad (9.18)$$

### 3.7. Effet des cycles sur le moment maximum

Comme pour le déplacement de la tête du pieu, le moment maximum  $M_{\max,N}$  sous  $N$  cycles peut être déduit du moment maximum  $M_{\max,1}$  sous la charge statique  $H_{\max}$  par les relations proposées ci-dessous.

#### 3.7.1. Cas des sables

L'expression approchée suivante donne le rapport  $M_{\max,N} / M_{\max,1}$  :

$$\frac{M_{\max,N}}{M_{\max,1}} = 1 + \frac{0,094}{CR} \text{Log}N \left( \frac{H_c}{H_{\max}} \right)^{0,35} \quad (9.19)$$

Par ailleurs, dans les sables, la profondeur du point où s'exerce ce moment maximum n'augmente que très légèrement avec les cycles (cf. Chapitre 8, §3.2 et 5.1.2). Pour les applications pratiques, on pourra admettre qu'il reste à la profondeur observée sous la charge statique.

#### 3.7.2. Cas des argiles

Comme présenté au §5.2.3 (Chapitre 8), les expériences conduites par Khemakhem (2012) ont permis d'aboutir aux relations suivantes dans le cas des argiles saturées légèrement surconsolidées (LSC) :

$$\frac{M_{\max,N}}{M_{\max,1}} = N^{0,25\frac{H_c}{H_{\max}}} \quad (9.20)$$

Dans ces argiles molles, contrairement à ce qui a été observé pour les sables, la profondeur du point de moment maximum  $Z_{\max,N}$  augmente de façon assez significative avec les cycles et Khemakhem (2012) a proposé l'expression :

$$\frac{z_{M \max, N}}{z_{M \max, 1}} = 1,1 \cdot N^{0,22 \frac{H_c}{H_{\max}}} \quad (N > 1) \quad (9.21)$$

## 4. PRISE EN COMPTE DES CYCLES PAR UNE METHODE LOCALE SOLCYP-L

### 4.1. Principe de la méthode locale

Les méthodes locales comme celle que recommande l'API (cf Figure 9.7.) reposent sur l'hypothèse qu'il est possible de représenter l'état des interactions sol-pieu lors d'un chargement cycliques par des courbes de réactions P-y (dites « cycliques » équivalentes) déduites des courbes statiques par réduction des réactions P à l'aide de coefficients appropriés (P-multipliers).

En réalité, comme l'ont montré les études expérimentales conduites dans SOLCYP (cf. Chapitre 8), les courbes P-y cycliques réelles sont beaucoup plus complexes et présentent logiquement des successions de boucles dont la forme évolue avec les cycles et dont la modélisation reste à ce jour du domaine de la recherche. La Figure 8.25. (pour un pieu dans un sable) et les Figures 8.39. et 8.40. (pour un pieu dans une argile) montrent des exemples de ces boucles P-y enregistrées lors de chargement cycliques.

Les méthodes locales, comme celles qui sont déjà utilisées dans le domaine offshore (cf. §1) sont donc des simplifications très grossières puisque, dans le cas des règles API, ni les caractéristiques des cycles ( $H_c$  et  $H_{\max}$ ), ni leur nombre N ne sont pris explicitement en compte. Elles ne s'appliquent que dans les domaines pour lesquels elles ont été élaborées et, par exemple pour les règles API, pour représenter l'effet de charges cycliques sur les fondations ou ancrages de structures offshore dues aux vagues lors de tempêtes types.

Les travaux réalisés dans SOLCYP ont permis de proposer des coefficients plus élaborés à appliquer aux courbes P-y statiques pour rendre compte de l'effet des cycles sur les fondations d'ouvrages de génie civil et de bâtiments.

Il est utile de remarquer que, pour les courbes P-y préconisées par la norme NF 94 262, le palier B.p<sub>1</sub> de la réaction débute à un déplacement relativement faible (moins de 3% du diamètre). Il sera donc très souvent atteint dans les couches supérieures du massif où se

concentrent les dégradations des réactions dues aux cycles. L'abattement de réaction appliqué à ce palier aura donc un rôle beaucoup plus déterminant pour la simulation de l'effet des cycles que celui qui s'applique à la partie initiale des courbes P-y statiques.

**N.B.** *Il est important de mentionner que l'opération consistant à remplacer une courbe P-y cycliques et ses boucles successives par une courbe unique (déduite par affinité de la courbe P-y statique) est extrêmement grossière et simplificatrice. Les méthodes locales et les coefficients d'abattement (P-multipliers) ne sont donc applicables que pour les situations sur lesquelles ils ont été validés.*

#### **4.2. Détermination des coefficients d'abattement des courbes P-y monotones**

Les expériences SOLCYP (cf. Chapitre 8, §1.3 et §5.1.3) ont montré que les dégradations des réactions du sol étaient concentrées dans les couches supérieures ( $z/B < 4$  ou  $5$ ). Les règles API prennent en compte l'effet des cycles en réduisant les réactions du sol jusqu'à une profondeur limitée à environ  $3B$  (cf. §1).

A partir des courbes cycliques réelles déterminées expérimentalement dans les essais SOLCYP (cf. Figures 8.25. et 8.26. du chapitre 8), il a été possible, par ajustements successifs, de déterminer des coefficients d'abattement  $r_c$  de la réaction P à appliquer aux courbes P-y statiques pour prendre en compte l'effet des cycles. Il est fait l'hypothèse que la dégradation des réactions P sous l'effet des cycles est, dans chaque couche de sol, à peu près proportionnelle au déplacement latéral du pieu.

La valeur de ces coefficients  $r_c$  dépend logiquement du nombre de cycles  $N$ , des caractéristiques du chargement cycliques  $H_{\max}$  et  $H_{\min}$  (ou  $H_c$ ) et de la profondeur relative  $z/B$ . Ils dépendent aussi de la valeur de  $H_{\max}$  par rapport à la charge limite  $H_{\lim}$ , l'effet des cycles étant plus fort lorsque la charge maximale  $H_{\max}$  appliquée lors des cycles se rapproche de la résistance latérale limite.  $H_{\lim}$  (dont la valeur conventionnelle est déterminée selon la méthode décrite au §3.1).

Il convient de noter que, si la charge maximale appliquée était nettement supérieure à  $H_{\lim}$  (provoquant un déplacement de la tête du pieu supérieur à  $0,3B$ ) la dégradation des courbes P-y sous l'effet des cycles pourrait se produire à des profondeurs supérieures à  $5B$ . Cette situation sort toutefois du domaine d'application de la méthode locale SOLCYP-L.

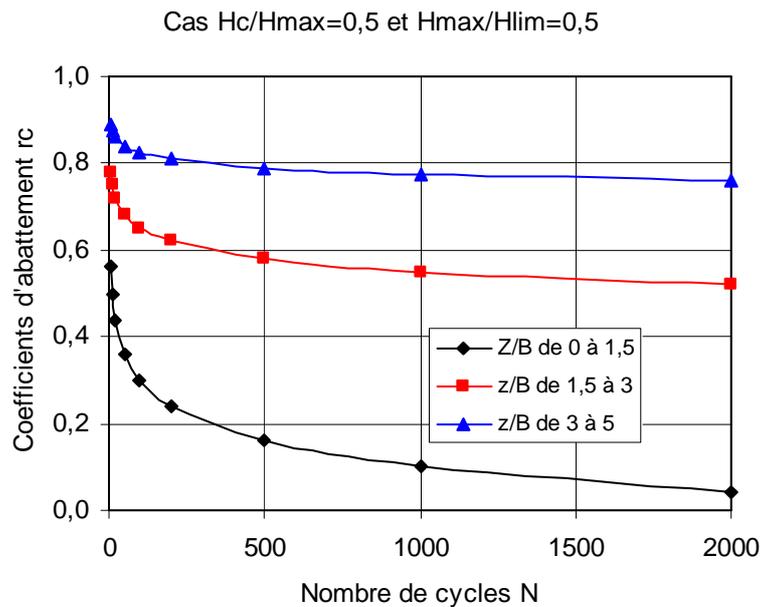
Au dessous de la profondeur  $z = 5B$ , les réactions  $P$  ne sont pas dégradées et le coefficient  $r_c$  vaut 1. Entre la surface et la profondeur  $5B$  et afin de simplifier les expressions, le massif est découpé en trois couches dans chacune desquelles le coefficient  $r_c$  reste constant. Les valeurs prises par les coefficients  $r_c$  sont données dans le tableau 9.4. ci-dessous.

**Tableau 9.4.** Cas des sables - Expression des coefficients  $r_c$  (P-multipliers) à appliquer à la réaction  $P$  des courbes  $P$ - $y$  statiques (pour  $H_{\max} < H_{\text{lim}}$ ).

Profondeur relative	$z/B$ de 0 à 1,5	$z/B$ de 1,5 à 3	$z/B$ de 3 à 5	$z/B > 5$
Coefficient $r_c$	$(1-4R1)(1+4R2)$	$(1-2R1)(1+2R2)$	$(1-R1)(1+R2)$	1

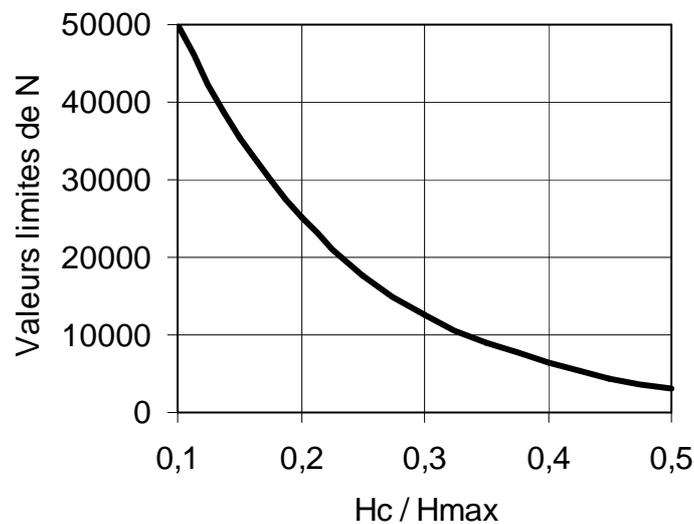
avec  $R1 = [\log(N)+3H_c / H_{\max}] / 20$  et  $R2 = 2,5(1-2H_{\max} / H_{\text{lim}}) / 100$ .

La figure 9.16. montre l'évolution des coefficients  $r_c$  en fonction du nombre de cycles  $N$  dans le cas  $H_c / H_{\max} = 0,5$  et  $H_{\max} / H_{\text{lim}} = 0,5$ .



**Figure 9.14.** Valeurs des coefficients  $r_c$  en fonction du nombre de cycles  $N$  pour les sables (cas  $H_c / H_{\max} = 0,5$  et  $H_{\max} / H_{\text{lim}} = 0,5$ ).

Les expressions du tableau 9.4 ne sont valides que pour  $5 < N < 50\,000$  et pour  $H_c / H_{\max}$  compris entre 0,1 et la valeur maximale 0,5. En outre, pour de grands nombres de cycles, elles peuvent conduire à des valeurs négatives du coefficient  $r_c$  dans la couche la plus superficielle ( $z/B < 1,5$ ). La figure 9.17. donne les limites de  $N$  pour que  $r_c$  reste toujours positif. Si des calculs du déplacement du pieu devaient malgré tout être effectués pour des valeurs de  $N$  supérieures à ces limites, il conviendrait de ramener à zéro la valeur de  $r_c$  dans cette couche  $z/B < 1,5$ .



**Figure 9.15.** Valeurs limites du nombre de cycles  $N$  pour que le coefficient d'abattement  $r_c$  reste positif ( $y$  compris dans la couche  $z/B < 1,5$ ).

**N.B.** Pour une application précise de la méthode locale, il convient, lors de la définition des courbes  $P$ - $y$  statiques, de disposer des limites de couches de sol aux profondeurs  $z = 1,5B$ ,  $z = 3B$  et  $z = 5B$ . Dans la méthode locale SOLCYP-L, les coefficients d'abattement ( $P$ -multiplicateurs) à appliquer aux courbes  $P$ - $y$  statiques pour reproduire l'effet des cycles sont en effet constants dans chacune de ces trois couches ( $z/B = 0$  à  $1,5$  puis  $1,5$  à  $3$  et enfin  $3$  à  $5$ ).

## 5. DOMAINES DE VALIDITE ET EXEMPLE D'APPLICATION

### 5.1. Domaines de validité des méthodes globale SOLCYP-G et locale SOLCYP-L

Les tableaux ci-dessous renseignent sur les domaines dans lesquels les méthodes proposées ont été validées. Comme déjà signalé, en cas de divergence entre la méthode globale et la méthode locale, il est recommandé de retenir les résultats de la méthode globale car elle est plus simple, plus robuste et calée sur de nombreux essais de pieux sur site et sur modèles réduits centrifugés. Son domaine de validité est en outre beaucoup plus large que celui de la méthode locale.

#### 5.1.1. Cas des sols sableux

##### a – Méthode globale

Paramètre concerné	Limites d'application de la méthode globale SOLCYP-G	Commentaires
Charge latérale maximale	$H_{\max} \leq H_{\text{lim}}$	La valeur conventionnelle de $H_{\text{lim}}$ est précisée au §3.2.
Déplacement maximum de la tête du pieu sous $H_{\max}$ statique	$y_1 \leq 0,25B$	Sous la charge latérale statique $H_{\text{lim}}$ le déplacement $y_1$ de la tête du pieu est de l'ordre de $0,2B$ à $0,25B$ .
Composante cyclique	$H_c \leq H_{\max} / 2$ (cycles non alternés)	Dans les sables sans cohésion, les charges cycliques non alternées sont les plus défavorables. Les charges alternées ont plutôt tendance à réduire le déplacement de la tête du pieu.
Nombre de cycles	La méthode a été validée jusqu'à 75 000 cycles	
Fréquence des charges cycliques		La fréquence doit être assez faible pour ne pas générer de variations significatives de pressions interstitielles (comportement drainé).
Rigidité relative du pieu	Pas de limite sur la rigidité en flexion EI	Un coefficient de rigidité relative CR a été introduit fonction du rapport entre la

	pour le calcul du déplacement $y_N$ de la tête pieu.	rigidité réelle $EI$ du pieu et celle qui limite le domaine des pieux flexibles $EI_{fl}$ (cf. §3.3 et §3.9)
Conditions aux limites en tête du pieu	Libre ou encastré en tête	
Nature du sol	Sol sableux, non cohérent, sec ou saturé	
Caractéristiques du sol	Caractéristiques mécaniques croissant avec la profondeur	

**Tableau 9.5.** Domaine de d’application de la méthode globale SOLCYP-G pour les sables

b – Méthode locale

**NB :** Il est nécessaire de rappeler que les méthodes globales comme celle de l’API ou celle de SOLCYP sont très simplificatrices. Elles ne sont donc valides que pour les cas sur lesquels elles ont été développées. Un point crucial porte sur les caractéristiques des massifs de sol qui, pour l’API et pour SOLCYP, doivent être croissantes avec la profondeur.

En particulier, ces méthodes locales ne s’appliquent pas (car elles se trouvent alors très conservatrices) en cas de présence d’une couche superficielle nettement plus résistante dans laquelle le pieu trouve un appui important.

Paramètre concerné	Limites d'application de la méthode locale SOLCYP-L	Commentaires
Charge latérale maximale	$H_{\max} \leq H_{\text{lim}}$	La valeur conventionnelle de $H_{\text{lim}}$ est précisée au §3.2.
Déplacement maximum de la tête du pieu sous $H_{\max}$ statique	$y_1 \leq 0,25B$	Sous la charge latérale statique $H_{\text{lim}}$ le déplacement $y_1$ de la tête du pieu est de l'ordre de $0,20B$ à $0,25B$ .
Composante cyclique	$H_c \leq H_{\max} / 2$ (cycles non alternés)	Dans les sables sans cohésion, les charges cycliques non alternées sont les plus défavorables. Les charges alternées ont en effet plutôt tendance à réduire le déplacement de la tête du pieu.
Nombre de cycles	La méthode a été validée jusqu'à 2 000 cycles	Au-delà de $N=2000$ , il convient de s'assurer d'un accord satisfaisant avec le déplacement donné par la méthode globale.
Fréquence des charges cycliques		La fréquence doit être assez faible pour ne pas générer de variations significatives de pressions interstitielles (comportement drainé).
Rigidité relative du pieu	Les coefficients $r_c$ de détermination des courbes P-y cycliques ont été obtenus sur des pieux flexibles ( $EI \leq EI_{\text{fl}}$ ).	Pour appliquer la méthode locale a des pieux plus rigides ( $EI > EI_{\text{fl}}$ ), il convient de s'assurer d'un accord satisfaisant avec le déplacement de la tête du pieu donné par la méthode globale.
Conditions aux limites en tête du pieu	Libre ou encastré en tête	
Nature du sol	Sol sableux, non cohérent, sec ou saturé	
Caractéristiques du sol	Caractéristiques mécaniques croissant avec la profondeur	

5.1.2. Cas des sols argileux

Méthode globale

Paramètre concerné	Limites d'application de la méthode globale SOLCYP-G	Commentaires
Charge latérale maximale	$H_{\max} \leq H_{\text{lim}}$	La valeur conventionnelle de $H_{\text{lim}}$ est précisée au §3.2.
Déplacement maximum de la tête du pieu sous $H_{\max}$ statique	$y_1 \leq 0,3B$	Sous la charge latérale statique $H_{\text{lim}}$ le déplacement $y_1$ de la tête du pieu est de l'ordre de 0,25B à 0,30B.
Composante cyclique	$H_c \leq H_{\max} / 2$ (cycles non alternés)	
Nombre de cycles	La méthode a été validée jusqu'à 1000 cycles	
Fréquence des charges cycliques	La méthode globale a été élaborée à partir d'essais de pieux conduits en conditions non drainés	
Rigidité relative du pieu	La méthode a été élaborée à partir d'essais sur des pieux flexibles.	
Conditions aux limites en tête du pieu	Libre	
Nature des sols	Sol argileux cohérent	Deux cas sont traités : -argile saturée, normalement consolidée ou légèrement surconsolidée ; -argile non saturée surconsolidée

## 5.2. Exemple d'application des méthodes globale et locale

Dans l'exemple ci-dessous, les opérations successives suivent le diagramme méthodologique présenté au §2 (Figure 9.6). A la fin de l'étude, les résultats des deux méthodes SOLCYP (globale et locale) sont comparés. Les caractéristiques du pieu ont été volontairement choisies assez différentes de celles des pieux testés lors des essais de chargement réalisés dans SOLCYP (fiche de 30m au lieu de 12m).

