



Université Lille1 sciences et technologies

École Doctorale "Sciences Pour l'Ingénieur"

Thèse

pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Lille1 sciences et technologies

Génie Civil – Géotechnique

Présentée et soutenue publiquement par

Jianping CAO

Le 09 Décembre 2010

**MODELISATION NUMERIQUE DES PROBLEMES
D'INTERFACES SABLE-PIEU POUR LES TRES GRANDS
NOMBRES DE CYCLES : DEVELOPPEMENT D'UNE
METHODE DE SAUTS DE CYCLES**

Sous la direction de :

M. MROUEH Hussein

Membres du jury :

M. SHAO Jian-Fu, Pr - Université Lille 1

Président

M. BOULON Marc, Pr - Université Grenoble 1

Rapporteur

M. SOUBRA Abdul-Hamid, Pr - Université Nantes

Rapporteur

M. SHAHROUR Isam, Pr - Université Lille 1

Examineur

M. PUECH Alain, Directeur Technique - Fugro SAS

Examineur

M. BURLON Sébastien, Ingénieur de Recherche - LCPC

Invité

M. MROUEH Hussein, HDR – Université Lille 1

Directeur de thèse

Remerciements

Je tiens à exprimer tout d'abord mes sincères remerciements à mon directeur de thèse, Monsieur H. Mroueh pour m'avoir accepté d'encadrer ce travail. Au cours de ces années, votre rigueur scientifique, votre enthousiasme et vos précieux conseils ont permis de mener à bien cette thèse dans les meilleures conditions.

Ensuite je tiens à adresser mes plus vifs remerciements à Monsieur J.F. Shao, d'avoir accepté de présider le jury de cette thèse et d'examiner mon mémoire.

J'exprime mes sincères remerciements à Monsieur M. Boulon, ainsi que Monsieur S. Abdul-Hamid, pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu me porter en acceptant à la fois de participer à mon jury de thèse et d'être rapporteur de ce travail. Leurs remarques et suggestions qu'ils ont émises ont été particulièrement enrichissantes et m'ont permis d'apporter des améliorations à la qualité de ce dernier.

Je remercie également à Monsieur I. Shahrour non seulement pour avoir examiné ce travail mais aussi pour m'avoir fait profiter de sa grande expérience dans le domaine de la modélisation de l'interaction sol – structure.

J'adresse aussi mes plus vifs remerciements à Monsieur A. Puech, qui a bien voulu participer à ce jury, accepter d'être examinateur de ce travail et me faire profiter de ses expériences.

Je tiens tout particulièrement à remercier Monsieur S. Burlon, pour sa disponibilité et pour ses précieux conseils qui m'ont guidé pendant ces trois années. Ses idées claires et précises, son sens de la synthèse ainsi que ses conseils avisés ont permis de mener à bout cette thèse. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je tiens à remercier l'ensemble de l'équipe et mes amis et plus particulièrement Abdelhamid, Iyad, Mohannad, Maria et Sami, Yuanyuan et Quan qui m'ont permis d'effectuer cette thèse dans de très bonnes et très agréables ambiances et je remercie aussi pour leur gentillesse et leur efficacité lors des difficultés administratives ou logistiques que l'ai rencontrées.

Finalement, j'adresse un grand merci à toute ma famille pour leur soutien et leur patience au cours de ces longues années d'études, en particulier à mon père, ma mère et ma sœur.

Résumé

Ce travail concerne l'étude du comportement des interfaces dans le cas de pieux chargés axialement pour un très grand nombre de cycles. Les principaux points abordés sont relatifs au développement d'une part d'une loi de comportement comprenant un mécanisme d'écrouissage cinématique non linéaire permettant de prendre en compte les chargements cycliques et d'autre part d'une méthode de « sauts de cycles » donnant la possibilité de réaliser des économies de temps de calcul conséquents par rapport à une méthode cycle à cycle.

Le travail s'articule autour de 4 chapitres.

Le premier chapitre comprend une synthèse bibliographique relative à la prise en compte des chargements cycliques en géotechnique. Les essais de laboratoire permettant d'étudier les phénomènes liés aux chargements cycliques ainsi que les principales méthodes de calcul sont décrits.

Le second chapitre aborde le domaine des lois de comportements adaptées à la prise en compte de chargements cycliques. Différentes manières de considérer le problème sont présentées (modèle de Ramberg-Osgood, modèle de Mroz, modèle à écrouissage cinématique non linéaire). Une loi de comportement particulière Modjoin (Shahrour, 1997) est présentée. Des évolutions y sont apportées afin notamment de diminuer les phénomènes de rochet et de pouvoir analyser le comportement de structures pour des très grands nombres de cycles de charge et décharge ($n > 10^3$). Une étude de l'ensemble de ses potentialités est réalisée à la fin du chapitre.

Le troisième chapitre présente deux exemples d'utilisation de cette loi. Il s'agit d'une part de vérifier si la loi est correctement implémentée et permet de modéliser plusieurs milliers de cycles de charge et de décharge et d'autre part d'analyser le comportement des deux exemples traités au cours des cycles.

Le quatrième chapitre comporte la présentation d'une méthode de « sauts de cycles ». Cette méthode permet de déterminer le comportement de la structure à un cycle donné sans pour autant calculer tous les cycles précédents. Les cycles sont « sautés » sur la base d'une extrapolation des déformations plastiques qui sont injectées dans le modèle sous forme de

forces nodales. L'extrapolation repose sur un développement limité au second ordre et pour une des variantes de la méthode sur une régression des moindres carrés. Divers développements permettant des gains de temps sont aussi présentés.

Mots-clés : Interaction Structure-Sol, Chargements cycliques, Loi de comportement, Modélisation numérique, Saut de cycle.

Abstract

This thesis deals with a numerical analysis of structure-soil interface under the cyclic loading by finite different method. The principal of this work relates to the development of a constitutive law, including the nonlinear kinematic hardening which allows to simulate the behavior of structure under the cyclic loading. Instead of using a method calculation cycle by cycle, we develop a method called « Cycles Skipped », which gives the possibility to reduce the computation time of the simulation. The thesis is organized as follow:

The first chapter discusses about the synthesis bibliography of cyclic loading in geotechnical engineering. Based on the laboratory tests, some experimental observations are presented and analyzed in this chapter. Besides, the principal existed methods are presented to describe the behavior of elementary soil or interface under cyclic loading.

The second chapter; from the laboratory and in-situ observations, the different models are presented to describe the behavior of structure under cyclic loading. Particularly, a cyclic constitutive law « Modjoin » in elastoplasticity model (Shahrour, 1997) is proposed and improved to decrease the ratchet phenomenon of cyclic loading for analyzing the behavior of structure under a very large number of cyclic loading ($n > 10^3$). The performance of the model is highlighted and some numerical applications are presented in this chapter.

The third chapter involves with the validity of Modjoin and the analysis of the behavior of structure under cyclic loads. Two heuristic examples are carried out to verify check the performance of Modjoin implanted in finite difference code (FLAC3D).

The fourth chapter concerns the development of a method « cycles skipped » which allows to estimate the structure behavior under a large number of loading cycles without calculating cycle by cycle. This method based on an extrapolation of plastic deformation which is injected into the model as the nodal forces. The extrapolation of plastic deformation consists of Taylor's expansion and least squares regression. Finally, some calculations are performed and a comparison of results observed between different methods will be presented.

Keywords: Structure-Soil Interaction, Cyclic loading, Constitutive law, Numerical modeling.

Tableau des notations

σ_n	[kPa]	Contrainte normale
$d\sigma_n$	[kPa]	Incréments de contrainte normale
τ	[kPa]	Contrainte de cisaillement
$d\tau$	[kPa]	Incréments de contrainte de cisaillement
τ_0	[kPa]	Contrainte de cisaillement au premier cycle
γ_c	[kPa/m]	Paramètre d'écrouissage cinématique
γ_t^p	[mm]	Déplacement tangentiel plastique calculé depuis la dernière inversion de chargement
β_c	[-]	Paramètre d'écrouissage cinématique
a_c	[-]	Paramètre de la règle d'écoulement
Ψ_c	[degrés]	Angle de dilatance
λ	[-]	Multiplicateur plastique
ε_n^p	[-]	Déformation plastique normale
ε_t^p	[-]	Déformation plastique tangentielle
$\Delta\varepsilon_{kl}^p$	[-]	Déformation injectée pour la méthode « Sauts de cycles »
$\varepsilon^{p'}$	[-]	Dérivée première de la déformation plastique
$\varepsilon^{p''}$	[-]	Dérivée seconde de la déformation plastique
ρ	[-]	Paramètre de la précision pour la méthode « Sauts de cycles »
φ	[degrés]	Angle de frottement au premier cycle
ω	[-]	Paramètre pour Modjoin 2
$\alpha(n)$	[-]	Paramètre pour Modjoin 3
ν	[-]	Coefficient du Poisson
η	[Pa]	Paramètre de la viscosité

g	[-]	Potentiel plastique
n	[-]	Nombre de cycles
Δn	[-]	Nombre de cycles « sautés »
f_{\max}	[-]	Surface limite isotrope
f_c	[-]	Surface de chargement cinématique
k_n	[kPa/m]	Rigidité normal de l'interface
k_t	[kPa/m]	Rigidité tangentielle de l'interface
u_n	[mm]	Déplacement relatif normal
u_n^p	[mm]	Déplacement plastique relatif normal
du_n^p	[mm]	Incrément de déplacement plastique relatif normal
u_t	[mm]	Déplacement relatif tangentiel
u_t^p	[mm]	Déplacement plastique relatif tangentiel
du_t^p	[mm]	Incrément de déplacement plastique relatif tangentiel
u_z	[mm]	Déplacement total en tête du pieu
Δu_z	[mm]	Incréments du déplacement total
u_0	[mm]	Déplacement total mesuré sous chargement monotone
ADR	[-]	Paramètre d'écrouissage isotrope
B_{ij}	[-]	Matrice des dérivées des fonctions d'interpolation
C_{ijkl}	[-]	Matrice de rigidité à l'échelle d'un point d'intégration
DR	[-]	Paramètre d'écrouissage isotrope
E	[kPa]	Module d'Young
F	[kN]	Chargement appliqué
ΔF	[kN]	Amplitude du chargement cyclique
F_u	[kN]	Force ultime forfaitaire
F_i	[kN]	Ancienne force nodale au point i
F_i'	[kN]	Nouvelle force nodale au point i

F_m	[kN]	Moyenne des forces nodales appliquées au point i
K	[kPa]	Module d'incompressibilité
G	[kPa]	Module de cisaillement
M_g	[-]	Angle de dilatance initiale à chaque séquence de chargement
NCS	[-]	Nombre de « cycles sautés »
R	[-]	Matrice de rigidité élastique
R_0	[-]	L'ouverture de la surface de charge par rapport à l'axe de référence
R_c	[-]	Paramètre d'écrouissage cinématique
R_{max}	[-]	Paramètre d'écrouissage isotrope

Sommaire

REMERCIEMENTS.....	1
RESUME.....	3
ABSTRACT	5
TABLEAU DES NOTATIONS.....	7
SOMMAIRE.....	11
INTRODUCTION.....	13
CHAPITRE 1 : LES SOLLICITATIONS CYCLIQUES EN GEOTECHNIQUE.....	15
1.1 INTRODUCTION.....	15
1.2 LES ESSAIS DE LABORATOIRE.....	16
1.2.1 <i>Les effets des chargements cycliques</i>	16
1.2.2 <i>Les essais de cisaillement cycliques</i>	16
1.3 L'ECHELLE DE L'OUVRAGE.....	27
1.3.1 <i>Les règlements et les recommandations</i>	27
1.3.2 <i>Les différents travaux de recherche et les autres documents</i>	27
1.4 CONCLUSION.....	35
CHAPITRE 2 : DEVELOPPEMENT D'UNE LOI DE COMPORTEMENT POUR LES INTERFACES – MODJOIN.....	37
2.1 INTRODUCTION.....	37
2.2 LES DIFFERENTS TYPES D'INTERFACE.....	38
2.2.1 <i>Approche de type contact</i>	38
2.2.2 <i>Approche de type couche mince</i>	39
2.3 LES LOIS DE COMPORTEMENT ADAPTEES AUX CHARGEMENTS CYCLIQUES.....	41
2.3.1 <i>Les modèles de type Ramberg-Osgood</i>	41
2.3.2 <i>Modèles multisurfaces – Modèles de Mroz</i>	42
2.3.3 <i>Les modèles à écrouissage cinématique non linéaire</i>	43
2.4 PRESENTATION D'UNE LOI PARTICULIERE : MODJOIN.....	45
2.4.1 <i>Partie élastique</i>	46
2.4.2 <i>Partie plastique</i>	46
2.4.3 <i>Application à des essais homogènes</i>	50
2.4.4 <i>Evolutions de la loi de comportement Modjoin 1</i>	58
2.4.5 <i>Formulation élastoviscoplastique</i>	61
2.4.6 <i>Implémentation de Modjoin dans Flac3D</i>	64
2.5 CONCLUSION.....	67
CHAPITRE 3 : EXEMPLES D'APPLICATION DE STRUCTURES SOUMISES A UN CHARGEMENT CYCLIQUE.....	69
3.1 INTRODUCTION.....	69
3.2 EXEMPLE ACADEMIQUE.....	70
3.2.1 <i>Présentation de l'exemple</i>	70
3.2.2 <i>Résultats de calcul</i>	72
3.2.3 <i>Influence du radoucissement et du durcissement cyclique</i>	78
3.2.4 <i>Influence du mécanisme d'écrouissage</i>	80
3.3 PIEU SOUS CHARGEMENT AXIAL.....	84
3.3.1 <i>Géométrie – Maillage – Etat initial</i>	84
3.3.2 <i>Résultats avec ModJoin1</i>	84
3.3.3 <i>Influence du radoucissement et du durcissement cyclique</i>	92
3.3.4 <i>Influence du mécanisme d'écrouissage</i>	95
3.4 CONCLUSION.....	99

CHAPITRE 4 : DEVELOPPEMENT D'UNE METHODE DE « SAUTS DE CYCLES » – METHODE D'HOMOGENEISATION.....	101
4.1 INTRODUCTION.....	101
4.1.1 Méthodes basées sur l'analogie entre le temps et le nombre de cycles.....	102
4.1.2 Méthodes de dégradation du matériau.....	102
4.1.3 Méthodes d'homogénéisation.....	103
4.2 DEVELOPPEMENT D'UNE METHODE DE « SAUTS DE CYCLES ».....	104
4.2.1 Aspects généraux.....	104
4.2.2 Méthode de « sauts de cycles » 1 : SC1	107
4.2.3 Méthode de « sauts de cycles » 2 : SC2	107
4.3 APPLICATION A L'EXEMPLE ACADEMIQUE.....	110
4.3.1 Calcul préliminaire.....	110
4.3.2 Estimation du gain de temps des méthodes de « saut de cycles ».....	113
4.3.3 Performance des méthodes « saut de cycles » avec Modjoin1.....	115
4.3.4 Influence du mécanisme d'écrouissage.....	120
4.3.5 Tentative d'optimisation du nombre de « cycles sautés ».....	122
4.4 APPLICATION : PIEU SOUS CHARGE AXIALE.....	123
4.4.1 Application avec Modjoin1.....	123
4.4.2 Influence du mécanisme d'écrouissage.....	126
4.4.3 Tentative d'optimisation de la méthode de « sauts de cycles ».....	128
CONCLUSION.....	133
BIBLIOGRAPHIE.....	135

Introduction

Le dimensionnement des ouvrages sur fondations profondes soumis à des chargements cycliques est peu appréhendé par les règlements actuels (DTU 13.2, Fascicule 62 titre V, Eurocode 7) si bien que les quelques éléments et recommandations disponibles ne permettent pas de savoir clairement quel est le niveau de sécurité d'un ouvrage soumis à de tels types de chargements. D'une part, ces règlements comportent plutôt des remarques qui stigmatisent l'effet des chargements cycliques en indiquant que le dimensionnement d'ouvrages sous de telles conditions est à examiner au cas par cas. D'autre part, il apparaît bien souvent que l'influence respective des charges permanentes et variables n'est pas dissociée. Par exemple, pour le fascicule 62 titre V, l'analyse des différents facteurs partiels sur les charges appliquées sur l'ouvrage (permanentes et variables) et les résistances du sol permet de montrer que le coefficient de sécurité global sur les charges et les résistances présente une valeur de l'ordre de 60% de la charge limite du pieu. Toutefois, ces coefficients ne prennent pas en compte le nombre de cycles ainsi que l'amplitude du chargement variable ou le rapport entre la charge variable et la charge permanente.

L'objectif de ce travail est donc de disposer désormais de méthodes de calcul plus fiables permettant d'estimer raisonnablement les éventuels effets induits par des chargements cycliques sur des pieux. Il s'agit notamment d'être en mesure de déterminer le comportement d'ouvrages soumis à plusieurs milliers de cycles de charge et de décharge. Cette problématique bien que non résolue et apparemment complexe a fait toutefois l'objet de nombreuses recherches et pas seulement dans celui de la géotechnique. De nombreux développements ont été réalisés notamment pour l'étude du comportement de pièces mécaniques sous hautes températures (aube de turbine d'avions par exemple) où les comportements viscoplastiques doivent nécessairement être pris en compte (Carter, 2000 et Spiliopoulos, 1993). Dans le domaine de la géotechnique, les travaux de Poulos (1988) qui ont abouti à l'élaboration de diagramme de stabilité cyclique apportent des informations très intéressantes. D'autres approches concernant l'ouvrage dans son intégralité ont été développées (Niemunis et al, 2005, Achmus et al, 2009), notamment dans le but de diminuer le temps de calcul qui est en fait le principal écueil à l'utilisation de méthodes de calcul traitant des aspects cycliques dans le domaine de l'ingénierie. Les travaux les plus importants concernent toutefois le domaine de la rhéologie où de nombreuses lois ont été élaborées pour reproduire les observations expérimentales constatées lors d'essais de cisaillement à la boîte de Casagrande, à l'appareil triaxial ou à l'appareil de cisaillement simple (Bencheikh, 1991., Rezaie et Shahrour, 1994., Mortara et al, 2002., Erten et al, 1994., Fakharian et al, 1997).

Afin de disposer d'une méthode de calcul fiable, il est nécessaire de considérer le schéma de calcul du début à la fin, c'est à dire depuis le choix de la loi de comportement permettant de traiter les aspects cycliques jusqu'à la méthode numérique qui doit être suffisamment rapide ou présenter suffisamment d'artifices pour traiter aussi les aspects cycliques et résoudre le problème dans un délai raisonnable.

Afin de répondre de manière pratique à cette problématique, le travail est donc décomposé en 4 chapitres.

Le premier chapitre tente de dresser un état de l'art relatif à la prise en compte des sollicitations cycliques en géotechnique. Une synthèse des observations expérimentales en laboratoire en rapport avec les chargements cycliques et les interfaces est présentée. Il s'agit en particulier de lister l'ensemble des phénomènes physiques observables et d'en préciser les éventuels effets à l'échelle de l'ouvrage. Il convient aussi de porter son attention sur les mécanismes d'interface entre un pieu et un sol de manière à mettre en évidence les mécanismes de dégradation de la résistance d'un pieu au cours des cycles de charge et de décharge. Ces différents aspects doivent permettre d'orienter les réflexions relatives à l'évaluation des déformations d'un ouvrage soumis à un chargement cyclique.

Le second chapitre comprend une synthèse des différents concepts permettant de construire une loi de comportement capable de rendre compte des observations expérimentales constatées lors d'essais cycliques en laboratoire. Une loi de comportement (Modjoin) développée au Laboratoire de Mécanique de Lille (Bencheikh, 1991, Rezaie, 1994, Shahrour et Rezaie, 1997) et basée sur le principe de l'écrouissage cinématique non linéaire est alors présentée et ses potentialités ainsi que les pistes possibles d'améliorations sont décrites. L'implémentation de Modjoin dans le logiciel Flac3D (Itasca, 2002) est brièvement présentée. Le troisième chapitre présente deux exemples d'application de Modjoin avec le logiciel Flac3D. Le premier exemple très simple est relatif au comportement d'une interface. Il s'agit en particulier de réaliser des calculs avec un très grands nombre de cycles de manière de manière à disposer de résultats de calage de la méthode de « sauts de cycles » présentée au chapitre 4. Le second exemple traite d'un pieu soumis à une charge axiale cyclique. Les effets cycliques sur la résistance du pieu et son déplacement sont précisément analysés.

Le quatrième chapitre aborde le calcul numérique global des ouvrages et débute en soulignant l'impossibilité de réaliser un calcul incrémental classique par la méthode des éléments finis ou des différences finies indépendamment de la complexité de la loi de comportement (dès lors que celle-ci présente un domaine plastique). Une solution de « sauts de cycles » basée sur l'extrapolation des déformations plastiques est alors proposée. Elle permet pour les exemples traités des gains conséquents en termes de temps de calcul.

Chapitre 1 : Les sollicitations cycliques en géotechnique

Sommaire

1.1	INTRODUCTION.....	15
1.2	LES ESSAIS DE LABORATOIRE.....	16
1.2.1	<i>Les effets des chargements cycliques</i>	16
1.2.2	<i>Les essais de cisaillement cycliques</i>	16
1.3	L'ECHELLE DE L'OUVRAGE.....	27
1.3.1	<i>Les règlements et les recommandations</i>	27
1.3.2	<i>Les différents travaux de recherche et les autres documents</i>	27
1.4	CONCLUSION.....	35

1.1 Introduction

Il existe une gamme très large de problèmes géotechniques dans lesquels intervient une forte composante de sollicitation cyclique. Les fondations d'ouvrages et de structures soumis à l'action du vent, la plupart des ouvrages soumis à des sollicitations sismiques, les éléments supports de machines tournantes et vibrantes, la gamme des ouvrages soumis à des fluctuations plus ou moins régulières de paramètres tels que la température, la hauteur d'eau (marées, cycles de vidange, fluctuation de nappe phréatique), les ouvrages soumis à des charges roulantes (véhicules routiers, trains, pistes d'aéroport,...) en sont quelques exemples. L'étude du comportement des ballasts soumis à l'action de grands nombres de cycles de sollicitations (plusieurs centaines de milliers à plusieurs millions) constitue aussi une préoccupation importante de la SNCF en liaison avec le vieillissement accéléré des voies ballastées résultant du passage des trains à grande vitesse.

L'analyse de ces problèmes peut être traitée à deux échelles différentes : celle de l'élément de sol où les développements concernent le niveau constitutif du matériau et les lois de comportement de ces derniers et celle de l'ouvrage où les développements sont basés sur l'observation des structures et des fondations et aboutissent à des règlements ou des recommandations. Les cas où les travaux concernent à la fois le comportement local du sol (c'est à dire son comportement à l'échelle d'un essai de laboratoire) et le comportement global existant mais sont moins nombreux.

1.2 Les essais de laboratoire

1.2.1 Les effets des chargements cycliques

L'ensemble des observations expérimentales caractéristiques des chargements cycliques est décrit dans l'ouvrage de Lemaitre et Chaboche (1985).

- Sous déformation imposée symétrique, les phénomènes de durcissement ou de radoucissement qui se traduisent respectivement par une augmentation et une diminution de la contrainte.
- Sous déformation imposée non symétrique, le phénomène de relaxation de la contrainte moyenne.
- Sous contrainte imposée symétrique, le phénomène d'augmentation ou de diminution des déformations.
- Sous contrainte imposée non symétrique, le phénomène d'accommodation ou de rochet et dans quelques cas le phénomène d'adaptation.

Ces trois grands types de comportement (adaptation, accommodation et rochet) peuvent être décrits de la manière suivante (figure 1-1) :

- Adaptation : réversibilité de comportement après un certain nombre de cycles de chargement. La réversibilité parfaite qui correspond au phénomène d'adaptation est un cas un peu théorique difficile à observer dans les sols.
- Accommodation : comportement dissipatif avec stabilisation des déformations.
- Rochet : accumulation des déformations jusqu'à rupture du matériau, c'est-à-dire, la déformation accumulée augmente au cours des cycles de charge et décharge.

La compréhension du fonctionnement des interfaces sous sollicitation cyclique passe, par une description tout d'abord des mécanismes de fonctionnement d'interface puis des observations expérimentales importantes réalisées par différents auteurs, en mettant en évidence les paramètres les plus importants contrôlant les comportements types.

1.2.2 Les essais de cisaillement cycliques

Les essais à la boîte de Casagrande (essai de cisaillement à la boîte)

Trois types d'appareils ont été développés et utilisés pour les essais d'interface : type Roscoe (1953), type cylindrique de l'Institut Géotechnique de Norvège (NGI) (Bjerrum et Landva, 1966, Ishihara, 1972, Boulon, 1987) et type rectangulaire conçu par Kishida et Uesugi (1987) (Lings et Dietz, 2004). La figure 1-2 montre les deux principaux types d'appareils de cisaillement à la boîte utilisés.

Les essais à la boîte de cisaillement permettant l'étude des interfaces sont de deux sortes :

- Essais à contrainte normale constante.
- Essais à rigidité normale constante avec le cas particulier de l'essai à déplacement normal nul.

Ces essais peuvent être pilotés en contrainte tangentielle ou déplacement tangentiel suivant le phénomène à étudier : rochet, relaxation, ...etc. Ils sont relativement simples à réaliser au regard d'autres essais comme l'essai triaxial ou l'essai de cisaillement direct car ils reposent sur l'utilisation d'un appareillage assez rudimentaire. Lors de campagnes d'essais, les matériaux peuvent être testés pour plusieurs indices des vides.

Les figures 1-3 à 1-6 issues des travaux de Shahrour et Rezaie (1997) présentent ces différents types d'essais pour des sables de densité relative différente. Les principales informations sur le comportement du sol testé sont les suivantes :

- Essais à contrainte normale constante : pour la contrainte de cisaillement, lors d'un essai monotone, dans le cas d'un sable dense, celle-ci augmente puis diminue ce qui traduit un phénomène de radoucissement. Dans le cas d'un sable lâche, la contrainte de cisaillement augmente continûment traduisant un resserrement des grains de sables les uns par rapport aux autres ce qui traduit un phénomène de durcissement. Pour le déplacement normal, on note en général une phase de contractance suivi d'une phase de dilatance. La phase de dilatance caractérise les sables denses pour lesquels le cisaillement se traduit par une augmentation de l'indice des vides. Lors d'un essai cyclique, ces phénomènes de radoucissement (figure 1-3) et de durcissement (figure 1-4) ou de contractance et de dilatance sont aussi observés. Ils traduisent l'évolution du matériau au cours des cycles alors que le chargement moyen appliqué reste identique.
- Essais à déformation normale nulle : au cours d'un cycle ou lors de la première phase de chargement monotone, la contrainte de cisaillement augmente continûment (figures 1-5 et 1-6). On note lors des cycles suivants un phénomène de radoucissement qui ne dépend pas de l'état lâche ou dense du matériau cisailé. Lors d'un cycle, la contrainte normale diminue puis augmente ce qui traduit le passage du domaine contractant au domaine dilatant. Au cours des cycles, la contrainte normale observée au cours d'un cycle diminue indépendamment de la densité initiale du sol.

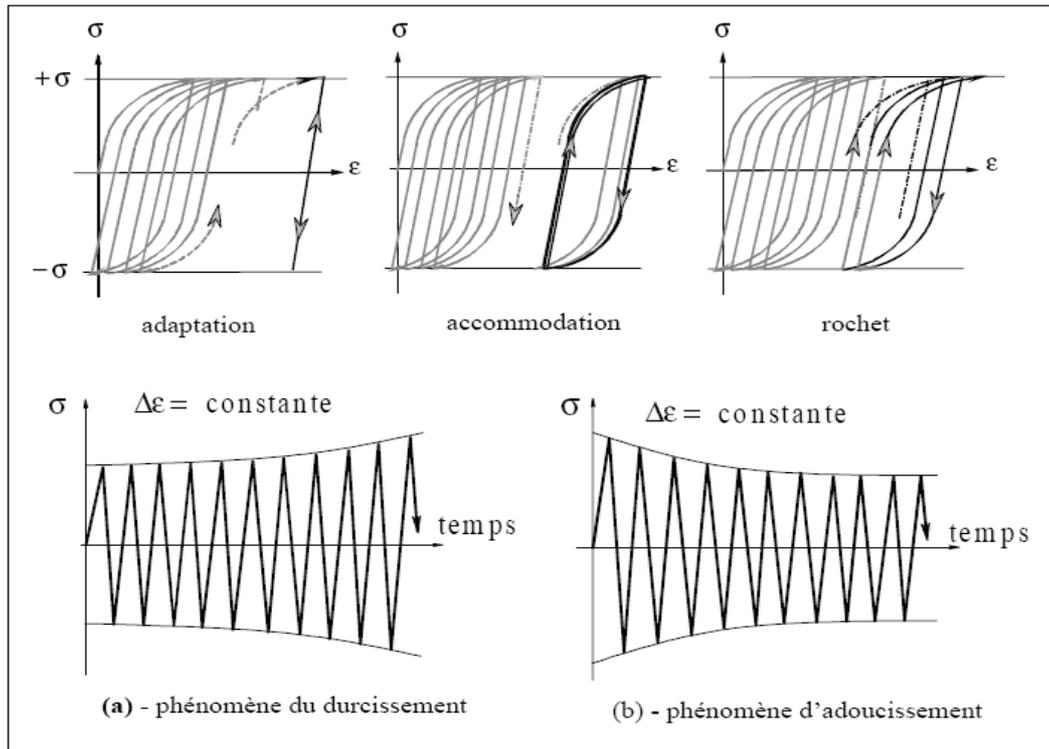


Figure 1-1 : Observations lors de la réalisation d'essais cycliques
(Lemaitre et Chaboche, 1985)

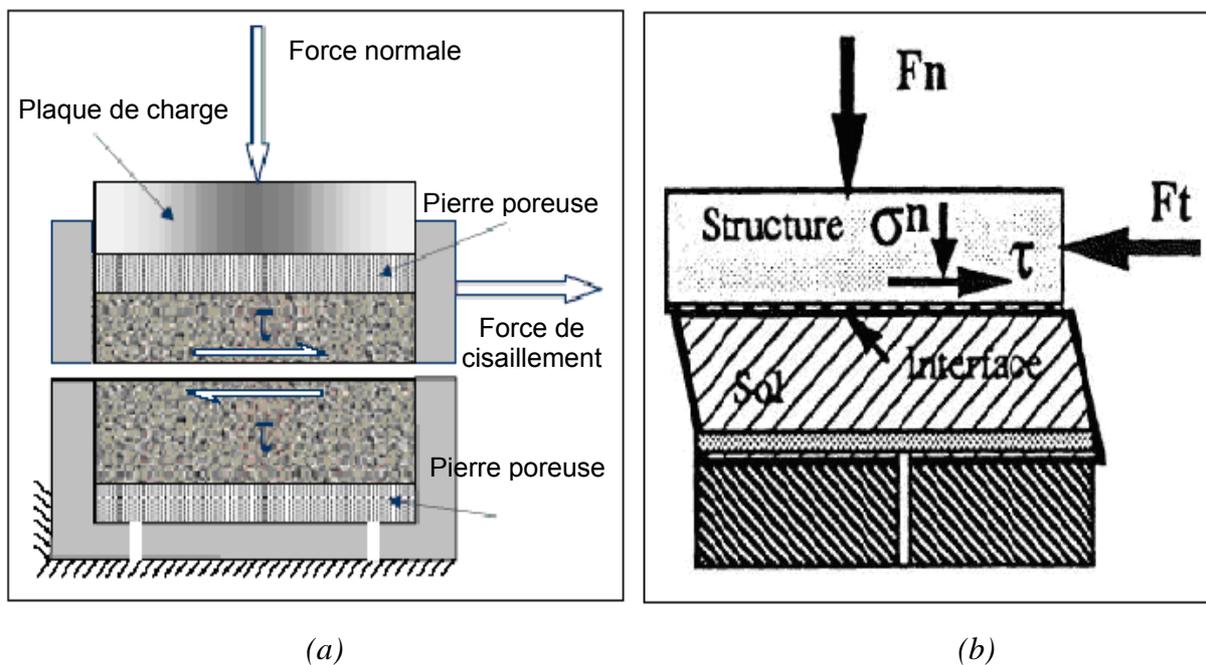


Figure 1-2 : Principaux d'appareils de cisaillement à la boîte
(a) : Boîte de cisaillement direct rectangulaire (Desai et al, 1985)
(b) : Boîte de cisaillement simple cylindrique (Bjerrum et Landva, 1966)

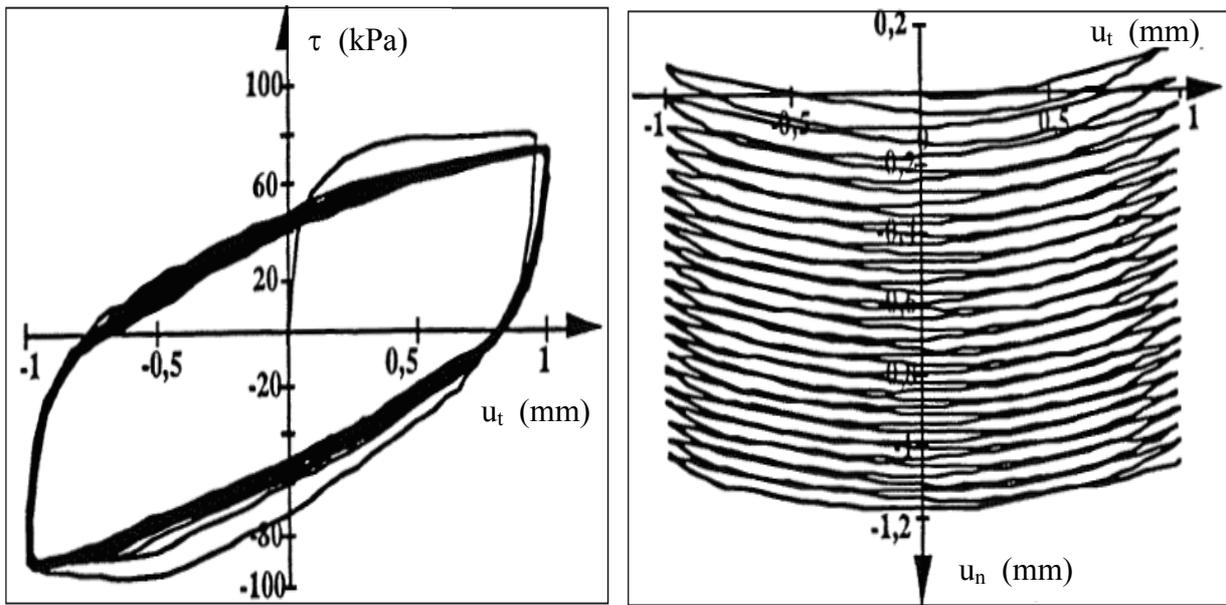


Figure 1-3 : Evolution de la contrainte de cisaillement τ et du déplacement normal u_n pour un essai cyclique à déplacement relatif tangential imposé sous une contrainte normale constante (sable dense, densité relative : 90%) (Shahrour et Rezaie, 1997)

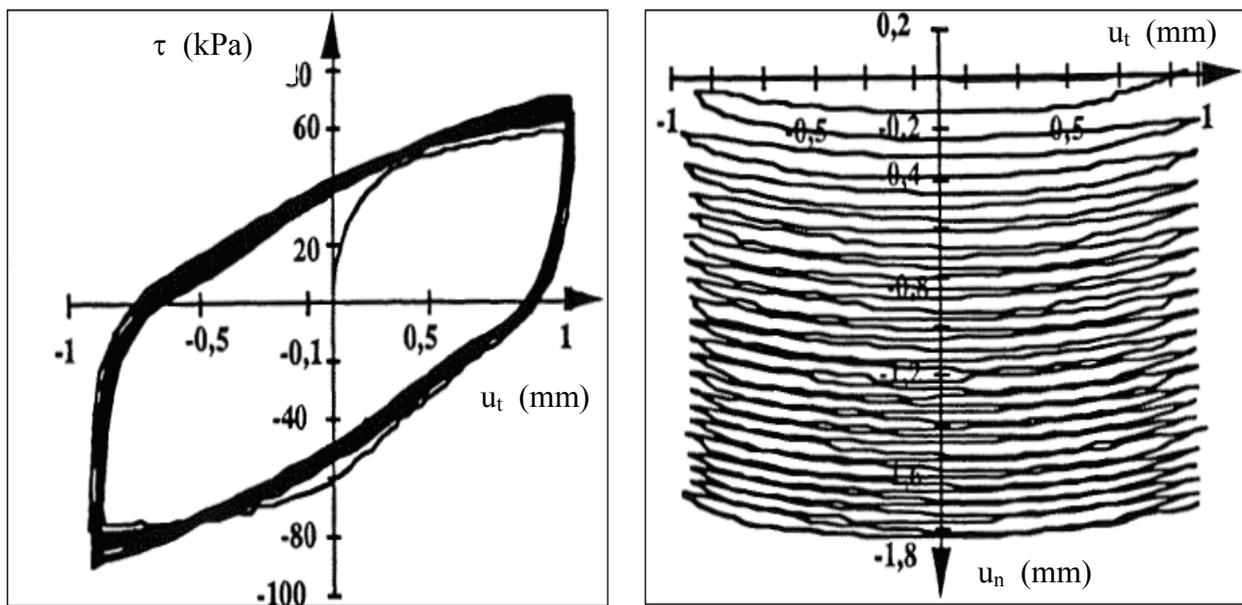


Figure 1-4 : Evolution de la contrainte de cisaillement τ et du déplacement normal u_n pour un essai cyclique à déplacement relatif tangential imposé sous une contrainte normale constante (sable lâche, densité relative : 15%) (Shahrour et Rezaie, 1997)

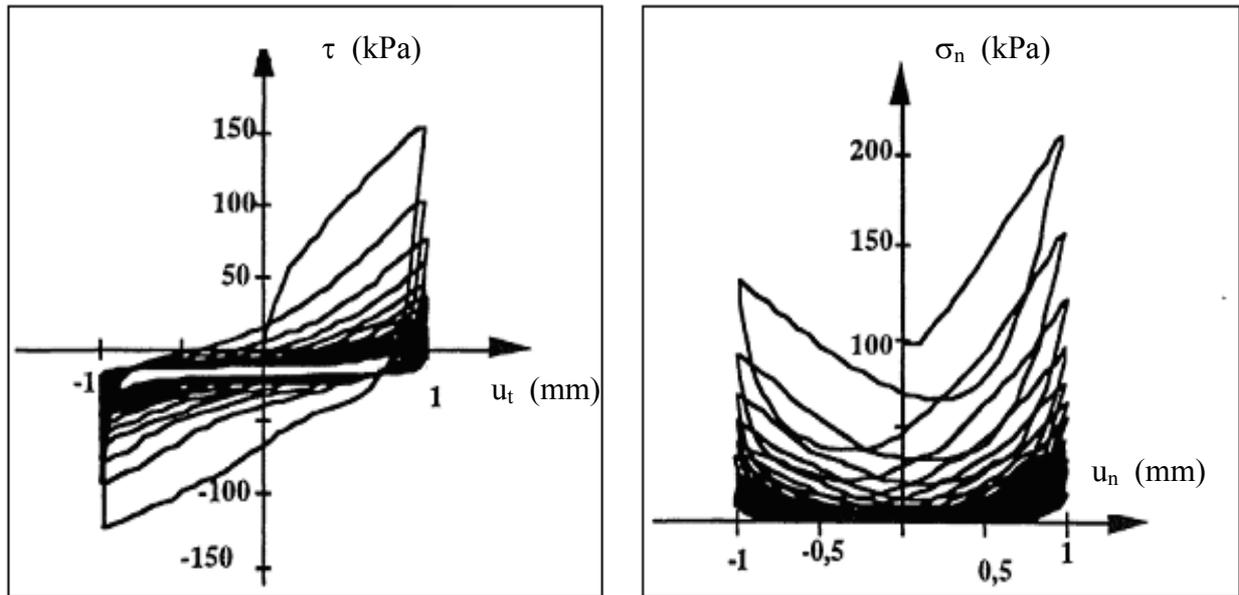


Figure 1-5 : Evolution de la contrainte de cisaillement τ et de la contrainte normale σ_n pour un essai à déplacement relatif tangential imposé avec un déplacement normal nul (sable dense, densité relative : 90 %) (Shahrour et Rezaie, 1997)

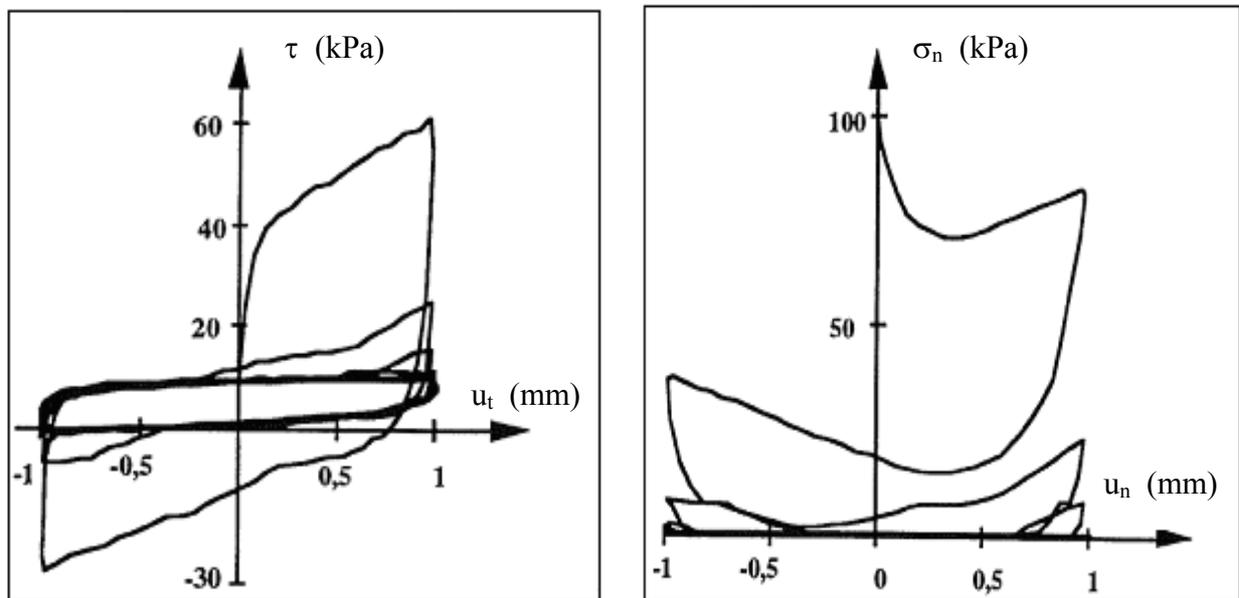


Figure 1-6 : Evolution de la contrainte de cisaillement τ et de la contrainte normale σ_n pour un essai à déplacement relatif tangential imposé avec un déplacement normal nul (sable lâche, densité relative : 15 %) (Shahrour et Rezaie, 1997)

Les essais à l'appareil triaxial

L'essai triaxial est un essai de compression axiale d'un échantillon soumis à une contrainte latérale constante. Il consiste à soumettre une éprouvette généralement cylindrique à un champ de contrainte uniforme qui a pour composantes une pression hydraulique appliquée par l'intermédiaire d'un fluide remplissant la cellule et une contrainte axiale ou déviateur appliquée par l'intermédiaire d'un piston (figure 1-7). On maintient à niveau constant la pression de confinement hydraulique et on augmente progressivement la contrainte axiale ou le déviateur, jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Dans certains cas, la contrainte axiale est réduite et on peut assister à des ruptures en extension de l'échantillon. La détermination du critère de rupture nécessite de réaliser plusieurs essais triaxiaux à différentes pressions de confinement hydraulique. La figure 1-8 présente un résultat d'un essai drainé (pression de confinement hydraulique est 100 kPa, densité relative est 70%) (El Dine et al, 2010). Ce résultat permet de mettre en évidence la contrainte de rupture (au pic) et la contrainte résiduelle (au palier). Les mesures des déformations axiales et transversales durant l'essai permettent d'obtenir la valeur du module d'Yong et du coefficient de Poisson sous différentes contraintes de confinement.

Les expériences et les pratiques d'ingénierie montrent que la résistance du sol est influencée par le niveau de consolidation de ce dernier (l'éprouvette est soumise à un champ de contraintes isotropes jusqu'à une valeur donnée pendant 24 heures), le drainage et la force appliquée. L'essai triaxial comprend trois grands types d'essais qui couvrent ces différentes configurations :

- Essai consolidé-drainé ou drainé (CD)
- Essai consolidé-non drainé (CU) avec éventuellement la mesure de la pression interstitielle (CU+u)
- Essai non-consolidé-non drainé (UU)

Dans l'essai non drainé, la pression dans la cellule est maintenue constante, la pression axiale étant augmentée mais sans permettre le drainage de l'éprouvette. Par conséquent, la pression interstitielle évolue au cours de l'essai. Pour l'essai drainé, l'échantillon est toujours drainé, le robinet du réservoir est ouvert pendant l'essai, la pression interstitielle disparaît. Les contraintes mesurées sont effectives. La figure 1-9 présente quelques résultats d'essai triaxial cyclique (Hornych, 2006).

Différents chemins de contraintes peuvent être réalisés : chemin triaxial, chemin purement déviatorique, chemin avec rotation des axes de contrainte principaux (variation de l'angle de Lode), ...etc.

Lors d'essais triaxiaux cycliques, des phénomènes similaires à ceux observés lors d'un essai de cisaillement direct peuvent être observés : adaptation, accommodation ou fluage d'un part et contractance ou dilatance d'autre part. Il est complexe toutefois d'identifier clairement ces comportements car au cours d'un cycle la contrainte moyenne varie.

L'essai triaxial, lors d'essais en condition non drainée, permet de mettre en évidence des phénomènes de liquéfaction ou de mobilité cyclique (figures 1-10). Ces phénomènes se traduisent par une annulation progressive de la contrainte moyenne effective et l'apparition de déformations très importantes. Ce phénomène est dû sous les sollicitations cycliques à la contractance du matériau qui provoque une augmentation des pressions interstitielles induisant à son tour une diminution de la contrainte moyenne effective jusqu'à la rupture de l'élément de sol. Dans le cadre de ce travail, ce phénomène n'est pas abordé car les sollicitations cycliques considérées sont trop lentes pour pouvoir considérer que les pressions interstitielles ne peuvent pas se dissiper. Ce phénomène pourrait éventuellement être observé dans des argiles très imperméables dotées de contractance.