### 5.2.1. Caractéristiques du pieu, du sol et des charges latérales appliquées

#### a – Caractéristiques du pieu

Elles sont données dans le Tableau ci-dessous.

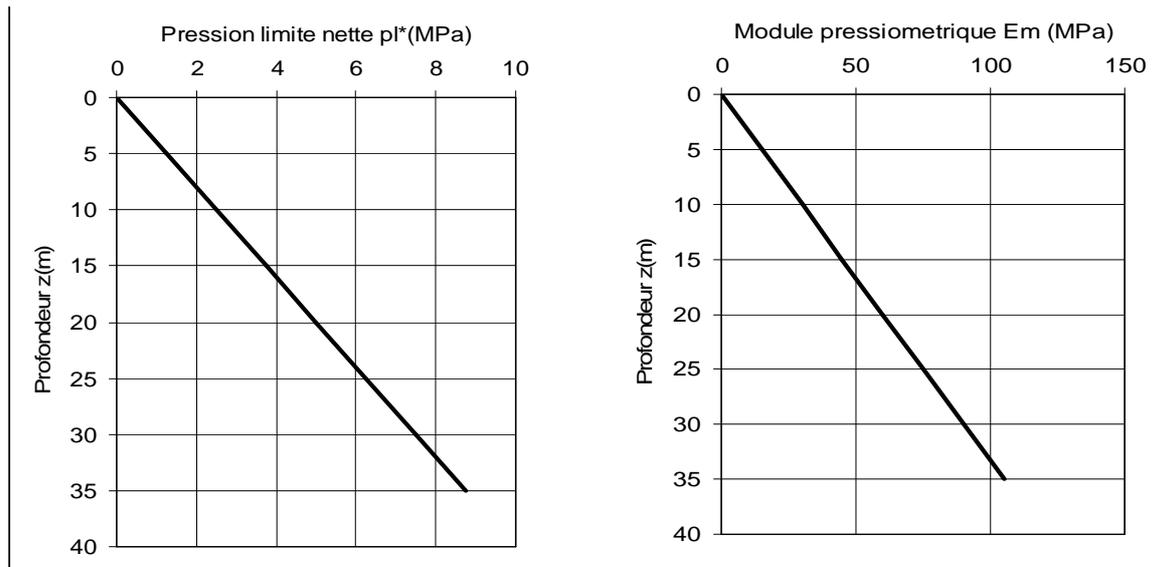
Paramètre	Caractéristique	Observations
Type de pieu	Tube acier battu ouvert	BAO selon la norme NF 94 262)
Fiche D	30 m	
Diamètre extérieur B	1,0668 m	B = 42 Pouces
Epaisseur d'acier e	5,08 cm	e = 2 Pouces
Diamètre intérieur	0,09652 m	
Moment d'inertie I	$2,097 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$	
Rigidité de flexion EI	4193 MN.m <sup>2</sup>	E = $2 \cdot 10^{11}$ Pa
Moment max admissible	13,76 MN.m	$\sigma_e = 350 \text{ MPa}$

NB : Le paragraphe §8.6.2.2 de la norme NF 94 262 fournit des indications sur l'évaluation de la rigidité de flexion dans le cas d'un pieu en béton entouré d'une gaine en acier.

#### b – Caractéristiques du massif de sol

Pour cet exemple, un massif de sable dont les caractéristiques mécaniques croissent régulièrement avec la profondeur a été retenu (Figure 9.18). Selon la classification de la norme NF 94 262, ce sable est moyennement dense à dense jusqu'à 8m de profondeur puis très dense au dessous de 8m. Les caractéristiques pressiométriques  $p_1^*$  et  $E_m$  évoluent avec la profondeur selon les lois ci-dessous :

$$p_1^* \text{ (MPa)} = 0,25z \text{ (m)} \quad \text{et} \quad E_m \text{ (MPa)} = 3z \text{ (m)} \quad (9.22)$$



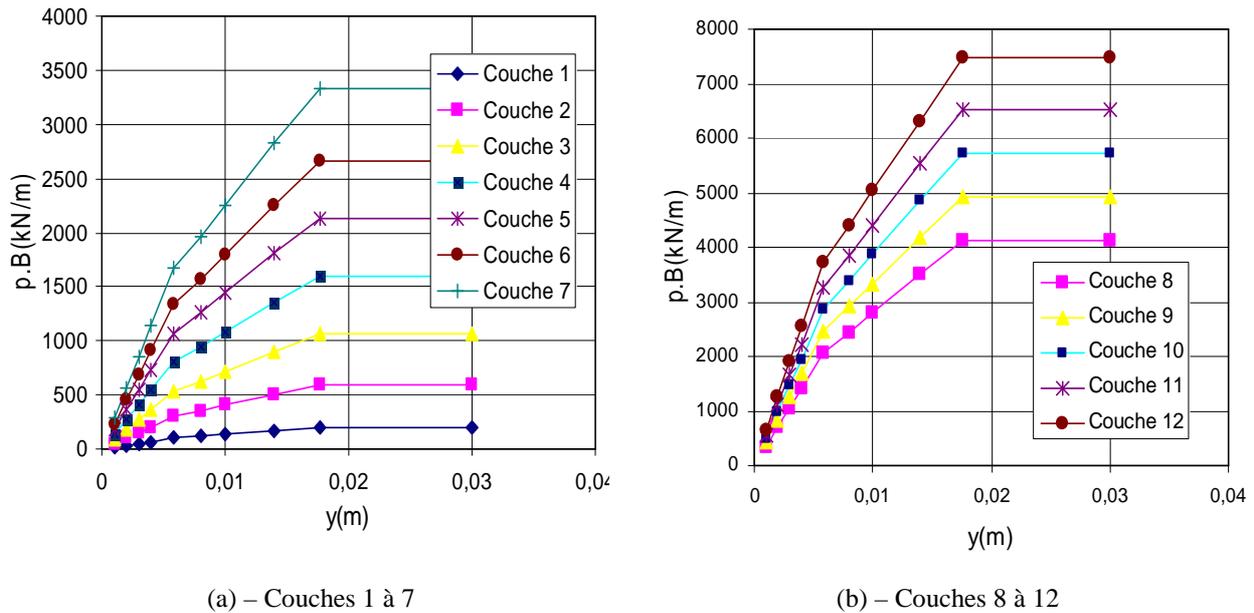
**Figure 9.16.** Profils des caractéristiques pressiométriques du massif sableux

Les courbes P-y statiques peuvent alors être déterminées selon les recommandations de l'annexe I de la norme NF 94 262 rappelées au §3.4.2. Comme déjà indiqué dans ce paragraphe, il est judicieux de prévoir des limites de couches aux profondeurs 1,5B puis 3B et 5B afin de pouvoir ultérieurement appliquer la méthode locale SOLCYP-L, d'où le découpage ci-dessous (Tableau 9.6.) :

N°1	N°2	N°3	N°4	N°5	N°6	N°7	N°8	N°9	N°10	N°11	N°12
1,5	1,5	2	2	2	2	3	3	3	3	3	4

**Tableau 9.6.** Epaisseur en mètre des différentes couches de sol.

Dans ce type de sol, une valeur  $\alpha = 1/3$  peut être donnée au coefficient rhéologique de la méthode pressiométrique et les courbes P-y statiques obtenues sont montrées sur la Figure 9.19.



**Figure 9.17.** Courbes P-y statiques

d – Caractéristiques des charges latérales appliquées au pieu

Les charges cycliques retenues pour cet exemple sont assez sévères puisqu'elles se caractérisent par un rapport  $H_c / H_{max} = 0,5$  (cas de charges non alternées le plus défavorable dans ce type de sol) avec les valeurs suivantes :

$$H_{max} = 4000 \text{ kN} \quad H_c = 2000 \text{ kN} \quad H_{min} = 0$$

Nombre de cycles :  $N = 2000$

**5.2.2. Charge limite conventionnelle  $H_{lim}$  et rigidité relative**

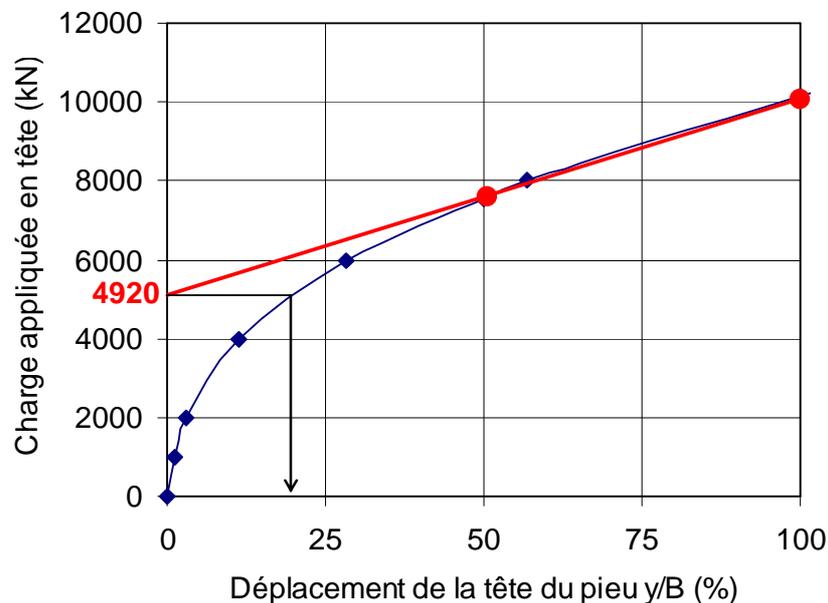
Le déplacement et la rotation de la tête et du pied du pieu sont libres et la charge latérale est appliquée au niveau de la surface du sol.

a – Détermination de la charge limite  $H_{lim}$  et de la charge de ruptur  $H_r$  conventionnelles

La courbe de chargement pour le pieu et le massif de sol décrits ci-dessus (§5.2.1) est calculée à l'aide du logiciel PILATE-LCPC et est présentée sur la Figure 9.20. La méthode de détermination de la charge limite conventionnelle est présentée au §3.2.1. Elle est donnée par la relation

$$H_{lim} = 2H(y/B=0,5) - H(y/B=1) \quad (9.23)$$

où  $H(y/B=0,5)$  et  $H(y/B=1)$  sont respectivement les valeurs des charges appliquées en tête du pieu qui conduisent à un déplacement latéral au niveau du sol respectivement égal à  $B/2$  et  $B$  ( $B$  étant le diamètre du pieu).



**Figure 9.18.** Courbe de chargement du pieu de 30m de fiche et 1,0667m de diamètre

Dans le cas présent, on obtient  $H(y/B=0,5) = 7524$  kN et  $H(y/B=1) = 10130$  kN d'où une charge limite conventionnelle :

$$H_{lim} = 4920 \text{ kN}$$

Sous cette charge limite conventionnelle ( $H_{lim} = 4920$  kN), le déplacement de la tête du pieu vaut  $19,4B/100$ . Cet ordre de grandeur est conforme aux prévisions du §3.2.1.

Par ailleurs la charge de rupture conventionnelle  $H_r$  (cf. §3.2.2) provoquant un déplacement du pieu égal à son diamètre vaut ici :

$$H_r = 10130 \text{ kN}$$

**b - Détermination de la raideur relative**

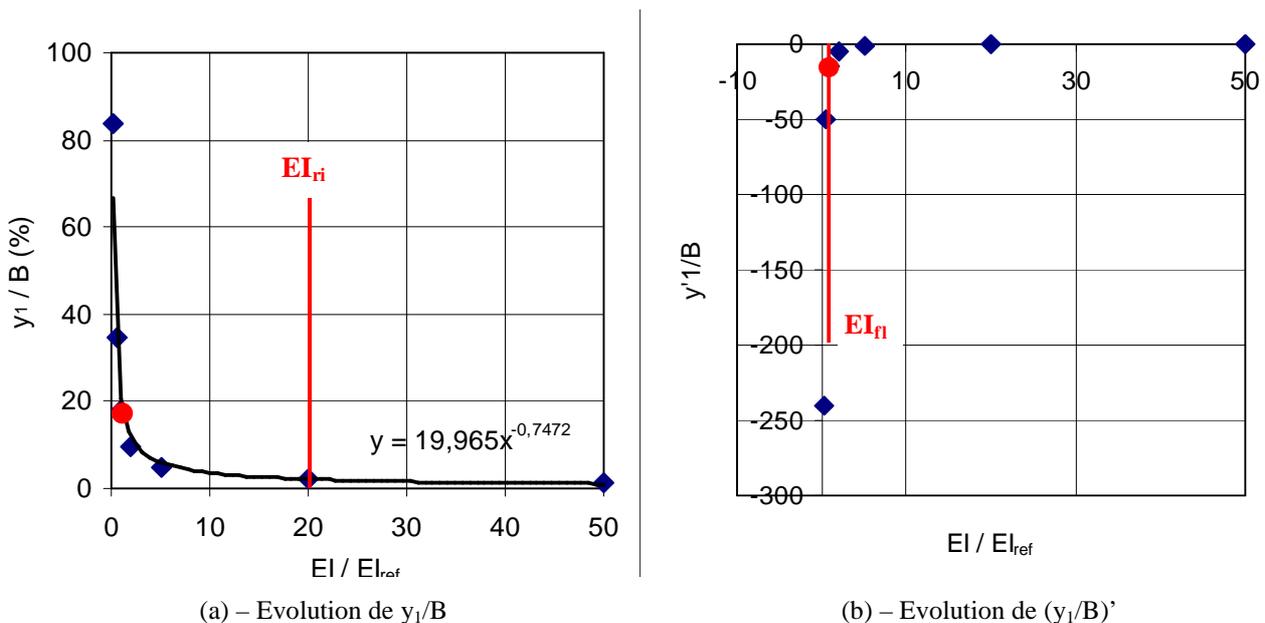
La méthode de détermination de la rigidité relative est décrite au §3.3. Elle consiste à examiner l'évolution du déplacement de la tête du pieu (sous la charge limite  $H_{lim} = 4920 \text{ kN}$  évaluée ci-dessus) lorsque la raideur en flexion du pieu varie autour de celle du pieu notée  $EI_{ref}$  soit ici  $4193 \text{ MN.m}^2$  (cf. §5.2.1.a).

Le calcul de la réponse du pieu est effectué à l'aide du logiciel PILATE-LCPC avec les courbes P-y statiques. La figure 9.21.a montre l'évolution du déplacement  $y_1/B$  en fonction du rapport  $EI/EI_{ref}$ .

Les données sont très bien représentées par la relation  $y_1/B = 20(EI/EI_{ref})^{-0,75}$ . Comme préconisé dans le §3.3, la dérivée de cette fonction peut donc être aisément calculée et son évolution avec  $EI/EI_{ref}$  est reproduite sur la Figure 9.21.b.

Les limites de la rigidité  $EI$  du pieu permettant de distinguer approximativement les types de comportement apparaissent alors :

- pieux flexibles pour  $EI < EI_{fi}$  avec ici  $EI_{fi} \sim EI_{ref} = 4193 \text{ MN.m}^2$   
(le déplacement  $y_1$  est important et augmente très fortement quand  $EI$  diminue)
- pieux rigides pour  $EI > EI_{ri}$  avec ici  $EI_{ri} \sim 20 EI_{ref} = 83860 \text{ MN.m}^2$   
(le déplacement  $y_1$  est faible et ne dépend pratiquement plus avec  $EI$ )



**Figure 9.19.** Effet de la rigidité  $EI$  du pieu sur le déplacement  $y_1/B$  de la tête sous la charge  $H_{lim}$ .

Pour la détermination du coefficient de rigidité CR intervenant dans la méthode globale (cf. §5.2.5.a plus bas), le pieu étudié se situe donc à la limite des pieux flexibles.

### 5.2.3. Comportement du pieu sous la charge statique $H_{max}$

Les résultats du calcul effectué sous la charge statique  $H_{max} = 4000$  kN sont reproduits sur la Figure 9.22. et montrent les valeurs suivantes :

- Déplacement de la tête du pieu au niveau du sol  $y_1 = 0,122$  m ( $y_1/B = 11,4\%$ )
- Moment maximum dans le pieu  $M_{max,1} = 14,2$  MN.m (à la profondeur  $z=5,5$ m).

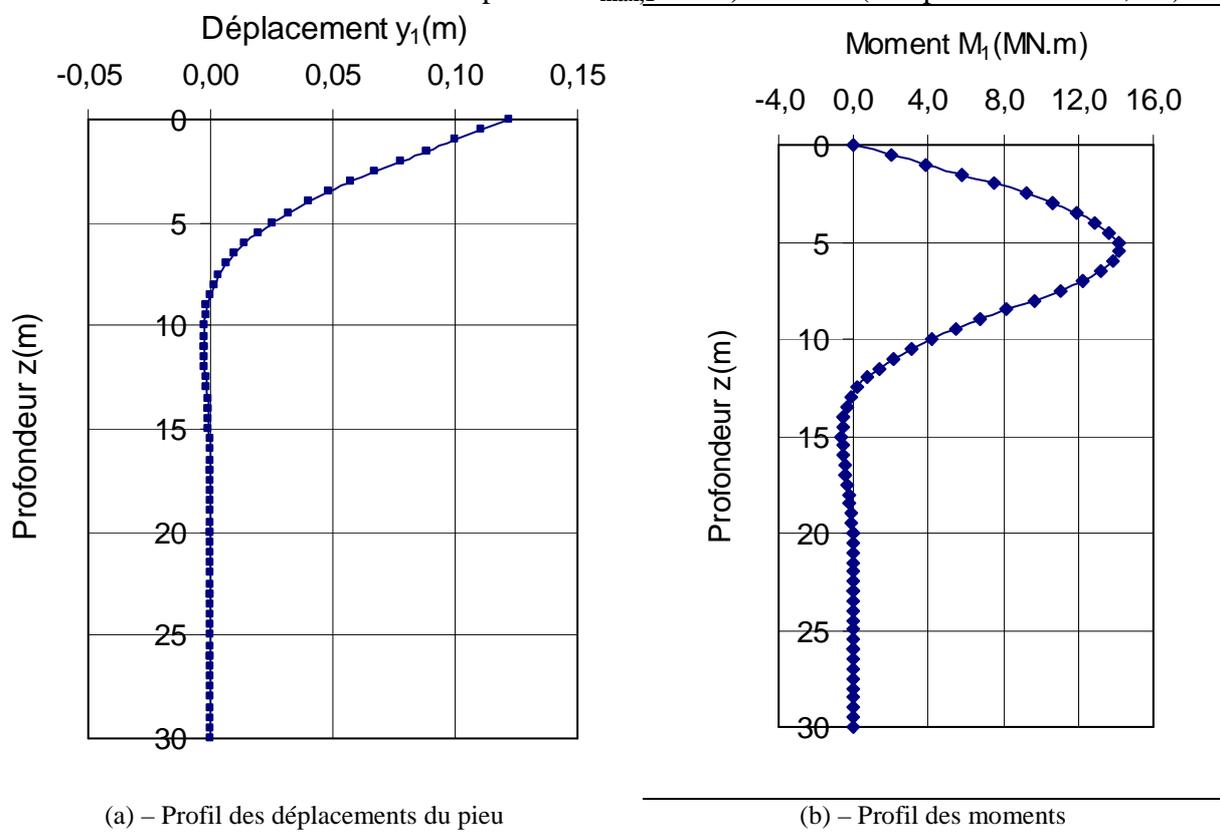


Figure 9.20. Comportement du pieu sous la charge statique  $H_{max} = 4000$  kN.

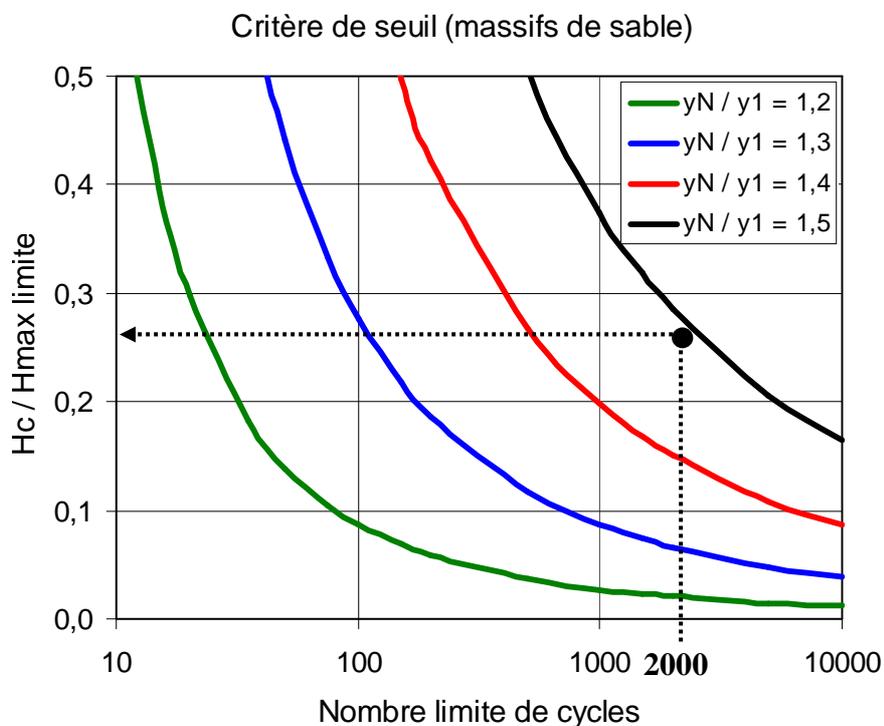
### 5.2.4. Application du critère de sévérité cyclique

Pour cet exemple où le déplacement sous la charge statique atteint  $y_1 = 0,122$  m, on souhaite que les charges cycliques n'augmentent pas le déplacement de la tête du pieu de plus de 50%

soit  $y_N / y_1 < 1,5$  ce qui permettrait de limiter le déplacement de la tête du pieu à environ 0,17 m.

Les critères de sévérité cycliques exposés au Chapitre 5 (§5) permettent alors de décider rapidement si une étude complète de l'effet des charges cycliques s'avère nécessaire. La Figure 9.22. montre que pour  $N_{rep} = 2000$  avec la condition  $y_{2000} / y_1 < 1,5$ , le rapport  $H_c / H_{max}$  ne devrait pas dépasser 0,3.

Or dans l'exemple en cours, ce rapport prend la valeur maximale  $H_c / H_{max} = 0,5$  et une étude complète (globale et éventuellement locale) doit donc être entreprise comme décrit dans les paragraphes qui suivent.



**Figure 9.21.** Application du critère de sévérité cyclique pour  $N_{rep} = 2000$  et  $y_{2000} / y_1 < 1,5$ .

### 5.2.5. Réponse du pieu sous les charges cycliques (méthode globale SOLCYP-G)

#### a – Détermination du coefficient de rigidité CR

Le coefficient de rigidité relative CR qui intervient dans la méthode globale SOLCYP-G pour le calcul de l'effet des cycles sur le déplacement du pieu et sur le moment maximum est présenté au §3.6.1 qui aboutit à l'expression [9.15] rappelée ci-dessous.

$$CR = \left( \frac{EI}{EI_{fl}} \right)^{1/5} \quad (9.24)$$

Dans le cas présent, la raideur en flexion du pieu EI est égale à EI<sub>fl</sub> (cf. §5.2.2.b) et le coefficient de rigidité relative vaut CR = 1.

b – Détermination du déplacement y<sub>N</sub> et du moment maximum M<sub>max,N</sub>

Les expressions donnant l'effet des cycles sur le déplacement de la tête du pieu et sur le moment maximum ont été respectivement présentées aux §3.6.1 et 3.6.2 :

$$\frac{y_N}{y_1} = 1 + \frac{0,235}{CR} \text{Log}(N) \left( \frac{H_c}{H_{\max}} \right)^{0,35} \quad (9.25)$$

$$\frac{M_{\max,N}}{M_{\max,1}} = 1 + \frac{0,094}{CR} \text{Log}N \left( \frac{H_c}{H_{\max}} \right)^{0,35} \quad (9.26)$$

Avec les données de l'exemple traité, ces expressions conduisent à

$$\frac{y_{2000}}{y_1} = 1,609 \quad \text{et} \quad \frac{M_{\max,2000}}{M_{\max,1}} = 1,148 \quad \text{d'où}$$

$$y_{2000} = \mathbf{0,196m} \quad \text{et} \quad \mathbf{M_{\max,2000} = 17,7 MN.m}$$

**5.2.6. Réponse du pieu sous les charges cycliques (méthode locale SOLCYP-L)**

Dans l'hypothèse où d'autres données sur le comportement du pieu sous charges cycliques seraient nécessaires, la méthode locale peut être mise en œuvre. Comme indiqué au §4, elle

consiste à déterminer les courbes P-y cycliques en appliquant aux courbes statiques des coefficients d'abattement  $r_c$ .

a – Détermination des coefficients d'abattement  $r_c$

Ils sont calculés en appliquant les expressions figurant dans le tableau 9.4. du §4.2.1 qui conduisent aux valeurs suivantes :

Profondeur relative	$z/B$ de 0 à 1,5	$z/B$ de 1,5 à 3	$z/B$ de 3 à 5	$z/B > 5$
Coefficient $r_c$	0,0373	0,504	0,748	1

**Tableau 9.7.** Valeurs des coefficients d'abattement  $r_c$  avec les données de l'exemple traité.

b - Courbes P-y cycliques équivalentes

Les courbes P-y cycliques équivalentes de la Figure 9.24 sont obtenues en multipliant des réactions P des courbes statiques de la Figure 9.19 par les coefficients d'abattements  $r_c$  (P-multipliers) ci-dessus. Seules les courbes de réaction des trois premières couches sont dégradées sous l'effet des charges cycliques.

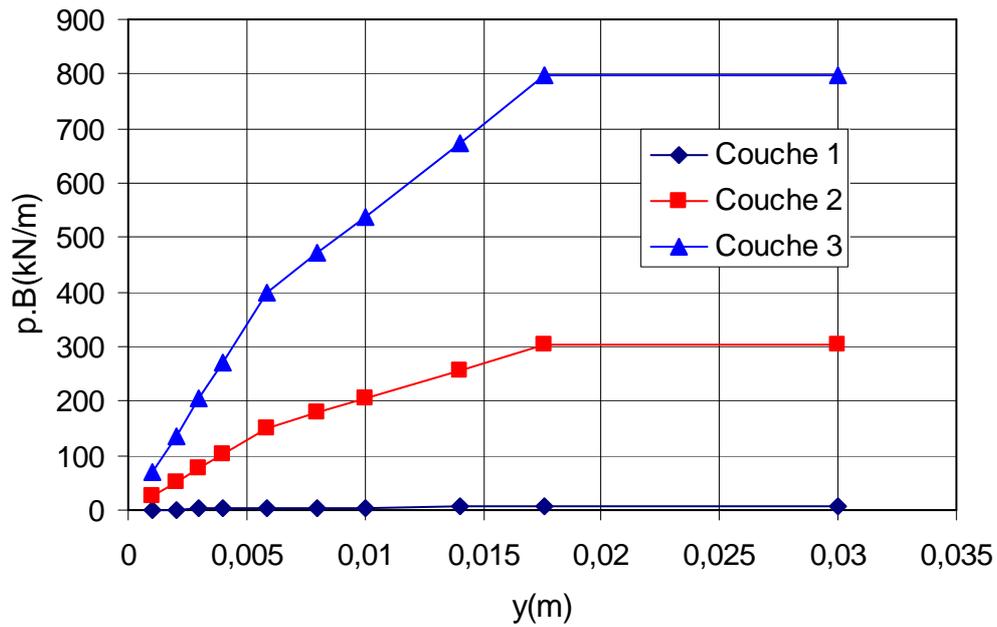


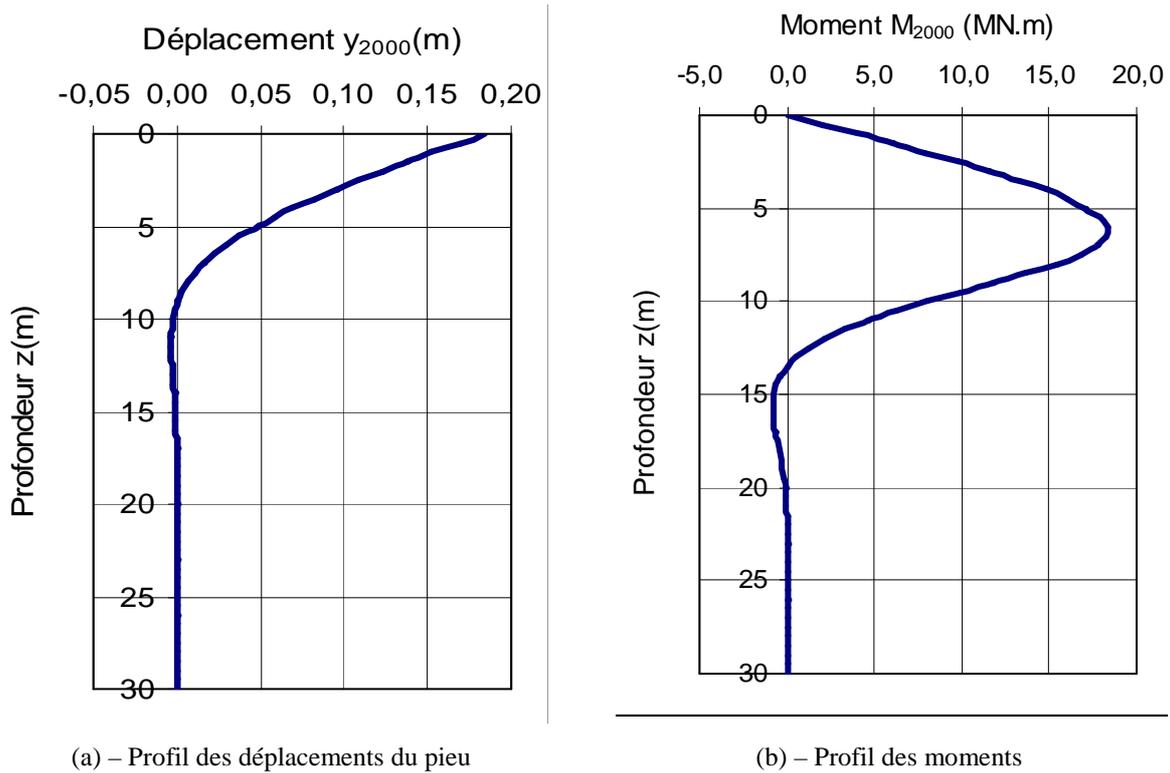
Figure 9.22. Courbes P-y cycliques équivalentes

c - Calcul de la réponse du pieu sous  $H_{\max}$  après N cycles

Les calculs sont à nouveau effectués à l'aide du logiciel PILATE-LCPC en introduisant les courbes P-y cycliques équivalentes et fournissent des données sur la réponse du pieu sous la charge  $H_{\max} = 4000 \text{ kN}$  ( $\sim 0,81H_{\text{lim}}$ ) après 2000 cycles caractérisés par  $H_c = 2000 \text{ kN}$  (Figure 9.25.). Ils conduisent en particulier aux résultats suivants :

$$y_{2000} = \mathbf{0,184m} \quad \text{et} \quad \mathbf{M_{\max,2000} = 18,3 MN.m}$$
 (à  $z \sim 6\text{m}$ )

Le tableau 9.8. compare les résultats sur le déplacement de la tête du pieu et sur le moment maximum pour la charge statique et pour la charge cyclique (avec les méthodes globale et locale).



**Figure 9.23.** Comportement du pieu sous la charge  $H_{\max} = 4000$  kN après la séquence cyclique.

**Tableau 9.8.** Comparaison des résultats sur la réponse du pieu sous  $H_{\max} = 4000$  kN suivant les différentes approches

Charge appliquée	Méthode de calcul	Déplacement de la tête du pieu (m)	Moment maximum (MN.m)	Profondeur du moment maximum (m)
Charge statique $H_{\max} = 4000$ kN	Norme NF 94 262	0,122	14,2	~ 5,5
Charge cyclique $N = 2000$ ( $H_{\max} = 4000$ kN , $H_c = 2000$ kN)	Globale SOLCYP-G	0,196	17,7	/
Charge cyclique $N = 2000$ ( $H_{\max} = 4000$ kN , $H_c = 2000$ kN)	Locale SOLCYP-L	0,184	18,3	~ 6,0

Les résultats obtenus par les méthodes SOLCYP-G et SOLCYP-L sont du même ordre de grandeur et montrent que la séquence des 2000 cycles (avec  $H_{\max} = 4000$  kN et  $H_c = 2000$  kN)

augmente le déplacement de la tête du pieu entre 50 et 60% et le moment maximum entre 25 et 29%.

## 6. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### 6.1. Rapports internes (Projet National SOLCYP)

Garnier J., Rosquoët F., Khemakhem M., Rakotonindriana J., Thorel L., Le Kouby A. & Chenaf N. (2013) Rapport final SOLCYP-ANR, GT2, Pieux sous charges latérales cycliques - Modèles physiques en centrifugeuse, 95 p.

### 6.2. Références externes (Publications et Normes)

Abadie C.N., Byrne B.W. & Levy-Paing S. (1995) *Model pile response to multi-amplitude cyclic lateral loading in cohesionless soils*, Frontiers in Offshore Geotechnics III – Meyer (Ed.) © 2015 Taylor & Francis Group, London, ISBN: 978-1-138-02848-7, 681-686

Abadie, C.N. & Byrne, B.W. (2014) *Cyclic loading response of monopile foundations in cohesionless soils*. International Conference of Physical Modelling in Geotechnics, (ICPMG). Perth, Australia, 779–784.

API – American Petroleum Institute (2002). Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design (RP 2A-WSD). Washington, DC.

Baguelin F. et Jézéquel F. (1972) Etude expérimentale du comportement de pieux sollicités horizontalement, Bulletin de liaison des LPC, 62, ref. 1226, novembre-décembre, pp.129-170

Baguelin F., Frank R. & Said Y.H. (1977) Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles, *Geotechnique*, Vol. 27, N0 3, pp. 404-434.

Bourgeois E., Rakotonindriana M.H.J., Le Kouby A., Mestat Ph., Serratrice J.F. (2010). Three-dimensional numerical modeling of the behavior of a pile subjected to cyclic lateral loading. *Computer and Geotechnics*, Vol. 37, pp. 999-1007.