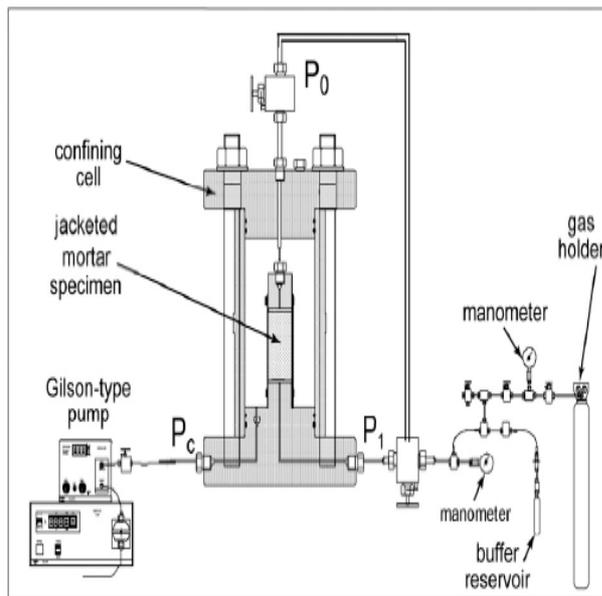


Figure 1-7 : Machine d'essai triaxial
(Chen et al, 2009)

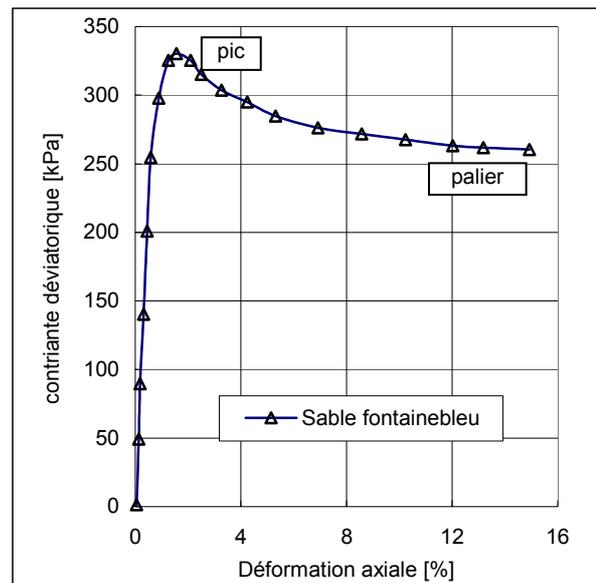
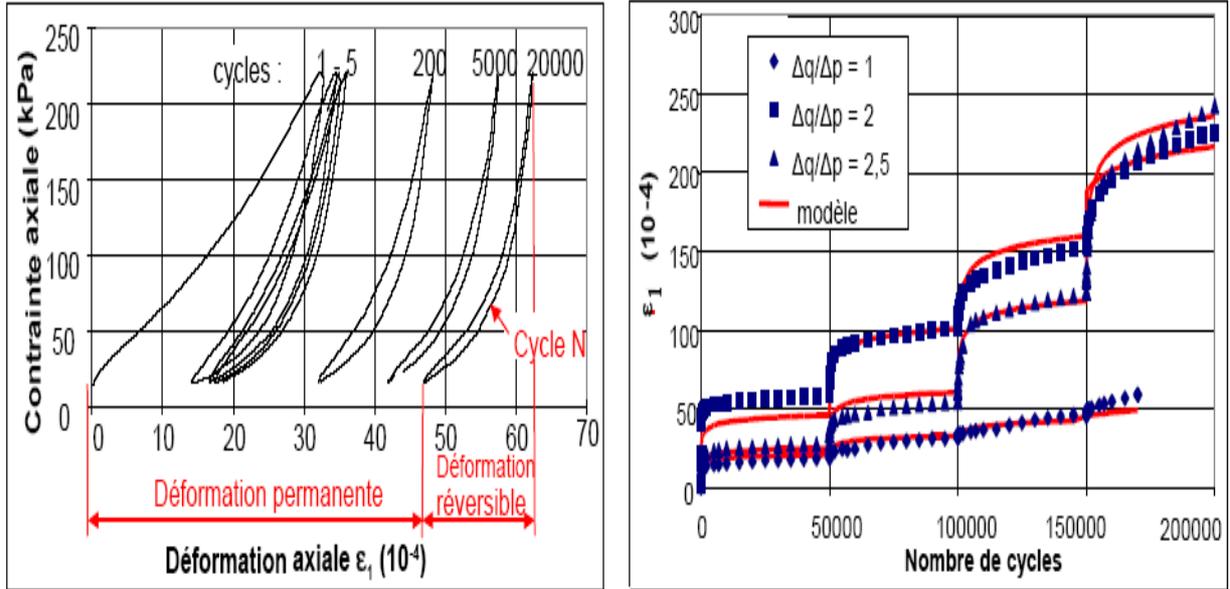


Figure 1-8 : Résultat d'un essai triaxial drainé (El Dine et al, 2010)



(a) : Evolution de la déformation radiale et de la contrainte axiale au cours des cycles

(b) : Déformation radiale en fonction du nombre de cycles

Figure 1-9 : Résultat d'un essai triaxial cyclique (Hornych, 2006)

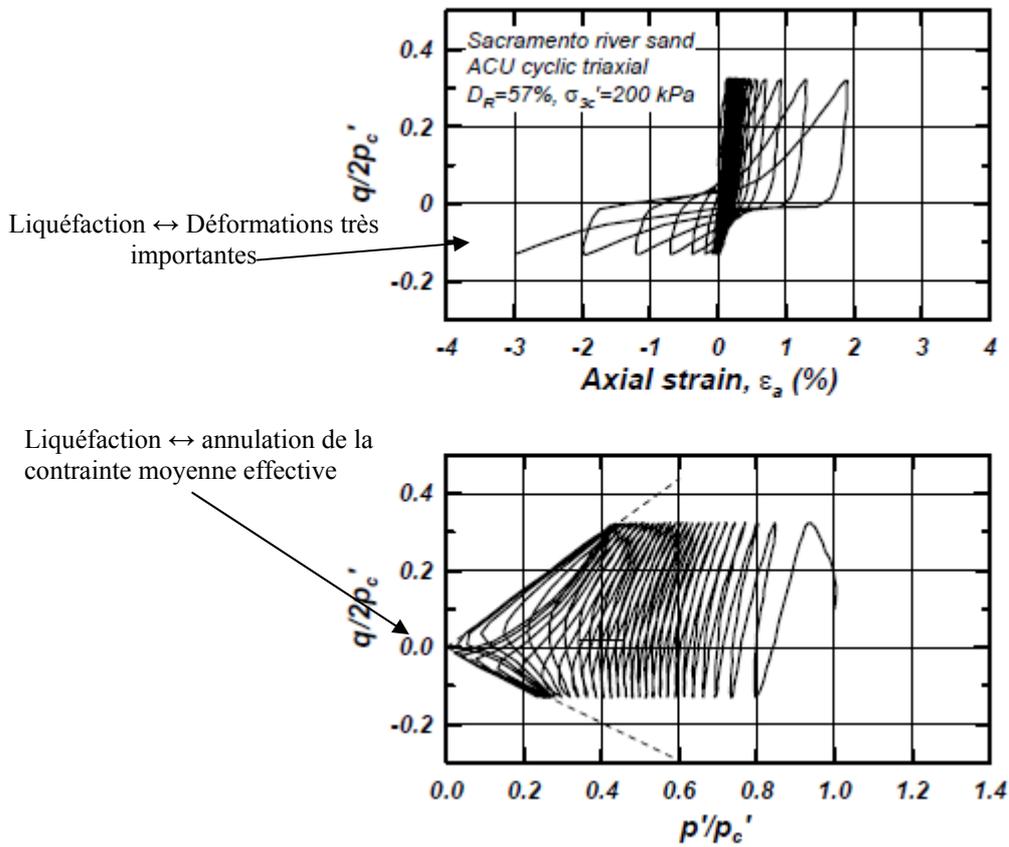


Figure 1-10 : Résultats typiques d'un essai triaxial cyclique non drainé (Boulangier et Idriss, 2004)

Les essais à la boîte de cisaillement simple

L'essai de cisaillement simple (direct-simple shear) est essentiellement utilisé pour l'étude des sols sous sollicitations cycliques et dynamiques ainsi que pour des développements pointus dans le domaine de la rhéologie (comportement des enrobés par exemple). L'intérêt de cet essai réside dans le fait que l'élément de sol testé sous contrainte moyenne constante subit une distorsion pure qui induit une rotation des contraintes principales.

L'élément de sol est confiné entre des anneaux qui permettent à la fois de conserver une section transversale constante pour l'échantillon et d'imposer la distorsion de cisaillement. Un effort normal est appliqué sur la partie supérieure de l'échantillon. Un contrôle de la pression interstitielle développée au cours de l'essai est possible (essai drainé ou non drainé). Des exemples d'appareillages utilisés sont présentés sur les figures 1-11 et 1-12.

Les résultats obtenus (Song et al, 2004) sont similaires à ceux issus d'essais à la boîte ou d'essais triaxiaux à la différence près qu'il y a une rotation des contraintes principales au cours de l'essai. Des phénomènes d'adaptation, d'accommodation ou de rochet peuvent être observés (figure 1-13).

Cet appareillage a aussi permis d'établir des résultats concernant l'évolution de la cohésion non drainée d'un sol au cours de cycles de charge et de décharge. De nombreux essais sur l'Argile de Drammen (figure 1-14) ont notamment été réalisés par Andersen et Lauritzen (1988). Ils permettent d'examiner la variation de la résistance de cette argile en fonction de la contrainte moyenne (τ_a) et de la contrainte cyclique (τ_{cy}). Tant que la contrainte moyenne reste inférieure à une valeur comprise entre 20 et 30 % de la valeur de cohésion non drainée mesurée lors d'un essai monotone, l'effet des cycles se fait peu ressentir. Il est important de noter que ces expérimentations font partie d'une démarche globale permettant d'analyser la capacité portante de fondations sous chargements cycliques. L'analyse comprend notamment : la détermination de la charge de rupture en fonction des cycles, le lieu de la surface de rupture et le mode de rupture par déplacements cycliques trop importants et/ou par excès de déplacements cumulés.

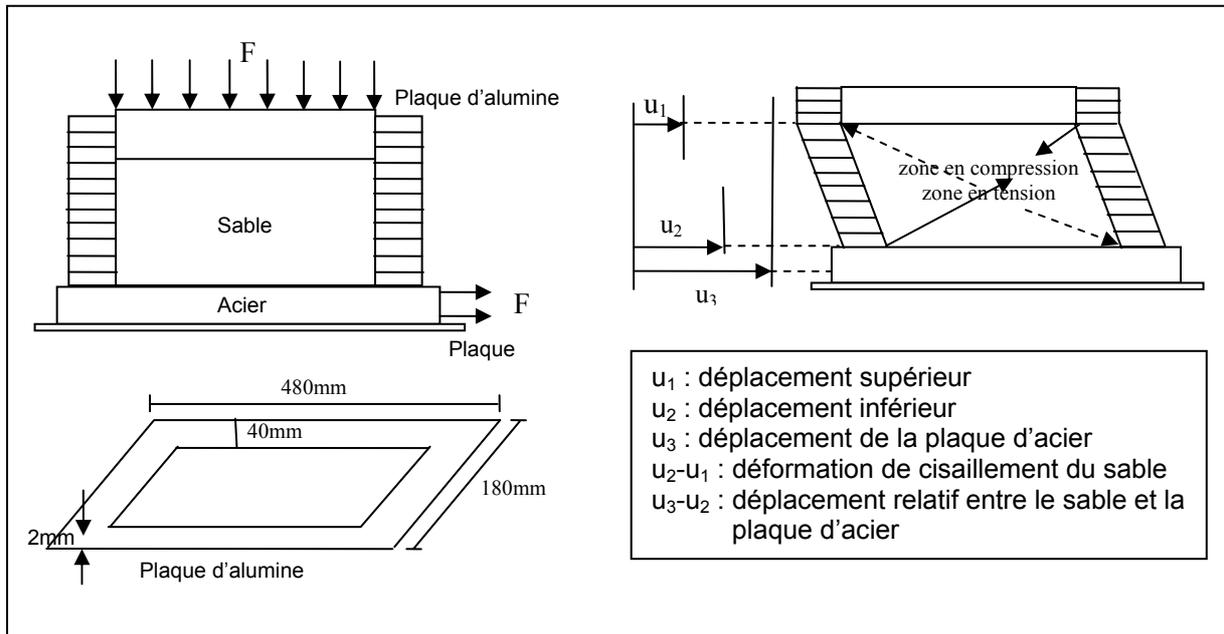


Figure 1-11 : Boîte de cisaillement simple (Kishida et Uesugi, 1987)

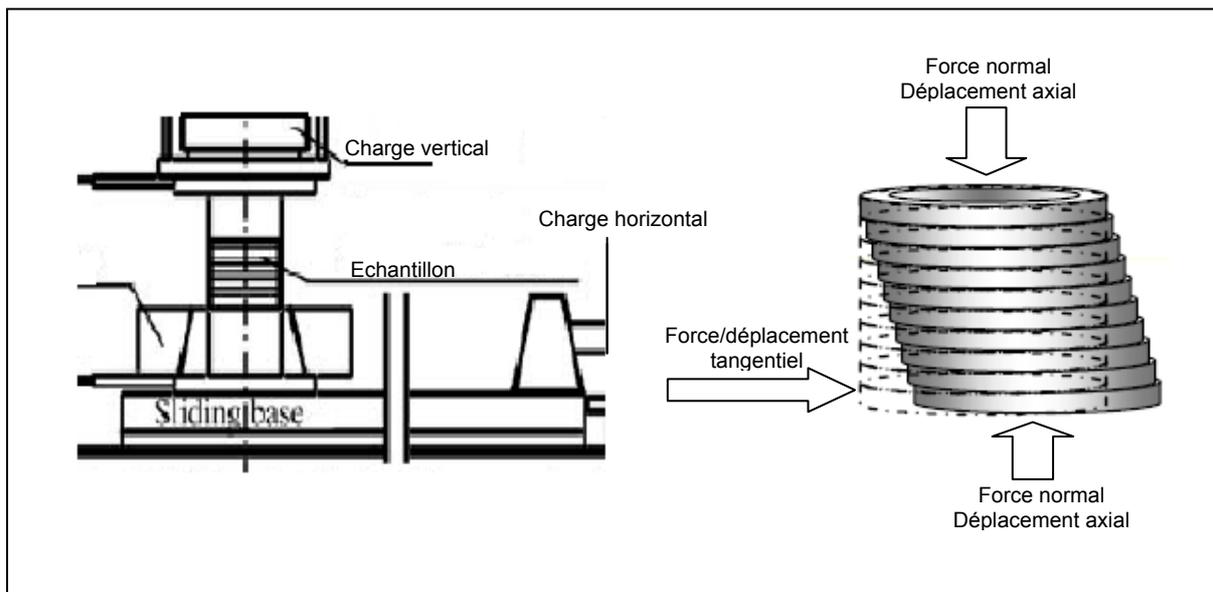
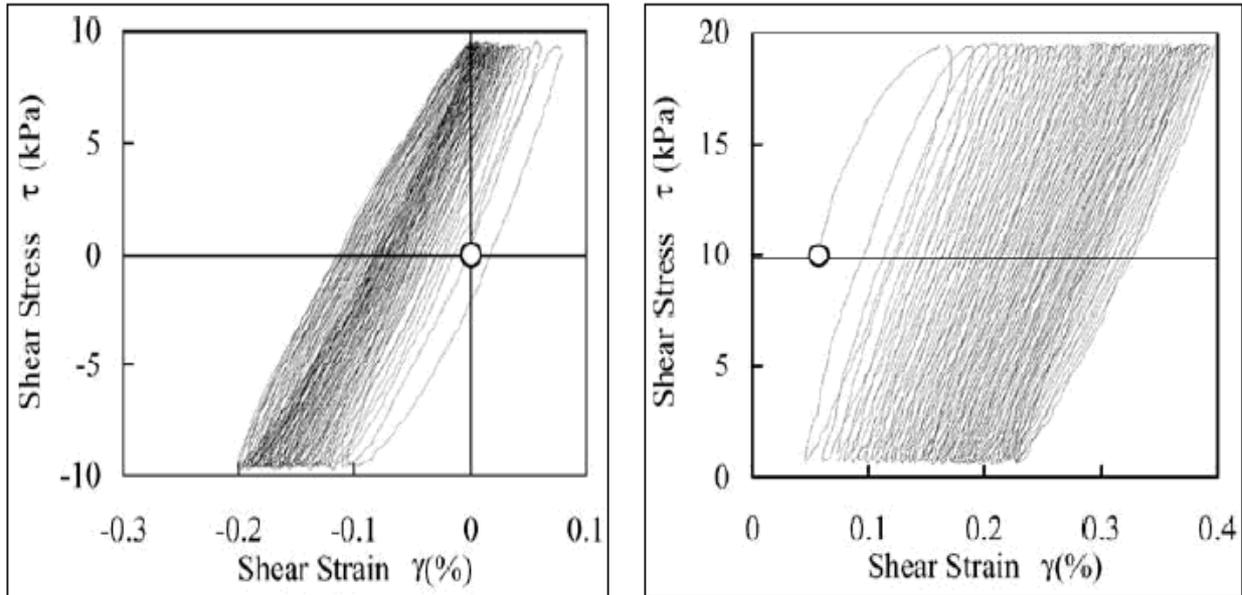


Figure 1-12 Boîte de cisaillement simple (Song et al, 2004)



(a) : Rochet puis accommodation

(b) : Rochet

Figure 1-13 : Essai de cisaillement simple cyclique
(sable dense, densité relative : 70 %) (Song et al, 2004)

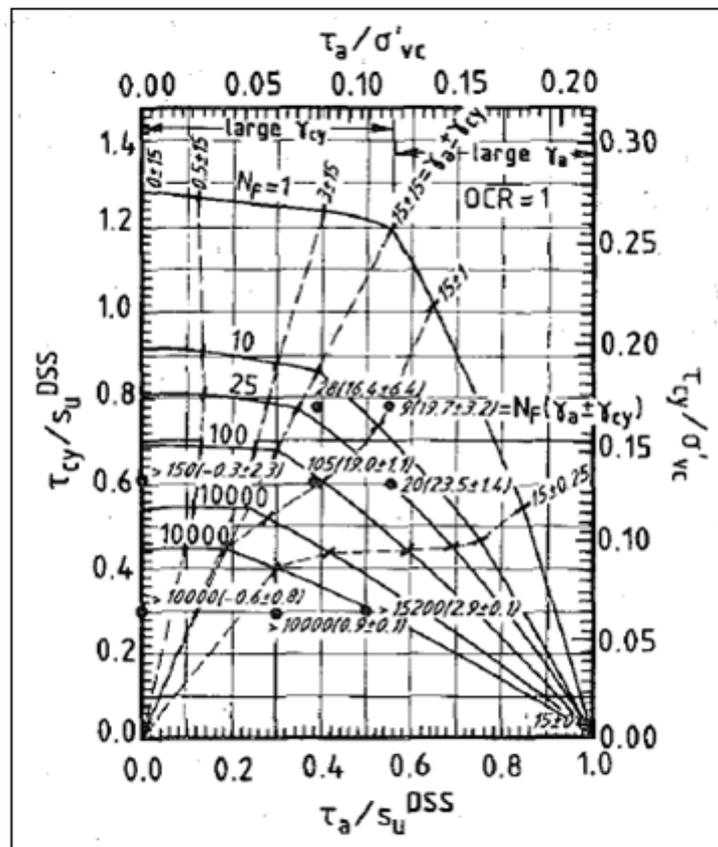


Figure 1-14 : Essais de cisaillement direct – Nombre de cycles N_F induisant la rupture de l'échantillon (Argile de Drammen normalement consolidée) (Andersen et Lauritzsen, 1988)

1.3 L'échelle de l'ouvrage

1.3.1 Les règlements et les recommandations

Malgré les nombreux ouvrages concernés, le comportement sous chargement cyclique reste un problème complexe pour lequel peu de solutions applicables de manière pratique dans le domaine de l'ingénierie ont été proposées.

Les règlements existant ne fournissent que peu d'indications. Dans le fascicule 62 titre V, la prise en compte des effets cycliques est implicitement intégrée en limitant la charge verticale en compression sur des pieux à des taux de l'ordre de 60 % de leur charge ultime en compression (Etats Limites de Service – ELS sous combinaison rare). Toutefois, l'influence de la part respective des charges permanentes et variables n'est pas plus analysée. Dans le cas d'un chargement variable sans aucune charge permanente, le fascicule 62 titre V impose seulement de ne pas dépasser 50 % de la charge ultime en traction (ELS sous combinaison rare). Les autres règlements par exemple ceux utilisés dans le domaine pétrolier (API) apportent quant à eux des éléments sur le comportement du sol à considérer. Des courbes p-y cycliques sont notamment proposées. Des coefficients partiels sont définis pour prendre en compte les effets des chargements cycliques. La somme de la charge permanente et cyclique ne doit pas dépasser 80 % de la résistance du pieu à la compression. Cette valeur peut paraître élevée par rapport aux règlements précédents mais il semble que l'ingénierie pétrolière intègre la vitesse des sollicitations. Plus celle-ci est élevée, plus le sol a un comportement rigide qui tend à diminuer les efforts et les déplacements dans la structure. D'autres habitudes existent encore comme par exemple pour les fondations des éoliennes qui sont calculées pour solliciter en permanence le sol en compression.

1.3.2 Les différents travaux de recherche et les autres documents

Le diagramme de stabilité de Poulos (1988)

Dans la littérature, quelques informations sont disponibles comme par exemple le diagramme de stabilité de Poulos (1988). Ce diagramme (figure 1-15) considère un pieu soumis à N cycles de chargements cycliques avec l'amplitude $P = P_0 \pm P_c$, où P_0 est le chargement moyen et P_c est le chargement cyclique. Selon Poulos, il est possible d'analyser les réponses d'un pieu sujet à des combinaisons variables de chargements moyens et chargements cycliques en représentant les résultats sous la forme d'un diagramme de stabilité cyclique. Dans le diagramme de stabilité cyclique, trois régions principales peuvent être identifiées :

- Une région cyclique stable A, dans laquelle le chargement cyclique n'a aucune influence sur la capacité axiale du pieu.

- Une région cyclique métastable B, dans laquelle le chargement cyclique provoque une certaine réduction de la capacité de charge axiale du pieu.
- Une zone cyclique instable, dans laquelle le chargement cyclique entraîne une réduction suffisante de la capacité axiale pour conduire le pieu à la rupture au bout d'un certain nombre de cycles.

La limite supérieure du diagramme de stabilité cyclique est fixée par deux droites (FC et FT) qui représentent les combinaisons de charge moyenne et cyclique nécessaires pour engendrer la rupture du pieu. Ces lignes sont définies par les relations suivantes normalisées :

- Rupture en compression (ligne FC) :

$$\frac{P_0}{Q_c} + \frac{P_c}{Q_c} = 1 \quad (1-1)$$

- Rupture en tension (ligne FT) :

$$\frac{P_0}{Q_c} - \frac{P_c}{Q_c} = -\frac{Q_t}{Q_c} \quad (1-2)$$

Avec :

P_0 la charge moyenne

P_c la charge cyclique

Q_c la capacité en compression

Q_t la capacité en tension. Q_c est généralement supérieure ou égale à Q_t

Dans le schéma de Poulos, le point F se trouve à droite de l'origine. L'amplitude maximale de la charge cyclique au point F est égale à $(Q_c - Q_t) / 2 Q_c$. A la droite du point F, la rupture a lieu en compression tandis qu'à gauche du point F, la rupture a lieu en traction. Au point F, l'ouvrage peut être soumis à la rupture pour deux modes de chargement. Durant l'application d'un chargement cyclique, lorsque le nombre de cycles n augmente, l'étendue de la zone de stabilité et de la zone métastable a tendance à diminuer alors que la zone d'instabilité a tendance à augmenter. Ce phénomène peut traduire une dégradation des caractéristiques mécaniques de l'interface sol-pieu. La réalisation d'un diagramme de stabilité exige une analyse qui permet de définir les trois régions du schéma et doit tenir compte des effets de la dégradation induit par le chargement cyclique qui se traduisent par un phénomène de radoucissement.

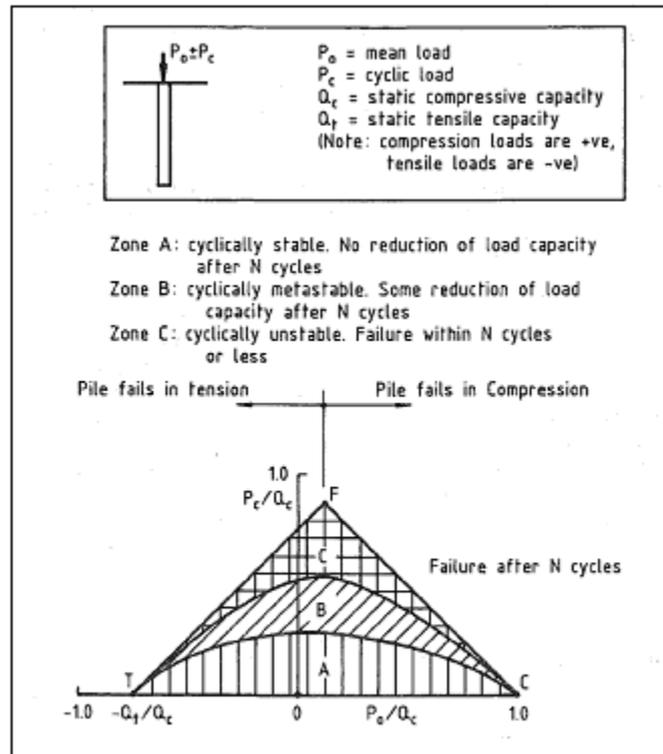


Figure 1-15 : Abaque de stabilité des pieux sous chargement cyclique (Poulos, 1988)

Les figures 1-16 et 1-17 montrent un exemple d'analyse du diagramme de stabilité cyclique pour des pieux soumis à 100 cycles de chargement dans une argile normalement consolidée. Les remarques suivantes peuvent être notées :

- Il n'y a pas de perte de résistance si l'amplitude de la charge cyclique ne dépasse pas environ 30% de la valeur de la résistance à la compression statique Q_c . Dans ce cas, la zone stable est plutôt étendue.
- La zone métastable est relativement étroite. L'analyse expérimentale confirme selon l'auteur que cette perte est due la dégradation cyclique du terrain encaissant et de l'interface.
- La zone instable est relativement importante. La figure 1-16 montre que l'instabilité apparaît dès que la charge cyclique dépasse $0.48 Q_c$. La présence d'un chargement permanent ne modifie guère cette tendance. La charge cyclique induisant une instabilité du pieu ne diminue vraiment que lorsque la charge permanente appliquée au pieu est supérieure à 60 % de la charge de rupture statique.

De plus, des informations relatives aux mouvements du pieu sous chargement cyclique sont aussi présentées. La figure 1-18 montre les contours de mouvement maximal de la tête du pieu à différents cycles pour un chargement constitué d'une partie statique et d'une partie variable.

Le concept des diagrammes de stabilité cyclique a le mérite de révéler l'existence des phénomènes et de montrer le poids des paramètres de chargement. La dégradation très sévère de capacité due à la réversibilité des charges cycliques est ainsi bien mise en évidence. Ces diagrammes sont d'un intérêt pratique certain au stade du pré-dimensionnement. Cependant il convient de les manipuler avec prudence notamment pour des pieux longs car ils ne tiennent pas compte de l'effet majeur de la flexibilité du système.

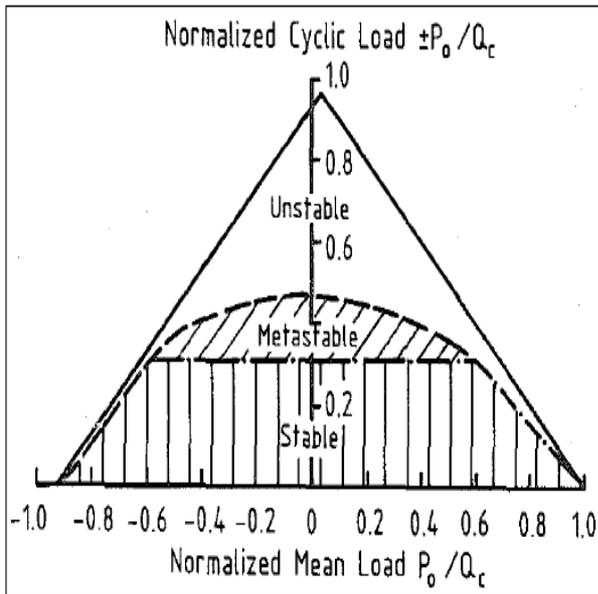


Figure 1-16 : Diagramme de stabilité cyclique pour un pieu fondé dans l'argile (Poulos, 1988)

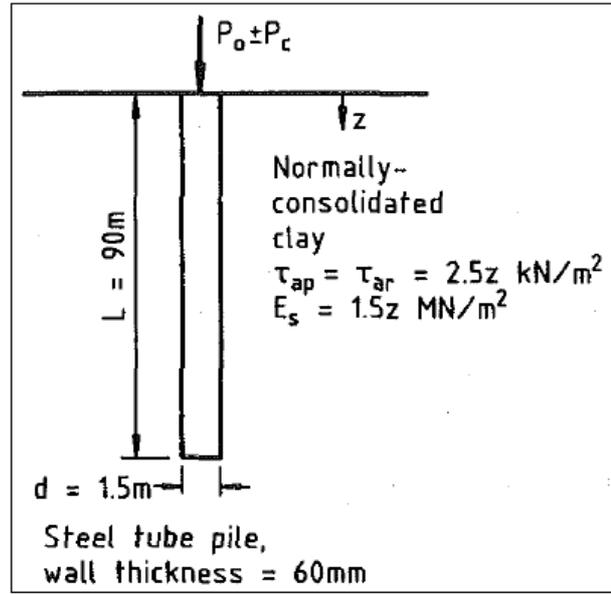


Figure 1-17 : Pieu en acier dans une argile normalement consolidée (Poulos, 1988)

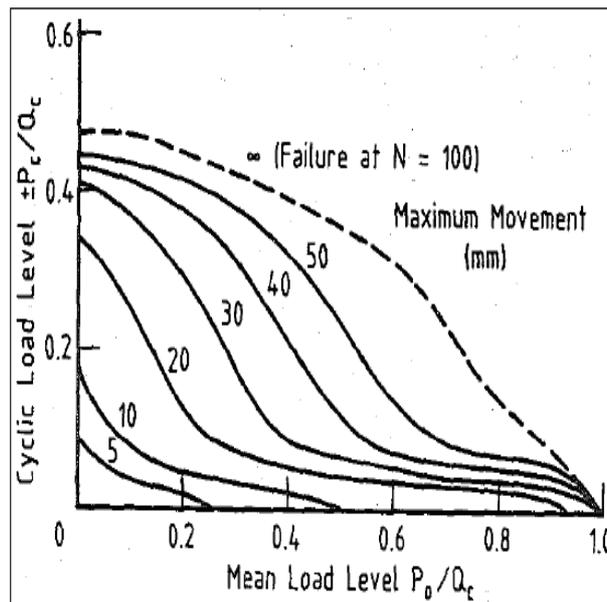


Figure 1-18 : Isovaleurs de déplacement d'un pieu sous charge cyclique (Poulos, 1988)

Les méthodes au coefficient de réaction

Ces méthodes permettent de modéliser un élément de structure (pieux, palplanches, ...etc) en contact avec le sol qui est alors assimilé à un ressort auquel un patin peut être ajouté. Le ressort représente le comportement élastique du sol tandis que le patin tient compte du comportement plastique de ce dernier. Suivant la sollicitation appliquée (transversale ou axiale), on définit des courbes de réaction ou de transfert de type (p-y) (avec p la pression transversale à l'élément de structure et y le déplacement à l'interface sol-pieu) et (t-z) (avec t la contrainte tangentielle à l'élément de structure et z le déplacement à l'interface sol-pieu). Ces méthodes ont été très largement développées pour étudier les pieux et ont donné lieu à la réalisation de nombreux logiciels : Pilate (pieu sous chargement latéral ou transversal), Piver (pieu sous chargement vertical ou axial) ou Hades (groupe de pieux sous chargement transversal et axial).

Pour les chargements cycliques axiaux, deux logiciels semblent être particulièrement utilisés : d'une part RATZ issu des travaux de Randolph (Randolph, 1986, Benzaria, 2010) et d'autre part SCPIL3 issu des travaux de Poulos (Chin et Poulos, 1992).

Description du logiciel RATZ

Le sol est caractérisé par des ressorts non linéaires discrets qui sont distribués à intervalles réguliers le long du pieu. A chaque élément du pieu est associée une courbe de transfert (t-z) reliant la contrainte t transmise par cet élément et son déplacement z. En d'autres termes, le sol autour du pieu est remplacé par un jeu d'amortisseurs au comportement non-linéaire qui soutiennent le pieu à mi-hauteur de chaque élément, et totalement indépendants les uns des autres.

Pour le chargement monotone, la loi de comportement utilisée comporte trois parties avec une première partie élastique linéaire. La seconde partie est non linéaire et l'évolution de la contrainte de cisaillement suit une loi parabolique jusqu'au pic τ_p puis un phénomène de durcissement de la contrainte de cisaillement est pris en compte. La dernière partie montre un phénomène de radoucissement où la valeur de la contrainte de cisaillement atteint une valeur résiduelle τ_f . Ce phénomène peut être contrôlé en agissant sur le terme de rappel $\Delta W / \Delta W_{res}$. L'équation suivante synthétise la description ci-dessus :

$$\tau = \tau_p - 1.1(\tau_p - \tau_f)[1 - \exp(-2.4(\Delta W / \Delta W_{res})^n)] \quad (1-3)$$

Avec :

τ_0 le frottement latéral

Δw l'incrément du déplacement local

Δw_{res} le déplacement résiduel

τ_p et τ_f les contraintes au pic et les contraintes résiduelle et η un paramètre de calage

Pour le chargement cyclique, la loi de comportement est basée sur la déformation plastique cumulée et en calculant le degré de dégradation. Cette accumulation de la déformation est alors assimilée à la déformation plastique sous chargement monotone au pic qui permet d'évaluer le montant de la dégradation de la capacité, il en résulte une dégradation progressive du frottement de sa valeur de pic à sa valeur résiduelle. La relation traduisant ce comportement est donnée par la relation suivante (Benzaria et al, 2010) :

$$\tau = \tau_{min} + 0.5(1 - \xi)(\tau_p - \tau_{min}) \quad (1-4)$$

Une hypothèse implicite dans le programme RATZ est que la courbe de charge de transfert utilisée doit présenter un radoucissement.

La figure 1-19 montre l'évolution du frottement latéral et de la résistance en différents tronçons sous chargement cyclique. Pour les deux tronçons analysés, on remarque une légère diminution du frottement au cours des cycles pour les essais. Pour les modélisations au moyen du logiciel RATZ, c'est le contraire, une augmentation est observée.

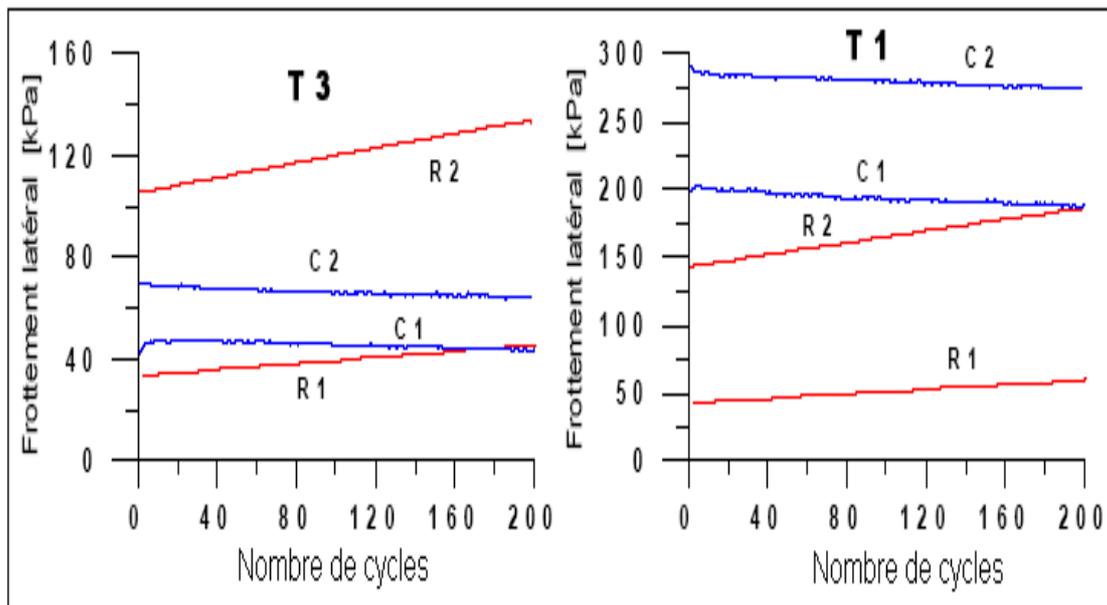


Figure 1-19 : Comparaison du frottement latéral entre les chargements appliqués dans les essais de compression en centrifugeuse (C) et ceux obtenue par RATZ (R) (Benzaria et al, 2010)

Description du logiciel SCPIL3

Le sol est également caractérisé par des ressorts présentant un comportement non linéaire basé sur une relation hyperbolique entre les contraintes et les déformations. Le phénomène de radoucissement ne peut pas être correctement modélisé avec une telle formulation. La fermeture des boucles de « charge-décharge » est gérée au moyen de la règle de Masing (Lemaitre et Chaboche, 1985). L'accumulation des déplacements au cours des cycles est pilotée par un mécanisme de dégradation du module sécant. La dégradation de la résistance du pieu est obtenue à partir d'une relation proposée par Matlock et Foo (d'après Chin et Poulos, 1992).

Une comparaison de ces différents logiciels (Chin et Poulos, 1992) indique que ces méthodes de calcul donnent des résultats proches sous chargement monotone mais que la dispersion est plus importante sous chargement cyclique.

L'homogénéisation cyclique – Les méthodes de « sauts de cycles »

Ces méthodes se sont développées dans le courant des années 80 pour la justification des ouvrages de l'industrie pétrolière soumis aux sollicitations cycliques des vagues et des marées. Kodaissi (1985) est le premier à proposer d'utiliser une méthode d'homogénéisation pour le calcul des fondations marines sous des charges répétées. Shahrour et Meimon (1995) proposent aussi une méthode d'homogénéisation basée sur la méthodologie suivante. Ils supposent que le problème est caractérisé par deux échelles de temps. La première est liée à la période des chargements répétés T_r qui varie entre 4 à 10 secondes (problème rapide). A cette échelle, il est supposé que le sol observe un comportement élastique. La deuxième échelle est relative aux caractéristiques du sol notamment sa viscosité et sa perméabilité. Cette deuxième échelle est beaucoup plus longue et est caractérisée par une période de l'ordre de plusieurs années (problème lent). Pour cette seconde échelle, le comportement mécanique du sol est décrit par une loi élasto-visco-plastique. Le problème peut être exprimé à travers les équations présentées dans le tableau 1-1.

Tableau 1-1 : Synthèse des équations – Problème rapide / Problème lent
(Shahrour et Meimon, 1995)

Problème rapide	Problème lent
$div(\sigma_r) = 0$ en Ω $\sigma_r : \vec{n} = F(\tau)$ en Γ_f $u_r = 0$ en Γ_u $\sigma_r = D : \varepsilon_r$ $\tau \in [0, T_r]$	$div(\sigma_m) = 0$ en Ω $\sigma_m : \vec{n} = 0$ en Γ_f $u_m = 0$ en Γ_u $\dot{\varepsilon}_m = \dot{\varepsilon}_m^e + \dot{\varepsilon}_m^p$ $\dot{\varepsilon}_m^p = H_m(\sigma_m, \alpha_m)$ $\dot{\alpha}_m = L_m(\sigma_m, \alpha_m)$ $\dot{\sigma}_m = D : \dot{\varepsilon}_m^e$

Les indices e et p se réfèrent aux déformations élastiques et plastiques respectivement. Les indices r et m indiquent le problème rapide ou lent. Le symbole α représente le paramètre d'état interne, H et L désignent respectivement la déformation viscoplastique et le paramètre d'écrouissage. D est le tenseur de rigidité d'élastique.

Les résultats obtenus pour la modélisation d'un essai triaxial en condition non drainée et d'une fondation superficielle montrent un faible écart entre un calcul cycle par cycle et un calcul par la méthode d'homogénéisation (figure 1-20).

D'autres publications récentes (Niemunis et al., 2005, Achmus et al., 2009) ont proposé des approches différentes. Niemunis et al. (2009) sur la base des travaux de Witchmann (2005) proposent une méthode qui repose sur l'alternance entre un calcul cycle à cycle et un calcul de fluage. Ce dernier calcul se base sur la prise en compte de déformations dont les valeurs sont calées sur des essais de laboratoire en fonction du nombre de cycles, du chemin de contraintes et de l'amplitude de chargement. Cette méthode est très similaire à celle développée dans le chapitre 4 de ce mémoire. Elle permet d'éviter l'accumulation d'erreurs liés à l'intégration itération par itération d'une loi de comportement qui pour rendre compte des phénomènes cycliques est souvent complexe. Cette méthode présente l'avantage d'être rigoureuse sur le plan mécanique puisqu'il s'agit en fait d'appliquer des forces qui proviennent de l'intégration des déformations comme par exemple dans un calcul thermo-mécanique découplé. Achmus et al. (2009) proposent quant à eux une méthode pour le calcul d'un pieu sous charge transversale où ils introduisent des modules d'élasticité sécants déterminés à partir d'essais triaxiaux cycliques.

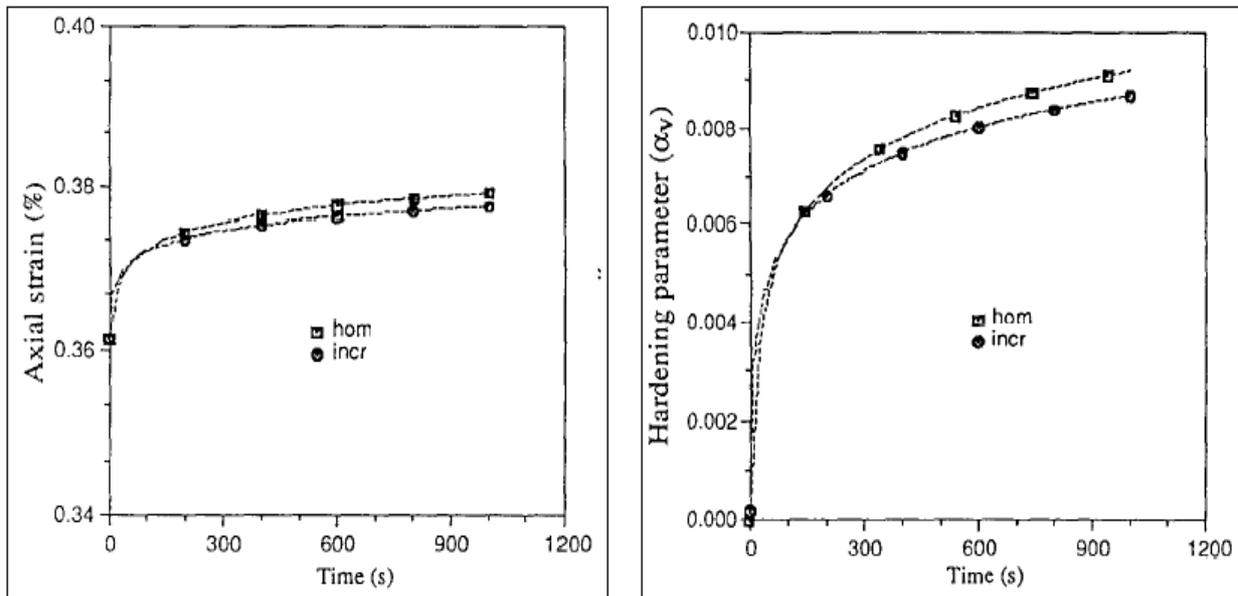


Figure 1-20 : Validation de méthode homogénéisation en test triaxial non-drainé
 ($\Delta Q = 1.11$, $Tr = 10s$, 100 cycles) (Shahrour et Meimon, 1995)

1.4 Conclusion

Dans ce chapitre, les principaux axes d'études des sols et des structures sous chargement cyclique ont été décrits au moins succinctement. Les essais de laboratoire ont permis de mettre en évidence les phénomènes caractéristiques des chargements cycliques : adaptation, accommodation et rochet. Ils sont la base du développement des lois de comportement permettant de modéliser les sols. Cet aspect sera l'objet du chapitre 2 avec la présentation d'une loi de comportement pour les interfaces : Modjoin. Les méthodes de calcul présentées montrent que la prise en compte de chargements cycliques reste une question délicate. Dans le cas des méthodes au coefficient de réaction, des adaptations restent encore à apporter. Dans le cas des méthodes numériques de type éléments finis ou différences finies, le problème réside dans l'incertitude liée à l'intégration de la loi de comportement qui n'est jamais exacte et dans les temps de calcul qui deviennent trop importants pour une application pratique dans le monde de l'ingénierie. Les voies d'amélioration explorées notamment par Shahrour et Meimon (1995) ou Witchmann (2005) seront développées dans le chapitre 4 en présentant une méthode de « sauts de cycles ».