Bouafia A. (1994) Etude expérimentale du chargement latéral cyclique répété des pieux isolés dans le sable en centrifugeuse, *Can. Geotech. J.*, 31, pp. 740-748.

Broms B.B. (1964) (1964). *Lateral resistance of piles in cohesive soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol 90. pp 27-63

Brown D.A, Morrison C. & Reese L.C. (1988) Lateral load behavior of pile group in sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114 (11), pp. 1261-1276

Chai Y.H. & Hutchinson T.C. (2002) Flexural strength and ductibility of extended pile-shafts. II: experimental study, *Journal of structural engineering*, Vol. 128 (5), pp. 595-602

- Chandrasekaran S.S., Boominathan A. & Dodagoudar G.R. (2006) Cyclic lateral response of model pile groups in clay, 12th Int. Conf. IAMAG, 1-6 October, Goa, India, 8 p.
- Cox W.R., Reese L.C. & Grubbs B.R. (1974) Field testing of laterally loaded piles in sand, 7th OTC, Houston, Texas, Paper OTC 2079, pp. 459-472
- D.N.V. – Det Norske Veritas (1992) Rules for the design construction and inspection of offshore structures, Appendix Foundations, 54 p.
- Fascicule 62 – Titre V (1993) Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, CCTG applicable aux marchés publics de travaux, Ministère chargé de l'Équipement, 182 p.
- Garnier J. (2001), Modèles physiques en géotechnique : état de l'art et développements récents, 1ère Biennale Coulomb, Paris, 3 octobre, CFMS (Ed.), 67 p.
- Garnier J. (2001), Modèles physiques en géotechnique : I-Evolution des techniques expérimentales, Revue Française de Géotechnique, 97, 4ème trimestre, pp. 3-29.
- Garnier J. (2002), Modèles physiques en géotechnique : II-Validation de la méthode et exemples d'application, Revue Française de Géotechnique, 98, 1er trimestre, pp. 5-28.
- Hadjadji T. (1993) Analyse du comportement expérimental de pieux sous chargements horizontaux, Thèse ENPC, 307 p.
- Hadjadji T., Frank R. & Degny E. (2002) Analyse du comportement expérimental de pieux sous chargements horizontaux, LCPC, Collection Études et Recherches, GT74, 303 p.
- Jeanjean Ph. (2009) Re-Assessment of P-Y curves for soft clays from centrifuge testing and finite element modelling. Proceeding Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Paper OTC20158, 23p.
- Jézéquel J.F. et Saintilan D. (1986a) Résistance latérale des pieux. Site de Plancoët, Rapport FAER 1.05.01.5, Laboratoire Régional de St Brieuc, 64 p.
- Jézéquel J.F. et Saintilan D. (1986b) Résistance latérale des pieux. Site de Plancoët. Chargement appliqué sur le pieu isolé. Rapport FAER 1.05.01.4, Laboratoire Régional de St Brieuc, 55 p.
- Khemakhem M., Chenaf N., Garnier J., Rault G., Thorel L. & Dano C. (2010) Static and cyclic lateral pile behavior in clay, 7<sup>th</sup> International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, Zurich 2010, pp 953-958.
- Khemakhem M., Chenaf N., Garnier J., Rault G., Favraud C. & Thorel L. (2010) Modélisation en centrifugeuse de pieux dans l'argile sous chargés latérales statique et cyclique, JNGG 2010, Nantes, Tome II, pp 673-680.
- Khemakhem M. (2012) Etude expérimentale de la réponse aux charges latérales monotones et cycliques d'un pieu foré dans l'argile, Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes, 336 p.
- Khemakhem M., Chenaf N., Garnier J., Favraud C. & Gaudicheau P. (2012) Development of degradation laws for describing the cyclic lateral response of piles in clay (2012), Int. Conf. Offshore Site Investigation and Geotechnics (OSIG 2012), London, 12-14 September, pp 271-278.

- Kikuchi Y. (2008) Lateral resistance of piles in sand under repeated horizontal loading, 2nd BGA Int. Conf. on Foundations, ICOL 2008, Dundee, Balkema, pp. 1225-1236.
- Kishida H. Suzuki Y. & Nakai S. (1985) Behavior of a pile under horizontal cyclic loading, 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., San Francisco, Balkema, pp. 1413-1416.
- LeBlanc C., Houlsby G.T. & Byrne B.W. (2010) Response of stiff piles to long term cyclic lateral loading, *Géotechnique*, 60, N°2, pp. 79-90.
- LeBlanc C., Byrne B.W. & Houlsby G.T. (2010) Response of stiff piles to random two-way lateral loading, *Géotechnique*, 60, N°9, pp. 715-721.
- Le Kouby A. (2007) Etude de faisabilité en vue du montage d'un projet de recherche sur la thématique Sollicitations cycliques en géotechnique, Groupe de travail Sollicitations cycliques du pôle de compétence « Sols » de l'IREX, du projet SOLCYP, avril 2004, 163 p.
- Li Z., Haigh S.K & Bolton M. (2010) Centrifuge modelling of mono-pile under cyclic lateral loads, Int. Conf. Physical Modelling in Geotechnics, IJPMG 2010, Zurich, Sprinman, Laue & Seward (Ed.), Taylor & Francis, Vol. 2, pp. 965-970.
- Lin S.S & Liao J.C. (1999) Permanent strains of piles in sand due to cyclic lateral loads, *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE, 125, 9, pp. 798-802.
- Little R.L. & Briaud J.L. (1988a) A pressuremeter method for single piles subjected to cyclic lateral loads in sand, Miscellaneous paper GL-88-14, 307 p.
- Little R.L. & Briaud J.L. (1988b) Full scale cyclic lateral load tests on six single piles in sand, Final report, Miscellaneous paper GL-88-27 for US Army Engineer Distric.
- Long J.H. & Vanneste G. (1994) Effects of cyclic lateral loads on piles in sand, *J. of Geotechnical and Eng.*, ASCE, 120,19, pp. 225-244.
- Meimon Y., Baguelin F. & Jezequel J.F. (1986) Pile group behaviour under long time lateral monotonic and cyclic loading, 3rd Int. Conf. on numerical methods in offshore piling, Nantes, France, pp. 285-302.
- Mayne P.W, Kulhawy F.H & Trautmann C.H (1995), Laboratory modelling of laterally-loaded drilled shafts in clay, *J. of Geotechnical Eng.*, ASCE, 121, 12, pp. 827-835.
- Peng J.R., Clarke B.G. & Rouainia M. (2006) A device to cyclic lateral loaded model piles, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 29, N°4, pp. 341-347.
- Peralta P.K. (2010) Investigations on the Behavior of Large Diameter Piles under Long-Term Lateral Cyclic Loading in Cohesionless Soil, Degree of Doctor of Engineering, Leibniz University Hannover, 223 p.
- Peralta P. & Achmus M. (2010) An experimental investigation of piles in sand subjected to lateral cyclic loads, Int. Conf. Physical Modelling in Geotechnics, IJPMG 2010, Zurich; Springman, Laue & Seward (Ed.), Taylor & Francis, Vol. 2, pp. 985-990.
- PHRI - Port and Harbour Research Institute (1980). Technical standards for port and harbour facilities in Japan. Bureau of ports and harbours. Ports and HarbourResearch Institute. Ministry of Transport. 317 p.

- Poulos H.G. & Hull T.S. (1989) The role of analytical mechanics in foundation engineering. *Foundation Engineering, Current Principals and Practices*, ASCE 2, 1578–1606.
- Prasad Y.V.S.N and Chari T.R. (1999) Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils. *Soils Foundation*, Vol. 39 (2), 21-29.
- Rakotonindriana J., Le Kouby A., Mestat Ph., Thorel L., Boura C. et Favraud C. (2008). Cyclic horizontal loading of single piles. *Proceedings of the International conference on Foundations*, BGA, Dundee, Scotland, paper N°105, pp. 1259-1270.
- Rakotonindriana J., Le Kouby A., Thorel L. et Mestat Ph. (2008). Chargement cyclique horizontal non alterné d'un pieu. *JNGG 2008*, Nantes, France, pp. 743-750.
- Rakotonindriana J., Le Kouby A., Thorel L. et Mestat Ph. (2009). Comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement cyclique horizontal. *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 1217-1220, Alexandrie, Egypt.
- Rakotonindriana J. (2009) Comportement des pieux et des groupes de pieux sous chargement latéral cyclique, Thèse de doctorat ENPC, 381 p.
- Randolph, M. F. & Houlsby, G. T. (1984). The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. *Géotechnique*. Vol 34, No° 4. pp 613-623.
- Reese L.C., Cow W.R. & Koop F.D (1974) Analysis of laterally loaded piles in sand, OTC, Dallas, Paper 2080, pp. 473-483
- Reese L.C., Cox W.R. & Koop F.D. (1975) Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay, 7th OTC Houston, Texas, Paper OTC 2312, pp. 671-690
- Rosquoët F. (2004) Pieux sous charges latérale cyclique, Thèse de doctorat Ecole Centrale et Université de Nantes, 305 p.
- Rosquoët F., Thorel L., Garnier J. & Canepa Y. (2007) Lateral cyclic loading of sand-installed piles, *Soils & Foundations*, Paper No. 3284, Vol. 47, N° 5, October 2007, pp. 821-832.
- Rosquoët F., Thorel L., Garnier J., Khemakhem M. & Chenaf N. (2010) P-y curves on model piles : uncertainty identification, 7th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, ICPMG, June 28th – July 1st, Zurich, pp. 997-1002
- Rosquoët F., Thorel L. & Garnier J. (2013) Pile in sand under lateral loading: development of degradation laws for describing cyclic loads effects, *Proc. Int. Conf. ICSMGE*, Paris, September 2-6.
- Solf O., Kudella P. & Triantafillidis Th. (2010), Investigation of the self-healing effect of monopile foundations, *Int. Conf. Physical Modelling in Geotechnics, IJPMG 2010*, Zurich, Sprinman, Laue & Seward (Ed.), Taylor & Francis, Vol. 2, pp. 1003-1008.
- Taciroglu E., Rha C. & Wallace J.W. (2006) A robust macroelement model for soil-pile interaction under cyclic loads, *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE, 132, 10, pp. 1304-1314.
- Ternet O. (1999) Reconstitution et caractérisation des massifs de sable : Application aux essais en centrifugeuse et en chambre de calibration, Thèse de doctorat, Université de Caen.

Verdure L., Levacher D. & Garnier J. (2003), Effet des cycles sur le comportement d'un pieu isolé dans un sable dense sous chargement latéral, *Revue Française de Génie Civil*, Vol. 7, n°9, pp.1185-1210.

## CHAPITRE 10

# Détermination des paramètres cycliques pour le dimensionnement des pieux

## 1. INTRODUCTION

Les méthodes de dimensionnement des pieux sous chargements cycliques axiaux et latéraux décrites aux Chapitres 7 et 9 respectivement font appel à de nombreux paramètres. Parmi ces paramètres certains sont familiers pour les géotechniciens habitués à procéder au dimensionnement des pieux sous charges monotones. D'autres sont spécifiques à la problématique des chargements cycliques et leur détermination n'est pas nécessairement immédiate.

Ce chapitre rappelle tout d'abord l'ensemble des paramètres qui peuvent être requis pour le dimensionnement de pieux sous chargements cycliques axiaux ou latéraux. Cette revue inclut les paramètres nécessaires au calcul sous chargement statique car le calcul monotone est toujours une étape préalable qui conditionne la référence de capacité axiale ou de comportement latéral du pieu à partir de laquelle est évalué l'effet des chargements cycliques. Il est fait référence aussi bien aux approches basées sur les essais in situ (pénétromètre, pressiomètre) qu'aux approches basées sur les essais de laboratoire.

Dans une deuxième partie, on s'intéresse aux méthodes permettant de déterminer les paramètres non standards, notamment cycliques, évoqués dans la première partie. Une large place est faite à la détermination des paramètres cycliques à partir des essais de laboratoire qui reste à ce jour la plus développée. Une section est cependant consacrée aux avancées en cours dans la détermination des paramètres cycliques par mesures in situ.

## 2. PARAMETRES POUR LE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX SOUS CHARGES CYCLIQUES

Les paramètres couramment utilisés pour le calcul monotone et cyclique des pieux sont rassemblés dans les Tableaux 10.1 à 10.3. Les tableaux mentionnent les paramètres intervenant dans les méthodes les plus usitées. Tous les paramètres ne sont pas requis systématiquement, et il convient de se référer à chaque méthode particulière (voir Chapitres 7 et 9) pour identifier les paramètres indispensables à son application. Les paramètres spécifiquement attachés à une méthode sont signalés. Quelques informations complémentaires sont données après les Tableaux.

Le Tableau 10.1 est dédié au dimensionnement axial et le Tableau 10.2 au dimensionnement latéral.

**Tableau 10.1.** Paramètres de sol pour le dimensionnement des pieux sous chargement axial monotone et cyclique

Paramètre de sol	Pieux	
	Argile	Sable
<b>Identification</b>		
Identification standard des sols	X	X
Minéralogie	X	X
<b>Caractéristiques de frottement</b>		
Angle de frottement drainé de pic , $\phi'$		X <sup>2</sup>
Angle de frottement d'interface, $\delta_{pic}$ and $\delta_{résiduel}$	X <sup>(1), 2</sup>	X <sup>(1), 2</sup>
<b>Dimensionnement sous chargement monotone</b>		
PMT : pression limite , $p_{l*}$ et pression de fluage, $p_{f*}$	X	X
CPT : resistance au cone , $q_t$	X	X
Densité relative , $D_r$		X

Indice de plasticité , $I_p$	<b>X</b>	
Résistance au cisaillement non drainé monotone, essais UU , $s_u^{UU}$	<b>X</b>	
Résistance au cisaillement non drainé monotone, essais DSS, $s_u^{DSS}$	<b>X<sup>3</sup></b>	
<b>Dimensionnement sous chargement cyclique</b>		
Résistance au cisaillement non drainé cyclique $\tau_{f,cy} = f(\tau_a, \tau_{cy}, N)$ , DSS	<b>X<sup>3</sup></b>	
Déformations cycliques de cisaillement, $\gamma_a, \gamma_p$ et $\gamma_{cy} = f(\tau_a, \tau_{cy}, N)$ , DSS	<b>X<sup>3</sup></b>	
$\gamma_{cy} = f(\tau_{cy}, \log N)$ for $\tau_a = \tau_0$ , DSS	<b>X<sup>3</sup></b>	
Chute de contrainte radiale effective le long du fût $\sigma'_r = f(\tau_{cy}, N)$ , DSS	<b>X<sup>4</sup></b>	
Chute de contrainte radiale effective le long du fût $\sigma'_n = f(\tau_a, \tau_{cy}, N)$ , CNS		<b>X<sup>5</sup></b>
<b>Caractéristiques de consolidation, sol intact</b>		
Contrainte de preconsolidation (et OCR/YSR)	<b>X</b>	
<b>Paramètres de sol remanié</b>		
Sensibilité, $S_t$	<b>X<sup>(6)</sup></b>	
Thixotropie	<b>X<sup>(6),7)</sup></b>	

- 1) Peut être requis pour les argiles peu sensibles, à fort OCR et pour les sols à faible  $\phi'$  et  $\delta$
- 2) Pour les dimensionnements basés sur les méthodes en contraintes effectives
- 3) Entrée pour PAXCY/PAX2 dans les argiles.
- 4) Pour la méthode simplifiée A,B,C
- 5) Pour la méthode SOLCYP basée sur les essais CNS
- 6) Pour les prédictions de battage et les analyses de cicatrisation
- 7) L'essai de thixotropie est défini au paragraphe 3.1

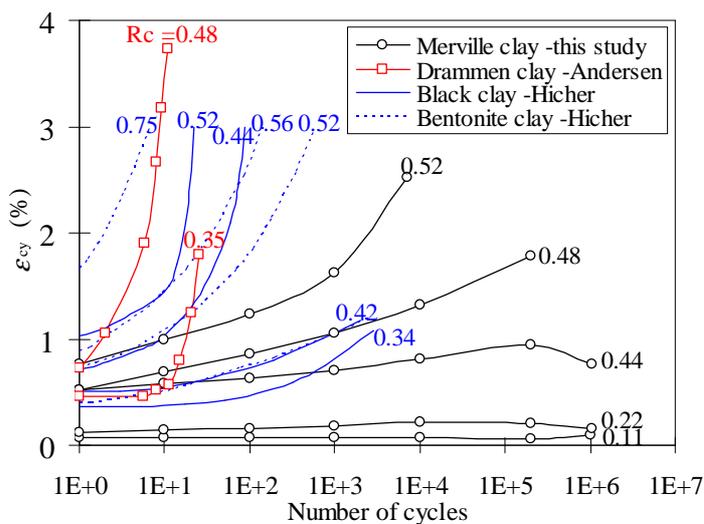
**Tableau 10.2.** Paramètres de sol pour le dimensionnement des pieux sous chargement latéral monotone et cyclique

Paramètres de sol	Pieux (excepté monopieux)	
	Argile	Sable
<b>Identification</b>		
Identification standard des sols	X	X
Minéralogie	X	X
<b>Caractéristiques de frottement</b>		
Angle de frottement de pic, $\phi'$		X
<b>Dimensionnement sous chargement monotone</b>		
Densité relative, $D_r$		X
PMT: pression limite, $p_{1*}$ et pression de fluage, $p_{f*}$	X	X
CPT : résistance au cone, $q_t$	X <sup>(1)</sup>	X <sup>(1)</sup>
Indice de plasticité, $I_p$	X	
Résistance au cisaillement non drainé, essai UU, $s_u^{UU}$	X	
Déformation à 50% du déviateur limite : $\epsilon_{50}$	X	
<b>Dimensionnement sous chargement cyclique</b>		
Pas de paramètre spécifique à acquérir. Application de lois d'extrapolation cyclique sur les déplacement de la tête et le moment maximum dans le pieu.		