Chapitre 2 : Développement d'une loi de comportement pour les interfaces – Modjoin

Sommaire

2.1	INTRODUCTION.....	37
2.2	LES DIFFERENTS TYPES D'INTERFACE	38
2.2.1	<i>Approche de type contact</i>	38
2.2.2	<i>Approche de type couche mince</i>	39
2.3	LES LOIS DE COMPORTEMENT ADAPTEES AUX CHARGEMENTS CYCLIQUES	41
2.3.1	<i>Les modèles de type Ramberg-Osgood</i>	41
2.3.2	<i>Modèles multisurfaces – Modèles de Mroz</i>	42
2.3.3	<i>Les modèles à écrouissage cinématique non linéaire</i>	43
2.4	PRESENTATION D'UNE LOI PARTICULIERE : MODJOIN.....	45
2.4.1	<i>Partie élastique</i>	46
2.4.2	<i>Partie plastique</i>	46
2.4.3	<i>Application à des essais homogènes</i>	50
2.4.4	<i>Evolutions de la loi de comportement Modjoin 1</i>	58
2.4.5	<i>Formulation elastoviscoplastique</i>	61
2.4.6	<i>Implémentation de Modjoin dans Flac3D</i>	64
2.5	CONCLUSION	67

2.1 Introduction

Les lois de comportement permettant de prendre en compte les effets des chargements cycliques ont été grandement étudiées par les spécialistes de la mécanique des solides (Lemaitre et Chaboche, 1985). Dans le domaine de la géotechnique, ces modèles ont été repris tant au niveau des sols que des interfaces avec dans ce dernier cas le modèle Modjoin (Bencheikh, 1991, Rezaie, 1994, Shahrour et Rezaie, 1997) ou d'autres encore comme celui de Mortara (2002). L'objectif de ce chapitre est de revenir sur le développement de la loi de comportement Modjoin au début des années 90 au LML (Laboratoire de Mécanique de Lille). Au préalable, les principes de modélisation des interfaces sont présentés avec les approches de type contact ou de type couche mince. Ensuite, les différentes approches permettant de construire des lois de comportement adaptées aux chargements cycliques sont décrites. En particulier, la théorie de la plasticité avec écrouissage cinématique non linéaire est étudiée. Enfin, la loi de comportement Modjoin est présentée en détail. Ses potentialités et ses limitations font l'objet d'une analyse précise et des adaptations au grand nombre de cycles sont présentées. En particulier, des développements permettant de limiter le phénomène de rochet sont proposés.

2.2 Les différents types d'interface

2.2.1 Approche de type contact

Dans cette approche, l'hypothèse de base est que l'interface a une épaisseur nulle. Elle est alors assimilée à un matériau fictif auquel on associe une loi de comportement reliant, en général, les contraintes et les déplacements relatifs à l'interface. Cette approche a fait l'objet de nombreux travaux qui sont essentiellement basés sur l'élément joint (figure 2-1) (Goodman et al, 1968, 1977, Zienkiewicz, 1969). Herrmann (1978) a quant à lui proposé des éléments de type ressort (figure 2-2) pour la modélisation du comportement de l'interface acier-béton. Il a dédoublé les points de contact entre les deux milieux des corps en contact et a muni chaque paire de nœuds de deux ressorts fictifs, un tangentiel et un normal à la surface de contact. Ces ressorts de rigidités appropriées contrôlent le glissement et le décollement entre les corps en contact. Le glissement est défini à l'aide du critère de rupture Mohr-Coulomb ou d'autres critères. La méthode d'adaptation de la rigidité (lois élastoplastique, lois incrémentales) est employée pour décrire le comportement de cet élément. Suivant l'état de contact de l'élément considéré, on impose deux, une ou aucune continuité de déplacement. Cette approche conduit à attribuer, une matrice de rigidité à l'élément d'interface, fonction de son orientation et des raideurs k_n et k_t des ressorts insérés. Dans ce cas, les contraintes de liaison s'expriment en fonction des rigidités k_n et k_t et des déplacements relatifs u_n et u_t .

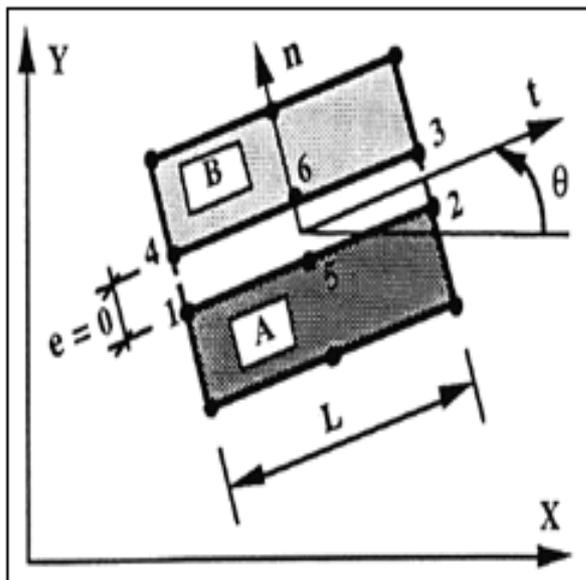


Figure 2-1: Elément joint à 6 nœuds de type Goodman (1968)

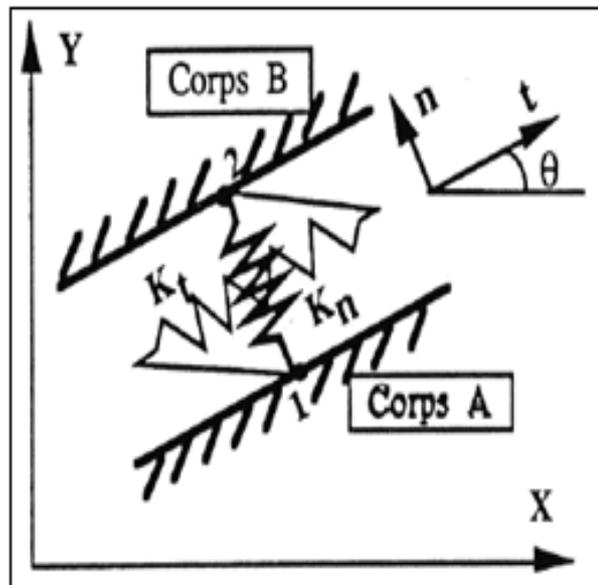


Figure 2-2: Elément joint de type ressorts (Herrmann, 1978)

La validation de cette approche a été réalisée par Desai et al (1984) qui ont présenté une application pratique avec le modèle « Thin-Layer » pour le calcul des interfaces dans le cas de sables. Ils ont utilisé des éléments joints à 6 nœuds (figure 2-3). Le comportement de l'interface, dans le sens tangentiel, est décrit par une loi élastoplastique non associée dans laquelle un écrouissage et un pic de contrainte ont été introduits. Les paramètres de ce modèle sont déterminés à partir de l'essai de cisaillement simple entre un sol et une plaque rugueuse en béton. Les résultats obtenus sont bien en bon accord avec ceux de l'expérience.

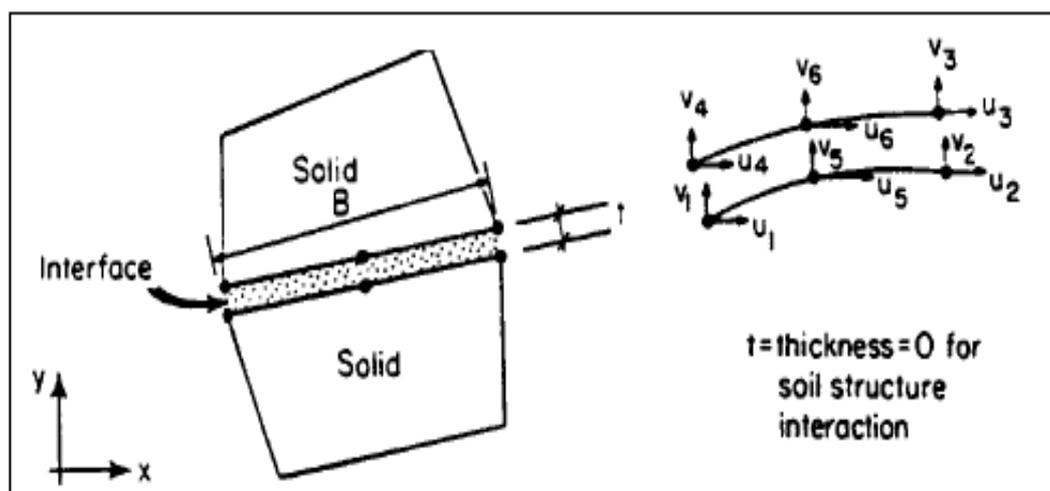


Figure 2-3 : Élément d'interface « Thin-Layer » en deux dimensions (Desai et al, 1984)

2.2.2 Approche de type couche mince

Dans cette approche, l'interface est constituée d'une zone de faible épaisseur. L'élément joint est formulé directement à partir de la relation de compatibilité « déformation-déplacement-rotation ». Zaman et al. (1984) ont développé un méthode pour la formulation d'un élément joint mince à la fois en deux et trois dimensions pour les problèmes d'interaction sols-structure et de joints dans les roches. Dans ce cas, le vecteur de déformations comporte, en plus des composantes normales u_n et tangentielles u_r , une composante circonférentielle θ (figure 2-4). Le comportement à l'interface, dans le sens tangentiel, est décrit par une loi élastoplastique du type Mohr-Coulomb. Le glissement ou la plastification de l'interface est donc gouverné par une fonction de charge. les résultats de calcul présentés par auteurs sont proches des résultats expérimentaux.

Wang et al (2003) ont développé un élément joint avec une faible épaisseur (comparée aux dimensions des éléments massifs adjacents) (figure 2-5) et ont présenté la construction explicite de la matrice de rigidité de l'élément pour une interface dans la roche. L'élément joint est caractérisé par ses rigidités unitaires normales et tangentielles, et par sa résistance

limite au cisaillement (déterminée à partir d'un critère de rupture de Mohr-Coulomb). La méthode d'adaptation de la rigidité est employée pour décrire le comportement de l'interface. Wang et al (2003) ont utilisé deux méthodes pour présenter la dilatance à l'interface. La première consiste à introduire les termes de couplage entre les comportements normal et tangentiel dans la matrice des propriétés matérielles de l'élément. Pour la seconde méthode, les auteurs ont utilisé la théorie de l'élastoplasticité pour décrire la dilatance. Ils ont modélisé l'essai de cisaillement direct des roches. Les résultats obtenus par auteurs sont en accord avec les résultats d'expérimentaux (figure 2-6).

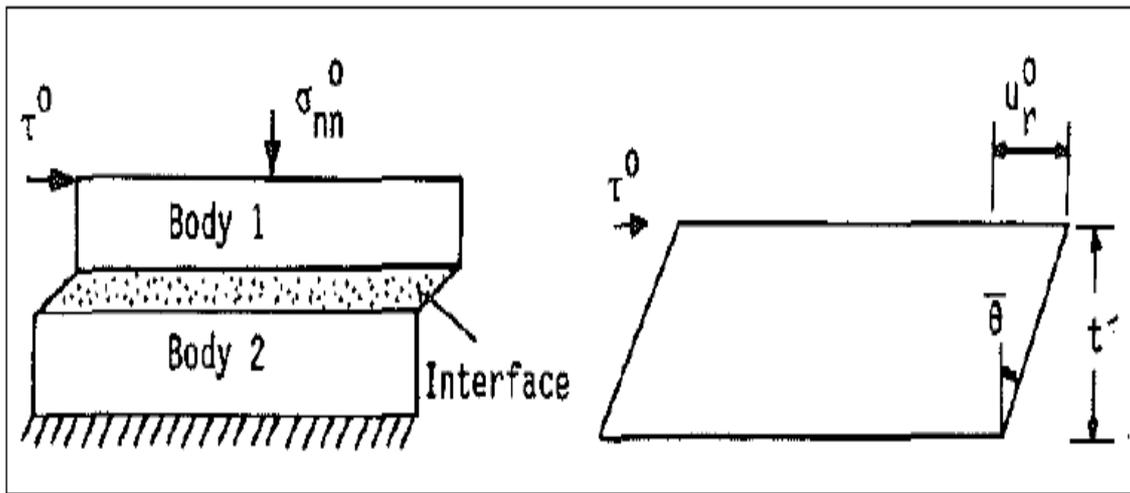


Figure 2-4 Essai cisaillement direct et déformation d'interface (Zaman et al, 1984)

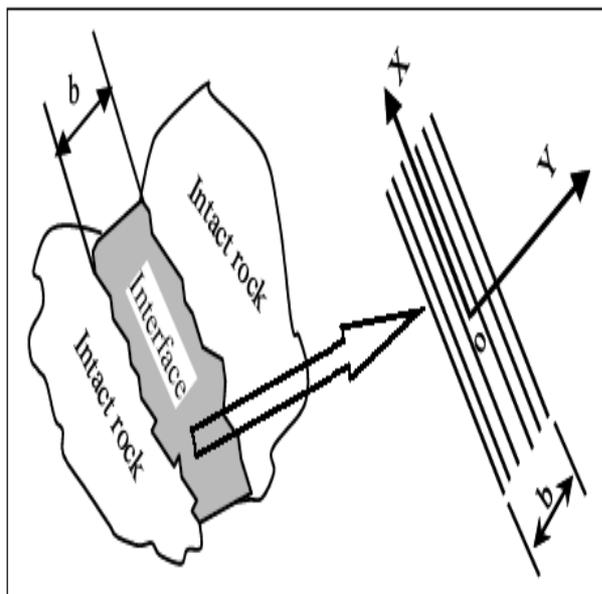


Figure 2-5 : l'interface type mince couche pour la roche (Wang et al, 2003)

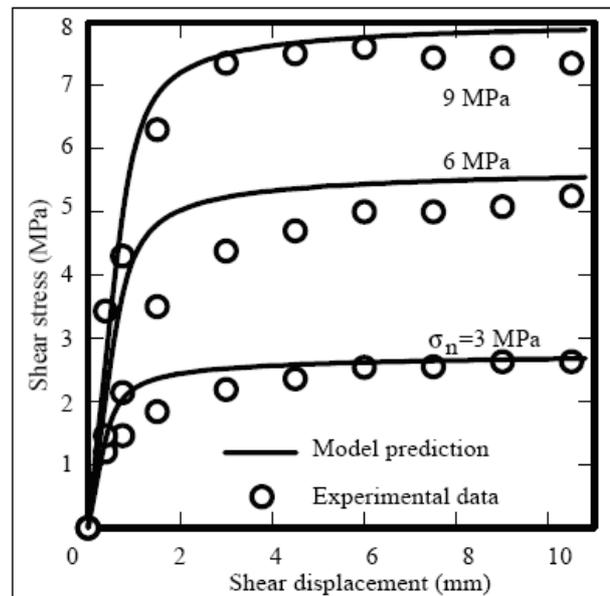


Figure 2-6 : comparaison les résultats expérimentaux et numériques (Wang et al, 2003)

2.3 Les lois de comportement adaptées aux chargements cycliques

La description des phénomènes cycliques (rochet, adaptation, relaxation) nécessite de disposer de modèles relativement complexes. Lemaitre et Chaboche (1985) indiquent que les théories de la plasticité avec un écrouissage isotrope ou cinématique sont insuffisantes notamment pour décrire le phénomène de rochet. Trois grands types de modèles peuvent palier à ce problème d'après Lemaitre et Chaboche (1985):

- Les modèles dont les caractéristiques évoluent au cours du chargement cyclique en fonction de certains états de contrainte particuliers : points de contrainte maximale et/ou points de charge/décharge, par exemple le modèle de Ramberg-Osgood.
- Les modèles élastoplastiques avec des surfaces de charges emboîtées pour lesquelles il est possible de définir un module d'écrouissage spécifique à chaque surface, par exemple les modèles multicouches de Mroz.
- Les modèles dotés d'un mécanisme à écrouissage cinématique non linéaire.

2.3.1 Les modèles de type Ramberg-Osgood

Cette loi découle directement de la théorie de l'écrouissage isotrope et ne nécessite pas l'introduction d'une variable tensorielle liée à l'écrouissage cinématique. L'idée principale est d'utiliser les maximums et minimums de contrainte (pics de chargement et déchargement) : à chaque point, on réactualise les coefficients caractéristiques d'une loi d'écrouissage isotrope, par exemple la relation de la contrainte et déformation plastique de Ramberg-Osgood (Lemaitre et Chaboche, 1985) :

$$\sigma = \sigma_0 + K_0 \varepsilon_p^{1/M} \quad (2-1)$$

En traction-compression par exemple, on écrit la variation de la contrainte en fonction du numéro n du cycle (pouvant prendre les valeurs 0.5, 1, 1.5... (2k + 1) / 2) :

$$\sigma = \sigma_n + (-1)^{2n+1} (2\sigma_{0n} + K_0 |\varepsilon_p - \varepsilon_{pn}|^{1/M}) \quad (2-2)$$

Les coefficients caractéristiques du cycle n dépendent d'histoire du chargement cyclique, par exemple de la déformation plastique cumulée, et de l'état actuel au début du cycle. Les paramètres sont renouvelés chaque cycle à partir des maximums et minimums de l'état de contrainte (figure 2-7).

Ce type de modèle revient à prendre comme variables internes, en plus de la déformation plastique cumulée, des valeurs particulières des états de contrainte ou de déformation : en fait on introduit ainsi des variables de mémoire discrète de chaque pic (chargement-déchargement) de contrainte.

Cet algorithme se prête assez bien aux calculs sur ordinateur, mais, des difficultés supplémentaires apparaissent lorsque l'on envisage des chargements avec grand nombre cycle de charge-décharge et dans le cas de chargement non symétrique, des développements beaucoup plus complexes sont nécessaires.

$$\begin{aligned} \sigma_n &= F(p, \sigma_n, \varepsilon_{pn}) \\ K_n &= F(p, \sigma_n, \varepsilon_{pn}) \\ M_n &= F(p, \sigma_n, \varepsilon_{pn}) \end{aligned} \quad (2-3)$$

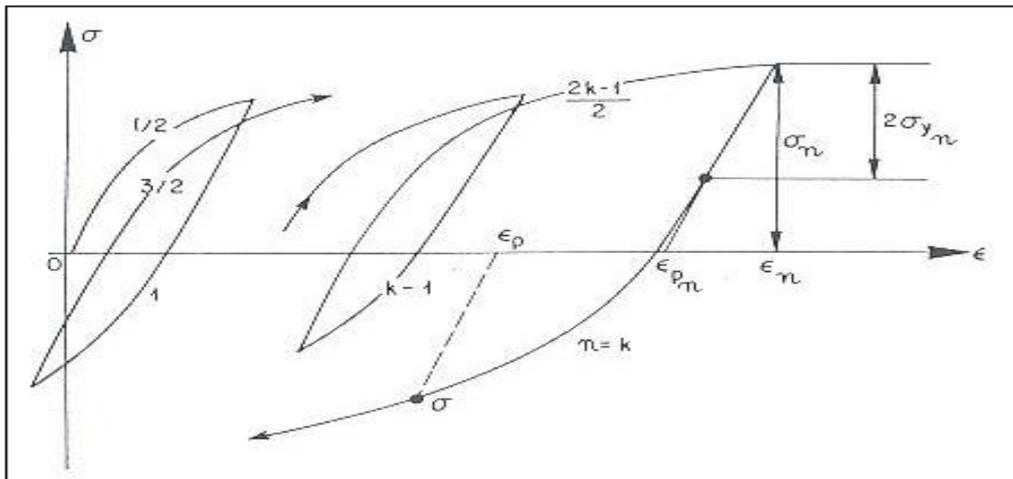
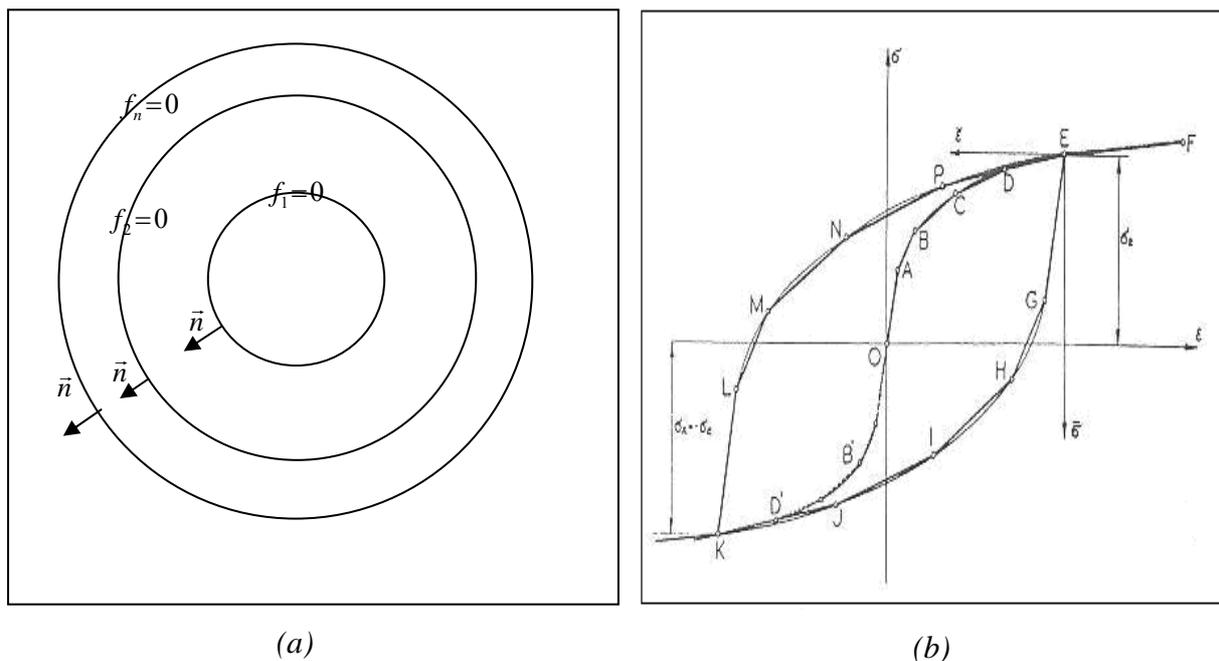


Figure 2-7 : Modèle de comportement cyclique avec réactualisation des coefficients caractéristiques (Lemaitre et Chaboche, 1985)

2.3.2 Modèles multisurfaces – Modèles de Mroz

Les modèles à un mécanisme d'écrouissage que ce soit isotrope ou cinématique sont insuffisants pour reproduire l'ensemble des phénomènes observables lors d'essais cycliques. Les modèles multicouches corrigent ce défaut en multipliant les mécanismes de plasticité ce qui revient à emboîter les surfaces de charge les unes dans les autres comme peut le schématiser la figure 2-8 a. Cette approche permet de donner une « courbure adéquate » aux courbes de charge et de décharge. Ces modèles ont le défaut d'exiger un très grand nombre de paramètres et présentent une complexité certaine notamment dans la gestion des différentes surfaces de charges et dans le calcul de chacun des multiplicateurs plastiques.



(a) *Multisurfaces cinématiques isotropes de modèle de Mroz*
 (d'après Lemaitre et Chaboche, 1985)
 (b) *Fonctionnement du modèle de Mroz (2001) en traction – compression*

2.3.3 Les modèles à écrouissage cinématique non linéaire

Les modèles à écrouissage cinématique non linéaire sont des modèles à deux surfaces de charge :

- Une surface de charge qui délimite le domaine élastique du matériau considéré.
- Une surface limite à laquelle un mécanisme d'écrouissage isotrope peut être ajouté.

Ces modèles constituent des modèles de Mroz à deux surfaces avec une évolution continue du module d'écrouissage. Toutefois, à l'inverse des modèles de Mroz, ils présentent pour des applications dans l'ingénierie des potentialités très intéressantes puisqu'à partir d'un nombre de paramètres relativement faible, ils permettent de reproduire une non-linéarité dans l'écrouissage.

En mécanique des sols, ces modèles ont été très utilisés dans les domaines des chargements cycliques et dynamiques. En ce qui concerne, les interfaces, ils ont par exemple abouti aux lois proposées par Shahrour et Rezaie (1997) ou Mortara et al (2002). La loi de Shahrour et Rezaie fait l'objet d'une présentation précise et de développements dans la section 2.4.

La loi développée par Mortara et al (2002) pour les sollicitations cycliques entre dans le formalisme de la plasticité avec un mécanisme d'écrouissage cinématique non linéaire. La surface limite présente un mécanisme d'écrouissage isotrope (les intérêts de l'ajout d'un tel

mécanisme sur la surface limite sont présentés dans la section 2.4). Il est à noter que les deux surfaces sont fermés sur l'axe des contraintes normales σ_n et que la règle d'écoulement est non associée. L'écrouissage cinématique non linéaire est défini directement par la donnée du module d'écrouissage dont la valeur dépend de la valeur de l'angle θ dans le plan (τ, σ_n) entre la surface de charge et la surface limite (figure 2-9). Les principales équations du modèle sont présentées ci-dessous :

$$\text{Surface charge initiale : } f_0 = \sqrt{\tau^2} - \alpha_0 \sigma_n = 0 \quad (2-4)$$

$$\text{Surface charge cyclique : } f = \sqrt{\tau^2} - \alpha \sigma_n = 0 \quad (2-5)$$

$$\text{Règle d'écoulement : } g = \sqrt{\tau^2} - \frac{b}{1+a} \sigma_n \left[1 + a \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c} \right)^{\frac{1+a}{a}} \right] = 0 \quad (2-6)$$

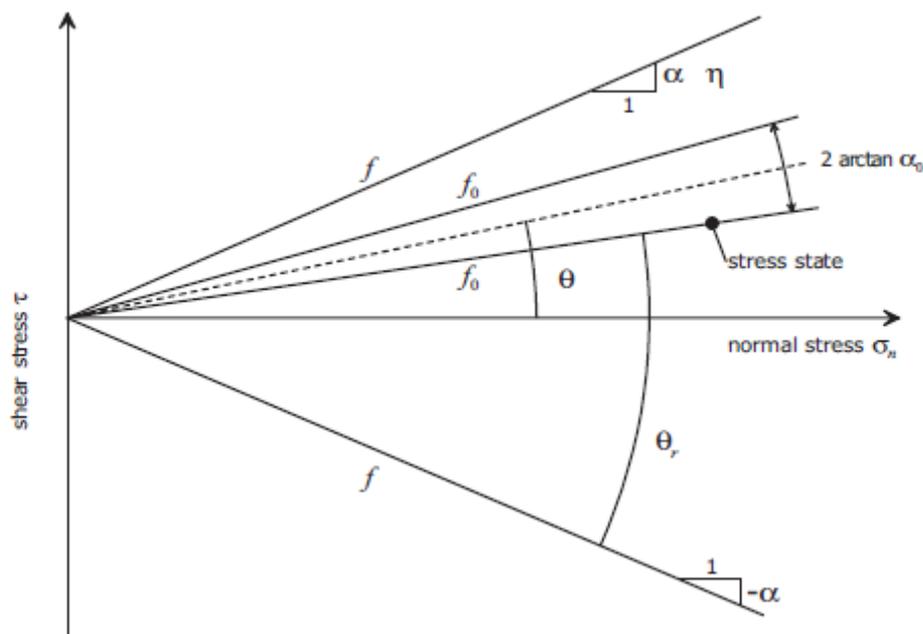


Figure 2-9 : Présentation schématique du modèle de Mortara et al. (2002)

Les résultats numériques et expérimentaux présentés par les auteurs coïncident de manière plutôt satisfaisante (figure 2-10). Le modèle permet de représenter des phénomènes de durcissement et de radoucissement pour des sollicitations monotones. Pour des sollicitations cycliques, sur des chemins en déplacement imposés, un phénomène de relaxation semble apparaître.

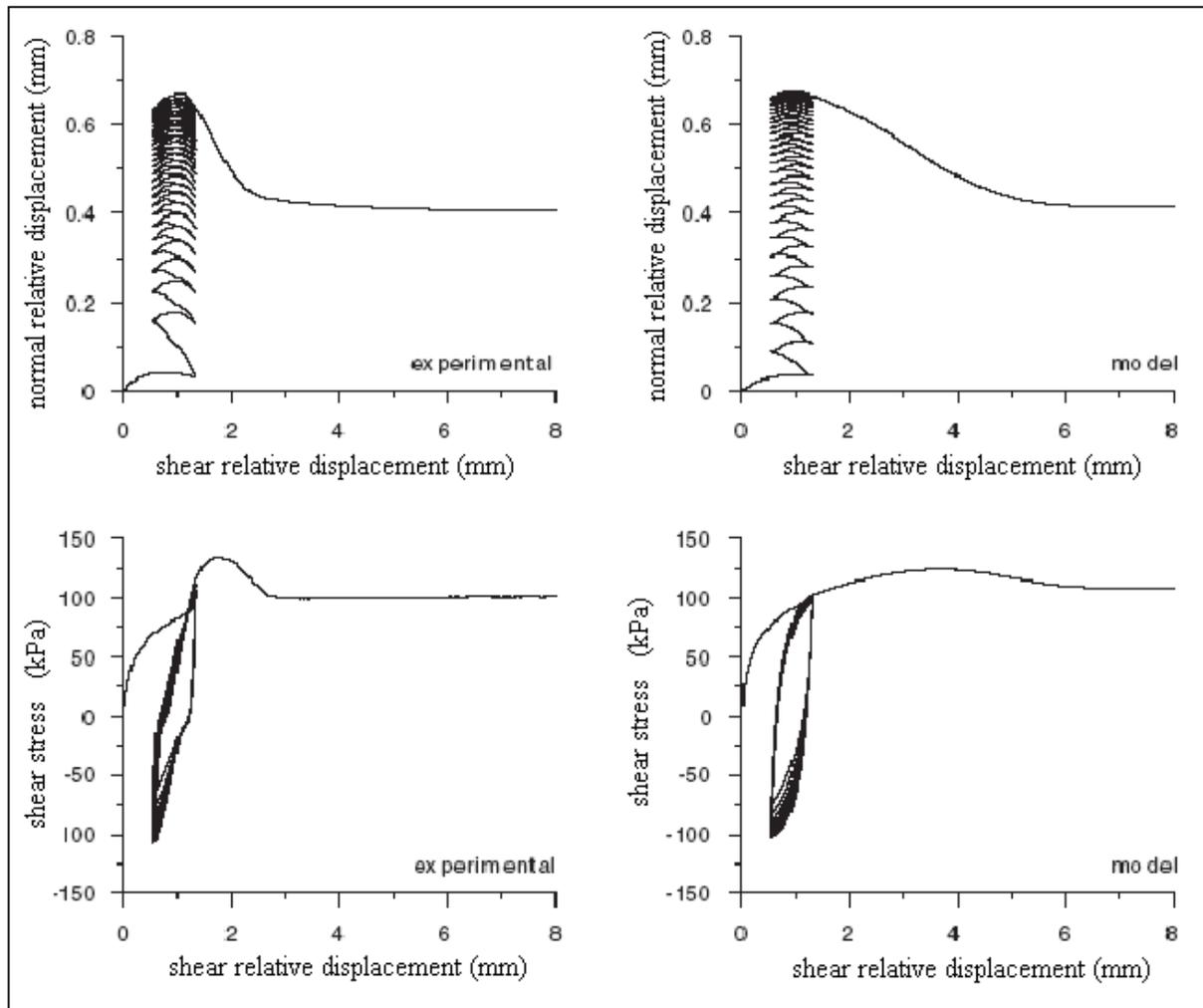


Figure 2-10 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et modèle, Essai à contrainte normale constante, sable lâche ($D_r = 35\%$) et plaque d'aluminium (Mortara et al, 2002)

2.4 Présentation d'une loi particulière : Modjoin

La loi de comportement Modjoin, largement décrite dans l'article de Shahrour et Rezaie (1997), est basée sur les principes de l'élastoplasticité. L'incrément de déplacement relatif tangentiel du_t et normal du_n est décomposé en une partie élastique du^e et une partie plastique du^p : la partie élastique est éventuellement non linéaire et la partie plastique présente un mécanisme d'écrouissage cinématique non linéaire.

$$\begin{aligned} du_t &= du_t^e + du_t^p \\ du_n &= du_n^e + du_n^p \end{aligned} \quad (2-7)$$

2.4.1 Partie élastique

Le comportement élastique est régi par les deux relations suivantes :

$$d\sigma_n = k_n du_n^e \quad (2-8)$$

$$d\tau = k_t du_t^e \quad (2-9)$$

Avec :

$d\sigma_n$ et $d\tau$ les incréments de contrainte normale et tangentielle

du_n^e et du_t^e les incréments de déplacement relatif normal et tangentiel élastique

Les modules d'incompressibilité K et de cisaillement G peuvent éventuellement dépendre de la contrainte normale σ_n et du rapport τ/τ_{\max} (élasticité non linéaire).

2.4.2 Partie plastique

Les relations traduisant le comportement plastique de l'interface doivent permettre de décrire à chaque inversion du sens de chargement le fait que celle-ci présente un comportement élastique linéaire sur un domaine très petit puis contractant et enfin dilatant. Le modèle doit permettre de bien estimer l'évolution de la contractance et de la dilatance non seulement au cours d'un cycle de chargement (chargement monotone), mais aussi au cours de différents cycles (chargement cyclique). Ces phénomènes peuvent être en partie modélisés par l'existence d'une surface limite qui délimite les états pouvant être atteints par l'interface et une surface de charge à écrouissage cinématique dont la position est définie par rapport à un axe de référence qui dépend de l'histoire de chargement (figure 2-11).

La surface limite est définie par les relations suivantes :

$$f_m = |\tau| + \sigma_n R_{\max} \quad (2-10)$$

$$R_{\max} = \tan(\varphi) + DR \left(1 - e^{-ADR\gamma_t^p}\right) \quad (2-11)$$

ou sous une autre sous forme incrémentale :

$$dR_{\max} = -DR.ADR.e^{-ADR\gamma_t^p} |du_t^p| \quad \text{et} \quad R_{\max}(0) = \tan(\varphi) \quad (2-12)$$

$$\gamma_t^p = \int |du_t^p| \quad (2-13)$$

Avec :

φ : l'angle de frottement au premier cycle

γ_t^P : le déplacement tangentiel plastique cumulé

DR : un paramètre égal à la différence entre les valeurs de cisaillement au premier cycle et au cycle stabilisé (figure 2-11).

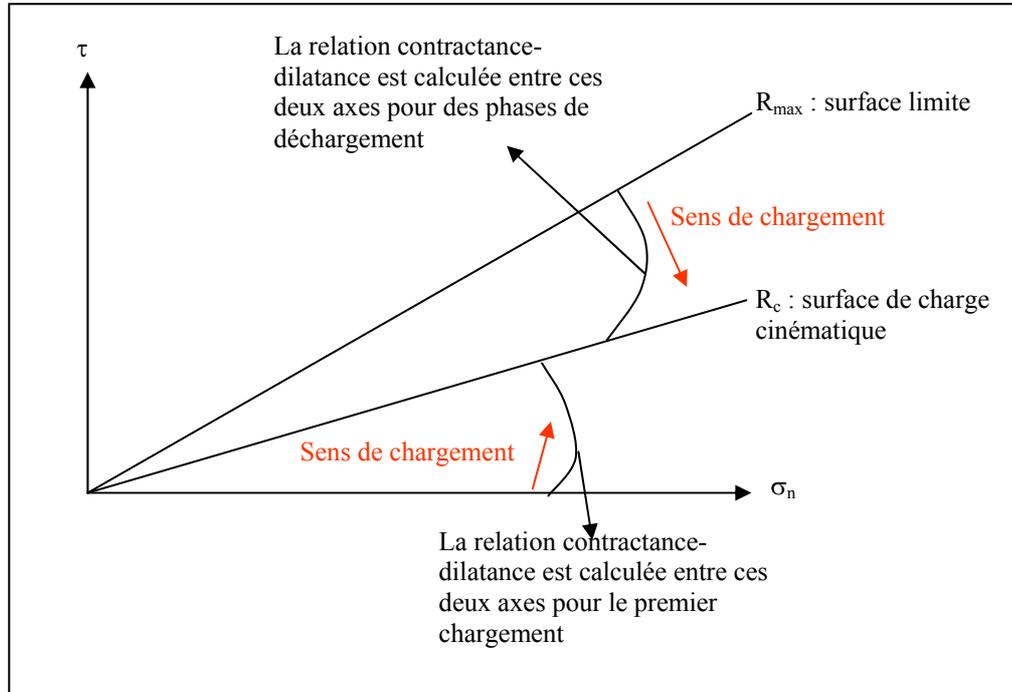


Figure 2-11 : Illustration des principes de la loi de comportement Modjoin

ADR : un paramètre de calage pilotant la vitesse avec laquelle l'angle de frottement φ tend vers sa valeur asymptotique ($\text{atan} [\tan (\varphi) + DR]$).

Le paramètre DR contrôle le radoucissement ou le durcissement du matériau à la fois pour des chargements monotones et cycliques : s'il est positif, le modèle rend compte d'un durcissement cyclique et inversement s'il est négatif.

La surface de charge cinématique est définie par les relations suivantes :

$$f_c = |\tau - \sigma_n R_c| + \sigma_n R_0 \quad (2-14)$$

$$dR_c = \lambda H_c \quad (2-15)$$

$$H_c = \gamma_c |R_{\max} - R_c|^{\beta_c} \quad (2-16)$$

Avec :

R_c la fonction d'érouissage cyclique

R_0 l'ouverture de la surface de charge par rapport à l'axe de référence (on peut considérer ce paramètre comme constant au cours des cycles et éventuellement comme nul si l'on veut supprimer le domaine élastique de l'interface, c'est cette dernière option qui est retenue dans le cadre des travaux réalisés).

H_c le module d'érouissage qui contrôle la vitesse d'érouissage cyclique et dépend entre autre de l'angle compris entre la surface de charge cinématique et la surface limite.

γ_c (homogène à un module en Pa) et β_c deux paramètres contrôlant l'évolution de la surface de charge cinématique.

Plus le paramètre γ_c est important, plus le module d'érouissage est important et plus l'interface a un comportement rigide.

La définition directe de l'évolution du paramètre d'érouissage en fonction du module d'érouissage n'est pas habituelle. En effet, le modèle théorique de la plasticité indique que la valeur du module d'érouissage doit être liée à l'évolution de la surface de charge par la relation suivante :

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma} d\sigma = \lambda H_c \quad (2-17)$$

Cette relation implique dans notre cas que :

$$\lambda H_c = -\frac{\partial f}{\partial R_c} dR_c \text{ d'où } dR_c = -\frac{\lambda H_c}{\frac{\partial f}{\partial R_c}} = -\frac{\lambda H_c}{\sigma_n} \quad (2-18)$$

Le terme σ_n disparaît en factorisant l'expression $|\sigma_n R_{\max} - \sigma_n R_c|$ ce qui oblige à considérer que le paramètre β_c est égal à 1 dans un premier temps. Ce paramètre est donc purement expérimental et n'a pas de sens véritablement physique.

Cette définition du module d'érouissage H_c entre toutefois complètement dans le formalisme de la théorie de l'érouissage cinématique non linéaire. Les justifications proposées ci-dessous permettent d'ailleurs de mettre en évidence le sens physique des grandeurs α et β qui correspondent dans la théorie habituelle respectivement au terme d'érouissage linéaire (αdu_i^p) et au terme de rappel ($\beta R_c d\gamma_p$) introduisant la non linéarité dans le phénomène d'érouissage :

$$dR_c = \alpha du_i^p - \beta R_c d\gamma_p \quad (2-19)$$

$$\lambda H_c = -\sigma_n (\alpha du_t^p - \beta R_c d\gamma_p) = -\sigma_n \lambda \left(\alpha \frac{\partial g}{\partial \tau} - \beta R_c \left| \frac{\partial g}{\partial \tau} \right| \right) \quad (2-20)$$

$$H_c = -\beta \sigma_n \left(\frac{\alpha}{\beta} - R_c \right) \quad (2-21)$$

On observe par ce développement que le rapport entre les termes α et β correspond au terme R_{\max} et que le terme β s'apparente au terme γ_c . La donnée du module d'écroutissement H_c n'est donc pas nécessaire et il suffit de définir l'évolution du paramètre R_c par la relation suivante :

$$dR_c = \gamma_c (R_{\max} du_t^p - R_c |du_t^p|) \quad (2-22)$$

La règle d'écoulement permet quant à elle de reproduire les phénomènes de contractance et de dilataance au cours d'un cycle et est définie par les relations suivantes :

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma_n} = \left(M_g - \frac{|\tau|}{\sigma_n} \right) e^{-a_c u_{tc}^p} \text{ pour la phase initiale de chargement} \quad (2-23)$$

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma_n} = \left(M_g - \frac{|\tau - \sigma_n R_c|}{\sigma_n} \right) e^{-a_c u_{tc}^p} \text{ pour les autres phases} \quad (2-24)$$

$$\frac{\partial g}{\partial \tau} = \frac{\tau}{|\tau|} \text{ dans tous les cas} \quad (2-25)$$

Avec :

$M_g = \tan(\psi_c)$ l'angle de dilataance initiale à chaque séquence de chargement

u_{tc}^p : le déplacement tangentiel plastique calculé depuis la dernière inversion de chargement

ψ_c et a_c : deux paramètres du modèle

Le paramètre M_g permet de gérer l'étendue du domaine contractant en début de chargement et à chaque inversion cyclique. Le paramètre a_c permet d'annuler les phénomènes de contractance ou de dilataance pour des niveaux de déformations importants.

Les deux formulations de la loi de comportement décrites dans le tableau 2-1 sont identiques pour $\beta_c = 1$. Les relations relatives à la définition de la règle d'écoulement sont semblables aux deux formulations. La première où c'est l'évolution du module d'écroutissement H_c qui est définie fait intervenir la distance entre la surface limite et la surface de charge qui évolue. Cette formulation à partir du module d'écroutissement H_c est plus facile à comprendre sur le plan

intuitif. La diminution continue de ce module lors de la phase de chargement traduit bien l'idée que le matériau est de moins en moins résistant. A chaque inversion de chargement, ce module augmente brutalement en considérant la valeur opposée de R_{\max} . La seconde où c'est directement l'évolution dR_c de la variable d'écrouissage R_c qui est définie est quant à elle plus complexe à comprendre mais plus facile à programmer.

Le modèle présenté ci-dessus et dont les principales équations sont synthétisées dans le tableau 2.1 comporte donc 9 paramètres :

- 2 paramètres élastiques : k_n et k_t .
- 7 paramètres plastiques : φ , ψ_c , a_c , γ_c , β_c , DR, ADR.

Dans ce mémoire, ce modèle, dans cette version initiale, est appelé Modjoin1.

Tableau 2-1 : Formulation de la loi de comportement Modjoin

Formulation au moyen du module d'écrouissage (Shahrou et Rezaie, 1977)	Formulation à partir de l'évolution de la surface limite et de la surface de charge
<p><u>Surface limite :</u></p> $f_m = \tau + \sigma_n R_{\max}$ $R_{\max} = \tan(\varphi) + DR \left(1 - e^{ADR\gamma_t^p} \right)$	<p><u>Surface limite :</u></p> $f_m = \tau + \sigma_n R_{\max}$ $dR_{\max} = -DR.ADR.e^{ADR\gamma_t^p} \left du_t^p \right \text{ et}$ $R_{\max}(0) = \tan(\varphi)$
<p><u>Surface de charge cinématique :</u></p> $f_c = \tau - \sigma_n R_c $ $dR_c = \lambda H_c \text{ et } H_c = \gamma_c \left R_{\max} - R_c \right ^{\beta_c}$	<p><u>Surface de charge cinématique :</u></p> $f_c = \tau - \sigma_n R_c $ $dR_c = \gamma_c \left(R_{\max} du_t^p - R_c \left du_t^p \right \right)$

2.4.3 Application à des essais homogènes

Les potentialités de la loi de comportement ont été analysées tout d'abord sur la base d'un calage avec des essais expérimentaux réalisés en nombre réduit faute de temps et de matériel adéquat puis sur la base de multiples modélisations permettant d'identifier les phénomènes typiques obtenus lors d'essais en laboratoire : contractance ou dilatance cyclique puis adaptation, accommodation et rochet pour des cycles en contrainte imposée ou encore relaxation pour des cycles en déplacement relatif tangentiel imposé.

Comparaison avec un essai de cisaillement à la boîte cyclique

Les figures 2-12 montrent une comparaison entre les résultats issus d'essais de cisaillement cyclique sous contrainte normale constante à déplacement relatif tangentiel imposé (± 1 mm) et ceux obtenus à partir de modélisations (fortran). Les paramètres utilisés pour cette comparaison sont présentés dans le tableau 2-2. Le calage a été réalisé sur la phase de chargement monotone entre la contrainte tangentielle et le déplacement tangentiel.

Tableau 2-2 : Paramètres utilisés pour Modjoin 1

k_n [kPa/m]	k_t [kPa/m]	φ [°]	ψ_c [°]	a_c	γ_c [kPa/m]	β_c	DR	ADR
3850	500	35	20	0.4	7	2	± 0.15	-0.12

Les résultats obtenus sont globalement satisfaisants. On constate que le modèle reproduit qualitativement l'évolution de la contrainte cisaillement (figure 2-12 a) notamment aux pics et dans la phase de déchargement. Le modèle reproduit de manière satisfaisante le durcissement cyclique (figure 2-12 c), c'est à dire l'évolution du rapport τ/τ_0 avec τ la contrainte maximale (τ mesure à $u_t = 1$ mm) au cycle n et τ_0 la contrainte maximale lors de la phase de chargement initial. Les comparaisons pour les résultats relatifs à la contractance cyclique (variation du déplacement normal u_n) présentent quelques écarts (figure 2-12 b et d). Au cours d'un cycle, le modèle ne parvient à reproduire complètement les phénomènes de contractance (figure 2-12 b). Ce problème est sans doute dû à l'utilisation de la fonction exponentielle dans la fonction définissant la règle d'écoulement. Il faudrait chercher une fonction avec des variations moins rapides. L'écart entre les valeurs des déplacements normaux mesurés et calculés au milieu ($u_t = 0$ mm) d'un cycle ont toutefois tendance à diminuer (figure 2-12 d).