(1) la construction de courbes p-y à partir de données pénétrométriques est acceptée par la norme française NF 94-262

**Minéralogie :**

L'identification de la nature minéralogique d'une argile ou d'un sable permet d'anticiper la réponse sous chargement cyclique. Ainsi, il convient probablement de porter une attention plus particulière aux sables carbonatés, en règle générale plus sensibles que les sables siliceux aux phénomènes d'attrition et de rupture des particules. Dans le cas des argiles, le comportement sous chargement cyclique est conditionné par la microstructure de ces matériaux, indirectement évaluable au travers de leur nature minéralogique (imbrication des feuillets argileux) et de leur indice de plasticité. Les argiles de type kaolinite avec de faibles indices de plasticité sont ainsi plus sensibles à un chargement cyclique (Black clay, argile Drammen). Au contraire, des argiles contenant de l'illite et de la smectite (comme l'argile de Merville), dont l'indice de plasticité est plus élevé, présentent une résistance plus importante au cisaillement cyclique.



Argile de Drammen:  $I_p = 27$ ,  $CF = 45\sim 55\%$ , Hydromica and feldspath  
 Argile Noire:  $I_p = 30$ ,  $CF = 54\%$ ,  
 Kaolinite and Illite  
 Bentonite:  $I_p = 54$ ,  $CF = 69\%$ ,  
 Smectite-vermiculite  
 Argile de Merville:  $I_p = 46\sim 61$ ,  $CF = 26\%$ ,

$I_p$  : indice de plasticité,  $CF$  : fraction argileuse

**Figure 10.1.** Comparaison de l'évolution de la déformation cyclique lors d'essais alternés sur différentes argiles,  $OCR = 4$  (Han, 2014)

**Caractéristiques de frottement :**

Les paramètres de frottement ne sont en règle générale nécessaires que pour les méthodes de calcul de capacité en contraintes effectives ou les méthodes de calcul par éléments finis de type explicite, les seules actuellement envisageables sur le plan pratique pour le calcul des pieux aussi bien sous chargements axiaux que latéraux (Chapitre 7 et 9).

L'angle de frottement de pic  $\phi'$  et les angles de frottement d'interface  $\delta_{pic}$  and  $\delta_{res}$  peuvent en revanche être utiles pour identifier les sols dits « à problèmes » susceptibles de produire des dégradations de capacité exceptionnellement élevées (Chapitre 6, sections 3.3 et section 6). Les angles de frottement d'interface sont utilisés dans certaines méthodes de calcul des capacités axiales en contraintes effectives comme la méthode ICP. L'utilisation de ce type de méthode tend à se répandre et peut dans certains cas suppléer aux lacunes des méthodes usuelles (cas des argiles très surconsolidées notamment; Puech et al., 2013 ; cas des sols à faibles valeurs de  $\phi'$  et  $\delta$ ; Jardine et al, 2005)

### **Paramètres pour le calcul monotone :**

Le calcul monotone du comportement axial ou latéral est essentiel dans la mesure où il fournit la référence à partir de laquelle les effets des chargements cycliques vont être pris en compte. Une évaluation médiocre de la capacité statique ou de la déformation latérale sous charge statique pourra remettre en cause la décision d'effectuer une analyse cyclique et en tout cas fortement impacter les résultats.

Le calcul monotone peut être effectué par une approche basée sur les essais in situ : pressiomètre ou pénétromètre. Ce type d'approche est privilégié en France (NF P 94-262).

La méthode pressiométrique permet le calcul des capacités axiales pour un grand nombre de types de pieux et de sols. Elle permet également la construction de courbes de transfert p-y en utilisant directement les paramètres  $p_L$  et  $p_f$  ou par corrélation avec les résistances au cône  $q_t$ . Le calcul des capacités portantes peut également être effectué directement par la méthode pénétrométrique.

L'API RP2GEO et l'ISO 19902 recommandent de considérer les méthodes pénétrométriques pour le calcul de la portance des pieux dans les sables. Les méthodes ICP et UWA apparaissent comme les plus élaborées.

Dans de nombreux pays, les calculs de capacités portantes sont basés sur les techniques de carottage avec prise d'échantillons intacts et essais de laboratoire. L'API RP2GEO et l'ISO 19902 privilégient ce type d'approche dans les argiles. Ils basent également la construction des courbes de transfert (sables et argiles) sur les résultats d'essais de laboratoire ( $\phi'$ ,  $D_r$ ,  $S_u$ ,  $\epsilon_{50}$ ).

### **Paramètres cycliques :**

Les paramètres cycliques listés dans le Tableau 10.1 sont les paramètres directement utilisables dans les méthodes d'ingénierie simplifiées pour l'évaluation de la capacité axiale. On retiendra notamment i) dans les argiles, les mesures de chutes de contraintes radiales effectives à rigidité infinie utilisées dans la méthode A,B,C (Jardine et al., 2011) et ii) dans les sables, les mesures de chutes de contraintes radiales effectives à rigidité imposée utilisées dans la méthode SOLCYP. L'utilisation des programmes PAXCY/PAX2 (Karlsrud et al., 1986) nécessite une base de données cycliques plus complète au DSS mais fournit des informations plus détaillées sur les déplacements du pieu.

Aucun paramètre cyclique spécifique n'est requis pour le calcul cyclique des pieux sous chargement horizontal par des méthodes simplifiées (Tableau 10.2), celles-ci étant basées sur l'utilisation de lois d'extrapolation des déformations latérales en fonction du taux de chargement et du nombre de cycles.

Pour certains problèmes spécifiques et notamment lorsque l'évaluation des déplacements du pieu est critique pour le projet, le géotechnicien peut être amené à mettre en œuvre une approche du comportement du pieu par éléments finis (se reporter pour plus de précisions aux Chapitres 7 et 9). Ce type d'analyse pourra être requis notamment pour appréhender le comportement en rotation des monopieux soumis à un très grand nombre de cycles. Les paramètres nécessaires pour mener à bien de telles études sont listés dans Andersen et al., 2013. Ils impliquent d'importants programmes d'essais monotones et cycliques à l'appareil triaxial et au DSS. Pour plus de détails sur la méthodologie à suivre on se reportera à Andersen et al., 2013 ; Andersen, 2015 et plus généralement aux publications du N.G.I.

### **Paramètres de consolidation :**

La connaissance du degré de surconsolidation (OCR / YSR) des argiles et plus généralement de leur histoire de chargement est nécessaire pour anticiper le mode de réponse du sol aux chargements cycliques (Tableau 10.1). Ce paramètre intervient par ailleurs directement dans plusieurs méthodes de calcul de la capacité statique axiale.

Des paramètres plus spécifiques sur la consolidation du matériau peuvent être requis pour des analyses par éléments finis (Andersen et al., 2013)

**Paramètres de remaniement :**

La sensibilité des argiles est un paramètre indicatif pour juger de sa réponse sous chargement cyclique. Ce paramètre sert également à évaluer la résistance du sol au battage (Tableau 10.1) D'autres paramètres caractérisant le comportement remanié des argiles peuvent être requis pour des analyses par éléments finis et des analyses spécifiques telles que la reconsolidation et la cicatrisation des argiles autour des pieux battus.

### **3. OBTENTION DES PARAMETRES POUR LE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX SOUS CHARGES CYCLIQUES**

Les méthodes de dimensionnement des fondations sous chargements cycliques sont essentiellement issues de l'industrie pétrolière offshore. Les premiers développements marquants ont été la mise au point d'une méthodologie d'approche pour simuler le comportement des gigantesques plates-formes gravitaires installées en mer du Nord et soumises à des houles centennales sévères (Andersen, 1976).

La pratique des reconnaissances offshore est basée sur la mise en œuvre simultanée de mesures in situ (essentiellement CPTU) et de carottages continus de haute qualité permettant la réalisation de programmes conséquents d'essais de laboratoire. Dans ce contexte, les paramètres cycliques sont déterminés à partir d'essais en laboratoire.

La section 3.1 décrit les procédures d'obtention des paramètres cycliques requis pour le dimensionnement des pieux à partir des essais de laboratoire. On s'intéresse également dans cette section à l'obtention de paramètres de nature non cyclique mais qui interviennent dans certaines méthodes de calcul de la capacité statique des pieux peu ou pas usitées en dehors de la géotechnique offshore.

La pratique terrestre, notamment en France, privilégie le dimensionnement des pieux à partir de méthodes in situ (PMT ou CPT). Il est apparu légitime dans le cadre du projet SOLCYP de chercher à ouvrir des pistes permettant d'accéder aux paramètres cycliques à partir des techniques pressiométriques ou pénétrométriques. Ces tentatives sont évoquées en section 3.2.

### 3.1. Essais en laboratoire

Les essais de laboratoire permettant de déterminer les paramètres nécessaires au dimensionnement des pieux sous chargements monotones et cycliques sont listés dans le tableau 10.3. On y trouve des essais couramment utilisés en géotechnique : essai de compression simple, essai triaxial (TX), essai oedométrique, essais à la colonne résonante et des essais jusqu'à présent considérés comme « avancés », dont la pratique est encore limitée à des laboratoires spécialisés : essai à la boîte de cisaillement circulaire (« ring shear »), essai DSS (essais de cisaillement simple ou « direct simple shear »), essai CNS (essais de cisaillement à rigidité normale imposée ou « Constant Normal Stiffness »), , mise en œuvre de « bender elements » dans les essais triaxiaux pour suivre l'évolution du module de cisaillement en petites déformations.

Les procédures de réalisation des essais usuels sont supposées familières du lecteur. Ces essais ne seront évoqués qu'au travers de procédures spécifiques. L'utilisation et les procédures des essais dits avancés seront examinées avec plus de détails.

**Tableau 10.3.** Essais de laboratoire pour la détermination des paramètres nécessaires au dimensionnement cyclique des pieux

Paramètre	Type d'essai											
	Triaxial			DSS			Oedomètre	Compression simple	Bender element	Colonne Resonante	interface Ring shear	Comment
	Drainé mono	Non drainé mono	Cyclique	Drainé mono	Non drainé mono	Cyclique						
<b>Caractéristiques de consolidation, sol intact</b>												
Contrainte de préconsolidation (et OCR/YSR)							X					
<b>Caractéristiques sous chargement monotone</b>												
Résistance au cisaillement non drainé, DSS monotone, $s_u$				X								
Module de cisaillement initial, $G_{max}$								X <sup>1</sup>	X			
Evolution du module de cisaillement avec le taux de distorsion, $G = f(\gamma)$								X	X <sup>2</sup>			
<b>Caractéristiques de frottement</b>												
Angle de frottement drainé de pic, $\phi'$	X											
Angle de frottement non drainé, $\phi_u'$		X										
Angle de frottement d'interface, $\delta_{pic}$ and $\delta_{residuel}$											X <sup>3</sup>	
<b>Caractéristiques du sol remanié</b>												
Sensibilité, $S_t$								X				
Thixotropy												X <sup>4</sup>
<b>Caractéristiques cycliques</b>												
Résistance cyclique au cisaillement non drainé $\tau_{f,cv} = f(\tau_a, \tau_{cv}, N)$ ,			X <sup>5</sup>			X						
Pression interstitielle générée par les cycles, $u_D = f(\tau_a, \tau_{cv}, N)$ ,			X <sup>5</sup>			X						
Déformations cycliques, $\gamma_a, \gamma_D$ et $\gamma_{cv} = f(\tau_a, \tau_{cv}, N)$ ,			X <sup>5</sup>			X						
Chute de contrainte radiale effective le long du fût $\sigma'_r = f(\tau_{cv}, N)$ , argile						X <sup>6</sup>						
Chute de contrainte radiale effective le long du fût $\sigma'_r = f(\tau_a, \tau_{cv}, N)$ , sable						X <sup>7</sup>						
<b>Paramètres de référence pour la réponse monotone des pieux</b>												
Résistance au cisaillement UU, $s_u^{UU}$								X <sup>8</sup>				
Déformation $\epsilon_{50}$								X <sup>9</sup>				

- 1) Bender elements suffisants si mesure de l'amortissement non requise
- 2) Ne permet pas d'explorer toute la gamme des déformations
- 3) Respecter les conditions d'interface (rugosité)
- 4) Procédure d'essais définie en section 3.1.2.
- 5) Les essais cycliques au DSS sont généralement suffisants pour le dimensionnement axial des pieux
- 6) Pour la method simplifiée A,B,C.
- 7) Pour le méthode SOLCYP
- 8) Pour les dimensionnements basés sur API, ISO
- 9) Pour le dimensionnement des pieux sous chargement latéral(API, ISO)

### 3.1.1. Préparation des essais de laboratoire

#### *Qualité de l'échantillonnage et préparation des spécimens*

Les essais de cisaillement sur matériaux cohérents doivent être exécutés sur des échantillons réputés intacts, c'est-à-dire n'ayant été soumis à aucun remaniement significatif lors des phases de prélèvement, de transport, de stockage, ou de manipulation en laboratoire. Selon le contexte de travail, la bonne pratique des opérations de carottage se trouve dans Eurocode 7 (Partie II ; NF EN 1997-2); ISO 1901-8 ; ISSMGE-TC1 ; BSH,2008 ; OSIG,2013 ; CFMS, 2015.

Pour les sables, il n'est pas possible de prélever par les méthodes usuelles de carottage des échantillons conservant la densité en place. On est donc le plus souvent contraint à reconstituer des échantillons dans l'appareil triaxial ou la boîte de cisaillement simple de sorte que la densité relative soit la plus proche possible de la densité in situ. Celle-ci est alors déduite des mesures CPT. Dans des cas critiques, il peut être indiqué de recourir aux techniques de prélèvement après congélation.

L'influence du mode de préparation d'échantillons de sables et limons (pluviation dans l'air suivie de la saturation, damage par couches de sable humide, vibration de sable humide, pluviation dans l'eau) sur leur résistance au cisaillement tant monotone que cyclique a fait l'objet de nombreux débats (e.g. Silver et al., 1976 ; Mulilis et al., 1977 ; Nemat-Nasser & Tobita, 1982 ; Tatsuoka et al., 1986 ; Hoeg et al., 2000). Les résultats de Mulilis et al. (1977), confirmés par Tatsuoka et al. (1986), sur différents sables et différentes densités relatives montrent que la pluviation dans l'air génère les résistances au cisaillement cyclique les plus faibles par rapport aux autres méthodes de préparation lors d'essais triaxiaux essentiellement de type alterné. Nemat-Nasser & Tobita (1982), comparant les méthodes de pluviation dans l'air et de damage de couches de sable humide, obtiennent l'effet inverse lors d'essais de cisaillement simple. Enfin, les méthodes par damage de sable humide ou par pluviation dans l'eau ne donnent pas de différence significative en termes de résistance au cisaillement monotone et cyclique (Andersen, 2009 ; Vaid et al., 1999) pour autant qu'il ne s'agit pas de dépôts éoliens.

### *Chemins de reconsolidation*

D'une manière générale, les échantillons de sols doivent être reconsolidés selon des chemins de contraintes qui restituent l'histoire des contraintes in situ et notamment l'effet de la surconsolidation : chemins triaxiaux de type CA (consolidation anisotrope) dits aussi CKo. Cette recommandation s'applique pour les échantillons de sables et silts reconstitués et pour les échantillons d'argile molle à dure. Dans l'appareillage DSS, la contrainte radiale ne peut être contrôlée. Dans ce cas, on pourra appliquer une contrainte verticale de préchargement égale à 85% de la contrainte de consolidation mesurée à l'oedomètre de manière à générer un état de contrainte radiale acceptable.

La méthode SHANSEP développée par Ladd et Foot (1963) consiste à reconsolider des échantillons d'argile sous chemin Ko jusqu'à des pressions de consolidation de l'ordre de 1,5 à 2 fois la pression de préconsolidation et les décharger ensuite de manière à obtenir différents degrés de surconsolidation. Les échantillons sont ensuite cisailés et on obtient une réponse « normalisée » du matériau qui est supposée s'appliquer in situ. Cette méthode a tendance à effacer l'histoire du matériau et ne doit pas être mise en œuvre sur des argiles à « structure » marquée comme l'ont montré des travaux récents sur des argiles naturelles (e.g. Leroueil and Vaughan, 1990; Le et al., 2008)

### **3.1.2. Essais non cycliques**

#### *Mesure des caractéristiques de consolidation*

La contrainte verticale de préconsolidation des argiles  $\sigma'_{vy}$  qui donne accès au degré de surconsolidation (OCR) ou plus généralement à la limite du domaine de faibles déformations (YSR = Yield Strength Ratio) est le plus souvent déterminée à l'oedomètre.  $\sigma'_{vy}$  est indécélable dans les sables et peut être difficile à déterminer dans les argiles fortement surconsolidées, même en effectuant des oedomètres à très forte contraintes. Un exemple est celui de l'argile des Flandres, prélevée à Merville et étudiée dans le cadre du projet Solcyp par Han (2014). Lorsque la valeur du YSR est déterminante dans la méthode de dimensionnement (par exemple dans la méthode ICP) il est recommandé d'appliquer une approche multifacettes faisant appel à l'histoire géologique et à l'étude des profils de résistance au cisaillement, notamment à partir de données pénétrométriques (Benzaria et al., 2013 ; Puech et al., 2013).

Les essais oedométriques destinés à déterminer le module de compressibilité  $E_{oed}$  doivent être effectués sur des échantillons d'argile intacte ou des échantillons de sable reconstitués au plus près des conditions in situ. Ils doivent comporter deux cycles de décharge, l'un un peu après la contrainte de préconsolidation et l'autre en fin d'essai. Les boucles de décharge/recharge permettent de contraindre les valeurs des modules de gonflement et de rechargement.

#### *Essais de cisaillement monotone*

La caractérisation complète du comportement d'un matériau sous cisaillement monotone peut être menée par une combinaison d'essais triaxiaux en compression (TXc) et en extension (TXe) et d'essais de cisaillement simple (DSS). L'anisotropie de résistance s'exprime par des valeurs différentes de la résistance au cisaillement non drainée  $S_u$  (respectivement  $S_{u_c}$ ,  $S_{u_e}$  et  $S_{u_{ss}}$  avec  $S_{u_e} < S_{u_{ss}} < S_{u_c}$ ).

Pour les aspects liés au dimensionnement des pieux sous chargement axial, on peut se limiter à la détermination de la résistance au cisaillement simple direct  $S_u^{DSS}$ . Seuls les essais DSS sont évoqués dans le tableau 10.3. Certaines approches plus complexes, notamment la simulation du comportement latéral des monopieux par éléments finis, pourront nécessiter l'estimation de l'anisotropie. On se reportera à Andersen et al., 2013 pour des informations plus complètes.

La plupart des problèmes d'interaction sol-structure sont dominés par le comportement non linéaire des sols. Il est essentiel que les essais de cisaillement soient mis à profit pour recueillir un maximum d'informations de qualité sur l'ensemble de la réponse des matériaux. Les valeurs initiales drainées et non drainées des modules d'Young et du coefficient de Poisson ( $E'_v$ ,  $E_{Uv}$ ,  $\nu'_{hv}$  and  $\nu_{Uhv}$ ) peuvent être obtenues en équipant les spécimens triaxiaux de capteurs de mesure de la déformation axiale locale.

L'évolution du module de cisaillement  $G_{vh}$  avec le taux de distorsion peut être déterminée en équipant la cellule triaxiale par des « bender elements » permettant la mesure de la vitesse de cisaillement  $V_s$  des ondes acoustiques se propageant dans l'échantillon. Capteurs de déformation locale et bender elements peuvent être avantageusement combinés pour fournir les informations sur un même échantillon.

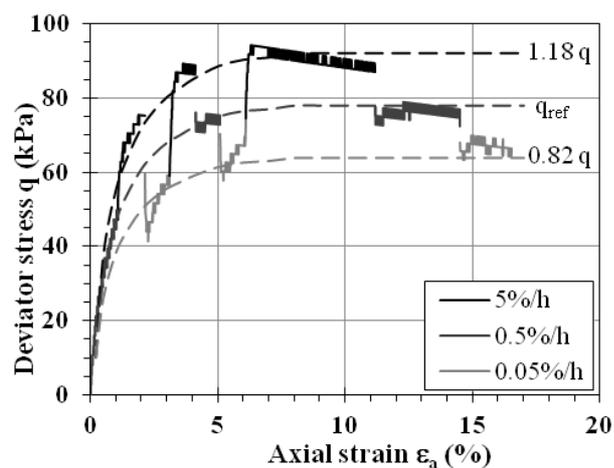
On notera que les essais à la colonne résonnante permettent la mesure initiale de  $G_{hv}$  et, dans une gamme limitée, son évolution avec le taux de distorsion. Le recours à la colonne

résonnante ne s'impose généralement pas sauf si la mesure de l'amortissement sous faible taux de déformation est nécessaire.

### Vitesse de cisaillement

Le cisaillement des échantillons en conditions non drainées est généralement effectué à des vitesses de l'ordre de 1 à 5%/heure de manière à garantir une collecte optimale des informations et une bonne homogénéité des pressions interstitielles dans l'échantillon.

L'effet de la vitesse de cisaillement peut être appréhendé, soit en conduisant des essais à différentes vitesses de cisaillement sur des échantillons séparés, soit en faisant varier la vitesse de chargement au cours d'un même essai. La Figure 10.2 montre un essai sur une argile très plastique dans lequel la vitesse de base a été divisée et multipliée par 10 pendant les phases pré-et post-pic. On observe un comportement isotache de l'argile et un fort effet de vitesse (18% d'augmentation de la résistance non drainée lorsque la vitesse est multipliée par 10). L'argile de Merville testée dans le programme Solcyp montre de même une augmentation de la résistance de l'ordre de 10% lorsque la vitesse est multipliée par 10, indépendamment du degré de surconsolidation. Dans l'espace des contraintes effectives, l'augmentation de la vitesse se traduit par une croissance de la cohésion effective tandis que l'angle de frottement effectif reste inchangé (24 degrés pour l'argile de Merville). Tatsuoka (2011) donne plus d'informations sur l'effet de vitesse dans les géomatériaux. L'intérêt de travailler sur un même échantillon est d'éliminer les effets de la variabilité de la résistance de référence d'un échantillon à l'autre.



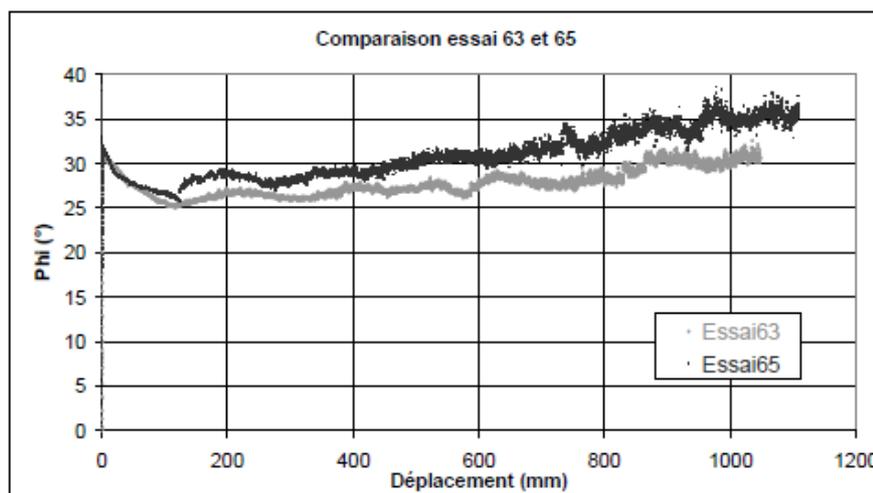
**Figure 10.2.** Effet de la vitesse de cisaillement sur une argile du Golfe de Guinée (d'après Colliat et al., 2012)

### Caractéristiques de frottement

Les paramètres de frottement effectif et de dilatance peuvent être aisément déterminés par des séries d'essais triaxiaux (TX) ou de cisaillement direct (DSS) sous chargement monotone. Les aspects particuliers liés au mode de préparation des échantillons et au mode de reconsolidation sont évoqués plus haut au § 3.1.1.

La mesure des angles d'interface sol-pieu doit être de préférence mesurée à la boîte de cisaillement direct annulaire. Le dispositif permet :

- d'une part de simuler tout type d'interface (sol-acier de différente rugosité ; sol-coulis) ;
- d'autre part d'obtenir le frottement résiduel en atteignant de grandes valeurs de glissement relatif (Fig. 10.3.). Cette caractéristique est essentielle pour simuler la mise en place des pieux battus.



**Figure 10.3.** Evolution de l'angle d'interface sol-pieu dans un essai de cisaillement à la boîte annulaire. Sable de Fontainebleau – Acier rugueux

### *Mesures de sensibilité*

La sensibilité d'une argile peut être mesurée en effectuant un même type de cisaillement (triaxial UU, scissomètre, fall cone) sur un échantillon de matériau intact et sur un échantillon de matériau totalement remanié par action manuelle et maintenu à la même teneur en eau.

On notera que dans les argiles molles à fermes, l'essai de pénétration cyclique au T-bar fournit la meilleure mesure de sensibilité (Yafrate et al., 2009 ; Colliat et al., 2010 ; Puech et al., 2010 ; De Jong et al., 2011)

### *Mesures de thixotropie*

La thixotropie d'une argile peut être évaluée en effectuant des essais au scissomètre ou au fall cone sur des spécimens de matériau totalement remanié, conservés à une teneur en eau constante et égale à la valeur in situ, et testés après 1, 8 heures et 1, 2, 4, 8, 15, 30 et 60 jours. Le contrôle de la teneur en eau tout au long du processus est essentiel (Claveau-Mallet et al., 2012).

### **3.1.3. Essais cycliques**

#### *Pré-conditionnement des échantillons par pré-cisaillement cyclique*

La réponse cyclique d'un sol dépend de son histoire et notamment du fait qu'il a ou non été soumis à des chargements cycliques antérieurs. L'effet du pré-cisaillement cyclique est particulièrement important dans les sables. Son effet est d'augmenter la résistance au cisaillement cyclique dans les sables normalement consolidés (y compris les sables denses) pour autant que l'amplitude cyclique reste modeste. Dans le cas de pieux battus, l'accumulation des cycles en cours de battage peut avoir un effet favorable vis-à-vis des chargements ultérieurs du pieu (Jardine et al., 2013). C'est aussi le cas pour des études sismiques lorsque le site a été soumis à des secousses antérieures. Dans les argiles normalement consolidées à faiblement consolidées, le pré-cisaillement peut induire des effets positifs sur le comportement cyclique ultérieur. L'effet peut être insignifiant voire négatif dans des argiles fortement surconsolidées (Andersen, 1988).

L'effet du pré-cisaillement peut être étudié au laboratoire en faisant subir à l'échantillon des séries de cycles destinées à simuler son histoire de chargement avant application du cisaillement (monotone ou cyclique) correspondant à l'évènement extrême. Selon le cas, le drainage doit être ouvert durant le pré-cisaillement ou après.

### *Détermination des coefficients de la méthode A,B,C*

L'approche simplifiée de dimensionnement cyclique des pieux sous charges cycliques axiales en contraintes effectives - dite méthode A,B,C (Jardine et al., 2005a) – est décrite au Chapitre 7. Elle suppose que la dégradation du frottement à l'interface sol-pieu est gouvernée par la chute des contraintes radiales effectives résultant du cisaillement cyclique. La détermination des coefficients A, B et C se fait à partir d'une série d'essais DSS à volume constant.

Les échantillons doivent être consolidés sous une contrainte effective égale à la contrainte radiale effective agissant sur la paroi du pieu après dissipation des surpressions interstitielles dues à la mise en place. Il est recommandé que cette contrainte soit déterminée à partir de la méthode ICP (Jardine et al., 2005a). Les essais à contrainte contrôlée sont effectués principalement en conditions purement alternées ( $\tau_a = 0$ ) pour plusieurs valeurs du rapport  $\tau_{cy} / \sigma'_{n0}$ . Un petit nombre d'essais sont réalisés avec une contrainte initiale moyenne non nulle appliquée avant cyclage ( $\tau_a / \sigma'_{n0} \neq 0$ ) pour évaluer le poids de ce paramètre. Les paramètres d'essais et leur interprétation doivent tenir compte du fait que la condition de glissement à l'interface doit rester vérifiée ( $\tau_{rz} / \sigma'_r < \tan \delta$ ).

### *Méthode Solcyp basée sur les essais CNS*

Comme la méthode A,B,C, la méthode Solcyp fait l'hypothèse que la dégradation du frottement à l'interface sol-pieu est gouvernée par la chute des contraintes radiales effectives résultant du cisaillement cyclique. La différence majeure provient des conditions supposées à l'interface sol-pieu. Contrairement à la méthode A,B,C qui suppose implicitement que la rigidité radiale est infinie (la détermination de la chute de contraintes effectives étant faite à partir d'essais DSS à volume constant), la méthode Solcyp fait l'hypothèse que la rigidité de l'interface demeure à une valeur finie et constante.

La chute des contraintes effectives radiales est déterminée à partir d'essais de cisaillement direct à rigidité imposée (CNS). A ce jour, la méthode n'a été développée que pour les sables dans la mesure où les essais CNS n'ont pu être réalisés qu'en condition drainée (sur sable sec). L'appareillage est décrit en Annexe A4-1. Une banque de données a été établie sur le sable de Fontainebleau (Chapitre 4, section 2.2 et Annexe A4-1)

Les échantillons de sable sont préparés par pluviation. La contrainte verticale effective initiale est prise égale à la contrainte effective radiale après installation déduite de la méthode ICP. La rigidité imposée durant le cisaillement cyclique est fonction du mode de mise en place. Des recommandations sur le choix des valeurs sont données au Chapitre 7.

Les essais cycliques sont effectués pour différentes valeurs des rapports  $\tau_{cy} / \sigma'_{n0}$  et  $\tau_a / \sigma'_{n0}$ . La méthode d'interprétation développée (Chapitre 4, et Annexe A4-1) intègre les effets de contractance/dilatance liés à l'amplitude des cycles et à la densité du milieu

Il est recommandé de commencer par un petit nombre d'essais couvrant la gamme des paramètres de charges et de comparer les résultats à la base de données. En général des adaptations mineures de formulation sont suffisantes pour appréhender les données. Dans le cas contraire de plus amples investigations sont nécessaires.

### *Approche N.G.I.*

Le calcul du comportement de pieux dans l'argile soumis à des chargements cycliques axiaux est effectué au N.G.I par la mise en œuvre des logiciels PAXCY ou PAX2. Leur principe est décrit au Chapitre 7, section 3

Les données d'entrée sont des diagrammes contours du type de celui présenté sur la figure 7-3. Ces diagrammes, définis pour un nombre de cycles donné, sont obtenus à partir d'essais DSS. Pour des pieux battus, ils doivent être en principe déterminés pour les trois zones identifiées sur la Figure 6.3. En pratique on peut se contenter d'établir les diagrammes de la zone dite RR (remaniée, reconsolidée). La contrainte de reconsolidation de l'échantillon remanié dans le DSS sera alors déduite de la méthode ICP.

Pour des pieux forés, il est suggéré de déterminer le diagramme contour pour l'argile intacte en appliquant une contrainte verticale dans le DSS équivalente à la contrainte radiale agissant sur l'interface après installation ( $\sigma'_r = K \cdot \sigma'_v$  avec  $0,5 < K < 1$ ).

Les résultats des essais DSS doivent être corrigés pour tenir compte du fait que la contrainte horizontale à la rupture  $\tau_{hf}$  n'est pas nécessairement la contrainte de cisaillement maximale  $\tau_{max}$ . Ce n'est le cas que si le rapport des contraintes effectives  $K = \sigma'_h / \sigma'_v$  était égal à 1 au moment de la rupture. Les résultats du NGI (1975) sur l'argile Drammen tendent à montrer que K est voisin de 0,85 au moment de la rupture et que l'écart entre  $\tau_{hf}$  et  $\tau_{max}$  est seulement de l'ordre de 1 à 2%. Cette correction se heurte néanmoins à la méconnaissance de l'état de contraintes complet au cours d'un essai de cisaillement simple.

## **3.2. Essais in situ**

### **3.2.1. Essais cycliques au pressiomètre**

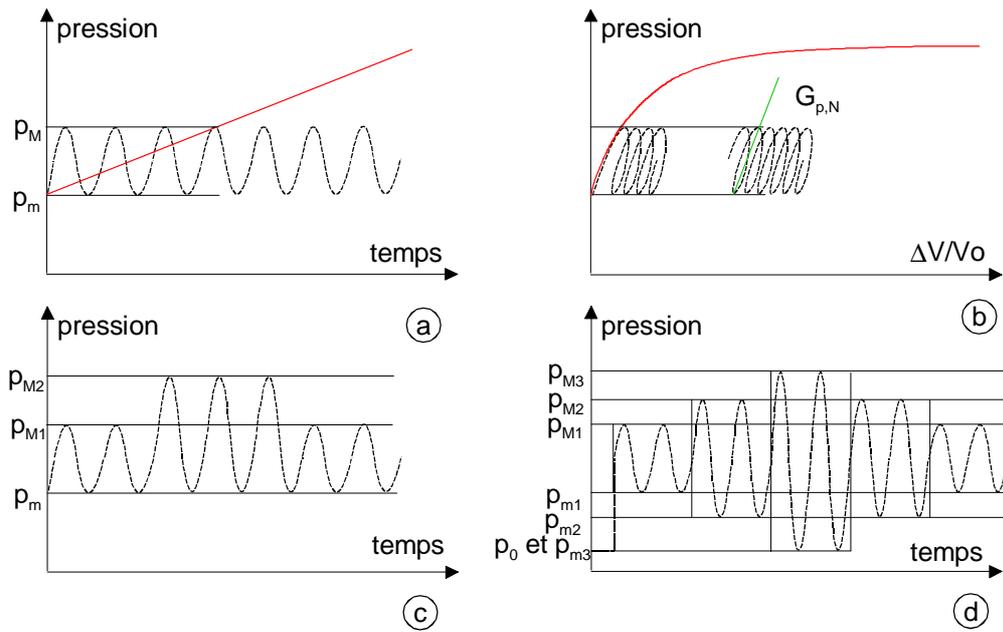
Il est possible de réaliser avec le matériel d'essai pressiométrique Ménard, des essais qualifiés de « cycliques » (norme NF P94-110-2 ; AFNOR, 1999 et 2000). Ces derniers

essais, développés pour répondre aux besoins de calcul des structures de génie civil, comportent un seul cycle de décharge-recharge réalisé par paliers, dans les mêmes conditions que l'essai pressiométrique Ménard objet de la norme NF P 94-110-1. L'essai d'expansion classique, dans les conditions de forages préconisées et avec le protocole de chargement proposé, ne donne en effet pas de résultats utilisables directement dans une étude de la déformabilité des ouvrages notamment lorsque la connaissance des modules en petite déformation est nécessaire (Combarieu et Canépa, 2001). La boucle de déchargement-rechargement permet de déterminer un module cyclique de déformation. Les valeurs obtenues sont intermédiaires entre les modules en petites déformations obtenus au laboratoire, ou avec des essais de propagation d'ondes in situ, et les modules Ménard usuels (Borel et Reiffsteck, 2006). Toutefois, un seul cycle est insuffisant pour cerner l'évolution des caractéristiques du sol sous chargement cyclique (Dupla et Canou, 2003).