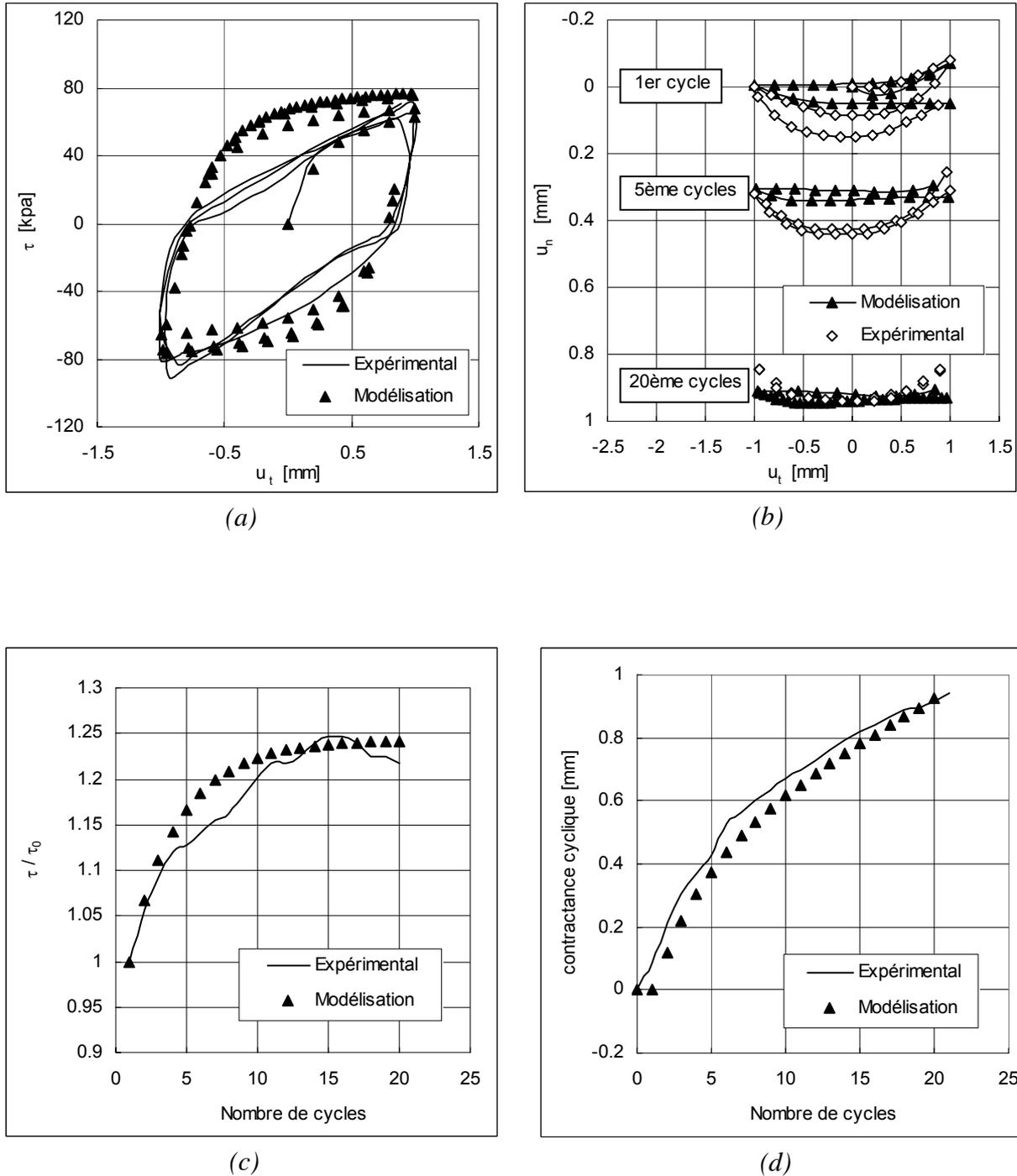


Figure 2-12 : Essai de cisaillement à la boîte à contrainte

normale constante sur un sable lâche

(a): Evolution de la contrainte de cisaillement

(b): Evolution du déplacement normal

(c) : Evolution de l'écroutissage cyclique (τ/τ_0)

(d) : Evolution de la contractance aux cours de cycles

Sensibilité du modèle sur les chemins de chargement

Afin de bien identifier les potentialités de cette loi, différentes modélisations sur des chemins homogènes en déplacement relatif tangentiel imposé et en contrainte imposée ont été réalisées avec les paramètres présentés dans tableau 2-2. Il s'agit de bien identifier les observations classiquement faites sur des matériaux soumis à des sollicitations cycliques. En particulier, il est nécessaire de vérifier si la loi utilisée permet d'observer :

- Sous déplacement relatif tangentiel imposée symétrique, les phénomènes de durcissement ou de radoucissement qui se traduisent respectivement par une augmentation et une diminution de la contrainte de cisaillement.
- Sous déplacement relatif tangentiel imposée non symétrique, le phénomène de relaxation de la contrainte moyenne.
- Sous contrainte imposée symétrique, le phénomène d'adaptation ou d'accommodation de contrainte.
- Sous contrainte imposée non symétrique, le phénomène d'accommodation ou de rochet ou éventuellement d'adaptation si l'amplitude des cycles reste faible.

Les figures suivantes présentent quelques résultats de modélisation obtenus sur des essais de cisaillement pilotés en contrainte ou en déplacement avec comme condition une contrainte normale constante ou un déplacement normal nul. Cette étude doit permettre de mettre en évidence les défauts de la loi de comportement et de proposer des améliorations le cas échéant.

Essais à contrainte normale constante

La loi de comportement Modjoin 1 permet de reproduire sous déplacement relatif tangentiel imposé symétrique les effets de durcissement ou de radoucissement cyclique du fait du mécanisme d'écrouissage isotrope sur surface de charge limite (la figure 2-13 indique un durcissement cyclique du fait d'un paramètre DR positif). Cette condition est d'ailleurs nécessaire à la modélisation d'un tel phénomène. Si l'écrouissage isotrope n'existe pas sur la surface limite, les cycles sont tous superposés pour un essai en déplacement relatif tangentiel imposé symétrique. Le déplacement normal présente un phénomène de contractance et de dilatance cyclique (la figure 2-13 b).

La figure 2-14 rend compte d'un phénomène de radoucissement cyclique (le paramètre DR est négatif) dans le cas d'un essai en contrainte imposée symétrique. Le déplacement tangentiel augmente au cours des cycles et ne stabilise que pour des larges niveaux de déplacement. Les déplacements normaux augmentent de la même manière

Ces simulations permettent de montrer que la formulation adoptée pour l'écrouissage cinématique non linéaire présente quelques imperfections sous déplacement relatif tangentiel

imposé non symétrique (figure 2-15) et contrainte imposée non symétrique (figure 2-16). En effet, la loi indique systématiquement (c'est à dire quel que soit le jeu de paramètre) un effet de rochet (figure 2-16) ou un phénomène de relaxation (figure 2-15). L'effet de rochet se caractérise par l'accumulation de déplacements permanents au cours des cycles. L'effet de relaxation est quant à lui défini par une même moyenne des contraintes au niveau des pics qui s'annule au cours des cycles. Ces problèmes pourraient être corrigés en faisant dépendre le module d'écrouissage des déplacements plastiques tangentiels cumulés. Pour obtenir un phénomène d'adaptation (retour vers un comportement élastique avec le nombre de cycles), le module doit tendre vers une constante. Le retour vers un phénomène d'accommodation (stabilisation des déplacements plastiques avec le nombre de cycles) est quant à lui possible si le module d'écrouissage prend exactement les mêmes valeurs lors des phases de chargement ou de déchargement. Des améliorations sont possibles en s'inspirant du modèle de Chaboche modifié. Pour les déplacements normaux, peu de remarques complémentaires sont à faire.

Essais à déplacement normal nul

Les essais à déplacement normal nul (figure 2-17 et 2-18) sont plus difficilement interprétables que les essais à contrainte normale constante. Ils ne mettent pas en évidence des comportements standards définis par les mécaniciens des solides pour les métaux. Toutefois, sous déplacement relatif tangentiel imposé symétrique, on observe toujours un phénomène de durcissement cyclique. Pour une simulation en déplacement relatif tangentiel imposé non symétrique, c'est toujours un phénomène de relaxation qui peut être mis en évidence. Les variations de la contrainte normale permettent de mettre en évidence des phénomènes de contractance et de dilatance.

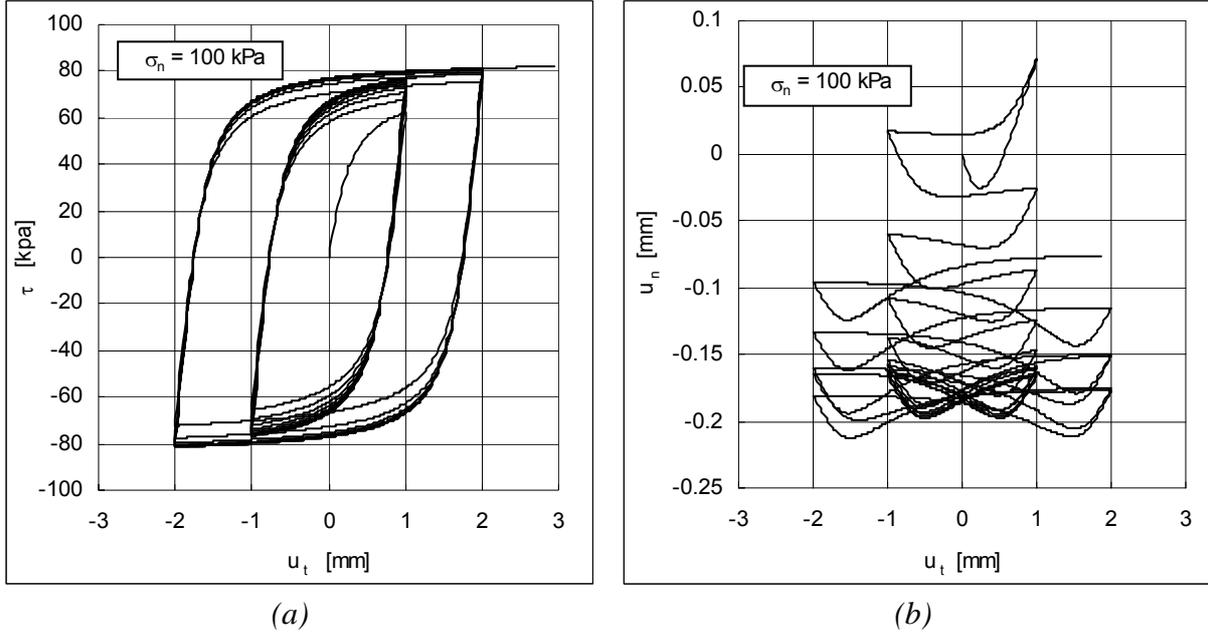


Figure 2-13 : Essai à contrainte normale constante en déplacement relatif tangentiel imposé symétrique (30 cycles)

(a) : Evolution de la contrainte de cisaillement (b) : Evolution du déplacement normal

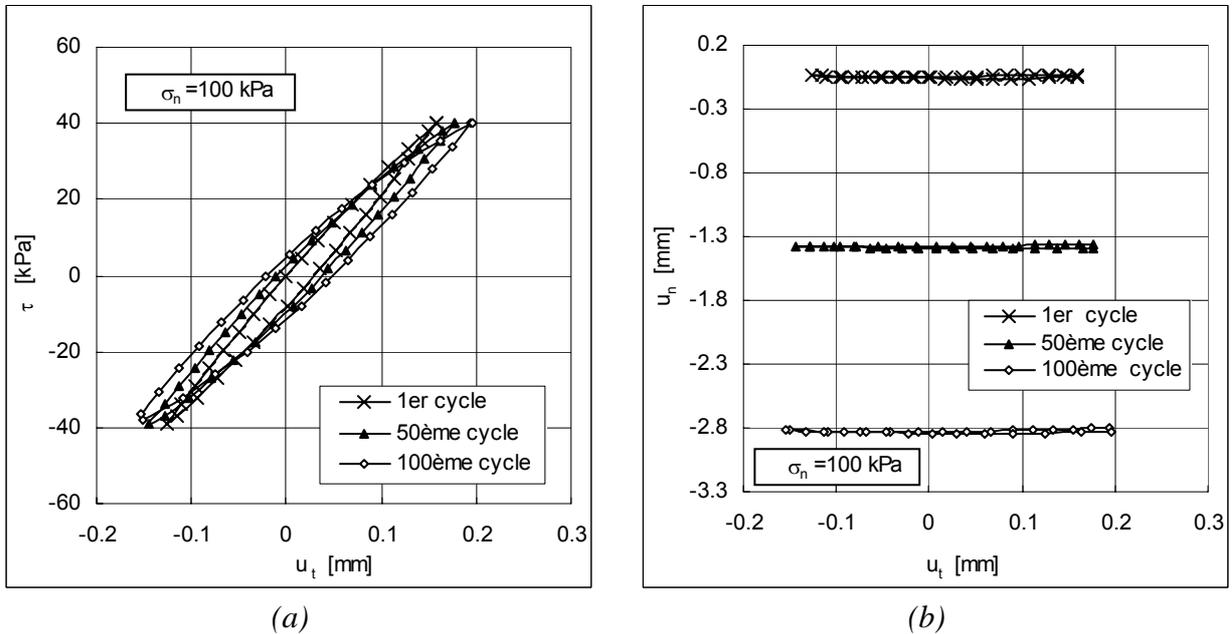


Figure 2-14 : Essai à contrainte normale constante en contrainte de cisaillement imposée symétrique

(a) : Evolution du déplacement relatif tangentiel – absence de fluage

(b) : Evolution du déplacement normal

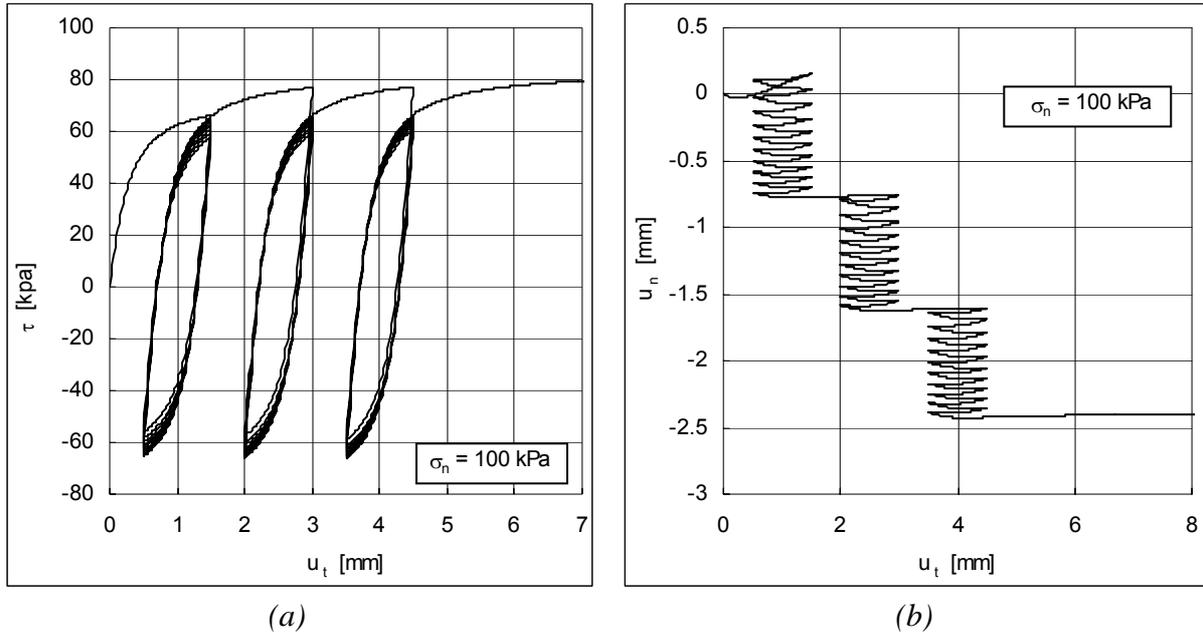


Figure 2-15 : Essai à contrainte normale constante en déplacement relatif tangentiel imposé non symétrique (30 cycles)

(a) : Evolution de la contrainte de cisaillement

(b) : Evolution du déplacement normal

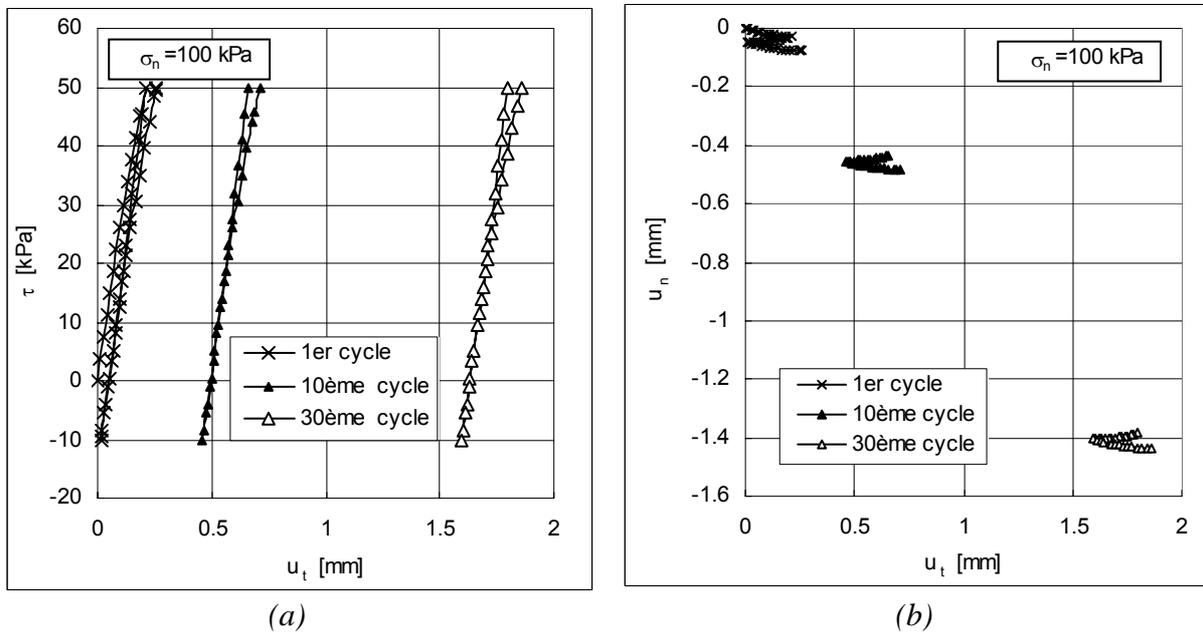


Figure 2-16 Essai à contrainte normale constante

en contrainte de cisaillement imposée non symétrique

(a) : Evolution du déplacement relatif tangentiel – avec fluage

(b) : Evolution du déplacement normal

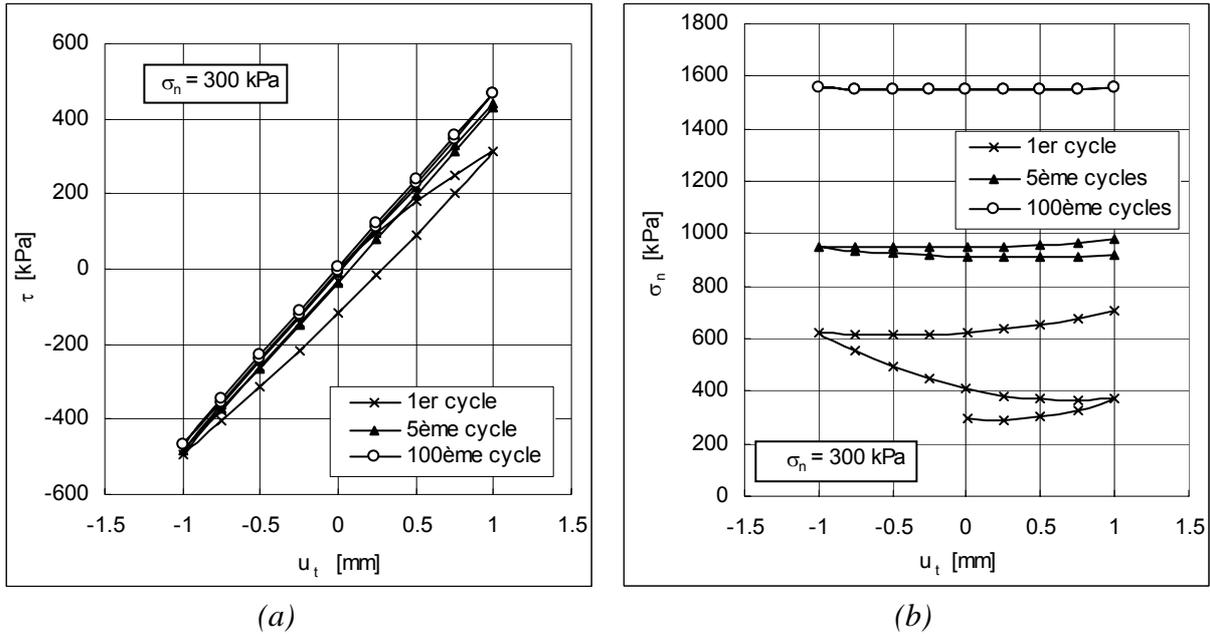


Figure 2-17 : Simulation des essais à déplacement normal nul

en déplacement relatif tangentiel imposé symétrique

(a) : Evolution de la contrainte de cisaillement

(b) : Evolution de la contrainte normale

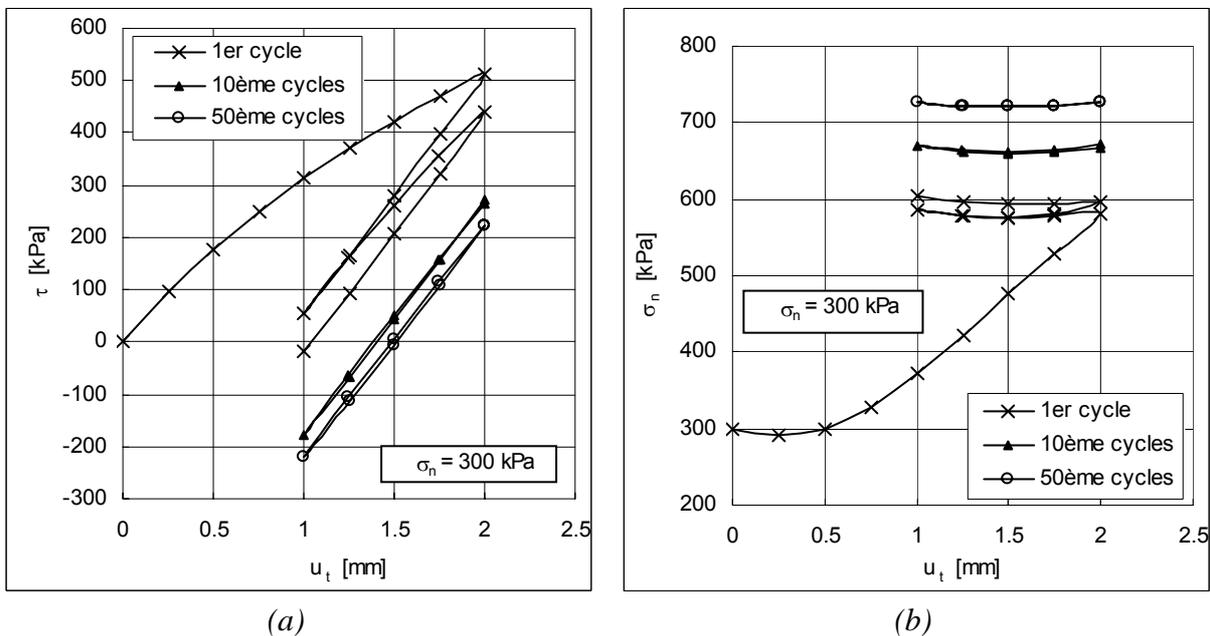


Figure 2-18 : Simulation des essais à déplacement normal nul

en déplacement relatif tangentiel imposé non symétrique

(a) : Evolution de la contrainte de cisaillement

(b) : Evolution de la contrainte normale

2.4.4 Evolutions de la loi de comportement Modjoin 1

L'inconvénient de l'érouissage cinématique non linéaire est qu'il rend toujours compte d'un phénomène de rochet dès lors que le chargement appliqué est non symétrique (pour un déplacement relatif tangentiel imposé non symétrique, le phénomène associé est la relaxation des contraintes). Le problème provient, dans l'écriture de l'évolution de la variable d'érouissage dR_c , du terme de rappel R_c qui est non nul. Pour apporter une solution à cet inconvénient, il faut définir une règle permettant d'annuler le terme de rappel ou du moins de

diminuer son importance. La solution peut consister à multiplier R_c par $\left(\frac{R_c}{R_{\max}}\right)^\omega$. Ainsi,

lorsque le chargement appliqué est faible, le rapport $\left(\frac{R_c}{R_{\max}}\right)$ est faible et le terme global

$R_c \left(\frac{R_c}{R_{\max}}\right)^\omega$ est petit si bien que le phénomène de rochet apparaît peu.

Le paramètre ω peut être défini de deux manières et permet de disposer de deux autres lois de comportement : Modjoin2 et Modjoin3.

Description de Modjoin2

Pour ce modèle, le terme de rappel R_c est modifié par le terme $R_c \left(\frac{R_c}{R_{\max}}\right)^\omega$ avec ω une constante. Ce choix est en général insuffisant comme le montre la figure 2-19. En effet, si le paramètre ω est faible, le phénomène de rochet reste trop important et s'il est fort la non linéarité de l'érouissage est annulée ce qui ne permet pas de rendre compte correctement de l'évolution des contraintes tangentielles et normales lors du premier cycle. Il est à noter que la transition que pour ω supérieur à 2, le phénomène de rochet est presque immédiatement bloqué.

Description de Modjoin3

Pour ce modèle, le paramètre ω peut varier en fonction du nombre de cycles n . Le terme de

rappel R_c est modifié par le terme $R_c \left(\frac{R_c}{R_{\max}}\right)^\omega$ avec ω une fonction de la forme

$\omega(n) = Ln(\alpha(n-1)+1)$. Une évolution de ce type est satisfaisante car elle permet lors de la phase de chargement initial de conserver les apports de l'érouissage cinématique non linéaire et lors des phases suivantes de l'annuler progressivement suivant la valeur du coefficient

α (figure 2-20). La figure 2-21 montre la variation du paramètre ω en fonction du coefficient α et du nombre de cycles n . Précédemment, il a été montré que le phénomène de rochet était largement diminué pour une valeur de ω supérieure à 2. Pour une valeur du coefficient α égale à 0.05, il est donc possible de stopper le phénomène de rochet dès le 10^{ème} cycle tandis que pour une valeur du coefficient α égale à 0.01, le phénomène de rochet peut se développer jusqu'au 1000^{ème} cycle.

Cette modification est fondamentale car avec un seul paramètre supplémentaire il est possible d'agir sur le phénomène de rochet qui est a priori le phénomène le plus caractéristique d'un chargement cyclique.

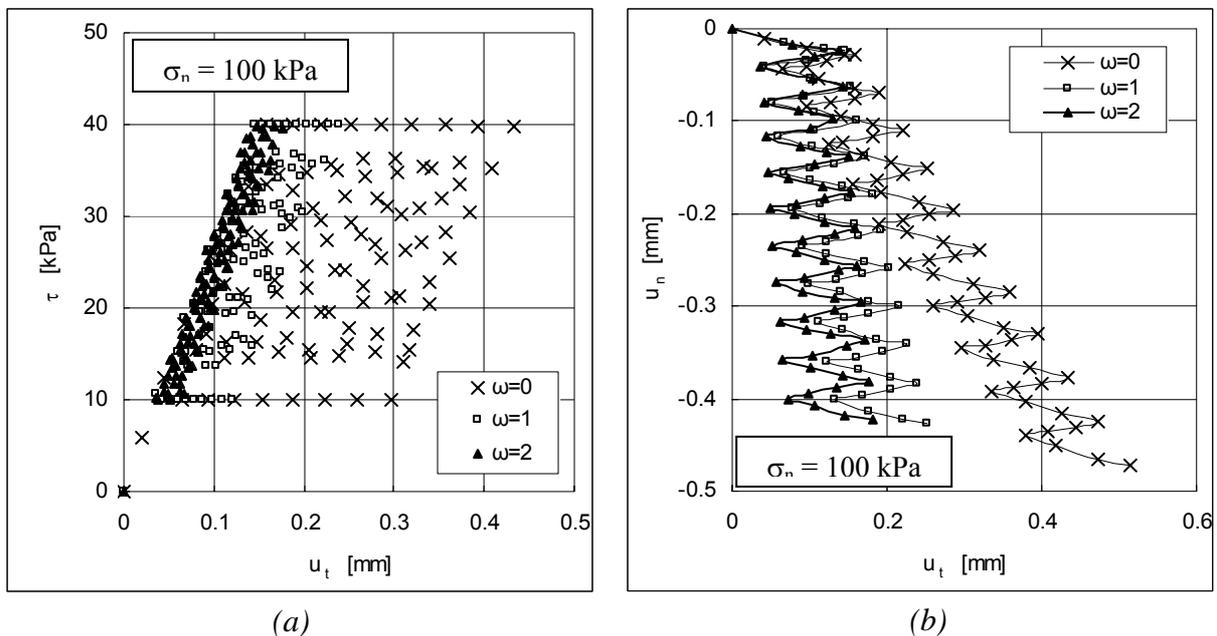


Figure 2-19 : Modjoin2 – Essai à contrainte normale constante en contrainte cisaillement imposée non symétrique

(a) : Evolution du déplacement relatif tangentiel

(b) : Evolution du déplacement normal

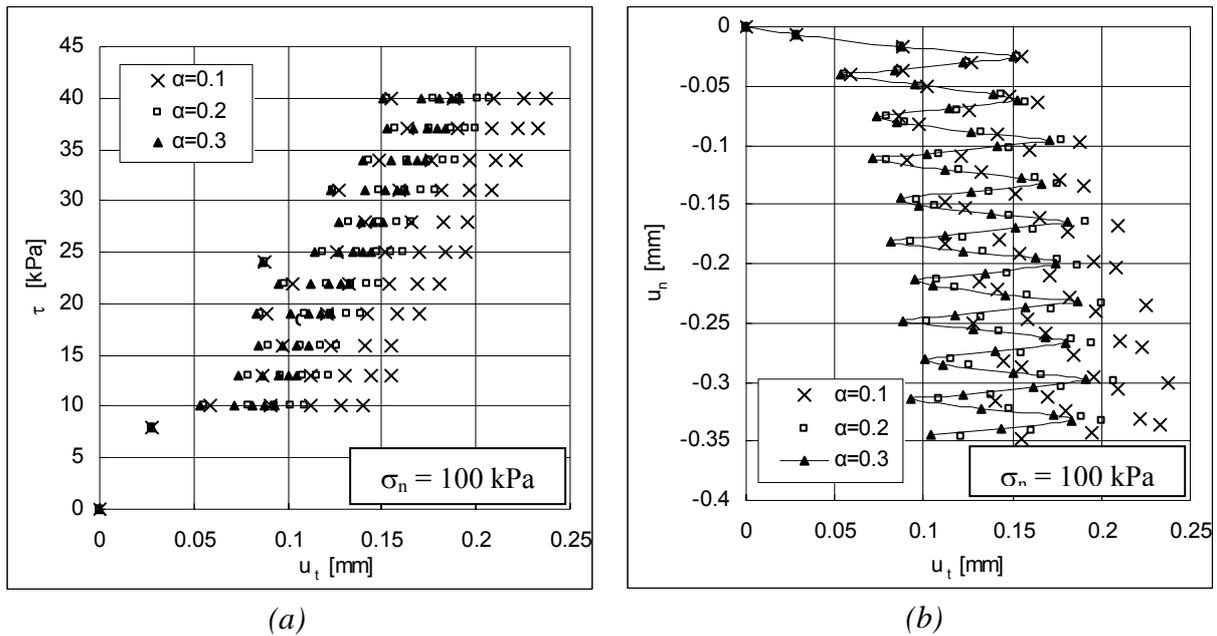


Figure 2-20 : Modjoin3 – Essai à contrainte normale constante en contrainte cisaillement imposée non symétrique

(a) Evolution du déplacement relatif tangentiel (b) : Evolution du déplacement normal

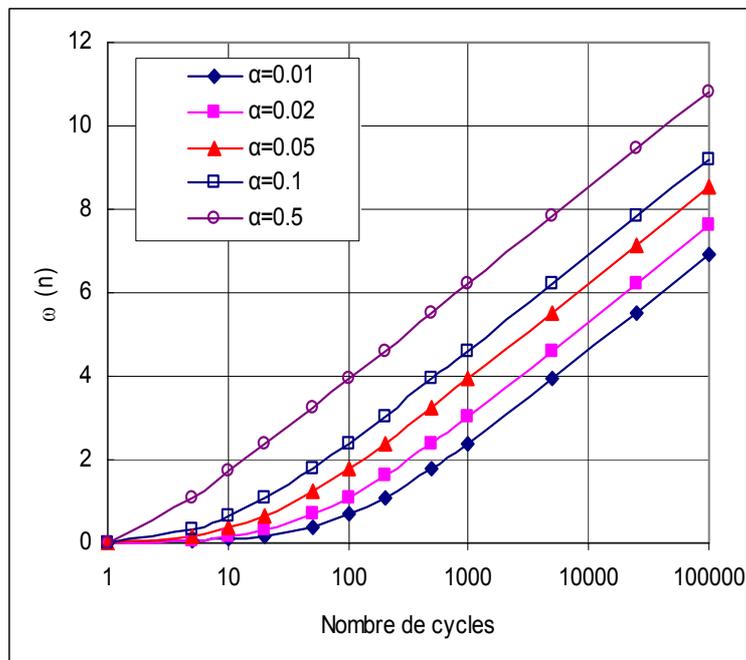


Figure 2-21 : Variations de ω en fonction du nombre de cycles n et du paramètre α

De la même manière, on peut aussi ajouter un terme supplémentaire k_w sur la règle d'écoulement pour diminuer éventuellement les phénomènes de contractance ou de dilatance au cours des cycles :

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma_n} = \left(M_g - \frac{|\tau - \sigma_n R_c|}{\sigma_n} \right) e^{-a_c u_{ic}^p (\exp(n k_w))} \quad (2-26)$$

Les résultats avec la modification introduite ci-dessus sont présentés sur la figure 2-22. On note que cette modification ajoute un paramètre supplémentaire dont l'influence reste toutefois modérée.

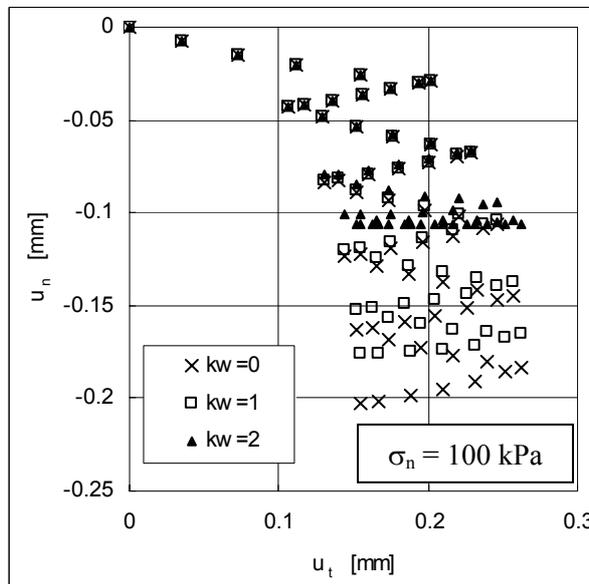


Figure 2-22 : Modjoin3 et modification de la règle d'écoulement
Evolution du déplacement normal

2.4.5 Formulation élastoviscoplastique

La loi précédemment proposée peut être transposée au cadre de l'élastoviscoplasticité en introduisant un paramètre η qui traduit le comportement visqueux du matériau. L'écriture de la loi de comportement dans le cadre de viscoplasticité permettra dans la suite de travail de s'affranchir de problèmes d'intégration lorsque celle-ci est pilotée en contraintes. Les équations utilisées sont les suivantes :

- Pour la surface limite :

$$f_m = |\tau| + \sigma_n R_{\max} \quad (2-27)$$

$$\text{Si } f_m > 0 : \dot{u}_t^p = \frac{f_m}{\eta} \frac{\partial g}{\partial \tau} \quad (2-28)$$

$$\dot{u}_n^p = \frac{\partial g}{\partial \sigma} \dot{u}_t^p \quad (2-29)$$

$$\dot{R}_{\max} = -DR.ADR.e^{ADR\gamma_t^p} |\dot{u}_t^p| \quad (2-30)$$

- Pour la surface de charge cinématique :

$$f_c = |\tau - \sigma_n R_c| \quad (2-31)$$

$$\text{Si } f_c > 0 : \dot{u}_t^p = \frac{f_c}{\eta} \frac{\partial g}{\partial \tau} \quad (2-32)$$

$$\dot{u}_n^p = \frac{\partial g}{\partial \sigma} \dot{u}_t^p \quad (2-33)$$

$$\dot{R}_c = \gamma_c \left(R_{\max} \dot{u}_t^p - R_c |\dot{u}_t^p| \right) \quad (2-34)$$

Le calage du paramètre η traduisant la viscosité permet de rendre équivalente les formulations élastoplastiques et élastoviscoplastiques. Les figures 2-23 à 2-26 montrent des comparaisons entre les deux formulations pour une valeur de η égale à 900 Pa. Les simulations sont effectuées pour des essais de cisaillement à contrainte normale constante. Le cisaillement est imposé d'abord de manière non symétrique puis de manière symétrique. On observe que les courbes des contraintes de cisaillement et de déplacement tangentiel sont bien superposées pour les deux calculs.

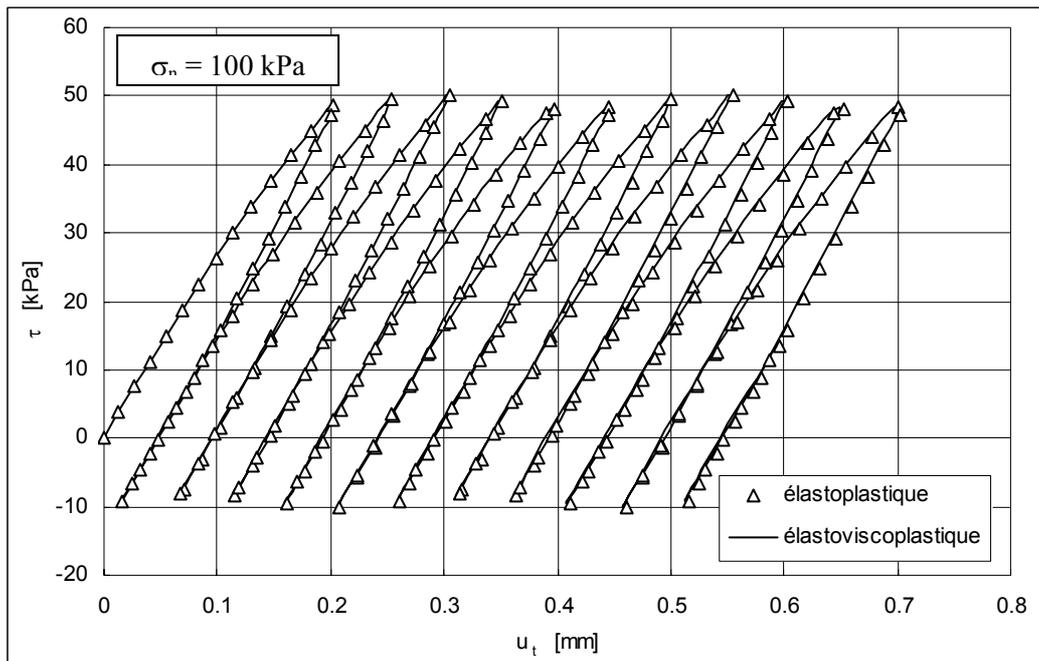


Figure 2-23 : Comparaison de la contrainte de cisaillement en charge non symétrique ($\eta = 900 \text{ Pa}$)

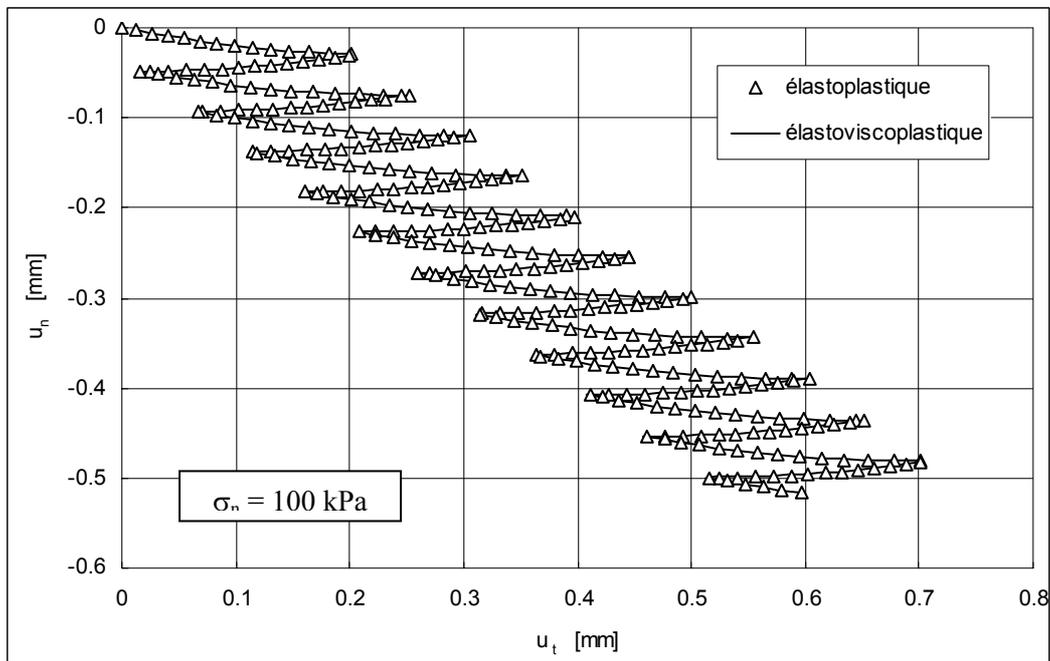


Figure 2-24 : Comparaison du déplacement normal en charge non symétrique ($\eta = 900 \text{ Pa}$)

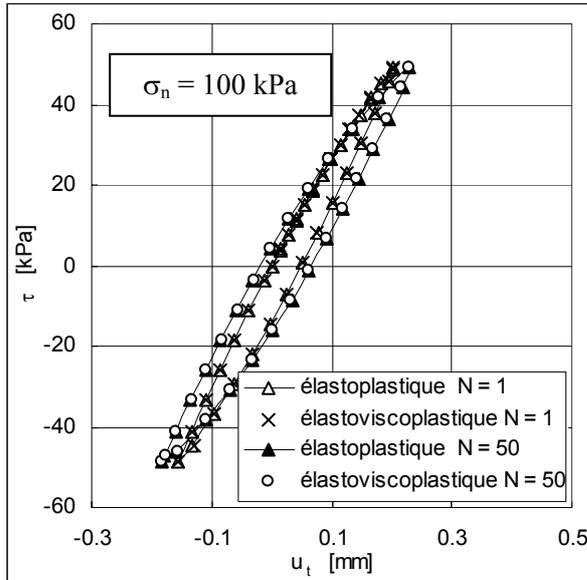


Figure 2-25 : Comparaison de la contrainte de cisaillement en charge symétrique ($\eta = 900 \text{ Pa}$)

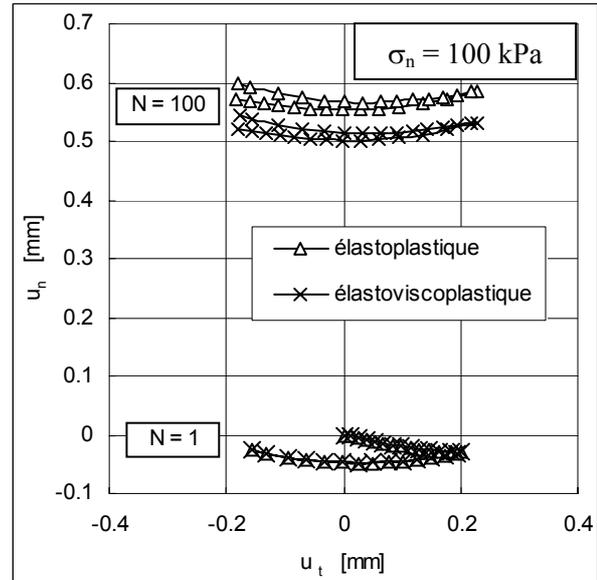


Figure 2-26 : Comparaison du déplacement normal en charge symétrique ($\eta = 900 \text{ Pa}$)

2.4.6 Implémentation de Modjoin dans Flac3D

La dernière phase du travail relatif à la loi de comportement Modjoin a consisté à implémenter dans le logiciel Flac3D les différentes versions développées précédemment. Les interfaces dans Flac3D permettent de relier deux nœuds du maillage qui peuvent alors s'interpénétrer ou glisser l'un par rapport à l'autre. La programmation a été effectuée à l'aide du langage Fish disponible dans le logiciel. Au cours des itérations, les différents points d'interface sont listés et pour chaque point, la loi de comportement est intégrée de manière à obtenir l'état de contraintes après les corrections plastiques. Des forces nodales provenant des forces non équilibrées résultant de l'apparition de la plasticité sont définies à partir du calcul du multiplicateur plastique et prises en compte par le logiciel. Ces forces sont calculées selon une procédure semblable à celle décrite dans le manuel théorique du logiciel (Flac3D, 2002). D'autres valeurs sont stockées comme les déplacements plastiques et l'ensemble des paramètres d'écrouissage.

Afin de valider la programmation faite dans Flac3D, des comparaisons ont été effectuées à partir de la modélisation d'un essai de cisaillement. En Fortran, l'essai de cisaillement est modélisé directement sur un chemin piloté en contrainte ou en déplacement pour un seul point. Dans Flac3D, l'essai de cisaillement est modélisé en suivant le contact de deux éléments

massifs tridimensionnels en 4 points (calculs 3D) (figure 2-27) et c'est la moyenne des valeurs obtenus au 4 points qui est retenue.

Les trois lois de comportement Modjoin1, 2 et 3 ont été testées. Les résultats obtenus (figure 2-28 à 2-30) sont sensiblement identiques dans les deux cas.