Durant les années 70, l'Association pour la Recherche en Géotechnique a mené une campagne, sur plusieurs sites, d'essais cycliques au pressiomètre. Les détails des expérimentations sont rassemblés dans plusieurs rapports et articles du Symposium sur la pressiométrie et ses applications en mer tenu en 1982 à Paris (Jézéquel et le Méhauté, 1982 ; Puech et al., 1982). Trois types d'essais ont été réalisés :

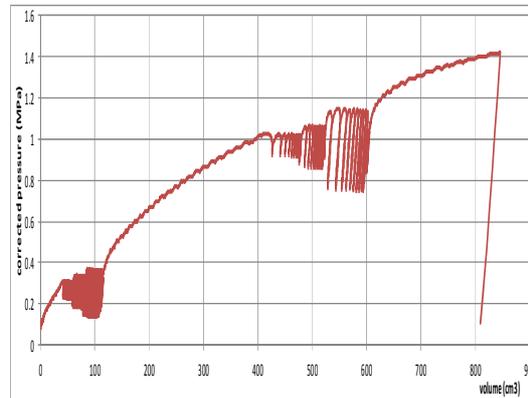
- des essais de chargement cyclique entre deux bornes de pression  $p_M$  et  $p_m$  (Figure 10-4 a),
- des essais de chargement entre deux bornes de pression  $p_{M1}$  et  $p_{M2}$ , supérieure à la pression naturelle des terres au repos et estimée à partir de la pression de rupture par exemple 40 et 60 % (Figure 10-4 c).
- des essais de chargement entre deux bornes de pression variables, dont la moyenne est cependant constante : ces essais sont dits de type tempête (Figure 10-4 d).

D'autres essais ont été entrepris par Little et Briaud (1988) pour développer des courbes d'interactions sols-structures sous chargement transversal harmonique.



**Figure 10.4.** Différents protocoles d'essais cycliques

Les résultats obtenus étaient encourageants de sorte que cette voie a été explorée à nouveau dans le cadre du projet SOLCYP. Des protocoles similaires ont été appliqués sur des appareillages de type Ménard et de type pressiomètre autoforeur mis en œuvre sur quatre sites expérimentaux (Gosier et Loon-Plage : sables ; Cran : argile molle faiblement surconsolidée ; Merville : argile raide fortement surconsolidée)



**Figure 10.5.** Courbe pression-volume d'un essai cyclique réalisé sur le site de Loon-Plage dans le sondage SP2 à 8,5m.

Un exemple de courbe pression-volume obtenue sur le site de sable de Loon-Plage est présenté en Figure 10-5. Ces données peuvent être interprétées en termes de cumul de déformations irréversibles et d'évolution des modules de cisaillement avec le nombre et la sévérité des cycles.

### 3.2.2. Essais cycliques au pénétromètre

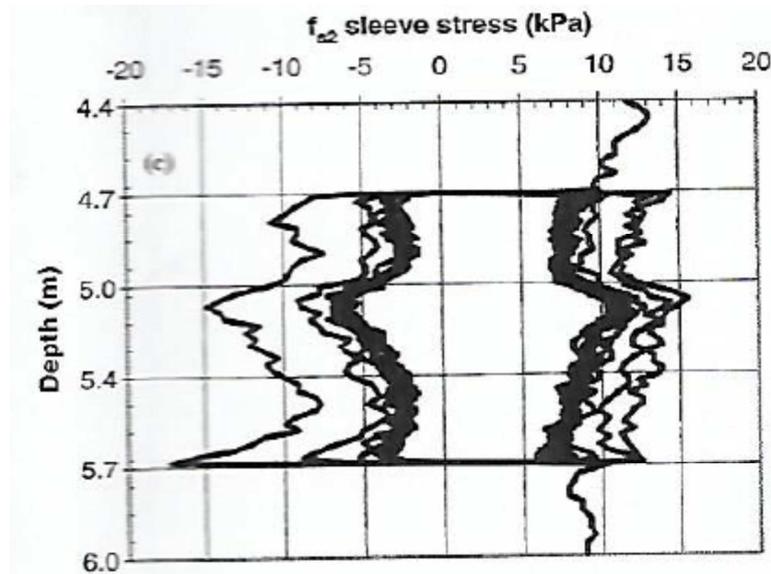
Le pénétromètre électrique (CPT) permet de mesurer en continu lors du fonçage le frottement statique sur un manchon situé au-dessus du cône. On peut penser que l'application de cycles alternatifs de montée-descente sur le manchon pourrait donner des informations sur la dégradation du frottement.

Différentes tentatives ont consisté à la mise en place d'un actionneur générant une vibration dans le sol, et d'un système de mesure positionné à une certaine distance pour récupérer le signal. Dans ce type d'application l'amplitude des cycles et donc la déformation appliquée restent très faibles (Bonita, 2000 ; McGillivray, 2000).

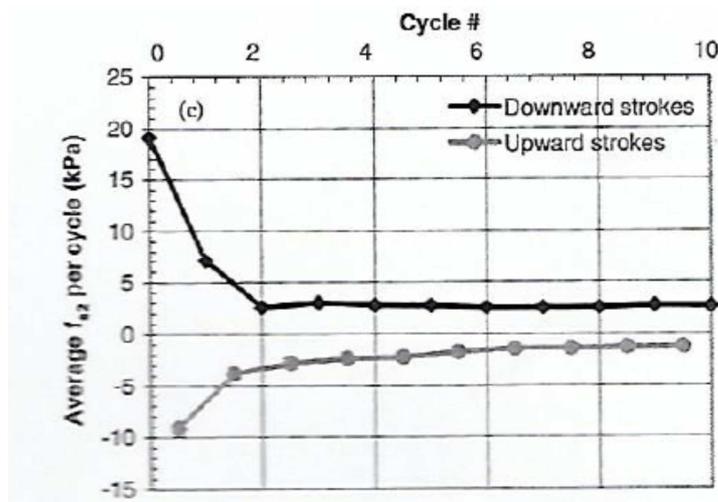
Hebeler et al., 2005 reportent des résultats d'essais effectués à l'aide de leur sonde CPT-MPFA. Celle-ci se compose d'une pointe CTPU classique, surmontée de 4 manchons de frottement et 5 capteurs de mesure de la pression interstitielle, tous situés en dehors de la zone d'influence de la pointe. La sonde est foncée dans le sol à 2cm/s, maintenue à l'arrêt pour permettre la dissipation des surpressions interstitielles, puis soumis les alternés d'arrachement et d'enfoncement de grande amplitude (1m). La figure 10-6 montre la variation des frottements enregistrés dans une argile molle sur un manchon situé à environ 25 diamètres au-dessus de la pointe. La figure 10-7 exprime dans des conditions opérationnelle équivalentes la dégradation en fonction du nombre de cycles du frottement dans un sable carbonaté.

Les résultats obtenus sont qualitativement intéressants mais leur interprétation se heurte à deux difficultés :

- la longueur des passes est excessive et conduit à mesurer des valeurs résiduelles de dégradation sans doute excessives ;
- la dégradation mesurée par ce type d'équipement est supérieure à celle susceptible de se développer le long de pieux en raison de la grande rigidité du système pénétromètre-sol.



**Figure 10.6.** Essais cyclique CPT-MPFA ; site d'argile molle, Burswood ; Frottement sur manchon situé à 25 diamètres au-dessus de la pointe. (d'après Hebel et al., 2005)



**Figure 10.7.** Essais cyclique CPT-MPFA ; site de sable carbonaté, Ledge Point ; Dégradation du frottement sur manchon situé à 25 diamètres au-dessus de la pointe en fonction du nombre de cycles. (d'après Hebel et al., 2005)

Le développement d'une sonde permettant d'actionner un manchon de frottement de manière locale (tiges à l'arrêt) et finement contrôlée (déplacements millimétriques à centimétriques) a été envisagé dans le cadre du projet SOLCYP. Différentes options ont été étudiées. Un prototype a été construit et testé mais n'a pas donné de résultats probants. L'exploitation de cette piste est recommandée mais demandera des efforts soutenus tant sur le plan des équipements que sur celui de l'interprétation.

## 4. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### 4.1. Rapports internes (Projet national SOLCYP)

Canou J. (2013) Etude à l'appareil triaxial du comportement cyclique non drainé du sable du site expérimental de Dunkerque. Rapport ENPC. N°IREX LC/12/CEO/37.

Dano C. (2011). Essai de laboratoire des sols de Merville. Rapport ECN/GeM. N°IREX LC/10/SOL/11.

Reiffsteck P. (2012) Conception d'un CPT cyclique et études de conception et d'adaptation et réalisation d'un pressiomètre. Rapport Ifsttar. N°IREX C/10/SOL/10.

Reiffsteck P. (2012) Réalisation des essais PMT et PAF cyclique sur les sites d'essais de chargement de pieux du projet SOLCY. Rapport Ifsttar. N°IREX LC/12/SOL/36.

### 4.2. Références externes (publications et normes)

AFNOR (1999) Essai pressiométrique Ménard – partie 2 Essai avec cycle, NF P94-110-2, Reconnaissance et essais, pp. 43.

AFNOR (2000) Essai pressiométrique Ménard – partie 1 Essai sans cycle, NF P94-110-1, Reconnaissance et essais, pp. 43

Andersen K.H. (1976) *Behaviour of clay subjected to undrained cyclic loading*. Int. Conf. on Behavior of Offshore. Structures, BOSS'76. Trondheim. Proc., Vol. 1, pp. 392-403. Also NGI Publ. 114, pp. 33-44.

Andersen, K.H. (1988) *Properties of soft clay under static and cyclic loading*. Invited lecture. International Conf. on Eng. Problems of Regional Soils, Proc., pp. 7-26, Beijing, China, 1988. Edited by Chinese Institution of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Also in NGI Pub. 176.

Andersen K.H. (2004) *Cyclic clay data for foundation design of structures subjected to wave loading*. Keynote Lecture; Proc. Int. Conf. on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, CBS04, Bochum, Germany. Proc. p. 371-387, A.A. Balkema, Ed Th. Triantafyllidis.

Andersen K.H. (2009) *Bearing capacity of structures under cyclic loading; offshore, along the coast and on land*. 21st Bjerrum Lecture presented in Oslo 23 Nov. 2007. Can. Geotech. J. 46: 513-535. Also: Norsk Geoteknisk Forening, Bjerrums Foredrag Nr. 21.

Andersen K., Puech A. and Jardine R. (2013) *Guidance for obtaining soil parameters for design of foundations under cyclic loading*. Proceedings TC 209 Workshop, 18 ICSMGE, Paris, 2-5 September 2013

API 2000. Recommended practice for planning, designing and construction fixed offshore platforms – Working stress design. RP2A-WSD, American Petroleum Institute.

API RP2GEO (2011) API Recommended Practice, Geotechnical and Foundation Design Considerations, First Edition, American Petroleum Institute, April 2011

- Benzaria O., Puech A. et Le Kouby A. (2013a) *Essais cycliques axiaux sur des pieux forés dans l'argile des Flandres*. Proceedings 18th ICSMGE, Paris, 2-5 September 2013
- Bonita, J. A. (2000) *The Effects of Vibration on the Penetration Resistance and Pore Water Pressure in Sands*. PhD thesis, Virginia Tech.
- Borel S., Reiffsteck Ph., (2006) Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. LCPC Paris, pp. 132.
- Briaud, J.L. (1992). *The Pressuremeter*, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- BSH - a) Standard: Design of Offshore Wind Turbines 2007, b) Guidance for use of the BSH standard „Design of Offshore Wind Turbines“ 2011, c) Ground investigations for offshore wind farms 2008, Federal Maritime and Hydrographic Agency (BSH), Hamburg and Rostock.
- BSH (2008) Standard 704 - Ground investigations for offshore windfarms. First Update: 25 February 2008\_ Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, Hamburg
- CFMS (2015) *Recommandations pour la conception et le calcul des fondations d'éoliennes offshore – Partie I : reconnaissances de terrain- Document provisoire*
- Claveau-Mallet D., Duhaime F. et Chapuis R.P. (2012). *Practical considerations when using the swedish fall cone*. Geotechnical Testing Journal, vol. 35, n°4, pp. 618-628.
- Colliat, J.L., Dendani, H., Puech, A. and Nauroy, J.F. 2010. *Gulf of Guinea deepwater sediments: geotechnical properties, design issues and installation experiences*. Proc. 2nd Int. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG 2010, Perth, Australia.
- Combarieu O., Canépa Y. (2001) *L'essai cyclique au pressiomètre*, BLPC, 233, 37-65.
- DeJong J.T., Yafrate N.J. et DeGroot D.J. (2011). Evaluation of undrained shear strength using full-flow penetrometers. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 137, n°1, pp. 14-26.
- Dupla, J.C., Canou J. (2003) *Cyclic pressuremeter loading and liquefaction properties of sands*. Soils and Foundations, Vol. 43(2), 17-31.
- Han, J. (2014) *Etude expérimentale du comportement mécanique d'une argile fortement surconsolidée sous chargements monotones et cycliques*. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes.
- Hebeler G.L., Frost J.D., Schneider J.A. and Lehane B.M. (2005) *Cyclic friction piezocone tests for offshore application*. Proc. 1st Int. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG 2005, Perth, Australia.
- Ho, Y.K., Jardine, R.J and Anh-Minh, N. (2010) *Large displacement interface shear between steel and granular media*. Geotechnique, Vol 61, No. 3, pp 221-234.
- Høeg, K., Dyvik, R. and Sandbækken, G. (2000) *Strength of undisturbed versus reconstituted silt and silty sand specimens*. ASCE, J. Geotech. and Geoenv. Engrg. 126(7): 606-617.
- ISO 19 902 (2007) International standard for the design of fixed steel offshore platforms, International Standards Office, British Standards Institute, London.

- ISO/DIS 19901-8 (2013) Petroleum and natural gas industries - Specific requirements for offshore structures - Part 8 : Marine soil investigations
- ISSMGE (2005) Geotechnical and geophysical investigations for offshore and nearshore developments. Technical Committee on Offshore and Nearshore Geotechnical Engineering (TC1), International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (September 2005)
- Jardine R.J., Chow FC, Overy RF and Standing J.R. (2005) *ICP design methods for driven piles in sands and clays*. Thomas Telford Ltd, London p. 105.
- Jardine R.J., Aldridge T. and Evans T.G. (2011) *Offshore foundation engineering in extremely dense glacial tills west of the Shetland Islands*. Proc. ECSMGE, Athens.
- Jézéquel J.F., Le Méhauté A. (1982) *Essais cycliques au pressiomètre autoforeur*. Symposium sur la pressiométrie et ses applications en mer, Paris, Éditions Technip, 221-233.
- Karlsrud K., Nadim F. and Haugen T. (1986) *Piles in clay under cyclic loading: Field tests and computational modelling*. Proc. 3rd Int. Conf. on Num. Meth. in Offshore Piling, 165-190, Nantes, France, May 1986.
- Karlsrud K. and Nadim F. (1990) *Axial pile capacity of offshore piles in clay*. Proc. Offshore Technology Conference. OTC 6245. Houston, USA.
- Ladd C.C. and Foott R. (1974) *New design procedure for stability of soft clays*. J. Geotech. Engrg., ASCE, 100, GT7: 763 786.
- Le, M.H., Nauroy, J.F., De Gennaro, V., Delage, P., Thanh, N., Flavigny, E., Colliat, J.L., Puech, A. and Meunier, J. (2008) *Characterization of soft deepwater West Africa clays: SHANSEP testing is not recommended for sensitive structured clays*. Proc. Offshore Technology Conference, OTC paper 19193, Houston.
- Leroueil, S and Vaughan, P R (1990) *The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks*. Geotechnique, Vol 50, No 3, pp 467-488.
- Little R.L., Briaud J.-L. (1988) *Full scale cyclic lateral load tests on six piles in sand*, Rapport GL-88-27, US Army Engineer Waterways Experiment Station (now ERDC), Vicksburg, MS, USA, 330 pages.
- McGillivray A., Casey T., Mayne P. W., and Schneider J. A (2000) *An Electro-Vibrocone for Site-Specific Evaluation of Soil Liquefaction Potential*. ASCE, Innovations and Applications in Geotechnical Site Characterization: pp. 106-117.
- Mulilis, J.P., Seed, H.B., Chan, C.K., Mitchell, J.K. and Arulanandan, K. (1977a) *Effects of sample preparation on sand liquefaction*. ASCE, J. Geotech. Engrg. 103(2): 91-108.
- Nemat-Nasser S. et Tobita Y. (1982) *Influence of fabric on liquefaction and densification potential of cohesionless sand*. Mechanics of materials, vol. 1, pp. 43-62.
- NF EN 1997-1, Eurocode 7. Calcul géotechnique - Partie 1 : Règles générales. (indice de classement P 94-251-1) avec son annexe nationale (indice de classement P 94-251-2).
- NF EN 1997-2, Eurocode 7. Calcul géotechnique - Partie 2 : Reconnaissance et essais géotechniques.