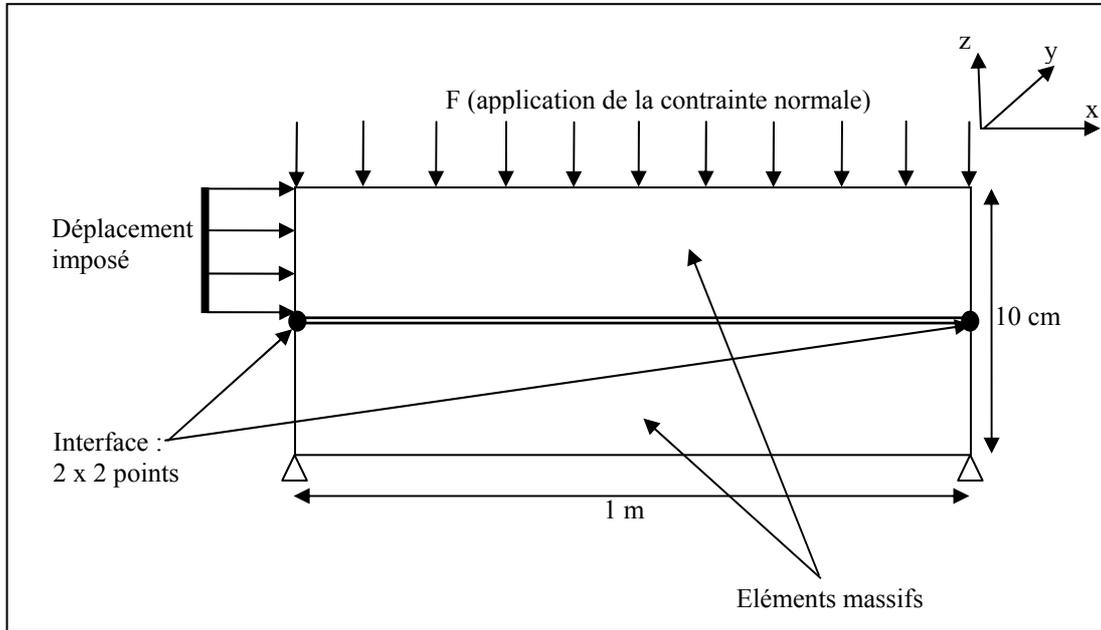


Figure 2-27 : Modélisation d'un essai de cisaillement dans Flac3D

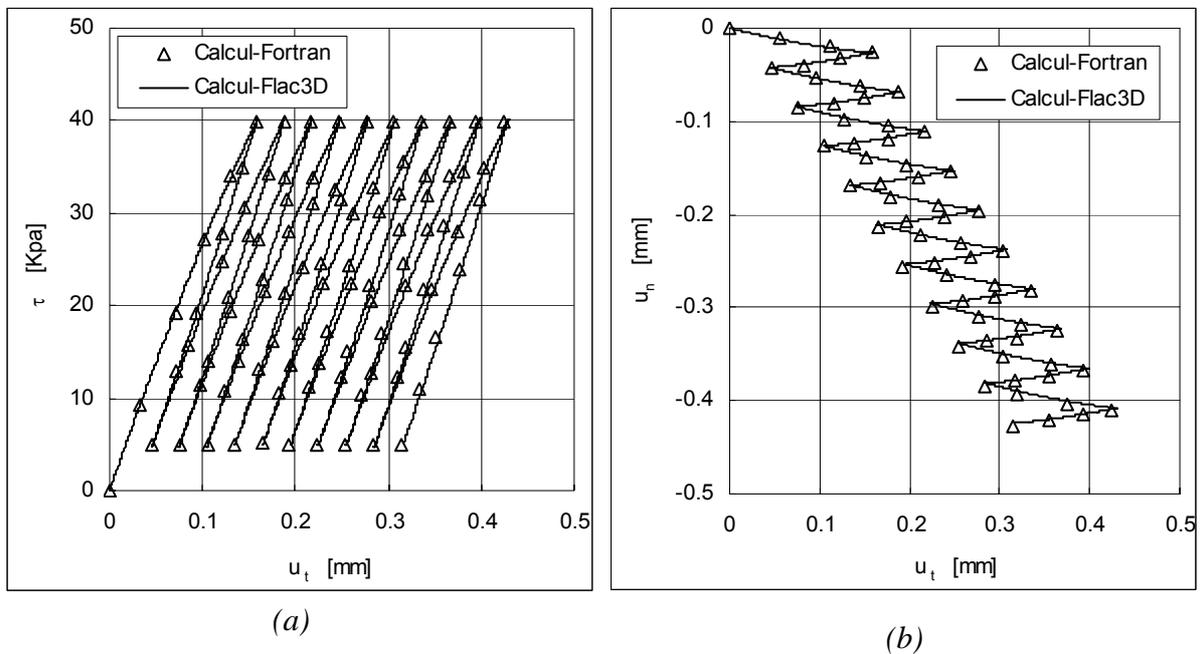


Figure 2-28 : Modjoin1 – Essai piloté en contrainte sous charge non symétrique

(a) : Evolution de la contrainte de cisaillement

(b) : Evolution du déplacement normal

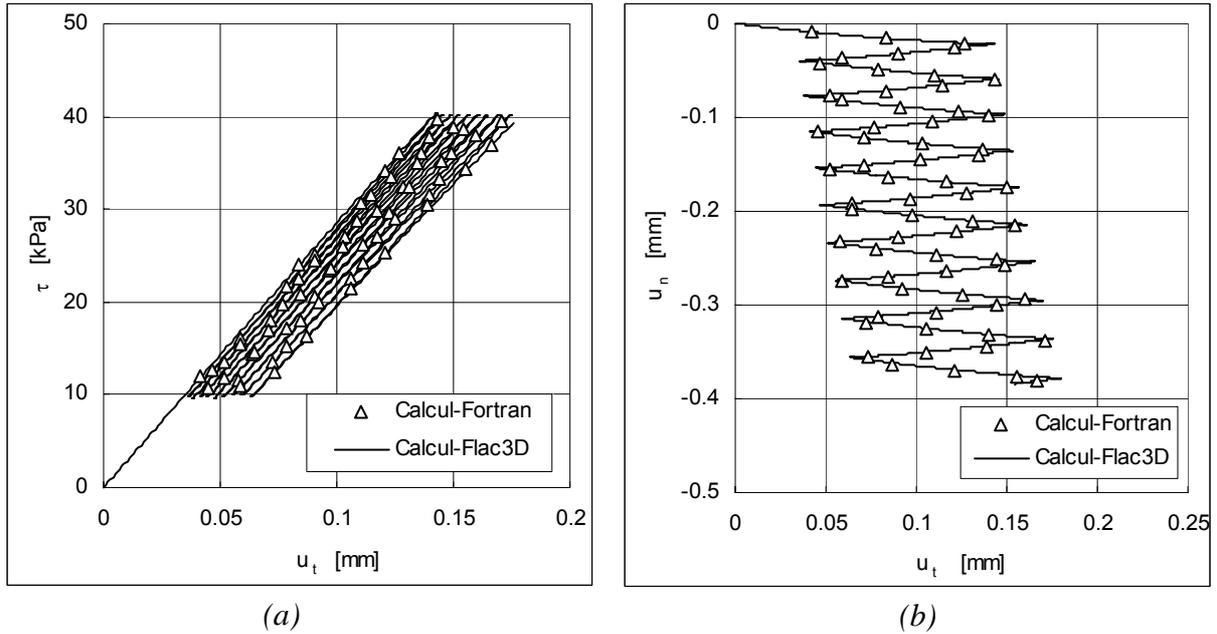


Figure 2-29 : Modjoin2 – Essai piloté en contrainte sous charge non symétrique ($\omega = 2$)

(a) : Evolution de la contrainte de cisaillement

(b) : Evolution du déplacement normal

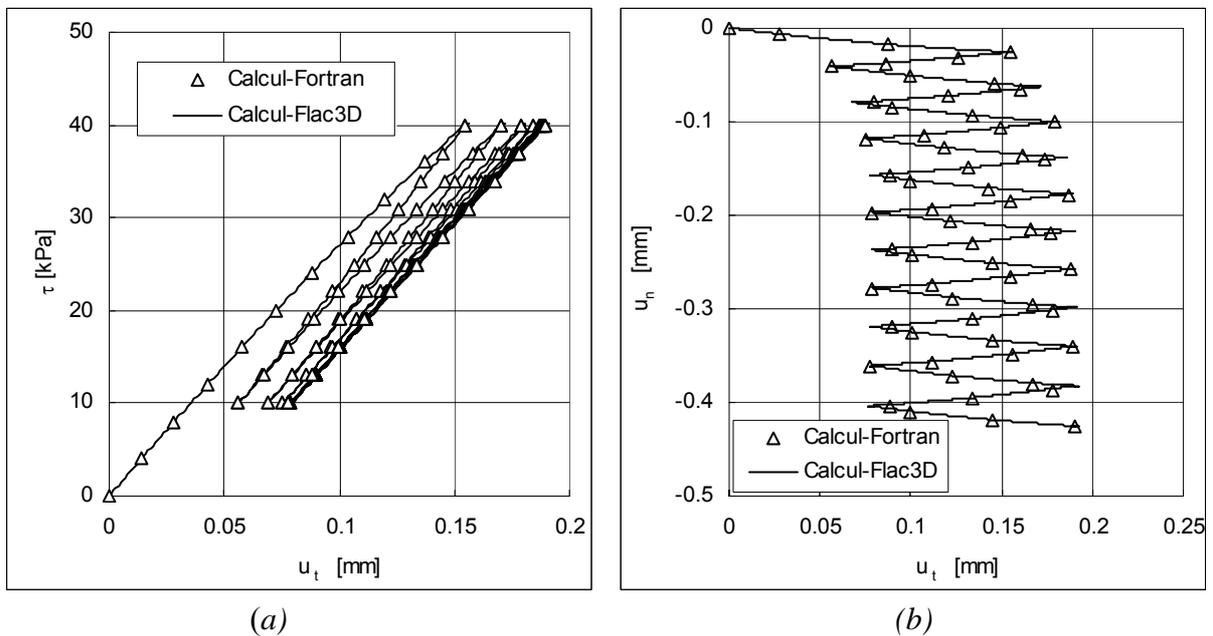


Figure 2-30 : Modjoin3 – Essai pilotée en contrainte sous charge non symétrique ($\alpha = 0.3$)

(a) : Evolution de la contrainte de cisaillement

(b) : Evolution du déplacement normal

2.5 Conclusion

Ce chapitre a permis d'aborder de nombreux aspects liés aux lois de comportement permettant de modéliser les phénomènes cycliques. La loi de comportement reprise puis développée est formulée dans le cadre de l'élastoplasticité avec un mécanisme d'écrouissage cinématique non linéaire. Le concept de l'écrouissage est basé sur l'existence de deux surfaces : une surface limite et une surface de charge. L'étude précise de ces deux surfaces a permis de montrer comment chaque phénomène cyclique (radoucissement ou durcissement cyclique, adaptation, accommodation ou rochet, relaxation) peut être pris en compte avec une loi de comportement de ce type. En particulier, un développement important dans la loi de comportement permet de contrôler le phénomène de rochet lors d'un chargement en contrainte non symétrique. Dans la perspective de l'étude d'un ouvrage réel où la problématique majeure est la gestion des déplacements dans le temps, cet apport semble de tout premier ordre. Toujours dans l'objectif d'une telle étude, la loi de comportement a été implémentée dans le logiciel Flac3D et validée. La suite de ce travail consiste à analyser les potentialités de cette loi de comportement à l'échelle d'un ouvrage.

Chapitre 3 : Exemples d'application de structures soumises à un chargement cyclique

Sommaire

3.1	INTRODUCTION.....	69
3.2	EXEMPLE ACADEMIQUE.....	70
3.2.1	<i>Présentation de l'exemple</i>	70
3.2.2	<i>Résultats de calcul</i>	72
3.2.3	<i>Influence du radoucissement et du durcissement cyclique</i>	78
3.2.4	<i>Influence du mécanisme d'écroutissage</i>	80
3.3	PIEU SOUS CHARGEMENT AXIAL.....	84
3.3.1	<i>Géométrie – Maillage – Etat initial</i>	84
3.3.2	<i>Résultats avec ModJoin1</i>	84
3.3.3	<i>Influence du radoucissement et du durcissement cyclique</i>	92
3.3.4	<i>Influence du mécanisme d'écroutissage</i>	95
3.4	CONCLUSION	99

3.1 Introduction

Le développement de la loi de comportement Modjoin et son introduction dans le code de calcul Flac3D permet désormais de réaliser des calculs à l'échelle de structures et d'ouvrages pour plusieurs centaines voire milliers de cycles selon le temps disponible. Ce type de calculs reste rare dans le domaine de la géotechnique. Desai (1984) présente la modélisation d'une expérimentation testant uniquement le comportement d'une interface. La loi de comportement utilisée dans ce cas repose sur le modèle de Ramberg-Osgood. Chin et Poulos (1992) présentent deux logiciels mettant en œuvre la méthode des éléments finis et disposant d'une loi de comportement permettant de prendre en compte des chargements cycliques. Les lois de comportement utilisées restent toutefois relativement simples (utilisation de modèles de type Ramberg-Osgood). On peut citer aussi l'article de Shahrour et Meimon (1995) où les déplacements d'une structure maritime sont calculés pour plusieurs centaines de cycles. Dans tous les cas, les calculs présentés ne comportent jamais plus de quelques centaines de cycles. Niemunis et al. (2005) présentent quant à eux une alternance de calculs cycle à cycle et de calculs effectués par une méthode de « sauts ». Leurs calculs sont réalisés pour plusieurs milliers de cycles.

Ce chapitre comprend l'étude de deux exemples dont les objectifs spécifiques sont les suivants :

- Le premier exemple est relatif à un exemple académique simple : l'objectif est de poursuivre sur le plan intuitif la validation de la loi de comportement (l'idée est de vérifier que les résultats numériques obtenus sont conformes à l'intuition) et de

disposer d'un calcul comportant plusieurs milliers de cycles qui servira de base pour le développement de la méthode de « sauts de cycles ».

- Le second exemple traite d'un pieu soumis à un effort axial cyclique : l'objectif est d'analyser précisément le comportement du pieu soumis à différents chargements cycliques et toujours de disposer de calculs comportant un nombre de cycles suffisants pour caler la méthode de « sauts de cycles » développée au chapitre 4.

3.2 Exemple académique

3.2.1 Présentation de l'exemple

L'exemple académique traite du contact entre deux éléments de rigidité différente. La géométrie d'étude et les conditions aux limites imposées sont présentées à la figure 3-1. Cet exemple concerne un élément d'interface. Il s'agit de reproduire de manière simplifiée les conditions de contact entre un pieu et le sol. A l'interface de ces deux éléments, on modélise un élément de contact surfacique d'épaisseur nulle. Cette interface est caractérisée par le modèle Modjoin1 (modèle de base) dans un premier temps. Les propriétés de l'interface sont présentées dans le tableau 3-1. Compte-tenu des paramètres utilisés ($\varphi = 41^\circ$, $\psi_c = 5^\circ$ et $DR = -0.05$), le modèle présente un comportement qui peut être caractérisé par deux aspects principaux :

- Une phase de contractance réduite et une phase de dilatance plutôt étendue (ψ_c est faible devant φ).
- Une tendance au radoucissement à la fois sous chargement monotone et sous chargement cyclique (DR est négatif).

Une charge F monotone puis cyclique est appliquée sur l'élément de sol sur lequel s'exerce la contrainte normale. Celle-ci est appliquée sur l'élément qui n'est pas bloqué dans le sens transversal de manière à reproduire la contrainte dans le sol. Ce premier calcul correspond au calcul **C1**.

Les grandeurs suivies afin d'analyser le calcul sont (figure 3-2). :

- Le déplacement u_z au point A qui correspond au déplacement jugé significatif pour la structure étudiée.
- Le déplacement relatif u_t au niveau du point d'interface A (avec A' point fictif).
- Les contraintes tangentielles τ et σ_n au niveau des interfaces au point A.
- Le déplacement normal (suivant la direction y) au niveau des interfaces au point A.

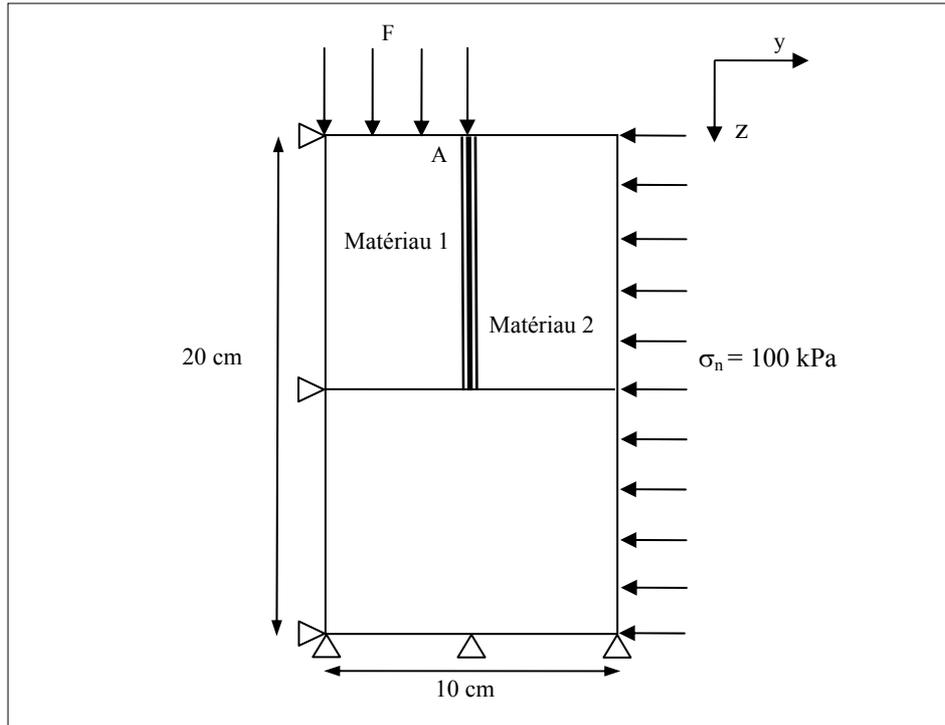


Figure 3-1: Condition aux limites et chargement appliqué pour l'essai académique non homogène

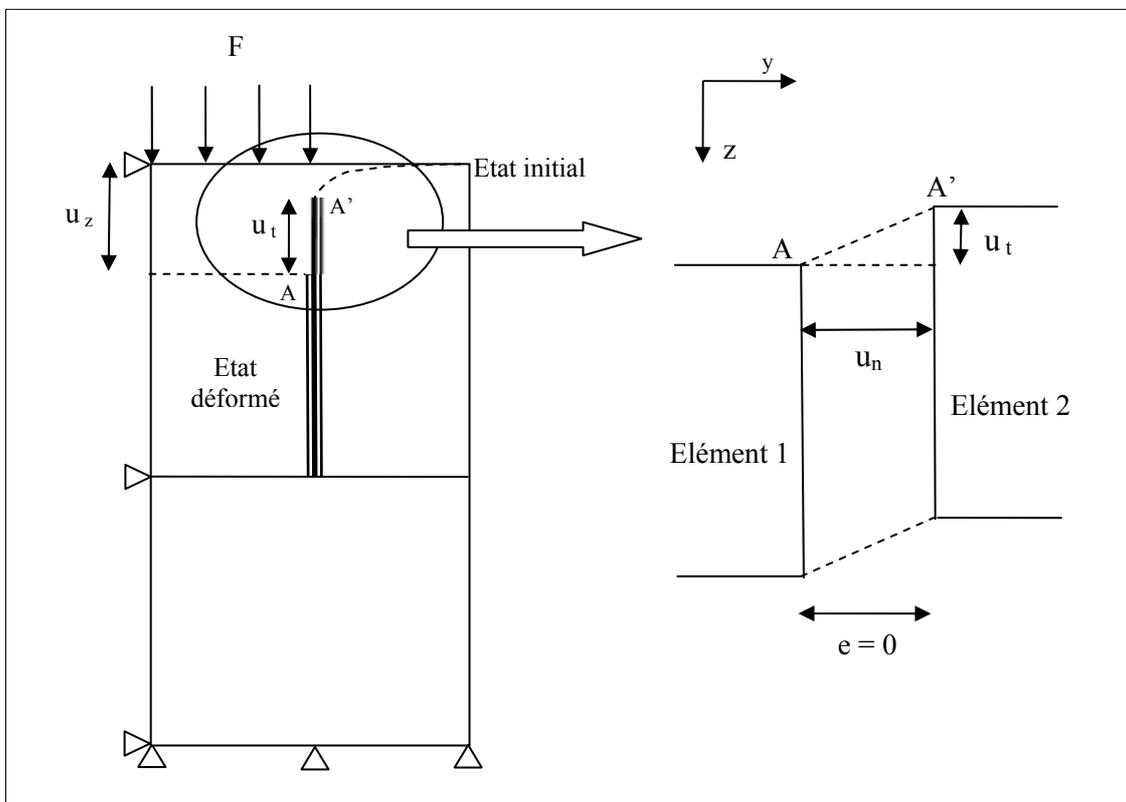


Figure 3-2: Présentation schématique des déplacements u_z , u_t et u_n mesurés

Tableau 3-1 : Paramètres utilisés pour Modjoin

k_n [kPa/m]	k_t [kPa/m]	φ [°]	ψ_c [°]	a_c	γ_c [kPa/m]	β_c	DR	ADR
$22 \cdot 10^4$	$8.33 \cdot 10^4$	41	5	-0.03	10	1.55	-0.05	-0.05

3.2.2 Résultats de calcul

Chargement monotone

Les résultats du chargement monotone sont présentés sur les figures 3-3 à 3-8. La courbe charge-déplacement u_z (figure 3-3) est linéaire ce qui rend compte d'une forte rigidité du modèle considéré. Le nombre de blocages peut tout à fait expliquer ce phénomène.

Les figures 3-4 à 3-6 présentent les résultats de contraintes et déplacement normal au point A. Le comportement obtenu correspond à un mécanisme usuel de cisaillement. On note que la contrainte de cisaillement augmente brutalement au début de chargement puis tend vers une droite de pente plus faible (figures 3-4). La contrainte normale présente une phase de contractance (figures 3-5) puis une phase de dilatance. Le déplacement normal relatif " u_n " présente toujours une phase contractance (figure 3-6).

La figure 3-7 illustre l'évolution du chemin de contrainte sous charge monotone. La contrainte de cisaillement croît rapidement puis elle s'aligne sur une droite passant par l'origine et ayant une pente égale à l'angle de frottement limite 41° .

Le paramètre d'érouissage R_c suit une évolution relativement prévisible : il augmente au début de l'essai jusqu'à atteindre la valeur R_m à partir de laquelle il commence à diminuer (figure 3-8). Cette diminution est due à la présence du paramètre DR négatif qui induit un radoucissement à la fois lors des chargements monotones et cycliques.

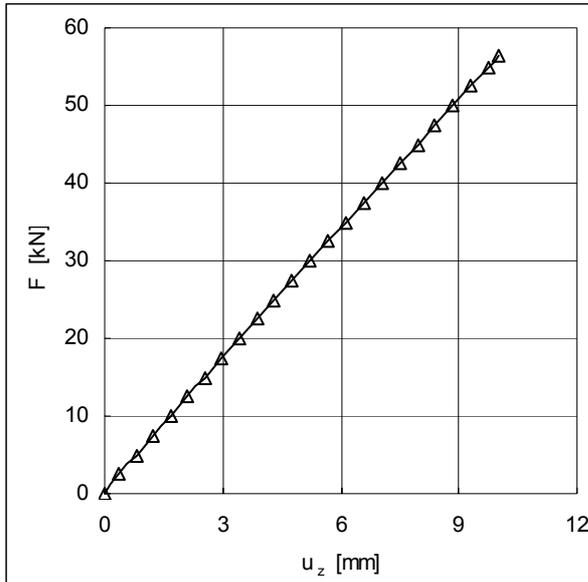


Figure 3-3 Evolution du déplacement u_z

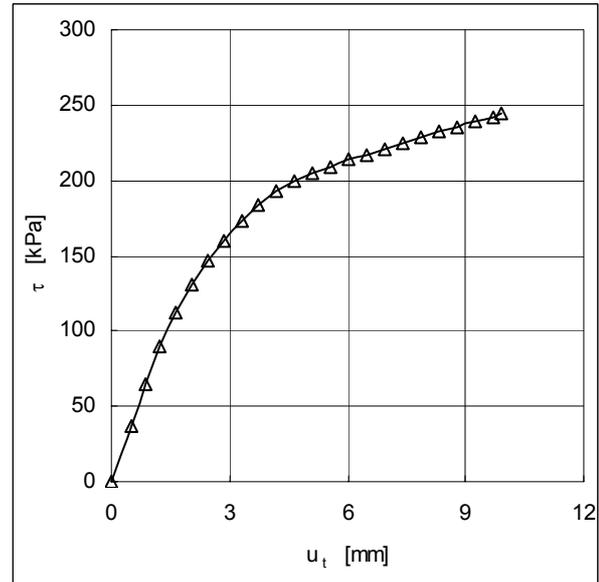


Figure 3-4 : Evolution de la contrainte de cisaillement en A

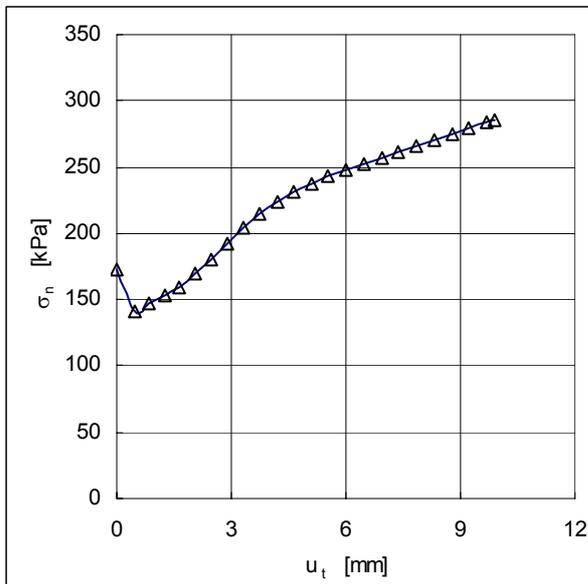


Figure 3-5 : Evolution de la contrainte normale en A

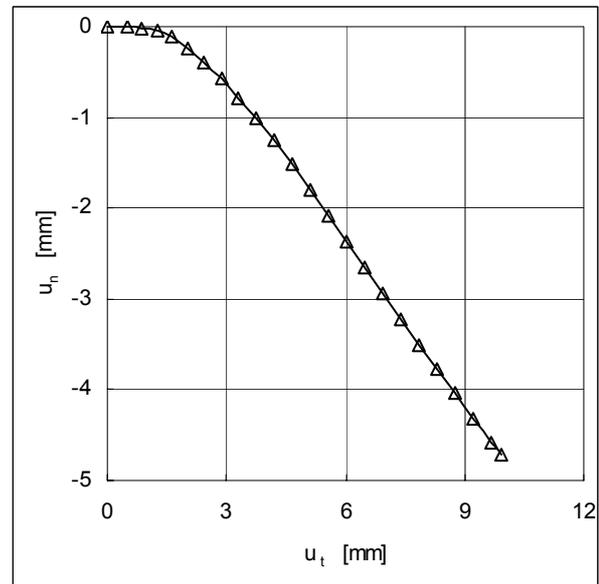


Figure 3-6: Evolution du déplacement normal en A

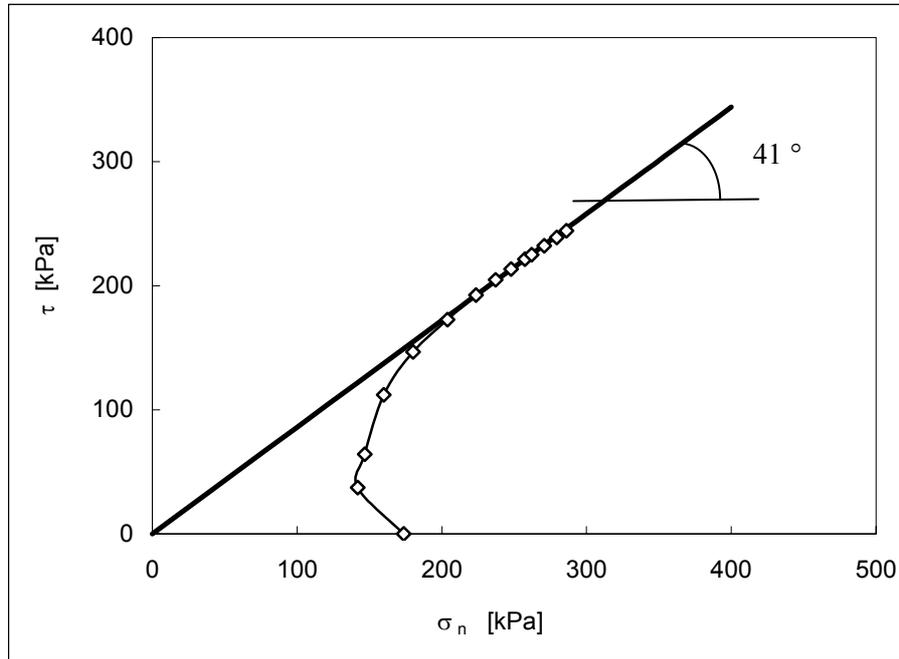


Figure 3-7 : Chemin de contraintes de charge monotone

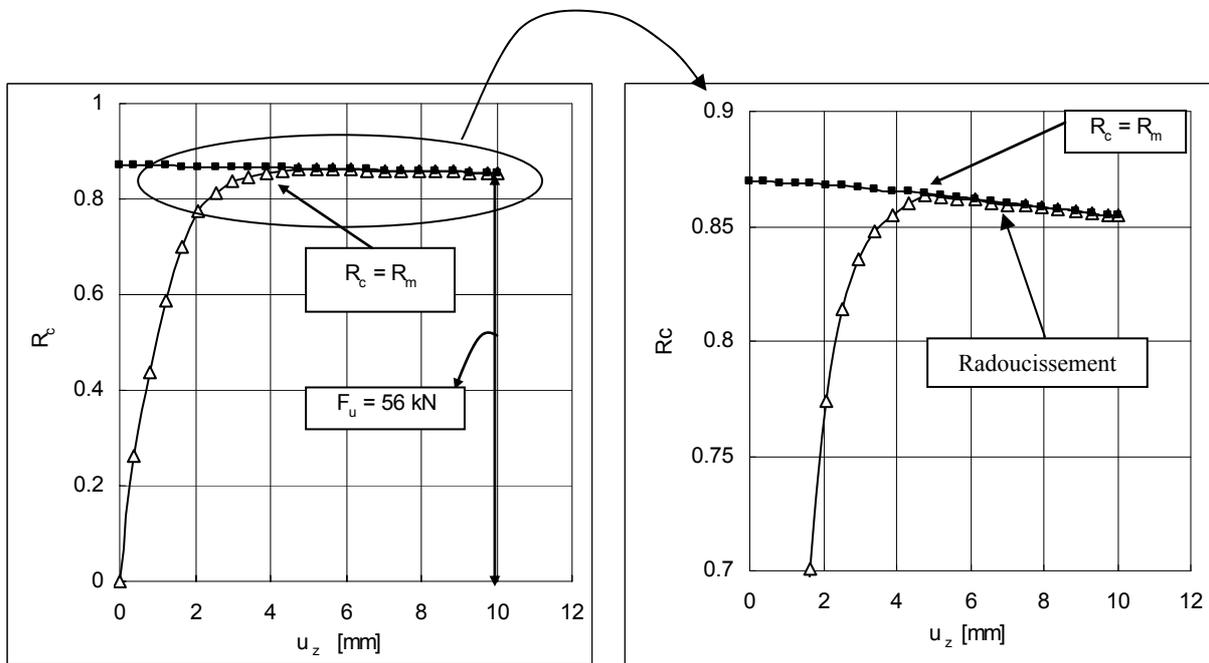


Figure 3-8 : Evolution des paramètres d'écroutissement

Tableau 3-2 : Valeurs des chargements monotones et cycliques

ΔF / % F_u	25 N	50 N
90%	C1-1	C1-2
50%	C1-3	—
15%	C1-4	—

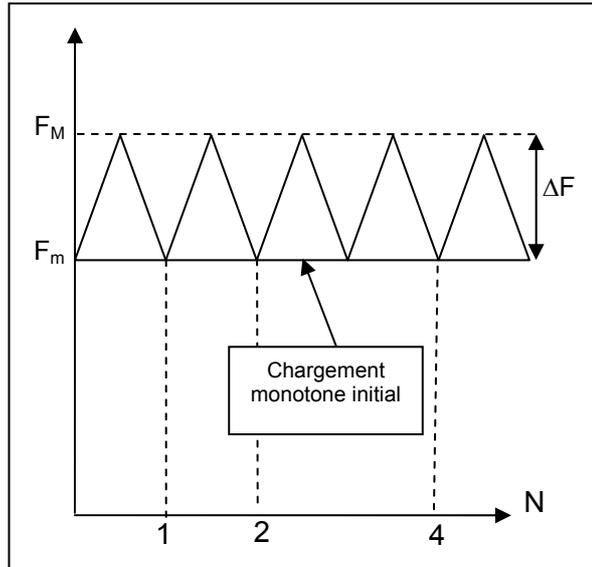


Figure 3-9 : Type de chargement cyclique

Chargement cyclique

Deux niveaux de chargements cycliques ont été choisis correspondant à 90, 50 et 15 % de la charge de rupture forfaitaire F_u . Cette charge de rupture forfaitaire a été obtenue par un calcul préalable où un déplacement u_z de 10 mm a été atteint. Pour ces 3 charges, deux amplitudes de chargement ont été définies, 25 et 50 N, qui correspondent à 0.04 et 0.08 % de la charge de rupture. Ces valeurs faibles s'expliquent par la volonté de pouvoir effectuer le plus grand nombre de cycles possible. Le tableau 3-2 récapitule l'ensemble des calculs effectués et définit les codes respectifs, notés, **C1-i** ($i=1,4$).

La charge monotone est appliquée jusqu'à la valeur F_m pour atteindre le pourcentage voulu de la charge ultime puis le chargement cyclique est appliqué avec une amplitude ΔF entre F_m et F_M (figure 3-9).

Si on note u_0 le déplacement du point A à la fin du chargement monotone et u_z le déplacement au cycle n , Δu_z représente la différence entre u_z et u_0 . Les figures 3-10 et 3-11 présentent l'évolution de Δu_z pour les différents calculs. Le calcul C1-2 fournit des déplacements plus importants que le calcul C1-1 ce qui est conforme à l'intuition. La comparaison entre les calculs C1-1, C1-3 et C1-4 (figure 3-11) montre que pour une même amplitude de chargement cyclique, plus la charge monotone est importante, plus le déplacement au cours des cycles augmente. Dans tous les cas, le déplacement ne parvient pas à se stabiliser au cours des cycles ce qui doit être la conséquence de la loi de comportement qui indique un phénomène de rochet pour un essai de cisaillement en contrainte imposée non symétrique.

Les figures 3-12 et 3-13 présentent l'évolution de la contrainte de cisaillement τ et de la contrainte normale σ_n en fonction des cycles. La contrainte de cisaillement et la contrainte normale diminuent constamment au cours des cycles. La diminution au niveau du point A s'explique par un mécanisme de cisaillement entre les deux éléments de sol et le radoucissement cyclique qui est introduit dans la loi de comportement (DR est négatif). La figure 3-14 présente l'évolution des chemins des contraintes. La contrainte de cisaillement décroît plus vite au cours de chargement cyclique par rapport à la contrainte normale. A la fin du chargement cyclique, la contrainte de cisaillement tend vers zéro, ce qui indique une rupture de l'interface.

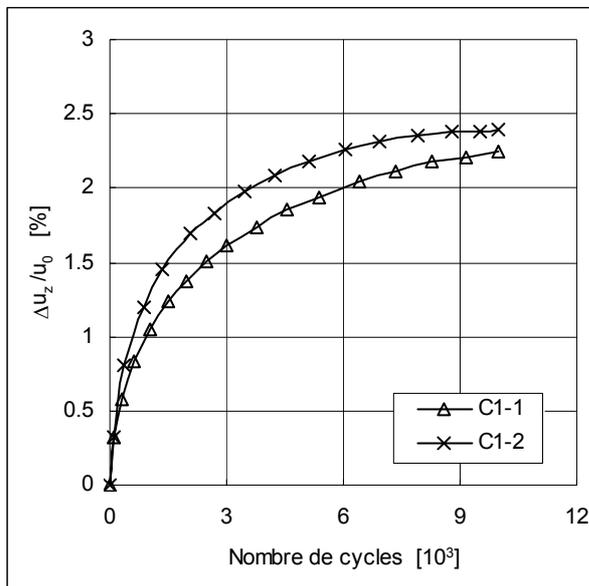


Figure 3-10: Evolution du déplacement u_z

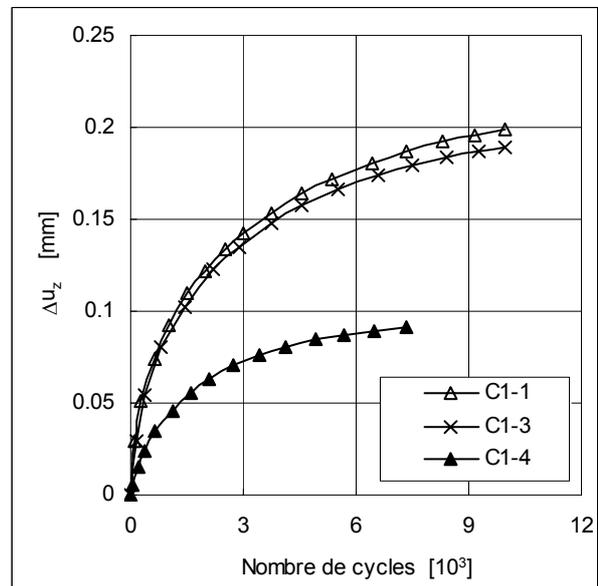


Figure 3-11: Evolution d'incrément du déplacement Δu_z

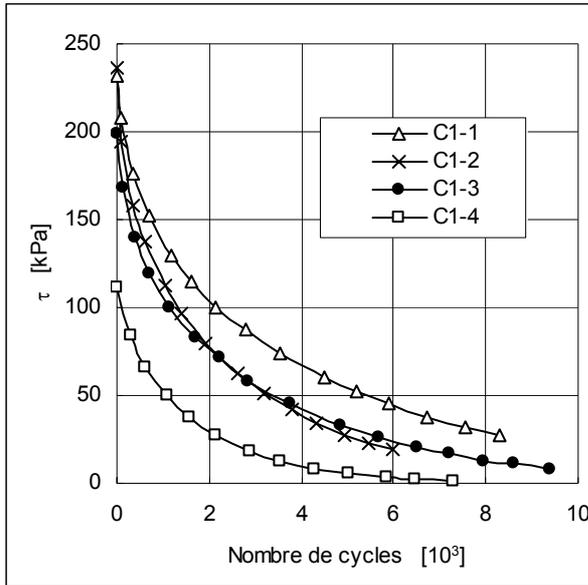


Figure 3-12 : Evolution de la contrainte de cisaillement au point A

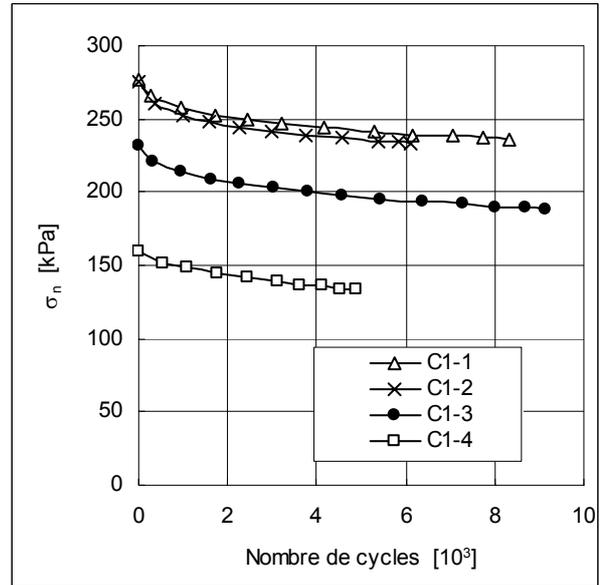


Figure 3-13 : Evolution de la contrainte normale au point A

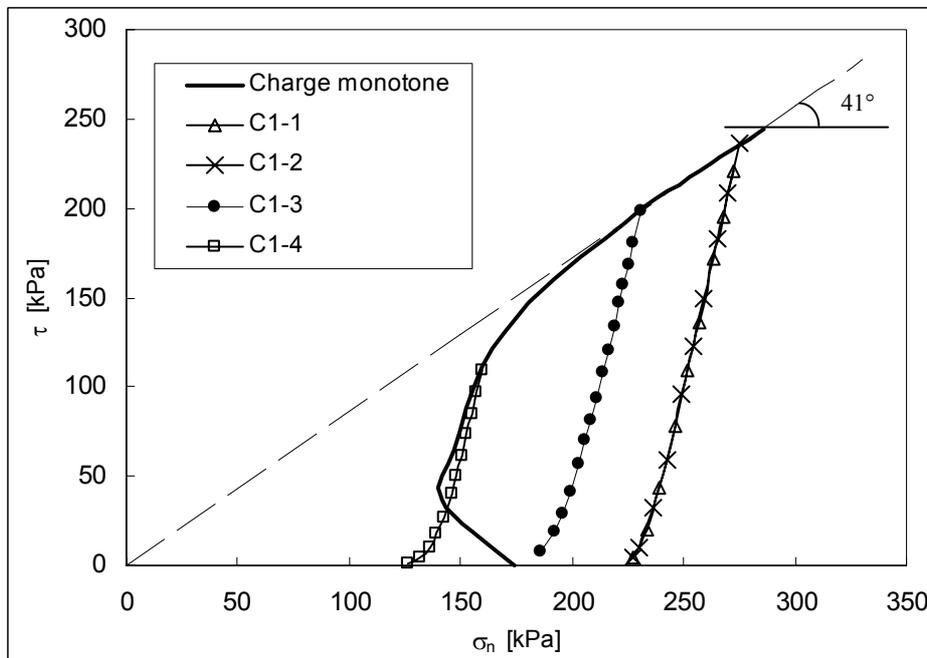


Figure 3-14 : Chemins des contraintes sous chargement cyclique (10,000 cycles)

3.2.3 *Influence du radoucissement et du durcissement cyclique*

Il s'agit d'illustrer l'influence de la prise en compte d'un radoucissement ou d'un durcissement cyclique dans la loi de comportement. Pour Modjoin, c'est le paramètre DR qui pilote ce comportement. Un calcul avec le paramètre DR positif a donc été réalisé (tous les autres paramètres sont inchangés).

Sur la phase de chargement monotone, les différences sont peu flagrantes en ce qui concerne les déplacements relatifs (u_t) et les contraintes (figures 3-15 a-b). Pour le paramètre d'écrouissage isotrope R_m (figure 3-16), les différences restent faibles mais présentent néanmoins des tendances de nature bien opposée. Quand le paramètre DR est positif, R_m croît et inversement quand DR est négatif.

Pour la phase de chargement cyclique, des différences nettes apparaissent sur les valeurs de déplacements cumulés (u_z) (figure 3-17 a). Le modèle avec DR positif présente des valeurs de déplacements (u_z) inférieures. Pour les contraintes de cisaillement (figure 3-17 b), on note une diminution moins rapide de leur évolution quand DR est positif. Ce résultat est tout à fait explicable d'un point de vue mathématique. Quand le paramètre DR est négatif, le module d'écrouissage H_c qui peut être défini par $H_c = \gamma_c |R_m - R_c|^{\beta_c}$ devient de plus en plus faible au cours des cycles si bien que le déplacement augmente. Dans les cas extrêmes, ce déplacement peut croître jusqu'à la ruine de la structure. Quand le paramètre DR est positif, c'est le contraire qui est observé. Toutefois, le déplacement ne se stabilise pas car il faudrait pour cela que la variable d'écrouissage R_m augmente indéfiniment, ce qui est physiquement impossible. En effet, au niveau de l'interface, un indice des vides minimal est atteint au-delà duquel aucun frottement supplémentaire ne peut être mobilisé.

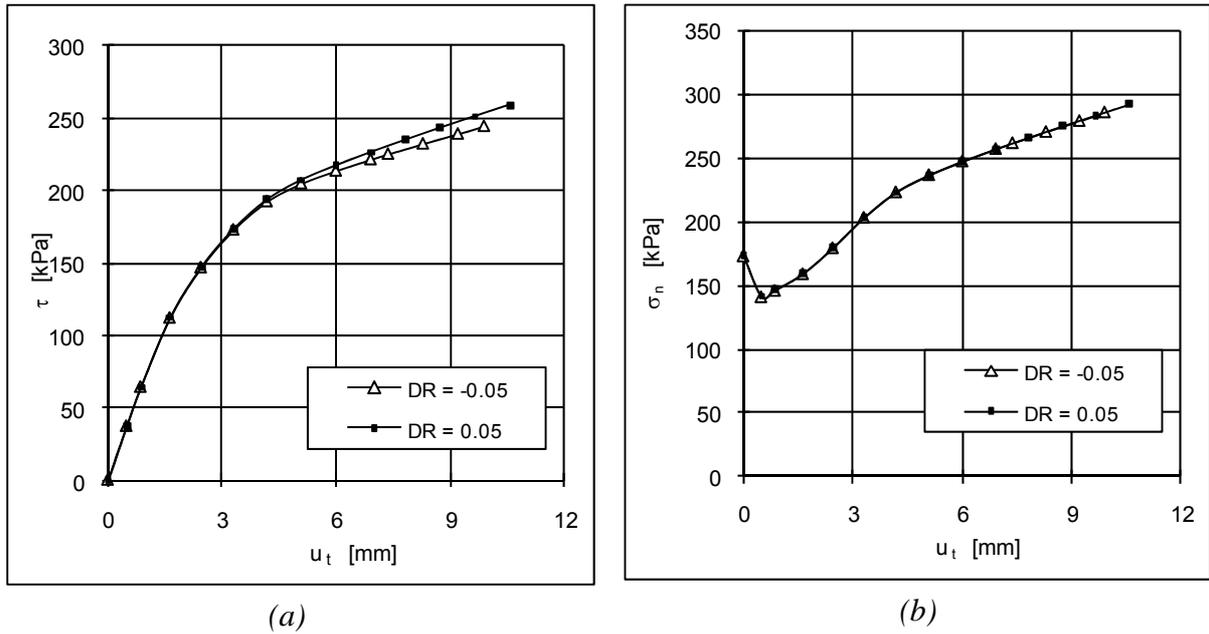


Figure 3-15 : Comparaison des contraintes calculées sous chargement monotone

(a) Evolution de la contrainte de cisaillement

(b) Evolution de la contrainte normale

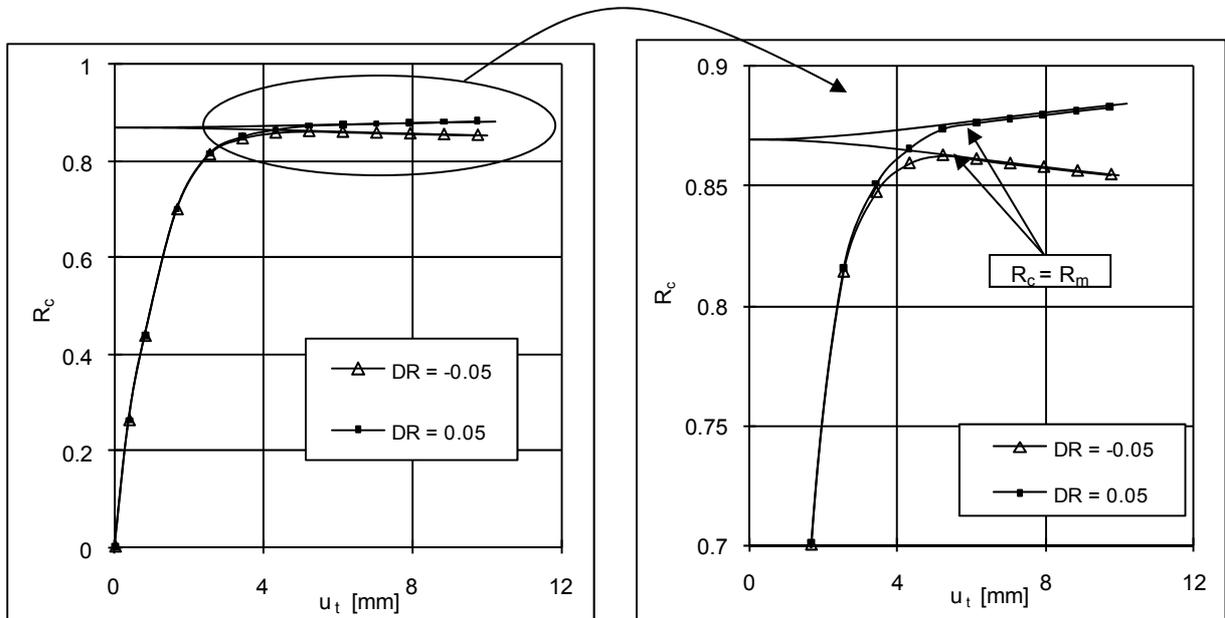


Figure 3-16 : Comparaison de l'évolution des paramètres d'écroutissage sous chargement monotone

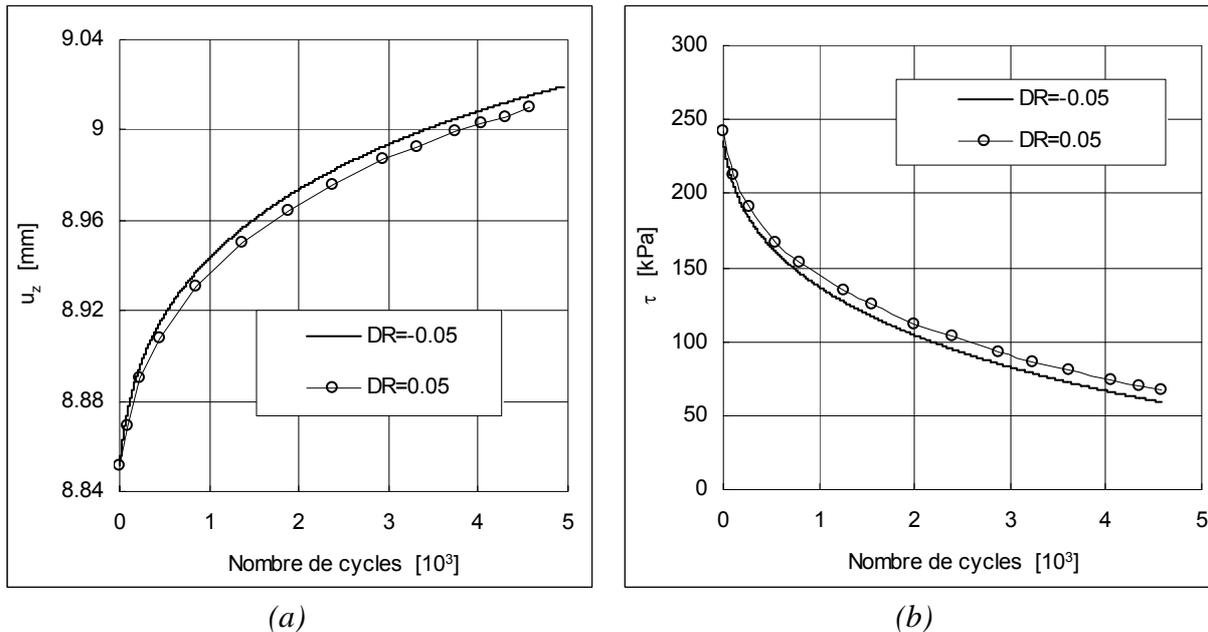


Figure 3-17 : Comparaison des grandeurs types au cours des cycles

(a) Evolution du déplacement cyclique u_z

(b) Evolution de la contrainte de cisaillement

3.2.4 Influence du mécanisme d'érouissage

Il s'agit de montrer l'influence du mécanisme d'érouissage introduit dans la loi de comportement sur les déplacements calculés u_z à l'échelle du modèle considéré. Dans cet objectif, les modèles Modjoin2 et Modjoin3 qui comportent une modification du mécanisme d'érouissage permettant de limiter le phénomène de rochet sont comparés.

Résultats obtenus avec Modjoin2

Différents calculs ont été menés avec la loi Modjoin2 de manière à la comparer à la loi Modjoin1. Trois valeurs du paramètre ω ont été choisies : 0 (qui correspond à Modjoin1), 1 et 2. Plus la valeur de ω est grande, plus la valeur du terme de rappel dans la loi de comportement est faible et plus le phénomène rochet est réduit. L'augmentation de ω conduit aussi à une augmentation de la raideur du modèle. Le chargement monotone initial correspond à 50 % de la charge ultime F_u et l'amplitude de chargement cyclique $\Delta F=2$ kN.

Les résultats obtenus avec la loi de comportement Modjoin2 sont présentés sur les figures 3-18 à 3-21. Plus la valeur du paramètre ω est grande, plus le déplacement u_z a tendance à se stabiliser avec le nombre de cycles. La contrainte de cisaillement au point A diminue avec le nombre de cycles et cette diminution est d'autant plus rapide que ω est faible. Pour $\omega = 2$, la

contrainte de cisaillement semble se stabiliser autour d'une valeur non nulle. La diminution de la contrainte de cisaillement dépend donc du terme de rappel dans la loi de comportement. Les contraintes normales diminuent aussi constamment.

Résultats obtenus avec Modjoin3

Trois valeurs du paramètre α ont été choisies : 0.01, 0.03 et 0.05. Les résultats obtenus avec Modjoin3 montrent en ce qui concerne les variations du déplacement u_z avec le nombre de cycles l'intérêt de la modification apportée dans la loi de comportement. Dans tous les cas, au-delà de 800 cycles (figures 3-22 à 3-25), le déplacement semble se stabiliser. L'augmentation continue du déplacement u_z dans les cas précédents avec Mojain1 et Modjoin2 provient donc du terme de rappel qui est trop important. Pour les contraintes de cisaillement, on met en évidence une diminution constante puis une stabilisation autour d'une valeur non nulle. Cette observation peut aussi être étendue aux contraintes normales. L'annulation du terme de rappel joue sur l'évolution des contraintes tangentiels et normales un rôle prépondérant dans cet exemple puisqu'il permet leur stabilisation autour d'une valeur non nulle.

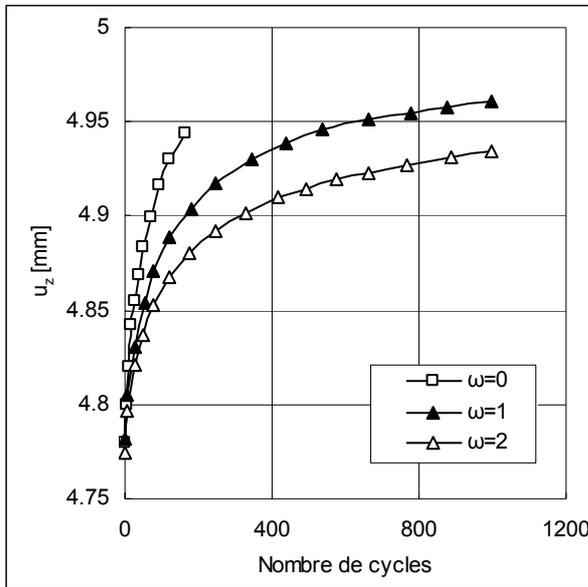


Figure 3-18 : Evolution du déplacement u_z

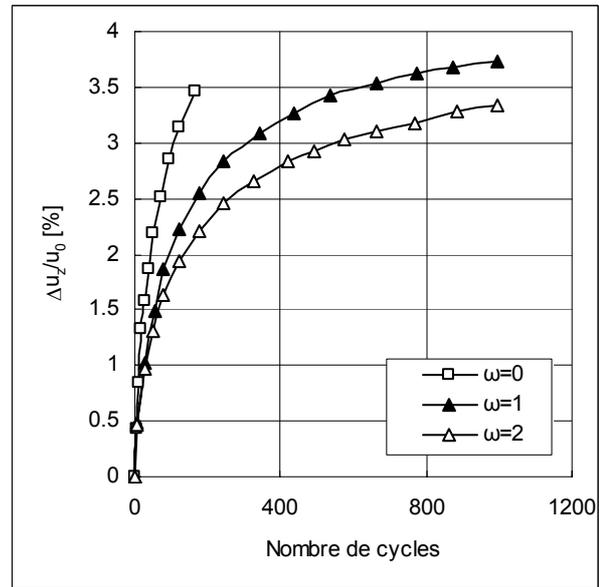


Figure 3-19 : Evolution du rapport $\Delta u_z / u_0$

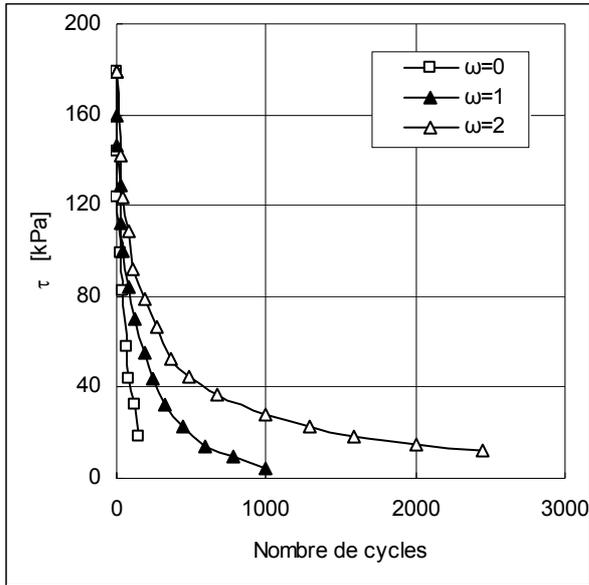


Figure 3-20 : Evolution de la contrainte de cisaillement au point A

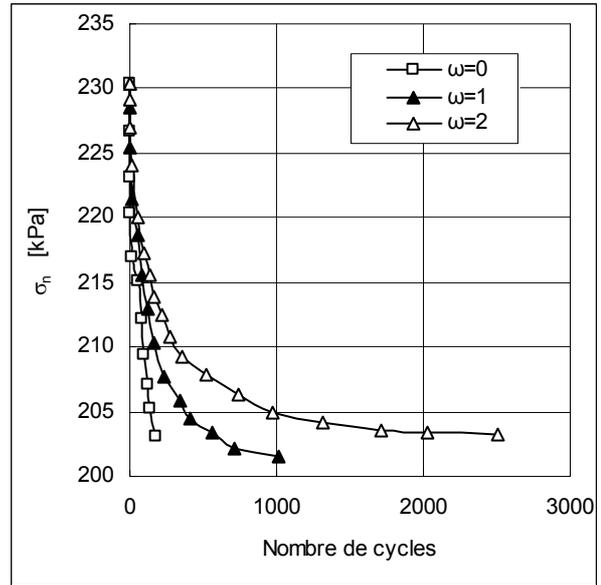


Figure 3-21 : Evolution de la contrainte normale au point A

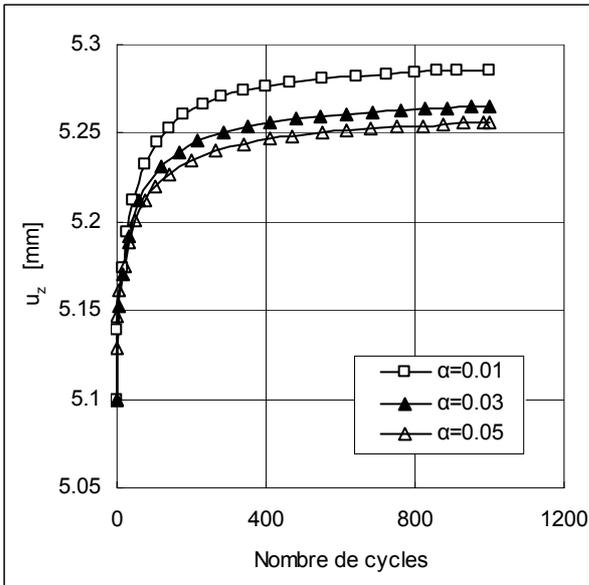


Figure 3-22 : Evolution du déplacement u_z

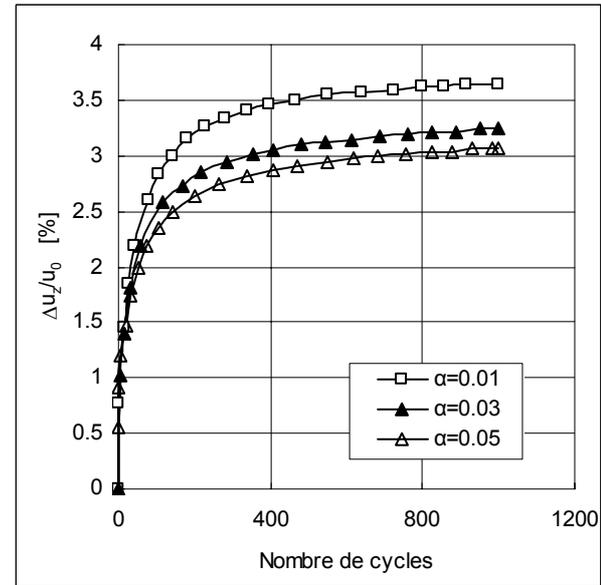


Figure 3-23 : Evolution du rapport $\Delta u_z/u_0$

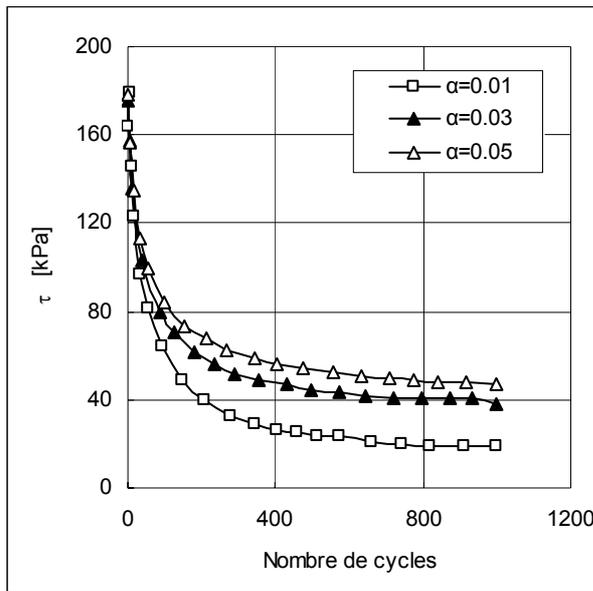


Figure 3-24 : Evolution de la contrainte de cisaillement en A

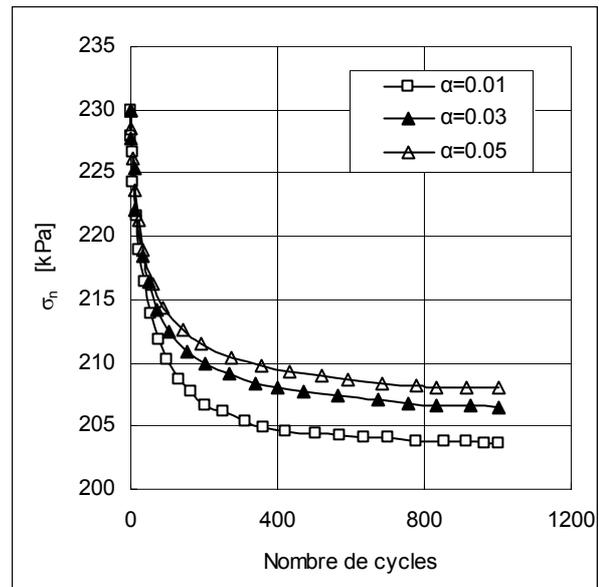
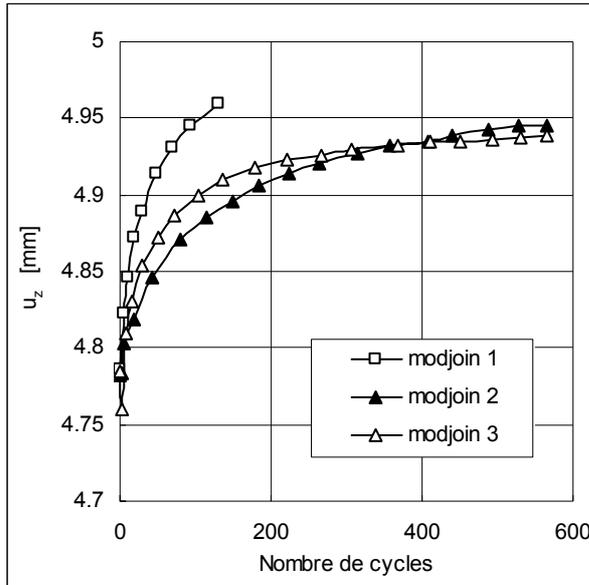
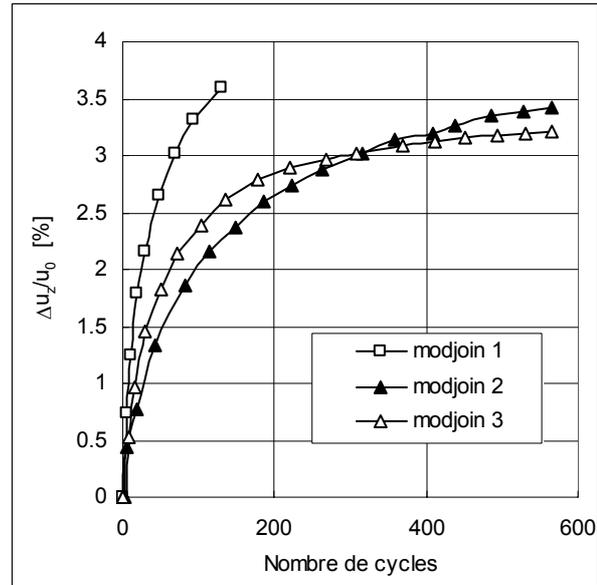


Figure 3-25 : Evolution de la contrainte normale en A

Comparaison des résultats

La comparaison des deux lois de comportement Modjoin2 et Modjoin3 avec respectivement $\omega=1$ et $\alpha=0.01$ est présentée sur les figures 3-26 et 3-27 en ce qui concerne le déplacement u_z . Les résultats obtenus avec Modjoin1 sont présentés de manière indicative. Avec la loi de comportement Modjoin2, le déplacement u_z ne parvient pas à se stabiliser avec le nombre de cycles contrairement à Modjoin3. Le modèle Modjoin3 indique des déplacements u_z plus faibles que le modèle Modjoin2 pour les grands nombres de cycles (> 400) car les valeurs de $\omega(n)$ utilisées avec Modjoin3 deviennent supérieures à celles définies avec Modjoin2 qui restent constantes.


 Figure 3-26 : Evolution du déplacement u_z

 Figure 3-27 : Evolution du rapport $\Delta u_z/u_0$

3.3 Pieu sous chargement axial

3.3.1 Géométrie – Maillage – Etat initial

Un calcul à l'échelle globale d'un ouvrage a été réalisé afin d'observer les tendances et les résultats de la loi de comportement pour l'interface. L'étude porte sur le calcul d'un pieu vertical sous chargement axial. Le pieu présente une longueur de 30 m et une section carrée de 1 m^2 . Le pieu est divisé en 30 éléments dans sa direction axiale. La figure 3-28 présente le modèle utilisé et son maillage. Le sol et le pieu présentent un comportement élastique linéaire isotrope. L'interface est considérée au moyen de la loi de comportement Modjoin. Les caractéristiques des différents matériaux et de l'interface sont présentées dans les tableaux 3-3 et 3-4. L'état initial est modélisé par l'application de forces volumiques représentant les forces de gravité. Les caractéristiques plastiques de l'interface ne sont pas prises en compte dans la généralisation de l'état des contraintes initiales. Dans le sol encaissant, loin du pieu, le coefficient de pression des terres au repos K_0 est proche de la valeur $\nu/(1-\nu)$.

3.3.2 Résultats avec ModJoin1

Chargement monotone

Un premier calcul noté **A1** a été réalisé afin de déterminer la charge limite forfaitaire F_u correspondant à un tassement du pieu de 10 cm en tête (10% de la dimension d'un côté du pieu). Ce dernier est obtenu pour une charge F_u égale à 22 MN.

Les principaux résultats sont présentés sur les figures 3-29 à 3-34. La courbe déplacement - charge montre seulement une légère inflexion indiquant que la charge appliquée reste relativement éloignée de celle ne permettant plus d'assurer l'équilibre du système. La charge appliquée pour un pieu de cette longueur est plutôt faible. L'évolution du paramètre d'écroutissement R_c (figure 3-30) au cours du chargement permet d'observer un phénomène de radoucissement. On remarque aussi que l'augmentation du paramètre R_c est plus rapide à 5 m de profondeur qu'à 15 m ce qui traduit un développement plus important de la plasticité en tête de pieu. Le phénomène de radoucissement ne se répercute pas sur la contrainte de cisaillement qui augmente au cours du chargement pour les différentes profondeurs considérées (figure 3-31). Cette augmentation provient de l'augmentation de la contrainte normale qui est induite par le choix des paramètres de l'interface ($\varphi = 41^\circ$ et $\psi = 5^\circ$) qui rendent compte d'un phénomène de dilatance prépondérant (figure 3-32). L'évolution de la contrainte normale et du déplacement normal au cours de l'enfoncement du pieu montre la propagation de la plasticité sur la longueur du pieu. Les valeurs de ces grandeurs évoluent peu en début de chargement si elles sont éloignées de la tête du pieu puis subissent des variations rapides lorsque le chargement devient suffisamment important. L'évolution des chemins de contraintes est présentée dans la figure 3-34. La contrainte de cisaillement croît rapidement puis elle s'aligne sur une droite passant par l'origine et ayant une pente de l'angle de frottement limite 41° .

Tableau 3-3 : Caractéristiques des différents matériaux

	Poids volumique [kN/m ³]	Module d'Young [kPa]	Coefficient de Poisson
Sol encaissant	20	20.10 ³	1/3
Pieu	25	20.10 ⁶	1/3

Tableau 3-4 : Caractéristiques de l'interface

k_n [kPa/m]	k_t [kPa/m]	φ [°]	ψ_c [°]	a_c	γ_c [kPa/m]	β_c	DR	ADR
22.10 ³	8330	41	5	-0.03	10	1.55	-0.05	-0.05

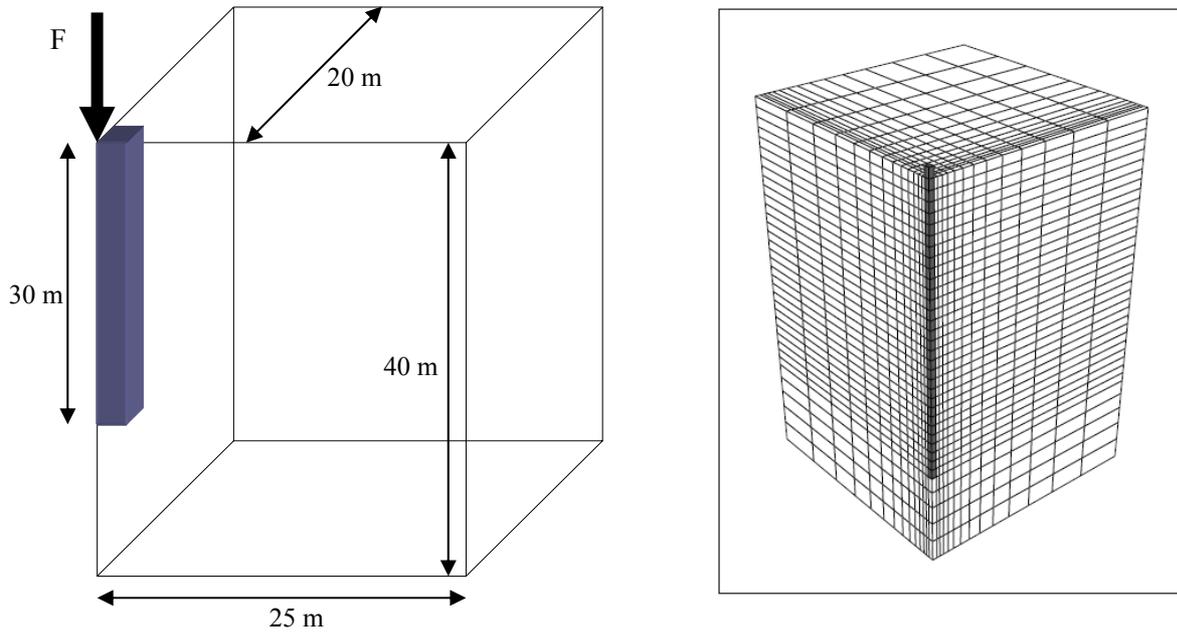


Figure 3-28 : Caractéristiques géométriques du modèle et maillage utilisé

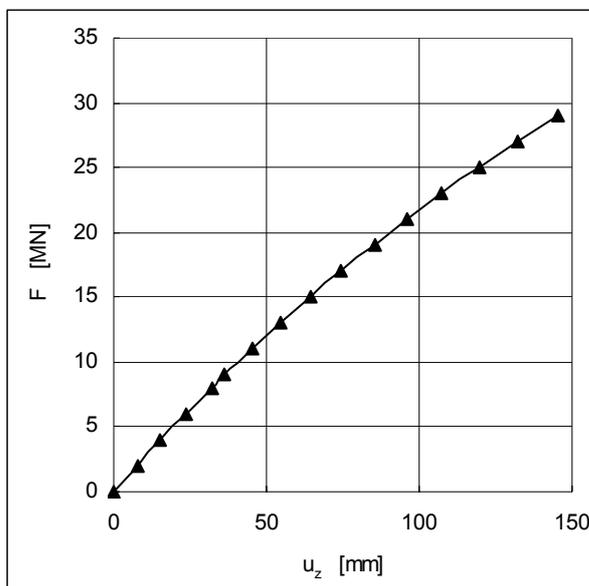


Figure 3-29 : Evolution du déplacement vertical u_z (charge monotone, calcul A1)

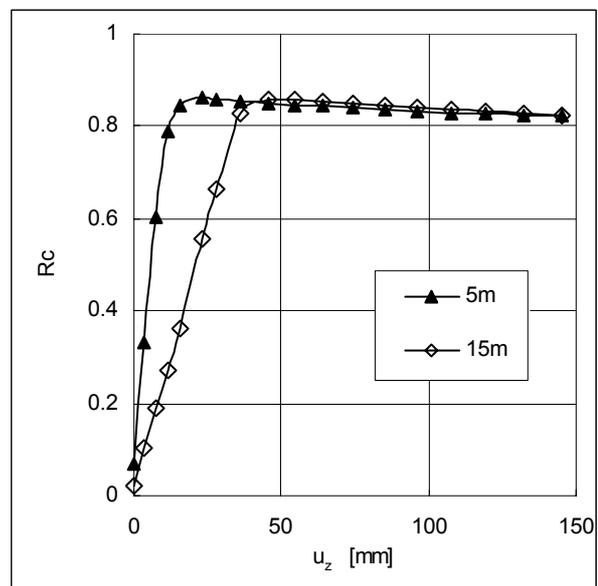


Figure 3-30 : Evolution de la variable d'écroutissage R_c à différentes profondeurs (Charge monotone, calcul A1)

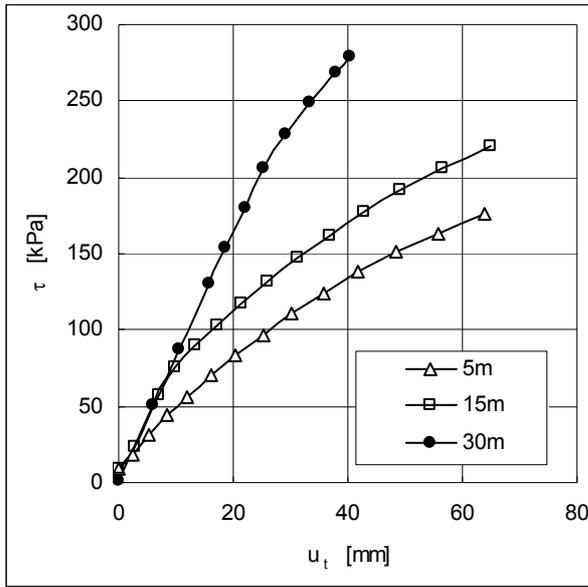


Figure 3-31 : Evolution de la contrainte cisaillement à différentes profondeurs (charge monotone, calcul A1)

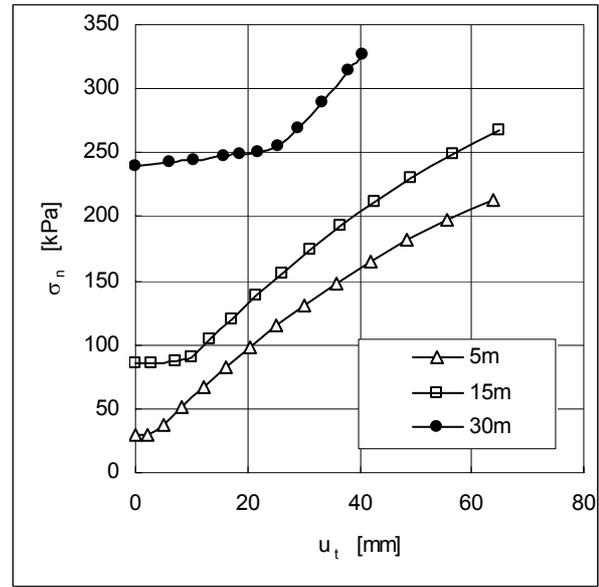


Figure 3-32 : Evolution de la contrainte normale à différentes profondeurs (charge monotone, calcul A1)

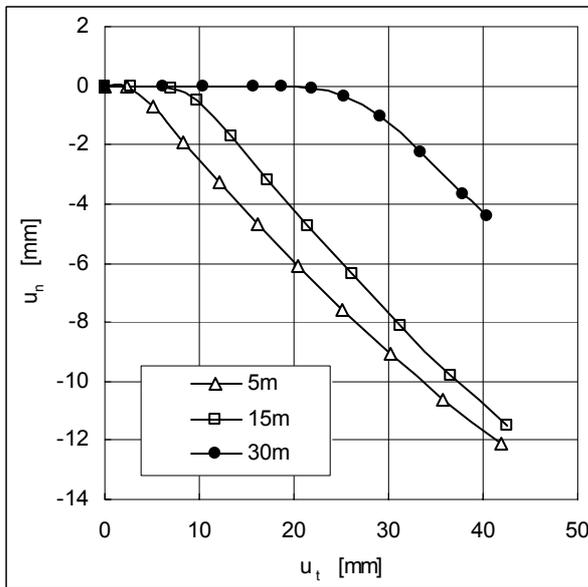


Figure 3-33 : Evolution du déplacement normale à différentes profondeurs (charge monotone, calcul A1)

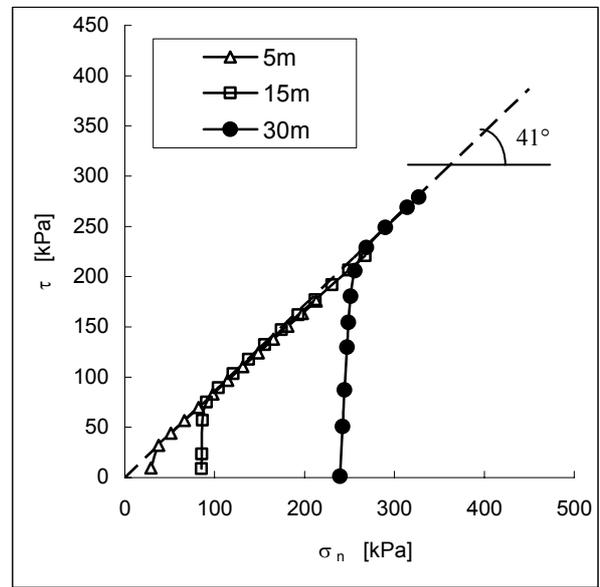


Figure 3-34 : Chemins des contraintes à différentes profondeurs (charge monotone, calcul A1)

Chargement cyclique

Trois niveaux de chargements, respectivement égaux à 50, 30 et 15 % de la charge de rupture ($F_u = 22$ MN) ont été choisis. La valeur de 50 % de la charge ultime correspond environ à la valeur maximale fixée par le fascicule 62 titre V sous combinaison quasi-permanente. Pour ces 3 charges, deux amplitudes de chargement cycliques ont été définies, 0.5 MN et 1 MN, qui correspondent respectivement à 2.25 et 4.5 % de la charge de rupture. Le tableau 3-5 récapitule les différents calculs effectués. Les calculs sont notés (A1-i) $i=1,4$.

La charge monotone est appliquée jusqu'à la valeur F_M pour atteindre le pourcentage voulu de la charge ultime puis le chargement cyclique est appliquée avec une amplitude ΔF entre F_M et F_m (figure 3-35) (le chargement cyclique débute donc par un déchargement de la structure).

Les figures 3-36 à 3-39 présentent les résultats obtenus pour les différents chargements cycliques considérés (250 cycles). Les mêmes tendances que pour l'exemple académique peuvent être mises en évidence. Pour une même amplitude chargement cyclique (calculs A1-1 A1-2 et A1-3), plus le système est initialement chargé, plus le déplacement u_z au cours des cycles augmente rapidement. La différence entre les calculs A1-2 et A1-4 est plus intéressante. En effet, le chargement moyen est plus important pour le calcul A1-4 que le calcul A1-2 ($0.2886F_u$ contre $0.277F_u$) mais le chargement variable est plus faible ($\Delta F = 0.0225F_u$ pour A1-4 contre $\Delta F = 0.045F_u$ pour A1-2); pourtant c'est le calcul A1-2 qui indique le déplacement en tête de pieu le plus important. La contrainte de cisaillement à 5 m de profondeur diminue au cours des cycles pour les quatre calculs. La contrainte normale diminue aussi au cours des cycles pour les calculs A1-1, A1-2 et A1-4. En revanche, elle augmente légèrement pour le calcul A1-3. Ce résultat peut s'expliquer par le faible niveau de chargement auquel le pieu est soumis dans cet exemple. Ce phénomène peut être observé également dans la figure de chemins des contraintes (figure 3-40). Enfin, les figures 3-41 et 3-43 présentent respectivement l'évolution de la contrainte de cisaillement et de la contrainte normale pour différentes profondeurs en fonction du nombre de cycles pour le calcul A1-4. On note une diminution de ces deux grandeurs qui peut être associée à une dégradation du frottement latéral unitaire à l'interface sol-pieu.

Tableau 3-5 : Tests de chargement cyclique du pieu

ΔF / $\%F_u$	0.5 MN	1.0 MN
50 %		A1-1
30 %	A1-4	A1-2
15 %		A1-3

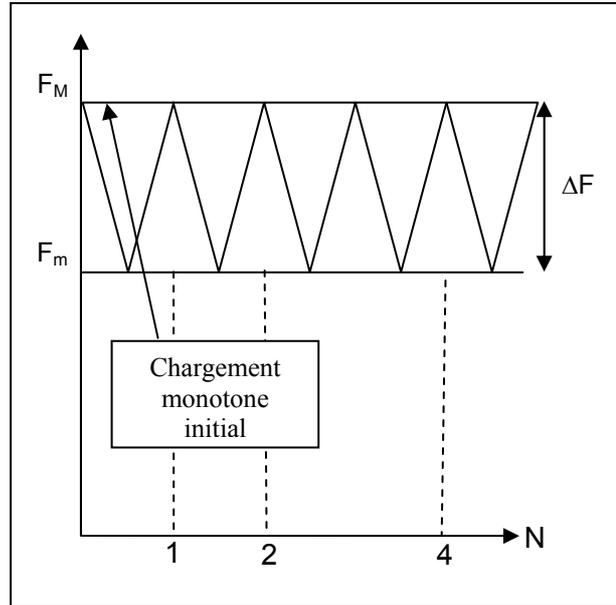


Figure 3-35 : Chemin de chargement du pieu

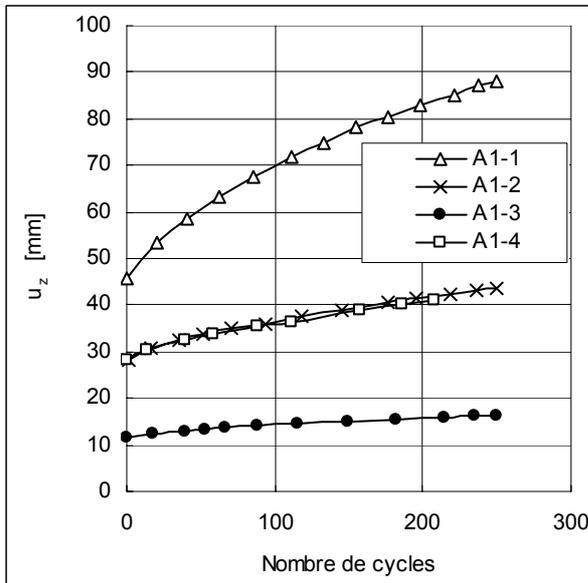


Figure 3-36 : Evolution du tassement u_z du pieu à 5m de profondeur

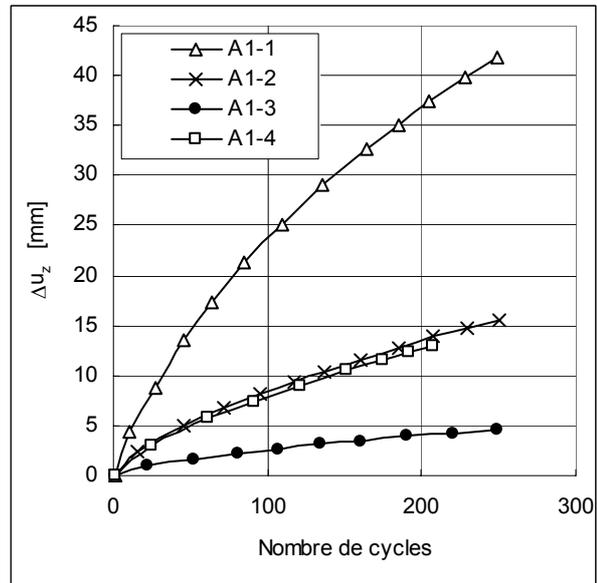


Figure 3-37 : Evolution d'incrément du déplacement Δu_z à 5m de profondeur

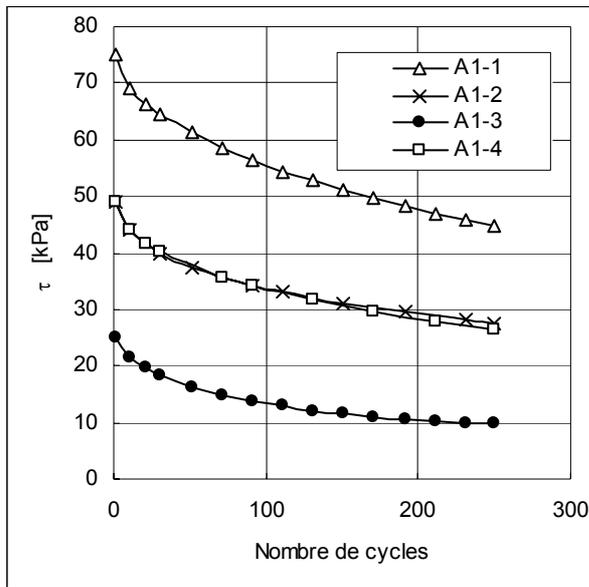


Figure 3-38 : Evolution de la contrainte de cisaillement à 5 m de profondeur

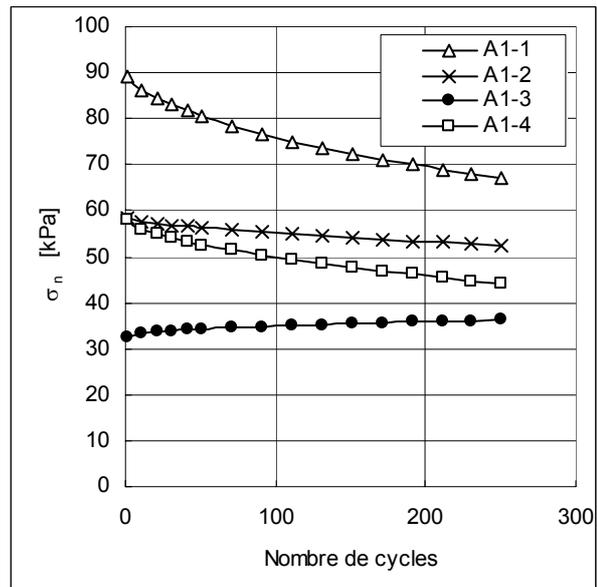


Figure 3-39 : Evolution de la contrainte normale à 5 m de profondeur

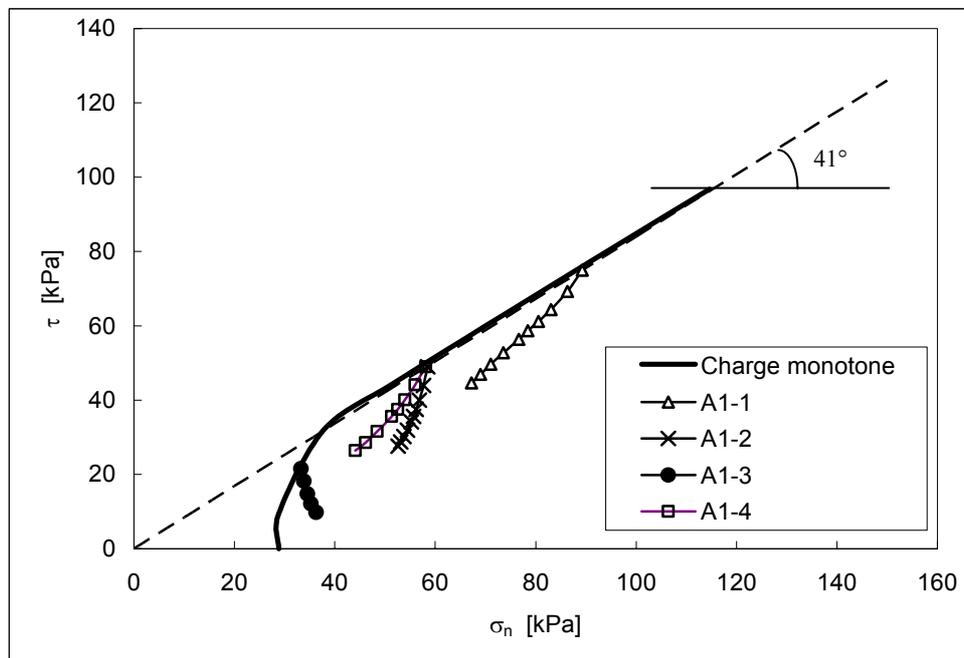


Figure 3-40 : Chemins des contraintes à 5 m de profondeur sous chargement cyclique (250 cycles)

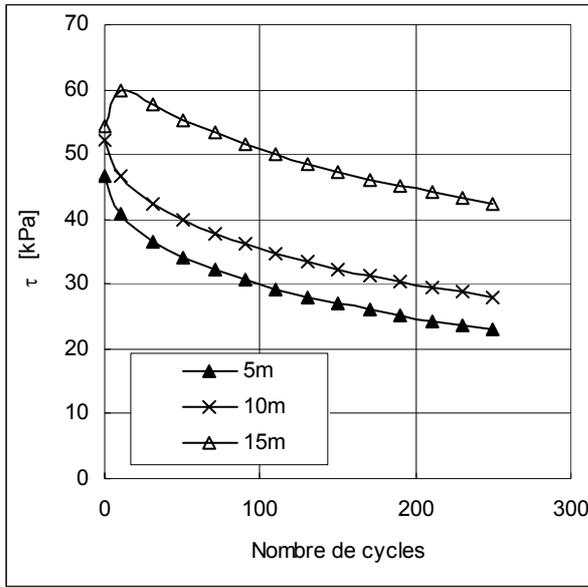


Figure 3-41 : Evolution de la contrainte de cisaillement à différentes profondeurs pour le calcul AI-4 ($F_M = 0.3 F_u$; $\Delta F = 0.5MN$)

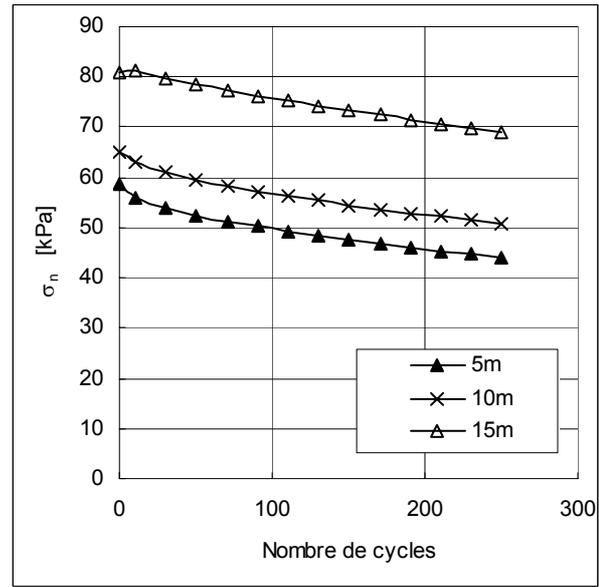


Figure 3-42 : Evolution de la contrainte normale à différentes profondeurs pour le calcul AI-4 ($F_M = 0.3 F_u$; $\Delta F = 0.5MN$)

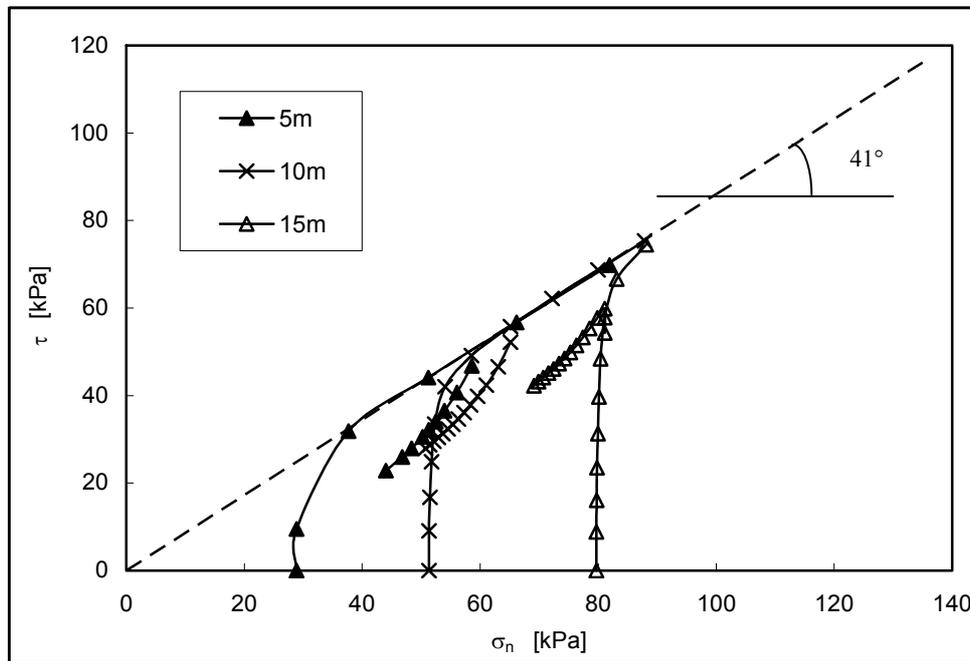


Figure 3-43 : Chemins des contraintes à différentes profondeurs pour le calcul AI-4 ($F_M = 0.3 F_u$; $\Delta F = 0.5MN$) (250 cycles)

3.3.3 *Influence du radoucissement et du durcissement cyclique*

Une étude spécifique du paramètre DR contrôlant le phénomène de durcissement ou de radoucissement lors de chargement monotone ou cyclique a été menée.