- [2. 1] NF P 94-262, Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes.
- NGI (1975). Research Project on repeated loading on clay – summary and interpretation of test results. Internal report.
- OSIG 2013. Guidance notes for the planning and execution of geophysical and geotechnical ground investigations for offshore renewable energy developments (Draft 02/05/13). Society for Underwater Technology, London.
- Puech A., Bruzy F., Ma E., (1982) *Calcul de la capacité axiale des pieux de fondations marines à partir du pressiomètre autoforeur*. Symposium sur la pressiométrie et ses applications en mer, Paris, Éditions Technip, 373-388.
- Puech A. et Benzaria O. (2013a) *Effet du mode de mise en place sur la réponse statique et cyclique de pieux dans l'argile surconsolidée des Flandres*. Proceedings 18th ICSMGE, Paris, 2-5 Septembre 2013
- Puech A. and Benzaria O. (2013b) *Effect of installation mode on the static and cyclic response of piles in overconsolidated Flanders clay*. Proceedings TC 209 Workshop, 18 ICSMGE, Paris, 2-5 September 2013
- Puech A., Orozco-Calderon M. and Foray P. (2010) *Mini T-bar testing at shallow penetration*. Proc. 2nd Int. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG II, Perth, Australia.
- Silver, M.L., Chan, C.K., Ladd, R.S., Lee, K.L., Tiedemann, D.A., Townsend, F.C., Valera, J.E. and Wilson, J.H. (1976) *Cyclic triaxial strength of standard test sand*. ASCE, J. Geotech. Eng., 102(5): 511-524.
- Tatsuoka, F. (2011) *Laboratory stress-strain tests for developments in geotechnical engineering*. 1st Bishop Lecture, Deformation Characteristics of Geomaterials. Proc. IS-Seoul, Hanrimwon, Vol. 1, p 3-53.
- Tatsuoka F., Ochi K., Fujii S. and Okamoto M. (1986) *Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods*. Soils and Foundations, vol. 26, n°3, pp. 23-41.
- Vaid, Y.P., Sivathayalan, S. and Stedman, D. (1999) *Influence of specimen reconstitution method on the undrained response of sand*. ASTM Geotech. Testing J. 22(3): 187-195.
- Yafrate, N. J., DeJong, J. T., DeGroot, D. J., and Randolph, M. F. (2009) Evaluation of remolded shear strength and sensitivity of soft clay using full-flow penetrometers. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol.135, n°9, pp. 1179–1189.

**Chapitre 1**  
**INTRODUCTION**

1.	MOTIVATIONS .....	1
2.	LE PROJET SOLCYP .....	2
2.1.	Le programme ANR-SOLCYP .....	3
2.2.	Le Projet National SOLCYP .....	4
2.2.1.	Essais de pieux in situ sous charges axiales .....	4
2.2.2.	Essais de pieux modèles sous charges axiales .....	7
2.2.3.	Essais de pieux modèles sous charges latérales .....	7
2.3.	Organisation du PN - SOLCYP .....	8
3.	CONTENU ET NATURE DU DOCUMENT .....	8
4.	CONTEXTE REGLEMENTAIRE .....	9
5.	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	11
5.1.	Rapports internes (Projet SOLCYP) .....	11
5.2.	Références externes (publications et normes) .....	11

**Chapitre 2**  
**PÉRIMÈTRE ET DOMAINE D'APPLICATION**

1.	CHARGES VARIABLES ET CHARGES CYCLIQUES .....	12
2.	OUVRAGES CONCERNES .....	13
3.	EFFETS DES CHARGEMENTS CYCLIQUES SUR LES FONDATIONS .....	15
4.	TYPES DE PIEUX.....	16
5.	TYPES DE SOLS.....	17
6.	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	18
6.1.	Rapports internes (Projet national SOLCYP) .....	18
6.2.	Références externes (publications et normes) .....	18

**Chapitre 3**  
**CHARGES CYCLIQUES**

1. GENERALITES .....	19
2. CARACTERISATION DES CHARGEMENTS CYCLIQUES.....	21
2.1. Chargements réguliers: définitions.....	21
2.2. Chargement cyclique d'échantillons de sols en laboratoire.....	21
2.3. Chargement cyclique réel.....	22
3. PRISE EN COMPTE D'UN CHARGEMENT CYCLIQUE REEL DANS LE DIMENSIONNEMENT.....	23
3.1. Principe et définitions.....	23
3.2. Méthodes de comptage.....	25
3.3. Lois d'endommagement.....	27
3.3.1. Loi de Miner.....	27
3.3.2. Applications de la loi de miner aux sols.....	28
3.3.3. Applicabilité des lois d'endommagement aux sols.....	33
3.3.4. Applicabilité des lois d'endommagement pour les interactions sol/pieu.....	35
4. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	38
4.1. Rapports internes (Projet national SOLCYP) .....	38
4.2. Références externes (publications et normes).....	38

**Chapitre 4**  
**INTRODUCTION À LA DÉGRADATION CYCLIQUE**

1. DEGRADATION CYCLIQUE DES PROPRIETES DES SOLS .....	40
1.1. Rappel sur la réponse des sols aux chargements monotones .....	40
1.2. Réponse des sols aux chargements cycliques .....	41
1.3. Diagrammes contours.....	43
1.4. Diagrammes contours généralisés.....	45
1.5. Obtention de diagrammes contours pour un sol particulier .....	51
2. DEGRADATION CYCLIQUE DES INTERFACES SOL-PIEU .....	53
2.1. Généralités sur les essais d'interface sol-pieu.....	53
2.1.1. Essais à la boîte de cisaillement de type CNL .....	53

2.1.2.	Essais à la boîte de cisaillement de type CV .....	54
2.1.3.	Essais à la boîte de cisaillement de type CNS.....	55
2.2.	Banque de données SOLCYP d'essais de cisaillement direct sol-pieu.....	56
3.	DEGRADATION CYCLIQUE DE LA REPOSE DES PIEUX.....	61
3.1.	Pieux sous chargement cyclique axial.....	61
3.1.1.	Concept de diagramme de stabilité cyclique.....	61
3.1.2.	Influence de la rigidité relative sol-pieu.....	64
3.1.3.	Composantes de la dégradation cyclique .....	70
3.2.	Pieux sous chargement cyclique latéral.....	71
3.2.1.	Influence de la rigidité relative sol-pieu.....	71
3.2.2.	Dégradation des réactions latérales du sol sous l'effet des cycles .....	73
4.	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	78
4.1.	Rapports internes (Projet national SOLCYP) .....	78
4.2.	Références externes (publications et normes).....	78

## **Chapitre 5**

### **STRATÉGIE SOLCYP**

1.	METHODOLOGIE GENERALE.....	87
2.	CONNAISSANCE DES CHARGES .....	90
3.	ANALYSE DES CHARGES RÉGLEMENTAIRES .....	91
4.	CRITÈRES DE SEVERITE CYCLIQUE POUR LES CHARGES AXIALES .....	93
5.	CRITÈRES DE SÉVÉRITÉ CYCLIQUE POUR LES CHARGES LATÉRALES .....	101
5.1.	Cas des sables.....	101
5.2.	Cas des argiles .....	103
6.	CARACTÉRISATION COMPLÈTE DES CHARGEMENTS CYCLIQUES .....	106
7.	MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT CYCLIQUE DES PIEUX .....	108
8.	OBTENTION DES PARAMÈTRES .....	108
9.	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	110
9.1.	Rapports internes (Projet national SOLCYP) .....	110
9.2.	Références externes (publications et normes).....	110

**Chapitre 6****COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGEMENTS CYCLIQUES AXIAUX**

1. INTRODUCTION.....	112
2. LES GRANDS PROGRAMMES INTERNATIONAUX.....	113
3. ESSAIS DANS LES SOLS ARGILEUX .....	119
3.1. Argiles normalement consolidées à faiblement surconsolidées (YSR< 4 ) .....	119
3.1.1. Les essais du N.G.I.....	119
3.1.2. Les essais I.F.P. à CRAN .....	123
3.2. ARGILES FORTEMENT SURCONSOLIDEES .....	124
3.2.1. Les essais du B.R.E. à COWDEN.....	124
3.2.2. Les essais SOLCYP de MERVILLE .....	125
3.2.3. Les essais I.C.L. à CANON'S PARK et COWDEN.....	129
3.2.4. Les essais N.G.I à TILBROOK GRANGE .....	131
3.3. Comparaisons des résultats .....	132
4. ESSAIS DANS LES SABLES.....	134
4.1. Sable siliceux.....	134
4.1.1. Les essais I.F.P. à PLANCOET .....	134
4.1.2. Les essais I.C.L. à LABENNE et DUNKERQUE .....	136
4.1.3. Les essais en grande chambre d'étalonnage (I.C.L. – 3SR).....	137
4.1.4. Les essais H.S.E. de DUNKERQUE.....	140
4.1.5. Les essais SOLCYP à LOON-PLAGE .....	141
4.2. Sols Carbonates .....	147
5. A PROPOS DE LA CAPACITE STATIQUE .....	149
5.1. Vieillessement dans les sables .....	149
5.2. Effet du temps et du précisaillement dans les argiles.....	150
5.3. Radoucissement.....	151
5.4. Vitesse de chargement.....	152
6. SYNTHESE .....	153
7. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	155
7.1. Rapports internes (Projet national SOLCYP) .....	155

7.2. Références externes (publications et normes).....	155
--	-----

## Chapitre 7

### DIMENSIONNEMENT DES PIEUX SOUS CHARGES CYCLIQUES AXIALES

1. INTRODUCTION.....	159
2. RESULTATS OBTENUS SUR DEUX PIEUX BATTUS (B1 et B4).....	160
3. RESULTATS OBTENUS SUR LES PIEUX FORES DE TYPE CFA.....	162
4. RESULTATS OBTENUS SUR LES PIEUX FORES VISSES .....	163
1. INTRODUCTION.....	165
2. PRINCIPES GENERAUX.....	166
3. L'APPROCHE DU N.G.I. ....	168
3.1. Principes de base .....	168
3.2. Les programmes PAXZY et PAX2.....	169
4. L'APPROCHE I.C.L. ....	173
4.1. Principe de base.....	173
4.2. La méthode globale A, B, C.....	174
4.3. Applications locales de la méthode A, B, C.....	177
5. LA SUITE DE PROGRAMMES RATZ-CYCLOPS .....	178
6. LE PROGRAMME SCARP.....	181
6.1. Description du programme SCARP.....	181
6.2. Calibration du programme SCARP.....	185
7. L' APPROCHE SOLCYP.....	190
7.1. Modélisation des résultats de cisaillement direct sol-structure .....	190
7.1.1. Chute de contrainte normale résultant de N cycles .....	190
7.1.2. Principes de la formulation analytique de la chute de contrainte normale issue des essais de cisaillement direct sol-structure .....	191
7.1.3. Trois abaques types .....	192
7.1.4. Prise en compte de la rigidité locale du sol.....	194
7.1.5. Enchaînement de plusieurs séries de cycles de caractéristiques différentes ....	195
7.2. Modélisation du pieu par la méthode tzc .....	196
7.2.1. Présentation de la loi t-z utilisée .....	196

7.2.2.	Mise en œuvre de la méthode A, B, C. ....	198
7.2.3.	Mise en œuvre de la méthode Pittos.....	200
8.	APPROCHES PAR ELEMENTS FINIS .....	202
8.1.	Approches implicites et explicites.....	202
8.2.	Approche SOLCYP .....	204
8.2.1.	Calcul de pieux réels chargés cycliquement, pour les projets de génie civil. ..	204
8.2.2.	Procédure de simulation de la chute de contrainte normale en éléments finis. ....	205
8.2.3.	Méthodologie de modélisation en éléments finis du comportement d'un pieu sous chargement axial cyclique.....	205
8.2.4.	Phases du calcul couplé éléments finis/module spécialisé pour un pieu foré ..	207
9.	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	208
9.1.	Rapports internes (Projet national SOLCYP) .....	208
9.2.	Références externes (publications et normes).....	208

## **Chapitre 8**

### **COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGEMENTS CYCLIQUES LATERAUX**

1.	INTERACTION SOL-PIEU SOUS CHARGE LATERALE .....	233
1.1.	Rigidité relative .....	234
1.2.	Concept de réaction latérale .....	236
1.3.	Rôle déterminant des couches de surface.....	236
2.	PROGRAMMES EXPERIMENTAUX .....	238
3.	PRINCIPALES DONNEES SUR L'EFFET DES CYCLES.....	241
3.1.	Effet des cycles sur le déplacement latéral du pieu.....	242
3.1.1.	Loi logarithmique .....	242
3.1.2.	Fonction puissance .....	248
3.1.3.	Synthèse de l'effet des cycles sur le déplacement du pieu.....	254
3.2.	Effet des cycles sur le moment maximum dans le pieu .....	257
3.3.	Effet des cycles sur les courbes de réaction P-y.....	259
4.	CONTRIBUTION DU PROGRAMME SOLCYP .....	262
4.1.	Contexte et domaine des études réalisées .....	262

4.2.	Rappel des conditions d'essais .....	263
5.	DONNEES OBTENUES SUR L'EFFET DES CYCLES .....	267
5.1.	Cas des sables .....	267
5.1.1.	Effets des cycles sur le déplacement de la tête du pieu .....	267
5.1.2.	Effets des cycles sur le moment maximum dans le pieu .....	270
5.1.3.	Effets des cycles sur les courbes de réactions P-y .....	271
5.2.	Cas des argiles .....	274
5.2.1.	Mécanismes observés en surface .....	274
5.2.2.	Effets des cycles sur le déplacement de la tête du pieu .....	276
5.2.3.	Effets des cycles sur le moment maximum dans le pieu .....	281
5.2.4.	Effets des cycles sur les réactions latérales mobilisées .....	284
6.	CONCLUSIONS .....	288
7.	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	289

## Chapitre 9

### CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES PIEUX SOUS CHARGE LATÉRALE CYCLIQUE

1.	SYNTHESE DES DONNEES DISPONIBLES SUR L'EFFET DES CYCLES .....	291
1.1.	Effet sur le déplacement de la tête du pieu .....	291
1.2.	Effets sur le moment maximum et sur les réactions mobilisées dans le sol .....	297
1.3.	Rappel des règles actuelles sur la justification des pieux sous charges cycliques .	298
2.	METHODOLOGIE DE PRISE EN COMPTE DES CHARGES CYCLIQUES .....	301
3.	PRISE EN COMPTE DES CYCLES PAR LA METHODE GLOBALE SOLCYP-G.	303
3.1.	Principes de la méthode globale .....	303
3.2.	Charge limite et charge de rupture conventionnelles .....	304
3.2.1.	Charge limite conventionnelle $H_{lim}$ .....	304
3.2.2.	Charge de rupture conventionnelle $H_r$ .....	308
3.3.	Degré de rigidité relative du pieu et limites des pieux flexibles et rigides .....	308
3.4.	Prédimensionnement du pieu sous la charge statique maximale $H_{max}$ .....	310
3.4.1.	Hypothèses de calcul (pondération des charges, conditions aux limites) .....	311

3.4.2.	Choix des courbes de réaction monotones .....	312
3.5.	Critères de sévérité cyclique.....	313
3.6.	Effet des cycles sur le déplacement de la tête du pieu .....	314
3.6.1.	Cas des sables.....	314
	a - Pieux très flexibles ( $EI < EI_{fi}$ ) .....	314
	b - Pieux peu flexibles ( $EI_{fi} < EI < EI_{ri}$ ) et pieux rigides ( $EI > EI_{ri}$ ).....	315
3.6.2.	Cas des argiles.....	318
3.7.	Effet des cycles sur le moment maximum .....	319
3.7.1.	Cas des sables.....	319
3.7.2.	Cas des argiles.....	319
4.	PRISE EN COMPTE DES CYCLES PAR UNE METHODE LOCALE SOLCYP-L	320
4.1.	Principe de la méthode locale.....	320
4.2.	Détermination des coefficients d'abattement des courbes P-y monotones .....	321
5.	DOMAINES DE VALIDITE ET EXEMPLE D'APPLICATION .....	324
5.1.	Domaines de validité des méthodes globale SOLCYP-G et locale SOLCYP-L ...	324
5.1.1.	Cas des sols sableux .....	324
5.1.2.	Cas des sols argileux .....	327
5.2.	Exemple d'application des méthodes globale et locale.....	328
5.2.1.	Caractéristiques du pieu, du sol et des charges latérales appliquées.....	328
5.2.2.	Charge limite conventionnelle $H_{lim}$ et rigidité relative.....	330
	Le déplacement et la rotation de la tête et du pied du pieu sont libres et la charge latérale est appliquée au niveau de la surface du sol.....	330
	a – Détermination de la charge limite $H_{lim}$ et de la charge de rupture $H_r$ conventionnelles.....	330
	b - Détermination de la raideur relative .....	332
5.2.3.	Comportement du pieu sous la charge statique $H_{max}$ .....	333
5.2.4.	Application du critère de sévérité cyclique .....	333
5.2.5.	Réponse du pieu sous les charges cycliques (méthode globale SOLCYP-G)..	334
5.2.6.	Réponse du pieu sous les charges cycliques (méthode locale SOLCYP-L) ....	335
6.	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	340

6.1.	Rapports internes (Projet National SOLCYP) .....	340
6.2.	Références externes (Publications et Normes).....	340

## **Chapitre 10**

### **DETERMINATION DES PARAMETRES CYCLIQUES POUR LE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX**

1.	INTRODUCTION.....	345
2.	PARAMETRES POUR LE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX SOUS CHARGES CYCLIQUES .....	346
3.	OBTENTION DES PARAMETRES POUR LE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX SOUS CHARGES CYCLIQUES.....	352
3.1.	Essais en laboratoire.....	353
3.1.1.	Préparation des essais de laboratoire.....	355
3.1.2.	Essais non cycliques.....	356
3.1.3.	Essais cycliques.....	360
3.2.	Essais in situ .....	362
3.2.1.	Essais cycliques au pressiomètre.....	362
3.2.2.	Essais cycliques au pénétromètre.....	365
4.	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	367
4.1.	Rapports internes (Projet national SOLCYP) .....	367
4.2.	Références externes (publications et normes).....	367