Sur la phase de chargement monotone, pour une même charge appliquée (figure 3-44), c'est la loi de comportement traduisant un radoucissement qui indique les déplacements u_z les plus importants. La contrainte de cisaillement est de manière logique plus élevée pour le modèle traduisant un durcissement cyclique (figure 3-45). Ces tendances se retrouvent aussi au niveau de la contrainte normale et du déplacement normal (figures 3-46 et 3-47). Avec le durcissement, la dilatance est favorisée (le déplacement normal u_n est plus important en valeur absolue) au niveau de l'interface et la contrainte normale augmente. La différence entre les deux modèles apparaît clairement sur la figure 3-48 qui présente l'évolution des paramètres d'écrouissage. Dans le cas du durcissement, les valeurs du paramètre R_m augmentent et dans le cas du radoucissement, elles diminuent.

Sous chargement cyclique (figures 3-49), la loi de comportement présentant un durcissement cyclique induit un tassement du pieu inférieur à celle présentant un radoucissement. Cette différence est nettement plus importante que sous chargement monotone où les différences sont extrêmement faibles. Par exemple, pour 200 cycles, le tassement du pieu est 25 % inférieur. Ces différences apparaissent aussi au niveau de la contrainte tangentielle. Le modèle présentant un durcissement cyclique indique une contrainte de cisaillement supérieure, c'est à dire une mobilisation du frottement latéral plus importante qui est compatible avec un tassement plus faible. La différence entre les contraintes de cisaillement reste toutefois inférieure à 10 %. Le paramètre DR permet donc de quantifier la dégradation du frottement latéral sous chargement cyclique.

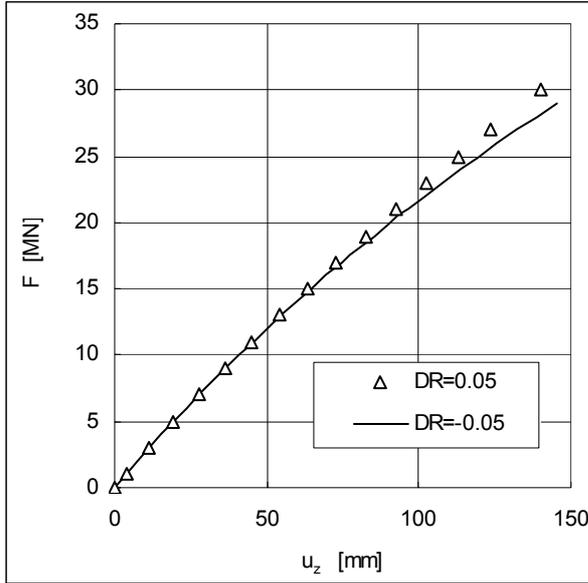


Figure 3-44 : Comparaison des courbes charge-déplacement u_z

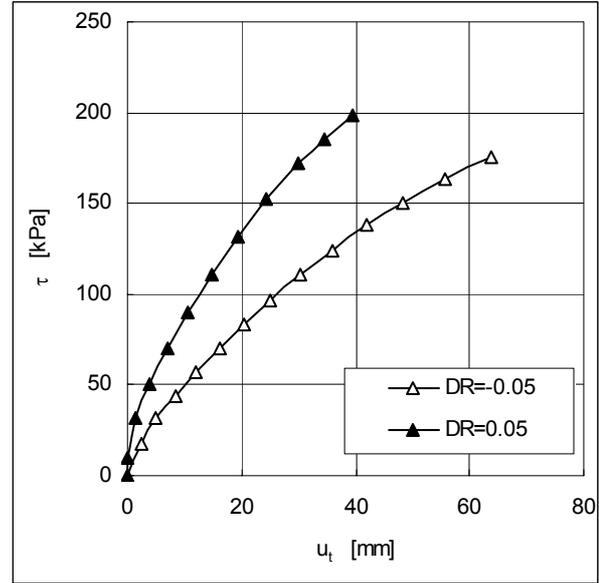


Figure 3-45 : Comparaison de l'évolution des contraintes de cisaillement à 5 m de profondeur

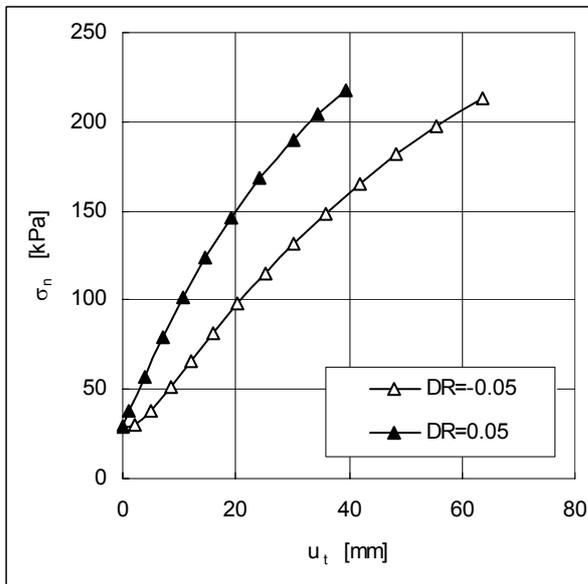


Figure 3-46 : Evolution de la contrainte normale

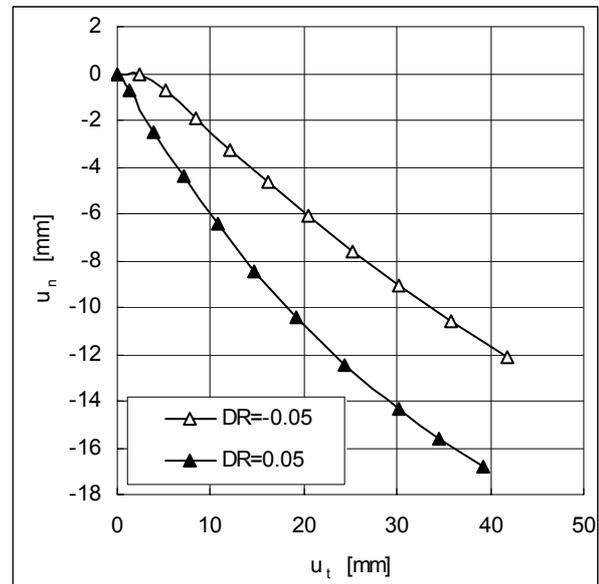


Figure 3-47 : Evolution du déplacement normal

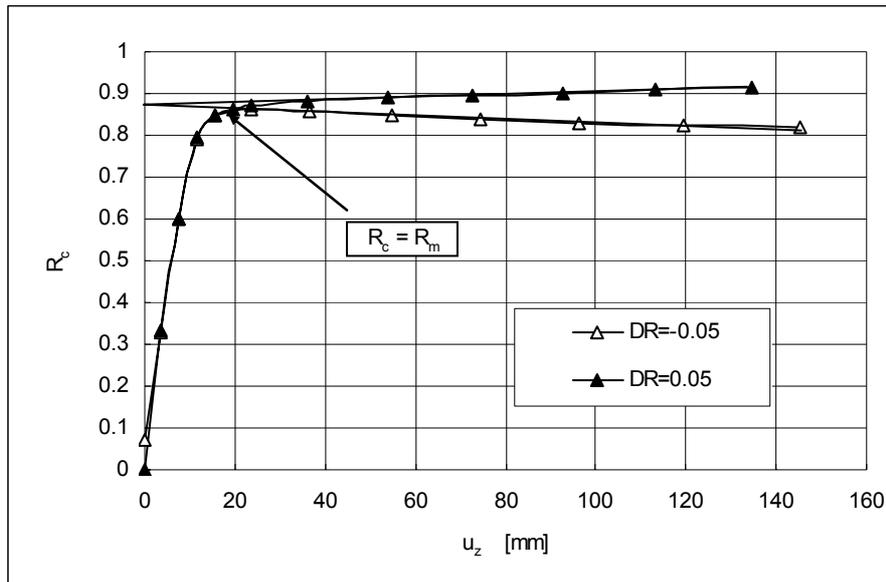
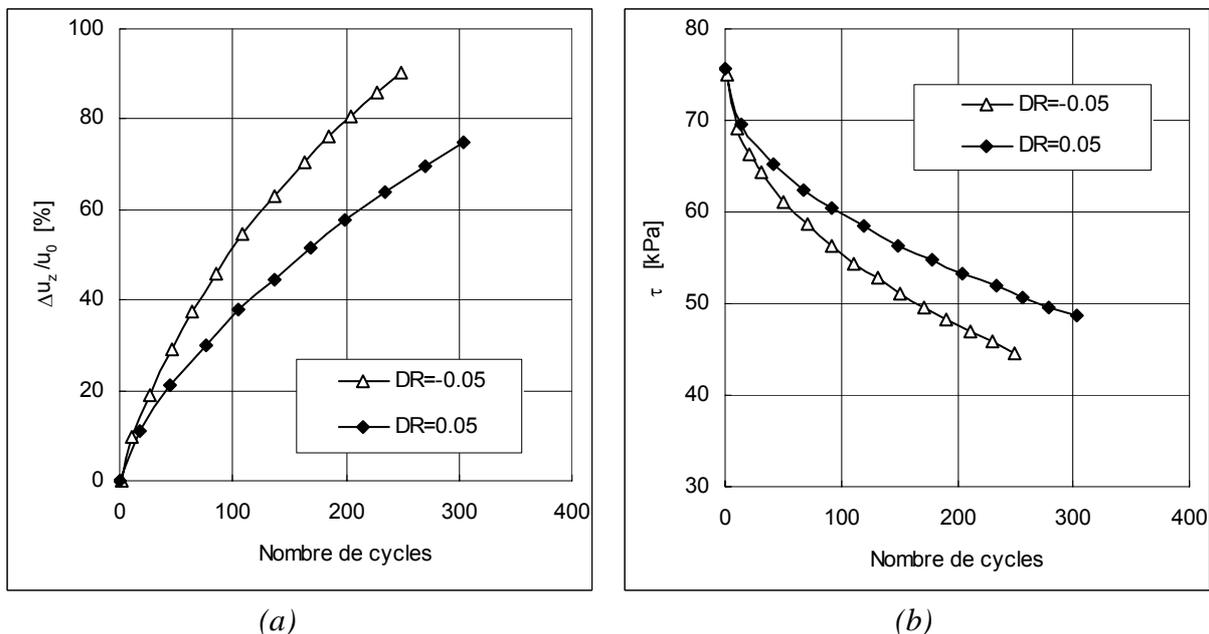


Figure 3-48 : Comparaison de l'évolution des paramètres d'érouissage



(a)

(b)

Figures 3-49 : Comparaison du comportement cyclique

(a) Evolution du déplacement cyclique

(b) Evolution de la contrainte de cisaillement

3.3.4 Influence du mécanisme d'érouissage

Il s'agit de montrer l'influence du mécanisme d'érouissage introduit dans la loi de comportement sur les déplacements u_z calculés à l'échelle du modèle considéré. Dans cet objectif, les modèles Modjoin2 et Modjoin3 qui comportent une modification du mécanisme d'érouissage permettant de limiter le phénomène de rochet sont comparés.

Résultats obtenus avec Modjoin2

L'influence du paramètre ω pour contrôler la valeur du terme de rappel apparaît de manière évidente. Quand ω augmente, le terme de rappel diminue en moyenne si bien que le tassement du pieu au cours des cycles augmente moins vite (figures 3-50 et 3-51). Néanmoins, la vitesse de tassement reste constante au cours des cycles (au moins sur les 1000 cycles calculés). Cette modification de la prise en compte du mécanisme d'érouissage n'est donc pas suffisante pour stopper le tassement du pieu. Au niveau des contraintes (figures 3-52 et 3-53), des résultats cohérents avec les observations précédentes sont obtenus. Plus ω est grand, moins la contrainte de cisaillement et la contrainte normale diminuent rapidement. En d'autres termes, on peut dire que plus le paramètre ω est important, moins le mécanisme de dégradation du frottement latéral est fort.

Résultats obtenus avec Modjoin3

Comme précédemment, l'influence du paramètre α apparaît clairement (figures 3-54 à 3-57). Les mêmes observations peuvent être formulées : plus α est important (plus ω est important – $\omega(n) = Ln(\alpha(n-1)+1)$), plus le terme de rappel est réduit au cours des cycles et plus le tassement du pieu devient lent. Le paramètre α permet aussi de contrôler le mécanisme de dégradation du frottement latéral.

Comparaison des résultats

La comparaison entre les modèles Modjoin2 et 3 est réalisée sur les figures 3-58 et 3-59. A titre indicatif sont présentés les résultats du modèle Modjoin1. Les modèles Modjoin2 et 3 permettent de réduire le tassement du pieu au cours des cycles. Seul le modèle Modjoin3 semble être en mesure de permettre une stabilisation du tassement du pieu. Par ailleurs, la polyvalence du modèle Modjoin3 par rapport au modèle Modjoin2 apparaît nettement. Le fait que l'exposant $\omega(n)$ puisse varier au cours du chargement cyclique permet a priori de mieux contrôler l'évolution du tassement du pieu. Pour un nombre de cycles inférieurs à 100, c'est le modèle Modjoin2 qui indique le tassement le plus faible, au-delà, c'est le modèle Modjoin3.

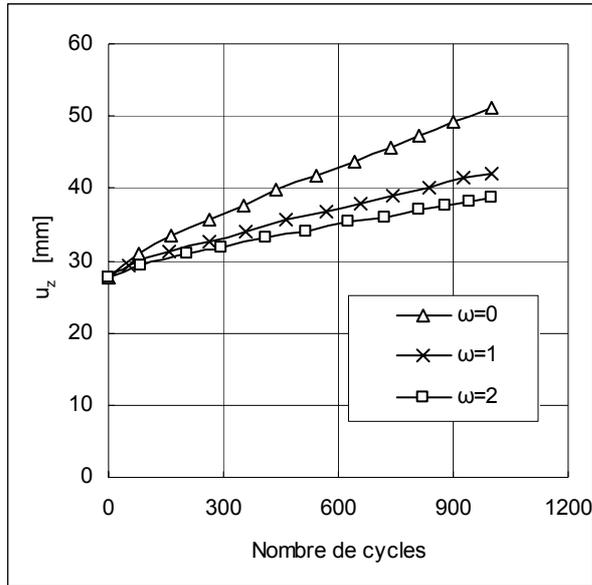


Figure 3-50 : Evolution de tassement du pieu

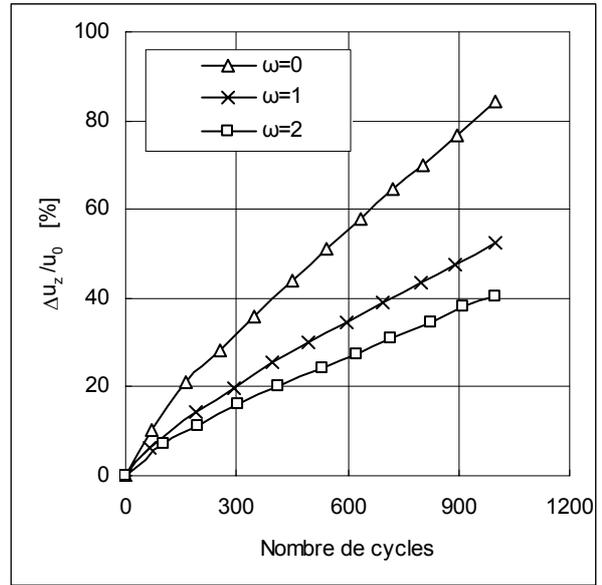


Figure 3-51 : Evolution du rapport de tassement du pieu à profondeur 5m

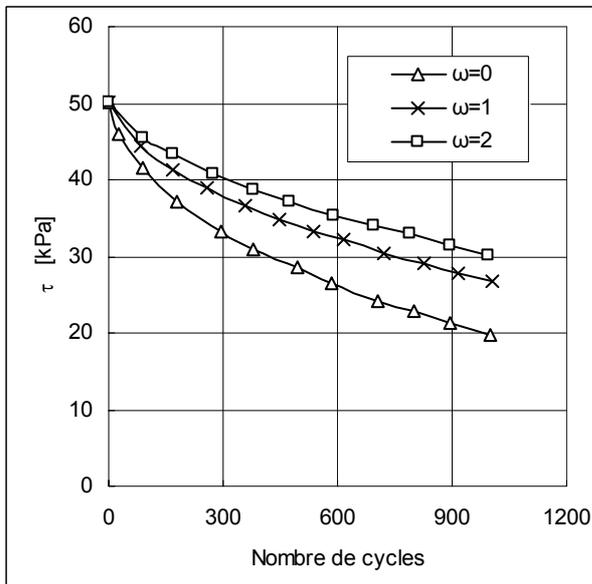


Figure 3-52 : Evolution de la contrainte de cisaillement à 5 m de profondeur

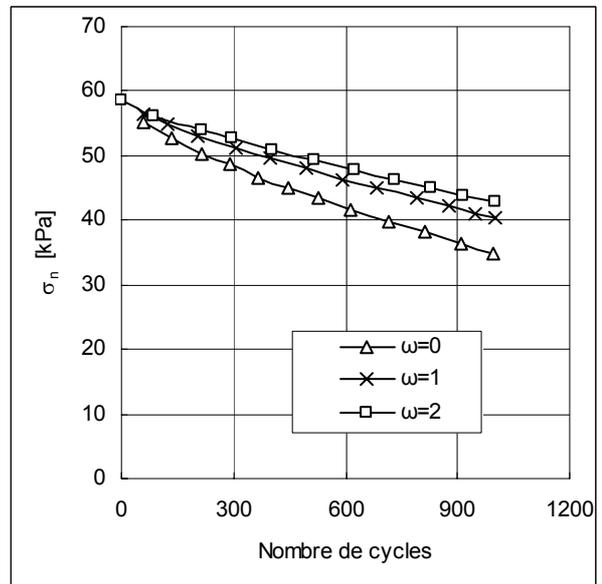


Figure 3-53 : Evolution de la contrainte normale à 5 m de profondeur

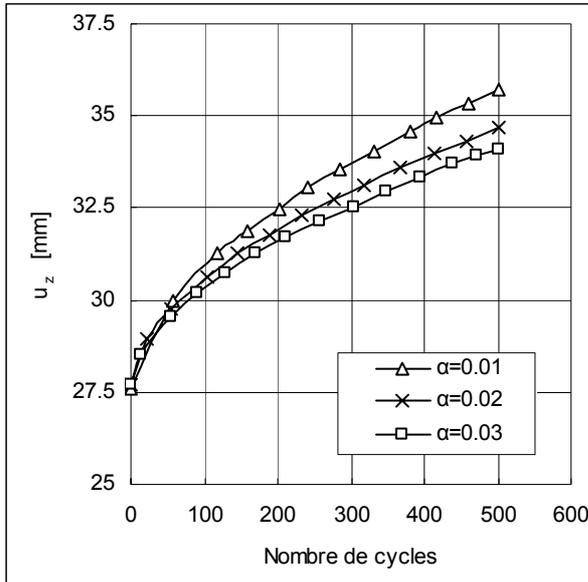


Figure 3-54 : Evolution du tassement du pieu à 5 m de profondeur

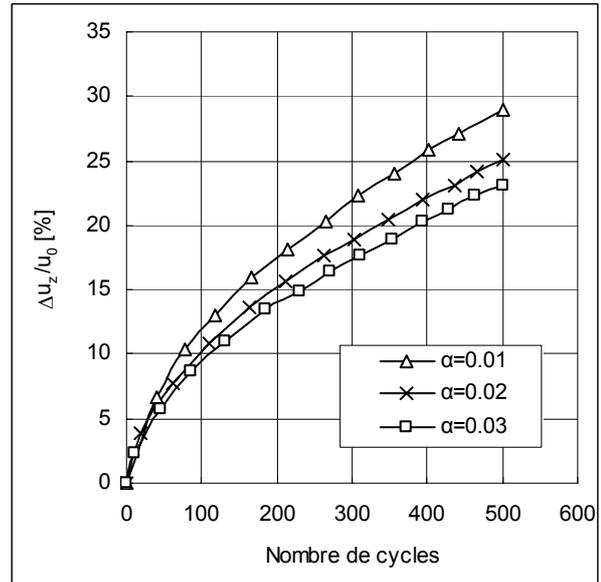


Figure 3-55 : Incrément du tassement du pieu à 5 m de profondeur

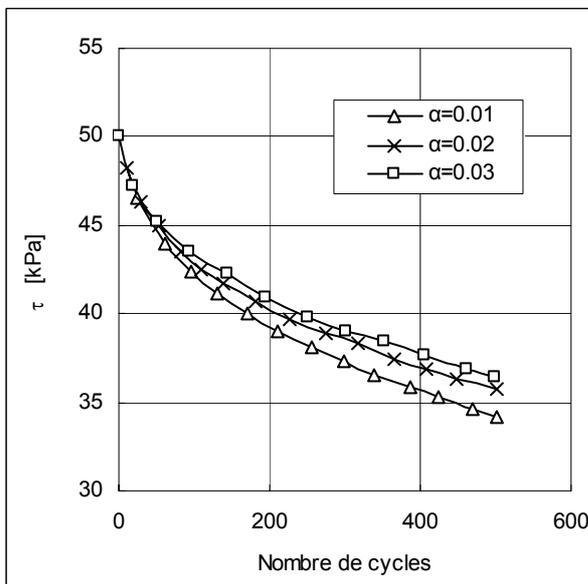


Figure 3-56 : Evolution de la contrainte de cisaillement du pieu à 5 m de profondeur

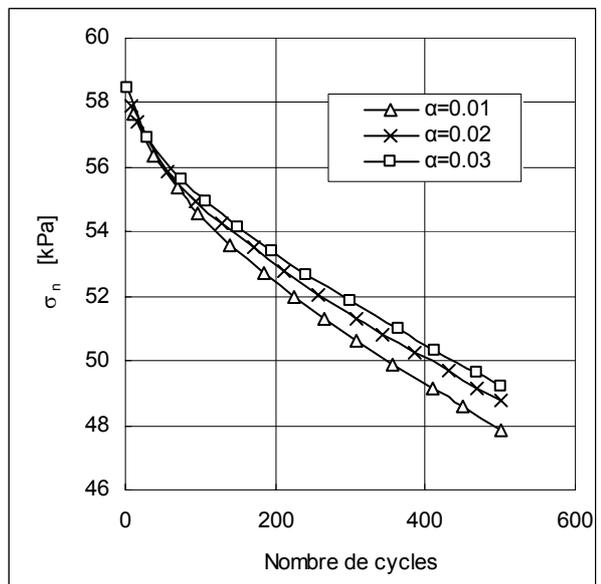


Figure 3-57 : Evolution de la contrainte normale du pieu à 5 m de profondeur

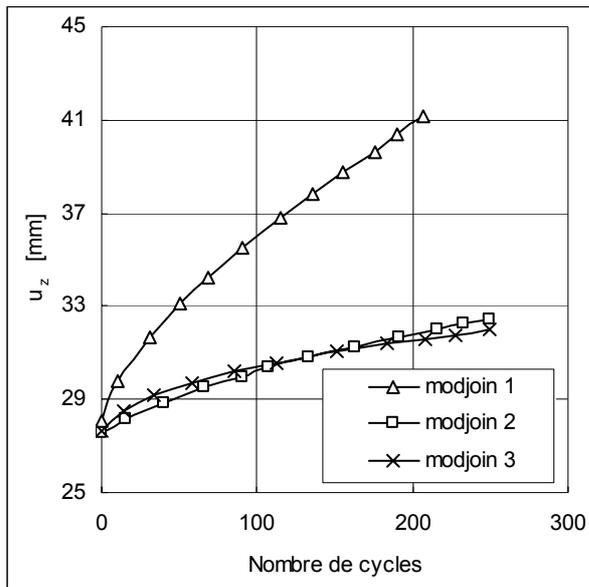


Figure 3-58 : Comparaison du tassement du pieu pour différentes versions de Modjoin

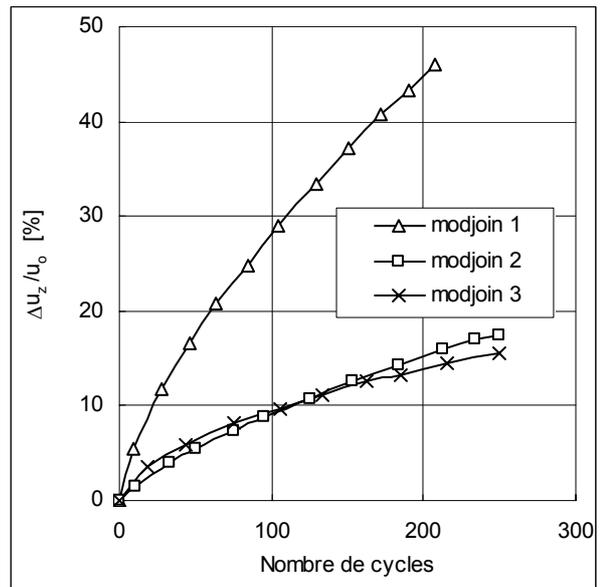


Figure 3-59 : Comparaison du rapport $\Delta u_z / u_0$ pour différentes versions de Modjoin

3.4 Conclusion

Ce chapitre a permis de tester la loi de comportement Modjoin sur deux exemples. Plusieurs enseignements peuvent être tirés :

- L'étude détaillée de la loi de comportement au chapitre 2 permet de bien prévoir qualitativement le comportement de deux structures étudiées à la fois sous chargement monotone et sous chargement cyclique.
- Les paramètres (R_m , DR) traduisant les phénomènes de durcissement et de radoucissement cyclique au niveau constitutif ont un effet à l'échelle de l'ouvrage et peuvent permettre de définir des tendances d'évolution du frottement latéral unitaire.
- La modification dans la loi de comportement du terme de rappel qui permet de contrôler le mécanisme d'écrouissage cinématique non linéaire semble efficace. Elle permet de diminuer voire de stabiliser les déplacements de la structure au cours des cycles et aussi de définir qualitativement des règles d'évolution du frottement latéral unitaire
- L'implémentation de la loi de comportement semble suffisamment précise pour réaliser des calculs sur plusieurs centaines voire plusieurs milliers de cycles. D'un point de vue numérique, il ne semble pas qu'il y ait de dérives induisant des résultats aberrants. Toutefois et ce sera l'objet du chapitre 4, les temps de calcul restent trop importants pour compter analyser le comportement de structures au-delà de 100 cycles (par exemple, pour le calcul d'A1-1 est environ 7 minutes par cycle). L'étude à très grand nombre de cycles nécessite le développement d'une méthode spécifique.

Chapitre 4 : Développement d'une méthode de « sauts de cycles » – Méthode d'homogénéisation

Sommaire

4.1	INTRODUCTION.....	101
4.1.1	Méthodes basées sur l'analogie entre le temps et le nombre de cycles.....	102
4.1.2	Méthodes de dégradation du matériau.....	102
4.1.3	Méthodes d'homogénéisation.....	103
4.2	DEVELOPPEMENT D'UNE METHODE DE « SAUTS DE CYCLES ».....	104
4.2.1	Aspects généraux.....	104
4.2.2	Méthode de « sauts de cycles » 1 : SC1	107
4.2.3	Méthode de « sauts de cycles » 2 : SC2	107
4.3	APPLICATION A L'EXEMPLE ACADEMIQUE.....	110
4.3.1	Calcul préliminaire.....	110
4.3.2	Estimation du gain de temps des méthodes de « saut de cycles ».....	113
4.3.3	Performance des méthodes « saut de cycles » avec Modjoin1.....	115
4.3.4	Influence du mécanisme d'écrouissage.....	120
4.3.5	Tentative d'optimisation du nombre de « cycles sautés ».....	122
4.4	APPLICATION : PIEU SOUS CHARGE AXIALE.....	123
4.4.1	Application avec Modjoin1.....	123
4.4.2	Influence du mécanisme d'écrouissage.....	126
4.4.3	Tentative d'optimisation de la méthode de « sauts de cycles ».....	128

4.1 Introduction

Pour des calculs à l'échelle d'un ouvrage, la réalisation de calcul incrémental cycle par cycle avec une loi de comportement élastoplastique ou élastoviscoplastique même simple s'avère impossible compte-tenu des temps de calcul. Les modèles complexes présentés précédemment ne semblent donc utiles que pour comprendre les mécanismes de déformation à l'échelle soit de l'échantillon soit de l'ouvrage seulement pour quelques cycles ($n < 100$).

D'autres stratégies de calcul doivent donc être développées pour résoudre ce problème de temps de calcul et disposer d'outils réellement utilisables dans la pratique. Le développement de ces stratégies doit aboutir à des méthodes de « sauts de cycles ». Trois grands types de méthodes peuvent être distingués dans la littérature :

- Les méthodes basées sur l'analogie entre le temps et le nombre de cycles (Taha et al., 2009, Mayoraz et Vuillet, 2002, Ali, 2006).
- Les méthodes de dégradation du matériau par l'intermédiaire de modules sécants ou de lois de dégradation de certains paramètres du sol (Lee, 1993 et Achmus et al., 2009).
- Les méthodes d'homogénéisation qui consistent à assimiler à des forces les déformations plastiques qui s'accumulent entre deux cycles quelconques (Ponter, 1976, Kodaissi et al., 1985, Saï, 1993, Shahrour et Meimon, 1995, Witchmann, 2010).

4.1.1 Méthodes basées sur l'analogie entre le temps et le nombre de cycles

Ces méthodes reposent sur l'analogie entre un chargement cyclique d'amplitude ΔF appliqué pendant n cycles sur des périodes Δt et un chargement constant d'amplitude ΔF appliqué pendant une période $n\Delta t$. Il s'agit de traduire l'évolution des déformations permanentes d'un matériau sous chargement cyclique par l'évolution des déformations de ce même matériau sous un chargement constant dans le cas où celui-ci serait doté d'une certaine viscosité. Il est alors possible de remplacer un chargement cyclique par un chargement monotone ou même constant. Le seul problème réside dans le choix d'une loi de comportement élastoviscoplastique et dans le calage de ses paramètres qui est loin d'être évident avec des essais de mécanique des sols classiques.

4.1.2 Méthodes de dégradation du matériau

Ces méthodes reposent sur la détermination d'un module sécant permettant directement de reproduire pour un chargement d'amplitude donnée les déformations au cycle voulu comme le schématise la figure 4-1. La détermination du module sécant est effectuée au niveau de chaque point d'intégration et est basée sur le chemin de contraintes calculé lors du premier cycle. En fonction du chemin de contraintes déterminé, il est possible de caler un module sécant à condition de disposer d'une vaste base de données d'essais de laboratoire. Cette base de données doit comprendre un essai qui présente un chemin de contraintes proches de celui mis en évidence.

Cette méthode présente toutefois l'inconvénient de ne pas permettre de poursuivre par un calcul élastoplastique car le champ de contraintes n'est a priori compatible avec le champ de déformations.

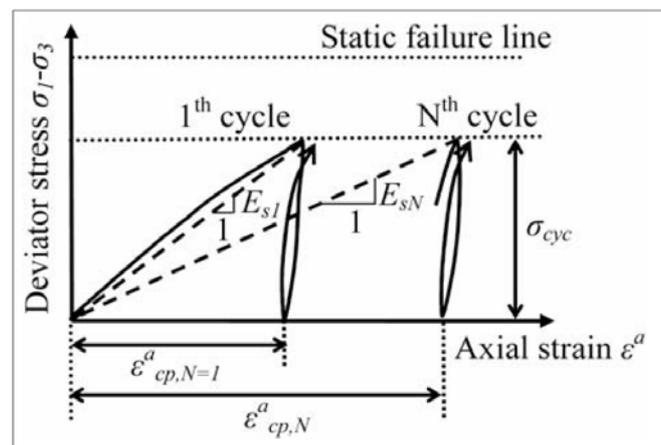


Figure 4-1 : Dégradation du modèle sécant sous chargement cyclique

(Achmus et al 2009)

4.1.3 Méthodes d'homogénéisation

Ces méthodes reposent toutes sur le même principe (figure 4-2) : entre deux cycles i et j par exemple, le chargement F subit par l'ouvrage est globalement nul car le chargement cyclique est initialement nul au début du cycle i puis il varie jusqu'au dernier cycle j pour redevenir nul. Entre ces deux cycles, des déformations permanentes $\Delta\varepsilon^p$ se sont accumulées. Les méthodes d'homogénéisation sont basées sur une prévision de ces déformations plastiques $\Delta\varepsilon^p$ et leur prise en compte dans le calcul comme un vecteur de force nodale. Différentes méthodes plus ou moins complexes ont été développées par un certain nombre d'auteurs (Ponter, 1976, Kodaissi et al., 1985, Saï, 1993, Shahrour et Meimon, 1995, Witchmann, 2010) pour prévoir les déformations plastiques qui peuvent être accumulées entre deux cycles.

Witchmann (2005) propose une méthode de détermination des déformations plastiques sur la base d'essais expérimentaux en fonction du chemin de contraintes (amplitude, direction, ...etc) et du nombre de cycles.

Shahrour et Meimon (1995) réalisent quant à eux un premier calcul en élasticité afin de connaître en chaque point d'intégration les valeurs minimales et maximales des contraintes. A partir de ces valeurs, ils calculent pour chaque point d'intégration les déformations plastiques sur un chemin en contrainte imposée. Pour résoudre les problèmes d'intégration liée à ce type de calcul, ils réalisent cette phase du calcul en utilisant une loi de comportement viscoplastique. Les déformations plastiques obtenues sont ensuite injectées dans un calcul numérique classique mais dans un cadre viscoplastique.

Saï (1993) propose une méthode basée sur une extrapolation des déformations plastiques à partir d'un développement limité. Les déformations plastiques obtenues sont aussi injectées dans un calcul numérique classique mais toujours dans un cadre viscoplastique.

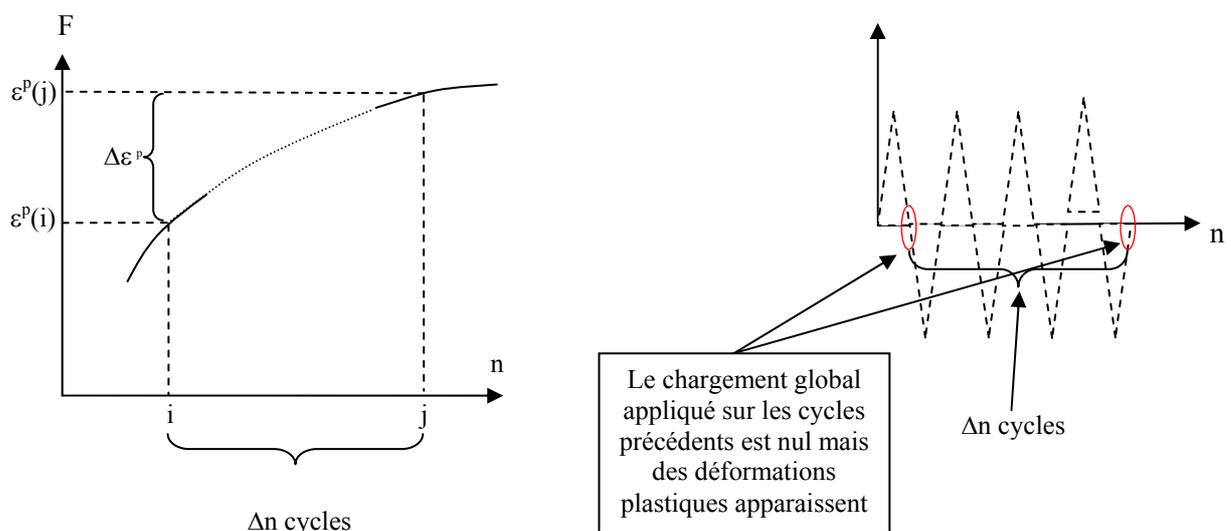


Figure 4-2 : Principes des méthodes d'homogénéisation

4.2 Développement d'une méthode de « sauts de cycles »

4.2.1 Aspects généraux

C'est la méthode proposée par Saï (1993) qui a été choisie et développée mais dans le cadre de la plasticité uniquement. Au préalable, afin de valider cette approche, deux tests ont été réalisés sur la base des calculs de l'exemple académique (calcul C1-1, section 3.2) et du pieu sous charge axiale (calcul A1-1, section 3.3). Connaissant les déformations plastiques au cycle j , il s'agit en les injectant sous forme de force nodale au cycle i de retrouver les déplacements calculés au cycle j par un calcul cycle à cycle. Ce passage du cycle i au cycle j est réalisé dans le cadre de la plasticité de manière à pouvoir poursuivre le calcul. En effet, un calcul élastique est envisageable car il fournit un état de contraintes proche de celui obtenu par un calcul plastique mais il ne permet pas d'actualiser les paramètres d'écrouissage. Ce passage du cycle i au cycle j constitue la méthode de « sauts de cycles ».

Les tableaux 4-1 et 4-2 présentent les résultats obtenus. Les différences entre le calcul cycle à cycle et le calcul de « sauts de cycles » sont minimales et valident donc l'approche même pour des très grands nombres de cycles sautés. Il apparaît toutefois que le nombre de cycles « sautés » est lié au modèle.

D'un point de vue théorique, il s'agit d'écrire le problème sous cette forme :

$$\mathbf{R}\Delta u = \int_{\Omega} {}^t \mathbf{B}_{ij} \boldsymbol{\sigma}_{kl} d\Omega + \int_{\Omega} {}^t \mathbf{B}_{ij} \mathbf{C}_{ijkl} \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{kl}^p d\Omega \quad (4-1)$$

Avec :

Δu : l'incrément du champ de déplacement qui est inconnu

\mathbf{R} : la matrice de rigidité élastique

\mathbf{B}_{ij} : la matrice des dérivées des fonctions d'interpolation

$\boldsymbol{\sigma}_{kl}$: les contraintes au cycle i

\mathbf{C}_{ijkl} : la matrice de rigidité à l'échelle d'un point d'intégration

$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{kl}^p$: l'incrément de déformation nécessaire pour passer du cycle i au cycle j

La principale difficulté de cette méthode réside dans la détermination de l'incrément de déformation plastique $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}^p$ pour un nombre de cycles Δn . La méthode proposée par Saï permet de déterminer $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}^p$ et Δn en considérant un développement limité des déformations plastiques accumulées jusqu'au cycle i (figure 4-3).

Tableau 4-1 : Erreurs induites par la méthode de « sauts de cycles » – calcul C1-1

Cycle de départ	Cycle atteint	R ₁ [%] $R_1 = u_s - u_c / u_c$	R ₂ [%] $R_2 = (u_s - u_c) / (u_c - u_{c1})$
1	2	0.00091	21.29
1	50	0.022	12.48
1	500	0.018	2.45
1	2500	0.0016	0.11
1	5000	0.018	0.98
1	10000	0.051	2.32

Tableau 4-2 : Erreurs induites par la méthode de « sauts de cycles » – calcul A1-1

Cycle de départ	Cycle atteint	R ₁ [%] $R_1 = u_s - u_c / u_c$	R ₂ [%] $R_2 = (u_s - u_c) / (u_c - u_{c1})$
1	2	0.34	15.99
1	10	0.36	3.57
1	50	2.17	8.17
1	100	4.13	11.16
1	150	4.52	10.46
1	250	5.17	10.21

u_s désigne le déplacement calculé par la méthode de « sauts de cycles »

u_c désigne le déplacement obtenu par un calcul cycle à cycle

u_{c1} désigne le déplacement au premier cycle obtenu par un calcul cycle à cycle

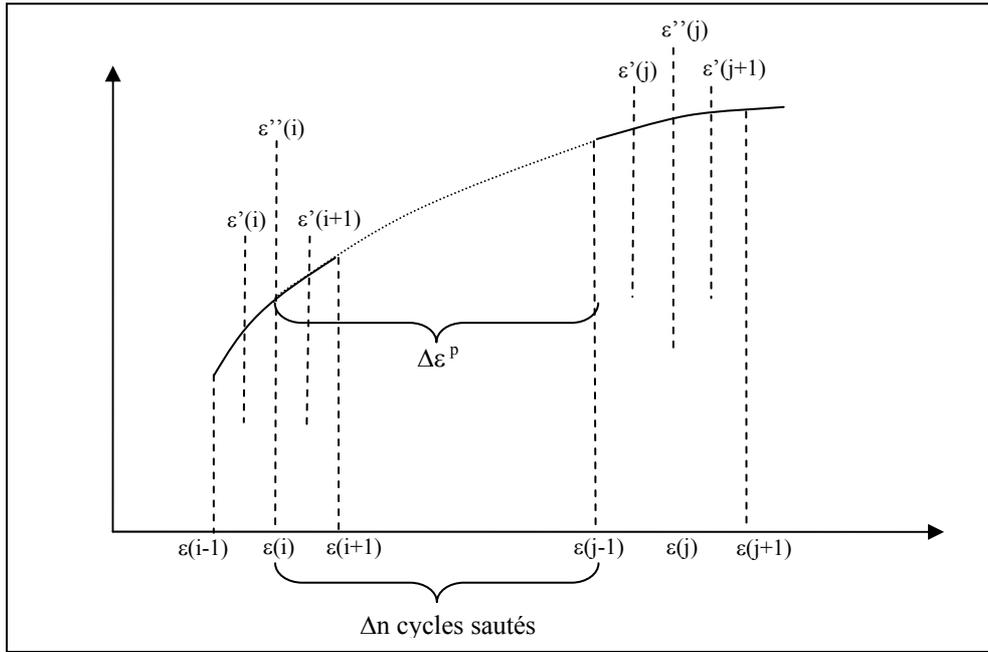


Figure 4-3 : Relations entre les déformations plastiques aux cycles i et j

Un calcul cycle à cycle avec au moins 3 cycles est nécessaire de manière à disposer de suffisamment de données pour écrire le développement limité. Les relations suivantes peuvent alors être établies :

$$\varepsilon^p(n + \Delta n) = \varepsilon^p(n) + \Delta n \varepsilon^{p'}(n) + \frac{\Delta n^2}{2} \varepsilon^{p''}(n) \quad (4-2)$$

$$\text{ou : } \varepsilon^p(j) = \varepsilon^p(i) + (j-i) \varepsilon^{p'}(i) + \frac{(j-i)^2}{2} \varepsilon^{p''}(i) \quad (4-3)$$

Deux inconnues sont à déterminer : $\Delta \varepsilon^p$ et Δn . Une condition supplémentaire doit donc être ajoutée. Il s'agit de supposer dans l'écriture du développement limité que les termes du second ordre sont négligeables devant ceux du premier ordre :

$$\Delta n \varepsilon^{p'}(n) \gg \frac{\Delta n^2}{2} \varepsilon^{p''}(n) \quad (4-4)$$

Pour remplir cette condition, un facteur de précision, ρ est alors introduit et le nombre de cycles sautés est estimé par la relation suivante :

$$\Delta n = 2\rho \frac{\varepsilon^{p'}(n)}{\varepsilon^{p''}(n)} \quad (4-5)$$

Le calage du paramètre ρ constitue une phase préliminaire à la mise en oeuvre de la méthode. Le calcul de $\Delta\varepsilon^p$ et Δn est réalisé pour les différents points d'intégration. Une fois les déformations plastiques estimées pour chaque point d'intégration, des forces nodales sont calculées à partir de ces dernières et un calcul à l'échelle de l'ouvrage est effectué jusqu'à l'équilibre. Ce calcul est réalisé avec la loi de comportement cyclique de manière à disposer à l'issue de ce calcul de paramètres d'écrouissages compatibles avec l'état de contraintes. Une nouvelle séquence de calcul cycle à cycle est réalisée avec au moins 3 cycles. En effet, le calcul des dérivées premières et secondes des déformations tangentielle et normales nécessitent au moins 3 cycles de calcul (figure 4-3).

Cette méthode est relativement facile à implémenter dans un code de calcul et ne dépend pas de la loi de comportement. Elle peut être utilisée à la fois pour des lois d'interface et pour des lois de sol. Dans le cadre de ce travail, deux méthodes de « sauts de cycles » ont été développées sur la base des aspects généraux présentés ci-dessus.

4.2.2 Méthode de « sauts de cycles » 1 : SC1

La méthode SC1 est basée sur l'ensemble des principes décrits précédemment. Elle nécessite seulement de stocker au cours des cycles les valeurs de ε^p . Quand une tentative de « sauts de cycles » est réalisée, les valeurs des dérivées premières et secondes sont calculées. La valeur de Δn est déterminée pour chaque point d'intégration et c'est la valeur minimale qui est retenue. La quantité $\Delta\varepsilon^p$ peut alors être estimée pour chaque point d'intégration pour Δn_{\min} . C'est ainsi le point pour lequel l'évolution des déformations plastiques permet de « sauter » le moins de cycles qui pilote le processus. Les relations présentées ci-dessus montrent que le nombre de cycles « sautés » est important si la variation des déformations plastiques avec le nombre de cycles est linéaire et rapide. Cette méthode pose donc un problème quand les déformations plastiques évoluent très faiblement car les dérivées premières et secondes sont toutes deux proches de zéro. Le logigramme présenté sur la figure 4-4 a synthétisé les différentes phases de la méthode.

4.2.3 Méthode de « sauts de cycles » 2 : SC2

L'extrapolation peut reposer la méthode des moindres carrés. A partir des déformations plastiques calculées pour 3 cycles successifs, il s'agit de déterminer la fonction qui ajuste au mieux ces valeurs de déformations en fonction du cycle. Dans le cadre de ce travail, deux types de fonctions sont utilisés car il apparaît que les déformations tangentielle et normales

plastiques n'ont pas les mêmes évolutions. En particulier, les valeurs des déformations normales plastiques, du fait des phénomènes de contractance et de dilatance, peuvent être négatives ou positives ce qui rend leur prévision plus complexe. Les fonctions choisies sont les suivantes :

- Pour les déformations tangentiels plastiques :

$$\varepsilon_t^p(n) = \beta n^\alpha \quad (4-6)$$

- Pour les déformations normales plastiques :

$$\varepsilon_n^p(n) = \beta + \frac{\alpha}{n} \quad (4-7)$$

Le nombre de cycles « sautés » est ainsi :

- Pour les déformations tangentiels plastiques :

$$\Delta n = \frac{2\rho n}{|\alpha - 1|} \quad (4-8)$$

- Pour les déformations normales plastiques :

$$\Delta n = \rho n \quad (4-9)$$

Cette méthode permet a priori de ne pas être confronté à la détermination du nombre de cycles « sautés » Δn quand les dérivées premières et secondes sont proches de zéro. Néanmoins, on peut observer que le nombre de cycles « sautés » est proportionnel au numéro du cycle ce qui ne constitue pas non plus une solution satisfaisante. Ces problèmes seront abordés plus en détail lors des applications de la méthode dans les sections suivantes.

La figure 4-4 b présente sous forme de logigramme les grands principes de la méthode de « sauts de cycles » SC2.

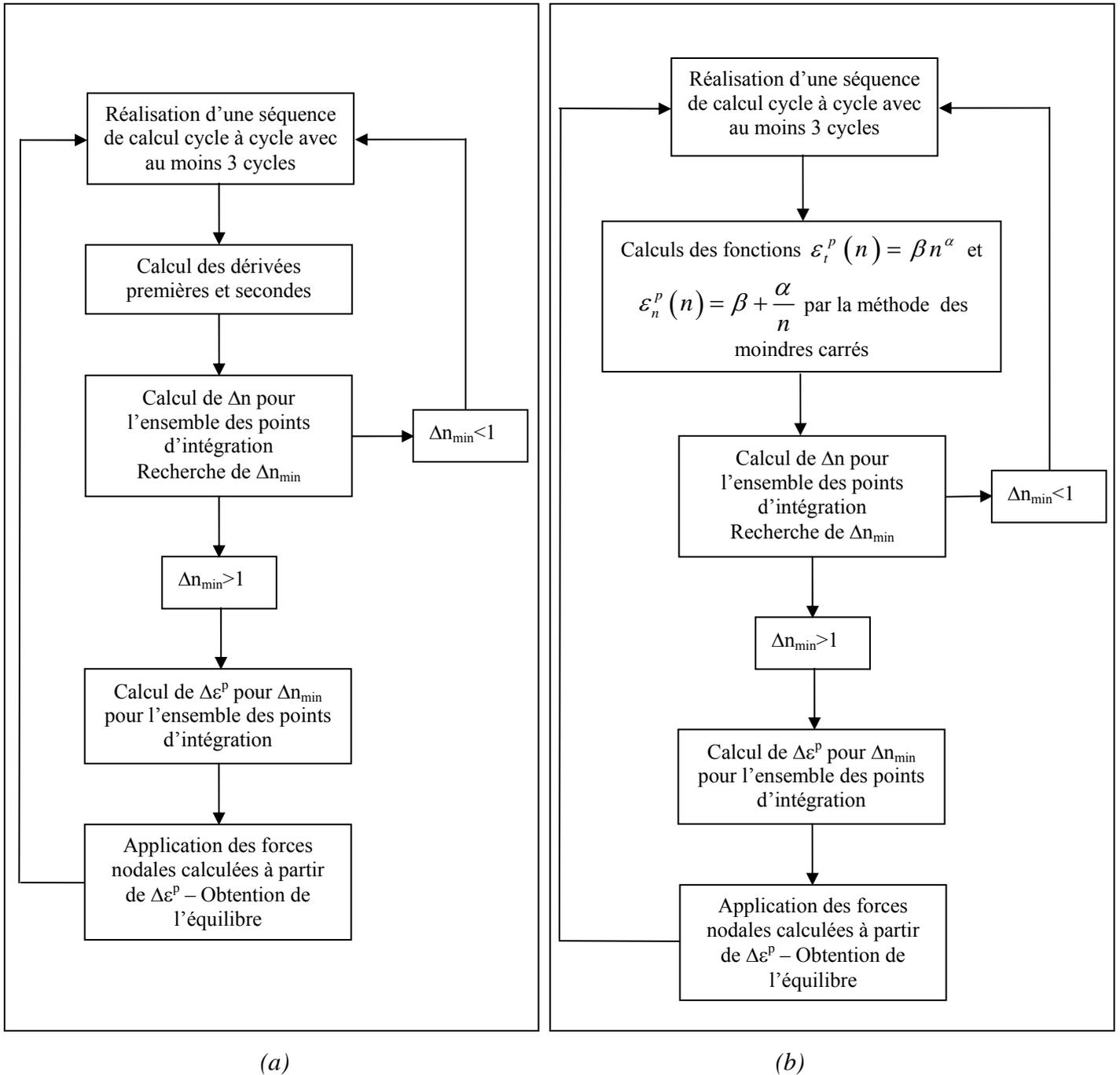


Figure 4-4 : Méthode de « sauts de cycles » – Logigramme

(a) : Méthode de « sauts de cycles » 1 – SC1

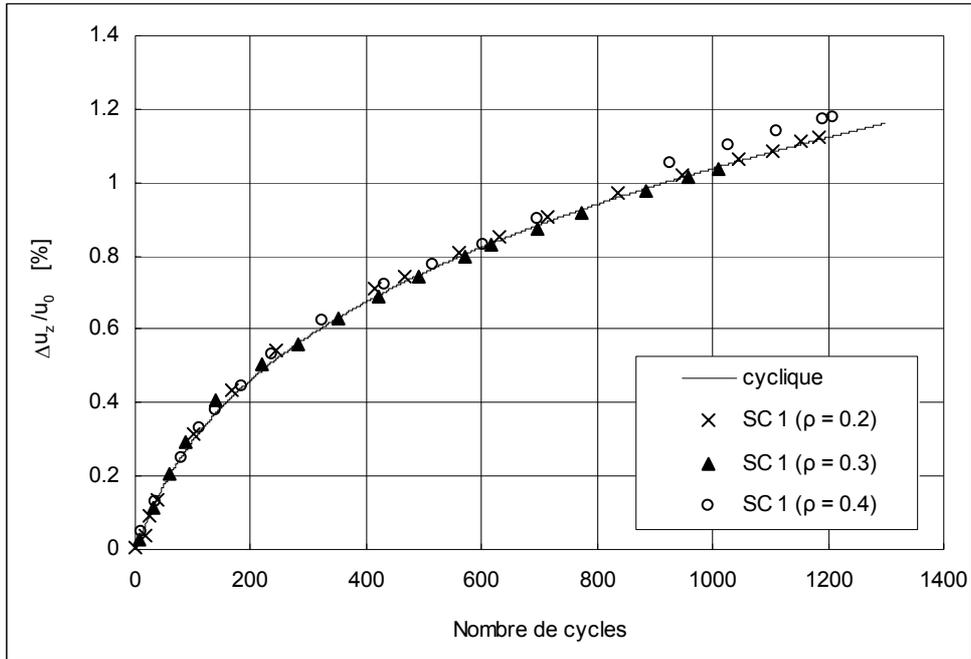
(b) : Méthode de « sauts de cycles » 2 – SC2

4.3 Application à l'exemple académique

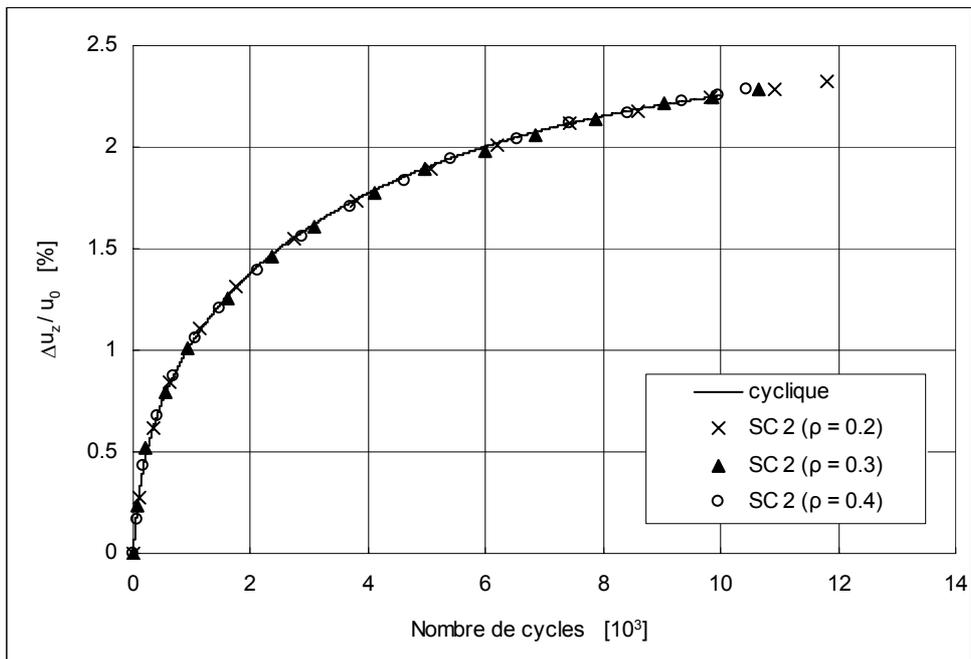
4.3.1 Calcul préliminaire

L'objectif de cette section est de caler le paramètre ρ des méthodes de « sauts de cycles » (eq. 4-5). Les calculs sont menés à partir de l'exemple académique de référence C1-1 ($F_m=0.9F_u$, $\Delta F=25$ N) présenté à la section 3.2 et comparés au calcul cycle par cycle.

Les valeurs étudiées pour ρ sont les suivantes : 0.2, 0.3 et 0.4. Les résultats en terme de déplacement relatifs Δu_z sont présentés respectivement sur la figure 4-5a pour 1200 cycles avec la méthode de « saut de cycles » n°1, notée SC1, et sur la figure 4-5b pour 10000 cycles avec la méthode de « saut de cycles » n°2, notée SC2. Il apparaît en particulier avec la méthode de « saut de cycles » SC1 que plus le paramètre ρ est grand, moins l'extrapolation est de qualité, mais plus le nombre de cycles sauté est important (comme indiqué à l'équation 4-9). Ce dernier résultat est par ailleurs confirmé avec la méthode de « saut de cycles » SC2. Les écarts en termes de déplacement étant relativement faibles, on définit dans un premier temps l'efficacité de la méthode comme étant l'économie réalisée entre le nombre de « cycles sautés » et le nombre total de cycles. Les résultats en termes de nombres de « cycles sautés » sont présentés dans le tableau 4-3 pour les méthodes SC1 et SC2. L'intérêt de la méthode de saut de cycles est net puisque l'efficacité reste supérieure à 77 % avec la méthode de saut SC1 et 98% avec la méthode SC2. Sur l'exemple testé, les déplacements plastiques tangentiels et normaux calculés par la méthode cycle à cycle et la méthode de « sauts de cycles » sont extrêmement proches (figures 4-6 et 4-7). Ces résultats garantissent la qualité de la méthode puisque celle-ci dépend de la précision avec laquelle les déplacements plastiques sont extrapolés. Dans la suite des calculs, la valeur du paramètre ρ sera prise égale à 0.2.



(a)



(b)

Figure 4-5 Influence du paramètre ρ dans les méthodes de sauts de cycles (calcul C1-1)

Trait plein (cyclique) : Calcul pas à pas

(a) : méthode « saut de cycles » SC1 (b) : méthode « saut de cycles » SC2

Tableau 4-3 : Efficacité des méthodes de « saut de cycles » (calcul C1-1)

	Calculs de cycle par cycle (C1-1)	$\rho = 0.2$		$\rho = 0.3$		$\rho = 0.4$	
		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Nombre de cycles totaux	10000	8330	10000	10000	10000	10000	10000
Nombre de cycles calculés	10000	1846	110	1185	80	897	65
Nombre de cycles « sautés »	_____	6484	9890	8815	9920	9103	9935
Efficacité de la méthode (%)	_____	77.8%	98.9%	88.2%	99.2%	91%	99.4%

Efficacité (%) = [Nombre de cycles « sautés » / Nombre de cycles totaux]*100
 SC1 : Méthode de « sauts de cycles » 1
 SC2 : Méthode de « sauts de cycles » 2

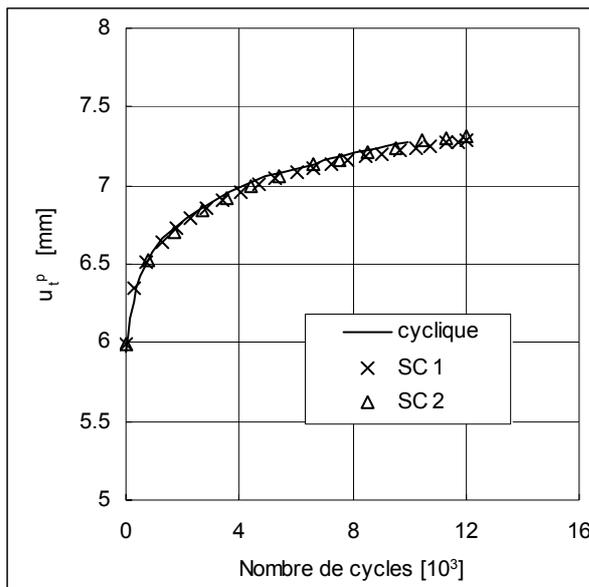


Figure 4-6 : Evolution du déplacement plastique tangentiel au point A

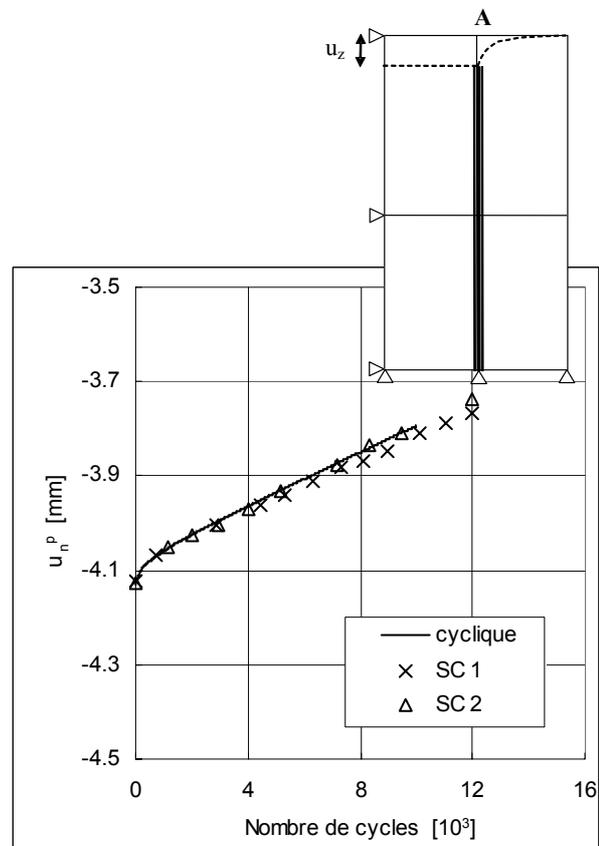


Figure 4-7 : Evolutions du déplacement plastique normal au point A

4.3.2 Estimation du gain de temps des méthodes de « saut de cycles »

La figure 4-8 et le tableau 4-4 présentent pour les méthodes de « sauts de cycles » SC1 et SC2 et pour la méthode calcul cycle par cycle le nombre d'itérations effectuées ce qui permet d'avoir une idée précise de l'économie réelle du temps de calcul. En effet, l'efficacité de la méthode définie précédemment comme le rapport entre le nombre de « cycles sautés » et le nombre total de cycles est un indicateur intéressant mais pas suffisant pour mesurer précisément le temps de calcul gagné. L'itération pour la méthode de résolution employée par le logiciel Flac3D constitue pour un ordinateur donné une unité de temps précise et fixe. L'économie de temps réalisée par les méthodes de « sauts de cycles » s'avère donc considérable. Pour 10000 cycles, sur l'exemple présenté, la méthode de « sauts de cycles » SC1 permet de diminuer les temps de calcul par 3 et pour la méthode de « sauts de cycles » SC2, cette diminution est de l'ordre de 20 (soit un gain supérieur à 97%).

L'analyse précise du nombre de « cycles sautés » par les méthodes de « sauts » SC1 et SC2 est présentée sur les figures 4-9 et 4-10. Pour la méthode SC1, le nombre de « cycles sautés » augmente lors des premiers cycles puis diminue par la suite. Cette situation s'explique par le fait que l'évolution des déformations plastiques est linéaire et de plus en plus faible si bien que le nombre de « cycles sautés » Δn ($\Delta n = 2\rho \frac{\varepsilon^{p'}(n)}{\varepsilon^{p''}(n)}$) devient très faible. Pour la méthode

SC2, le nombre de « cycles sautés » augmente sans cesse ce qui n'est pas acceptable. Au-delà de quelques milliers de cycles, l'extrapolation faite n'a plus de sens.

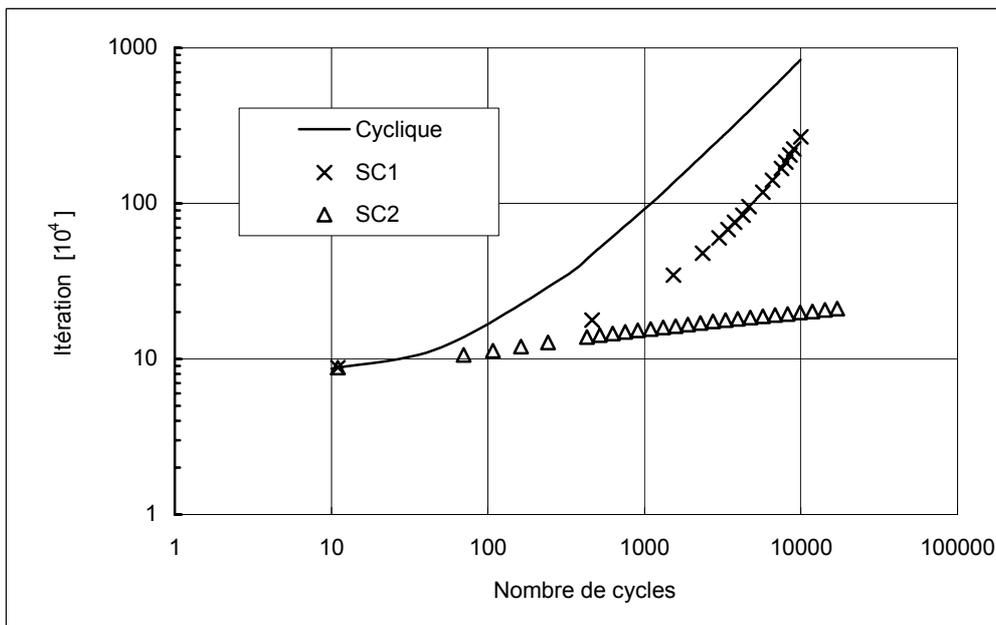


Figure 4-8 : Nombre d'itérations par calcul

Tableau 4-4 : Efficacité des méthodes de « saut de cycles » (calcul C1-1)

	Calculs de cycle par cycle (C1-1)	$\rho = 0.2$		$\rho = 0.3$		$\rho = 0.4$	
		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Nombre de cycles totaux	10000	8330	10000	10000	10000	10000	10000
Nombre de cycles calculés	10000	1846	110	1185	80	897	65
Nombre d'itérations [10 ⁵]	84.4	19.5	2.02	18.7	1.68	14.8	1.51
Gain CPU (%)		72.2%	97.6%	77.8%	98 %	82.5%	98.2%

Gain CPU (%) = [Nombre d'itérations économisées / Nombre d'itérations du calcul cycle par cycle]*100

Méthode de « sauts de cycles » n°1 (SC1)

Méthode de « sauts de cycles » n°2 (SC2)

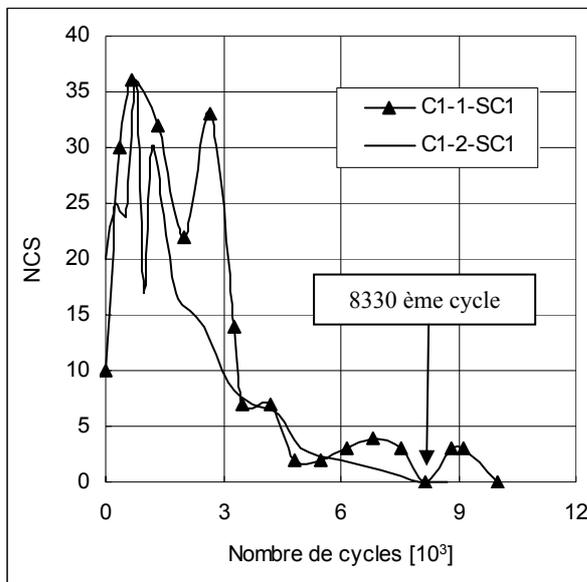


Figure 4-9 : Evolution du nombre de « cycles sautés » (Méthode de sauts SC1)
(NCS : Nombre de « Cycles Sautés »)

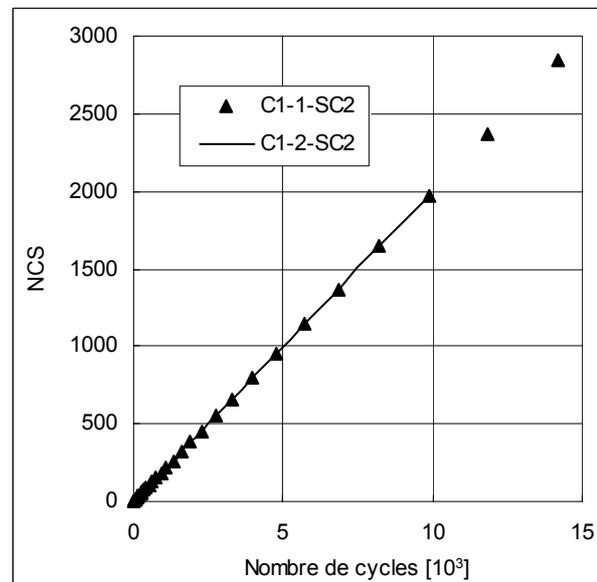


Figure 4-10 : Evolution du nombre « cycles sautés » (Méthode de sauts SC2)

4.3.3 Performance des méthodes « saut de cycles » avec *Modjoin1*

Méthode de « sauts de cycles » SC1

Il s'agit de comparer les calculs cycle à cycle (C1-i) $i=1,4$ et les calculs réalisés avec la méthode de « sauts de cycles » SC1 sur plusieurs milliers de cycles. Le tableau 4-5 rappelle les différents calculs réalisés dans le chapitre 3 (section 3.2) pour les calculs cycle par cycle.

Tableau 4-5 : Types de calcul

ΔF / %F _u	25 [N]	50 [N]
90%	C1-1	C1-2
50%	C1-3	_____
15%	C1-4	_____

La figure 4-11 présente la comparaison entre ces deux types de calcul pour l'incrément de déplacement Δu_z . Les résultats obtenus sont très satisfaisants. Les figures 4-12 à 4-13 comportent une comparaison entre les deux méthodes en ce qui concerne l'évolution des contraintes de cisaillement et des contraintes normales. Les résultats restent aussi satisfaisants. L'efficacité de la méthode reste encore intéressante puisqu'elle reste supérieure à 64 % (tableau 4-6).

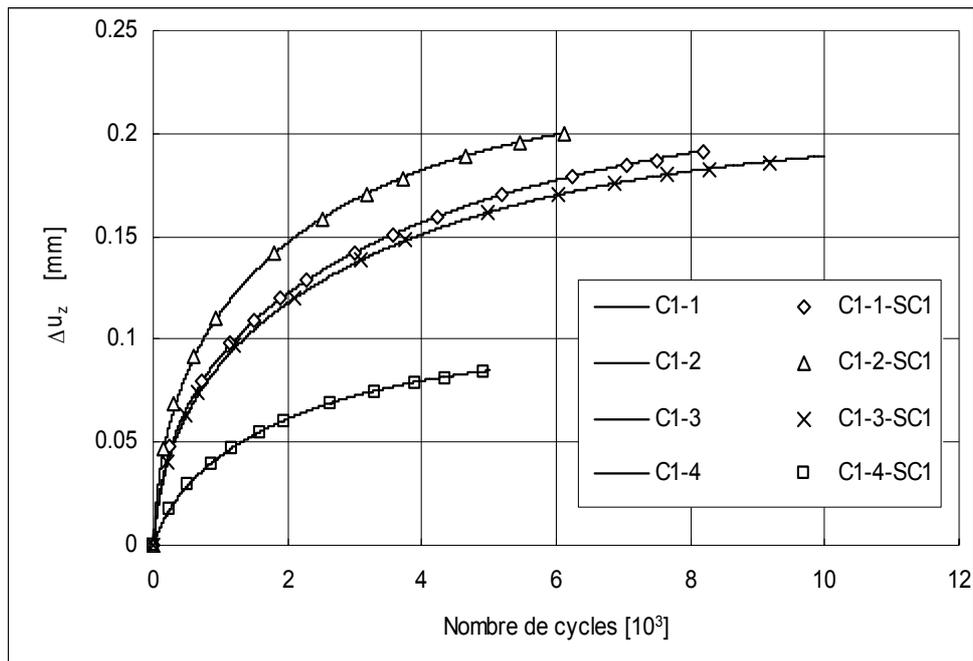


Figure 4-11 : Evolution de l'incrément de déplacement Δu_z
 Trait plein (cyclique) : Calcul pas à pas

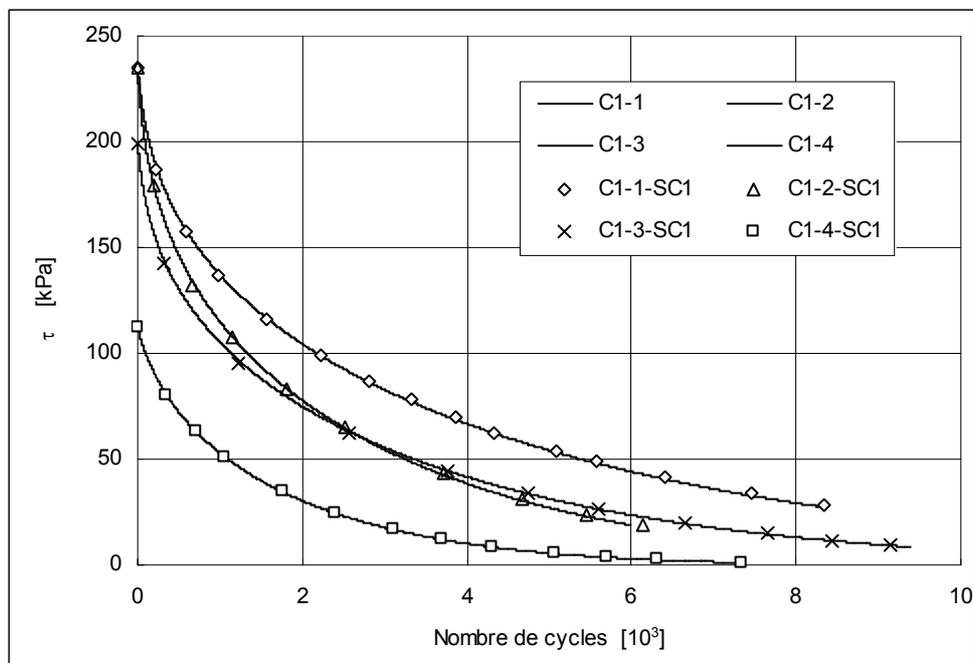


Figure 4-12 : Evolution de la contrainte cisaillement au point A
 Trait plein (cyclique) : Calcul pas à pas

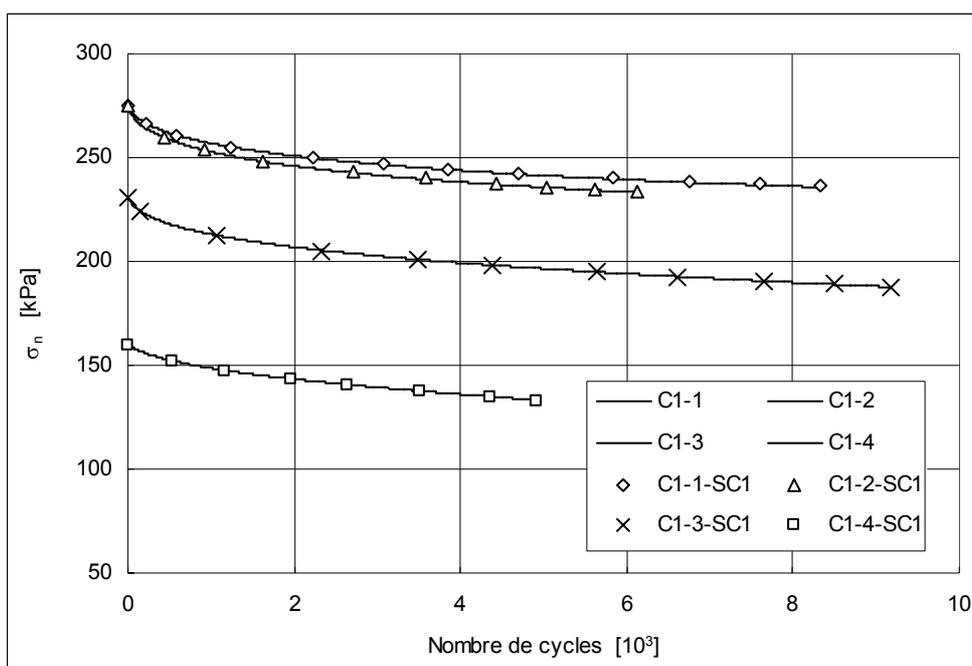


Figure 4-13 : Evolution de la contrainte normale au point A
 Trait plein (cyclique) : Calcul pas à pas

Tableau 4-6 : Efficacité de la méthode de sauts de cycles n°1 sur les calculs cycliques

Calcul	C1-1		C1-2		C1-3		C1-4	
	C	SC1	C	SC1	C	SC1	C	SC1
Nombre total de cycles	10000	8330	10000	6128	10000	9181	7350	4904
Nombre de cycles calculés	10000	1846	10000	2185	10000	3088	7350	1472
Nombres de cycles sautés	_____	6484	_____	3943	_____	6093	_____	3432
Efficacité (%)	_____	77.8%	_____	64.3%	_____	66.4%	_____	70.0%
Nombre d'itération [10 ⁵]	84.4	19.5	71.9	20.4	96.8	36.2	85.2	20.7
C : Méthode de calcul cycle par cycle SC1 : Méthode de « sauts de cycles » 1 Efficacité (%) = [Nombre de cycles sautés / Nombre de cycles totaux]*100								

Méthodes de « sauts de cycles » SC2

Les mêmes comparaisons sont réalisées avec la méthode de « sauts de cycles » SC2 (C1-i-SC2). La figure 4-14 présente la comparaison entre ces deux types de calcul pour l'incrément de déplacement Δu_z . Les résultats obtenus sont très satisfaisants. On note toutefois que la méthode semble être moins performante pour une évolution rapide du déplacement Δu_z (cas du calcul C1-4). Les figures 4-15 et 4-16 comportent une comparaison entre les deux méthodes en ce qui concerne l'évolution des contraintes de cisaillement et des contraintes normales. Les résultats restent aussi satisfaisants que pour ceux relatifs au déplacement u_z . L'efficacité de la méthode est encore plus élevée puisqu'elle est supérieure à 98 % (tableau 4-7).

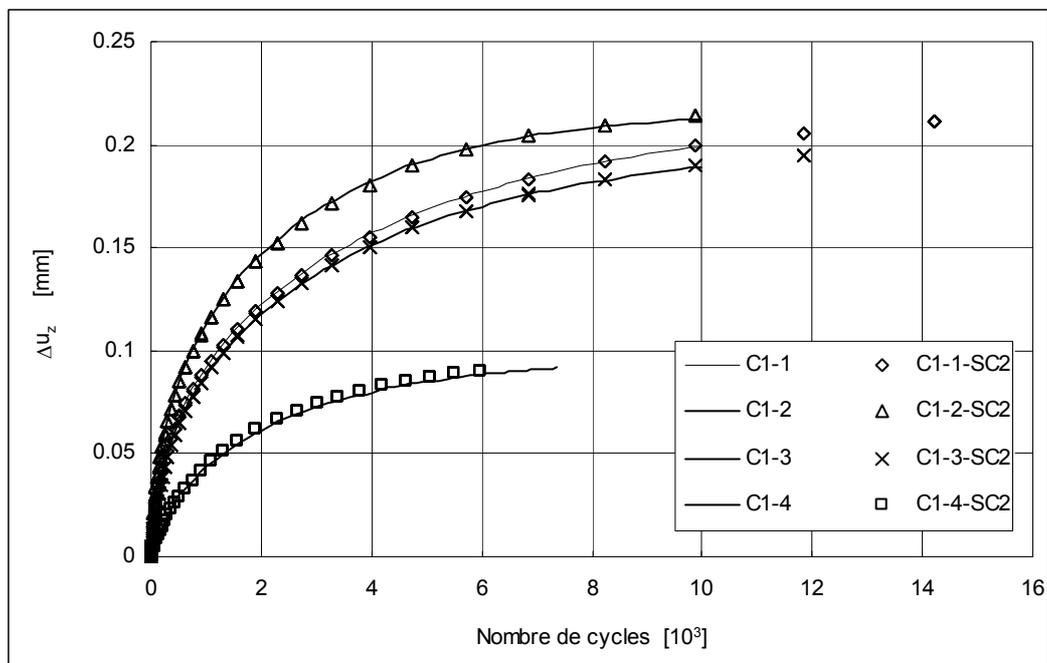


Figure 4-14 : Evolution de l'incrément de déplacement Δu_z calculé avec la méthode de saut de cycles SC2
 Trait plein (cyclique) : Calcul pas à pas

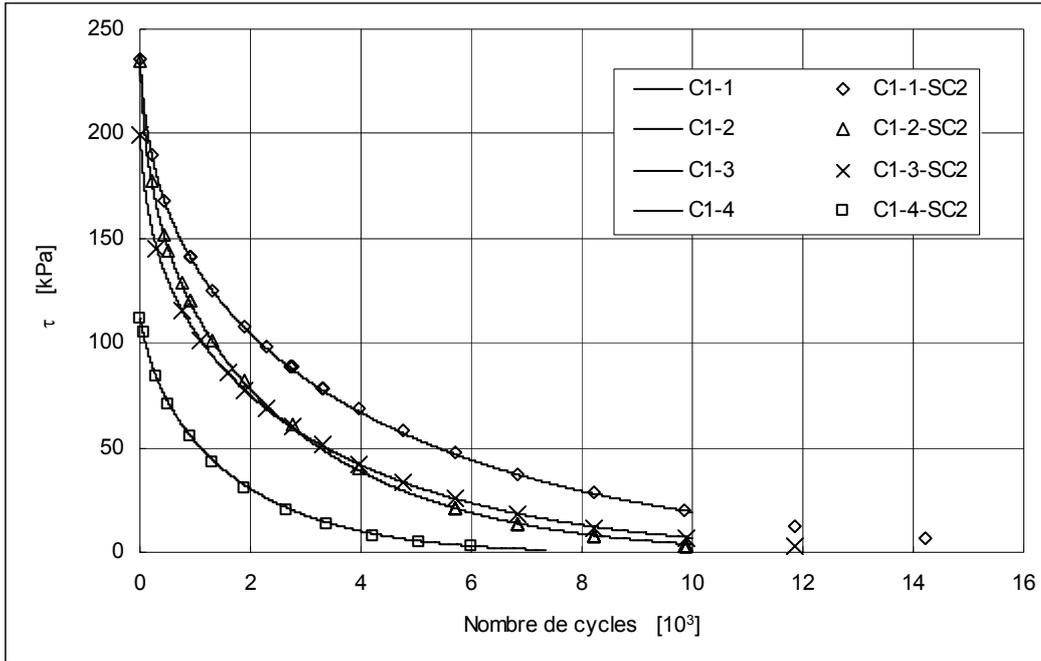


Figure 4-15 : Evolution de la contrainte cisaillement au point A calculé avec la méthode de saut de cycles SC2
 Trait plein (cyclique) : Calcul pas à pas

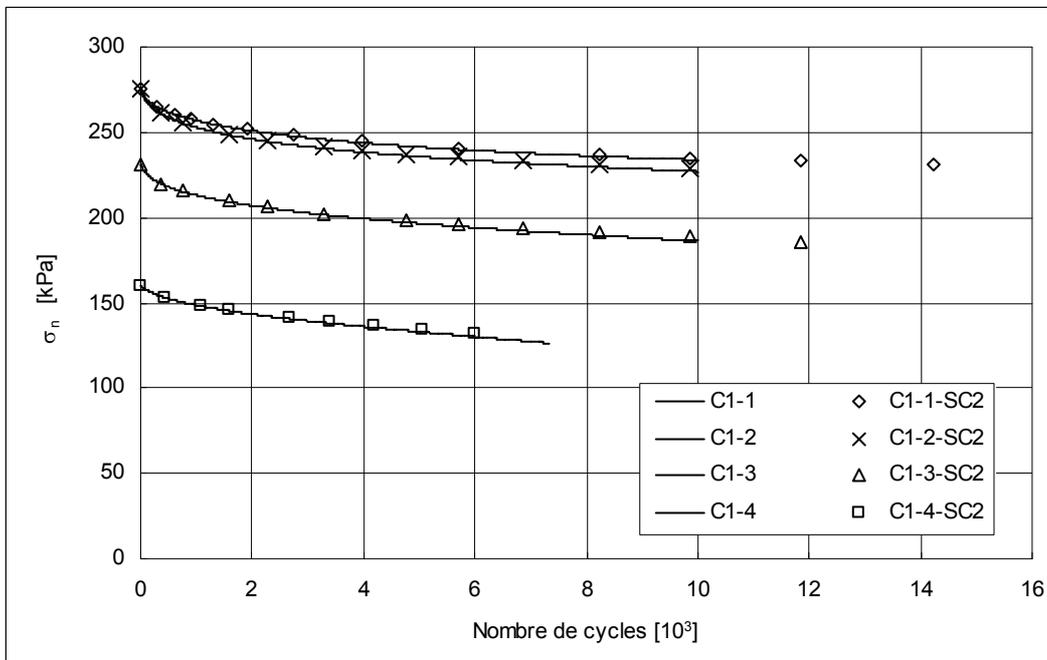


Figure 4-16 : Evolution de la contrainte normale au point A calculé avec la méthode de saut de cycles SC2
 Trait plein (cyclique) : Calcul pas à pas

Tableau 4-7 : Déroulement du calcul de la méthode de sauts de cycles SC2

Type de Test	C1-1		C1-2		C1-3		C1-4	
Méthode	C	SC2	C	SC2	C	SC2	C	SC2
Nombre total de cycles	10000	14224	10000	9874	10000	11850	7350	5986
Nombre de cycles calculés	10000	116	10000	110	10000	112	7350	112
Nombres de cycles sautés	_____	14108	_____	9764	_____	11738	_____	5874
Efficacité (%)	_____	99.2 %	_____	98.9 %	_____	99 %	_____	98.1 %
Nombre d'itération [10 ⁵]	84.4	2.10	71.9	1.94	96.8	1.89	85.2	1.91
C : Méthode de calcul cycle par cycle SC2 : Méthode de « sauts de cycles » 2 Efficacité (%) = [Nombre de cycles sautés / Nombre de cycles totaux]*100								

4.3.4 Influence du mécanisme d'écroutissage

Il s'agit de poursuivre l'étude des potentialités des méthodes de « sauts de cycles » avec la loi de comportement Modjoin3 qui permet d'éviter l'annulation de la contrainte de cisaillement au-delà de 10000 cycles. Le calcul réalisé dans cette section comprend 3 amplitudes différentes de chargement après un chargement monotone initial de 0.9.Fu :

- $\Delta F1 = 5 \text{ N}$ pour 10000 cycles
- $\Delta F2 = 10 \text{ N}$ pour 10000 cycles
- $\Delta F3 = 20 \text{ N}$ au-delà.

Les résultats des différentes méthodes de calcul sont présentées figures 4-17 à 4.19. Elles indiquent des résultats extrêmement proches. Les méthodes de « sauts de cycles » permettent donc de considérer des chargements variables. L'augmentation de chargement induit en quelques cycles une variation notable du tassement. Par la suite, le système voit son déplacement continuer à augmenter lentement.

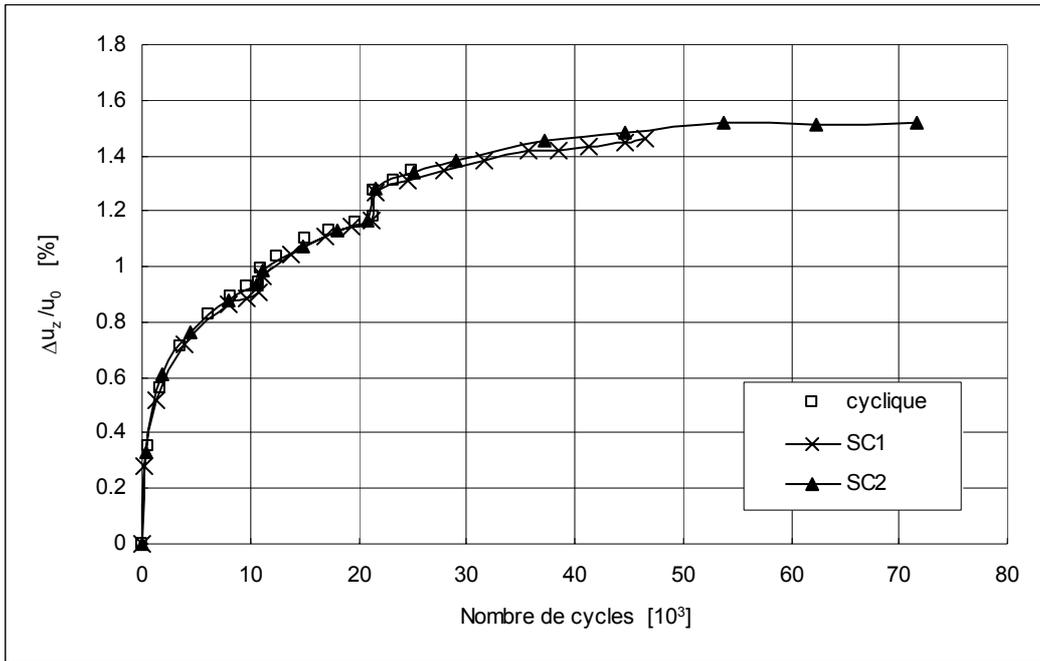


Figure 4-17 : Evolution de l'incrément de déplacement Δu_z calculé avec Modjoin3
 Trait plein (cyclique) : Calcul pas à pas

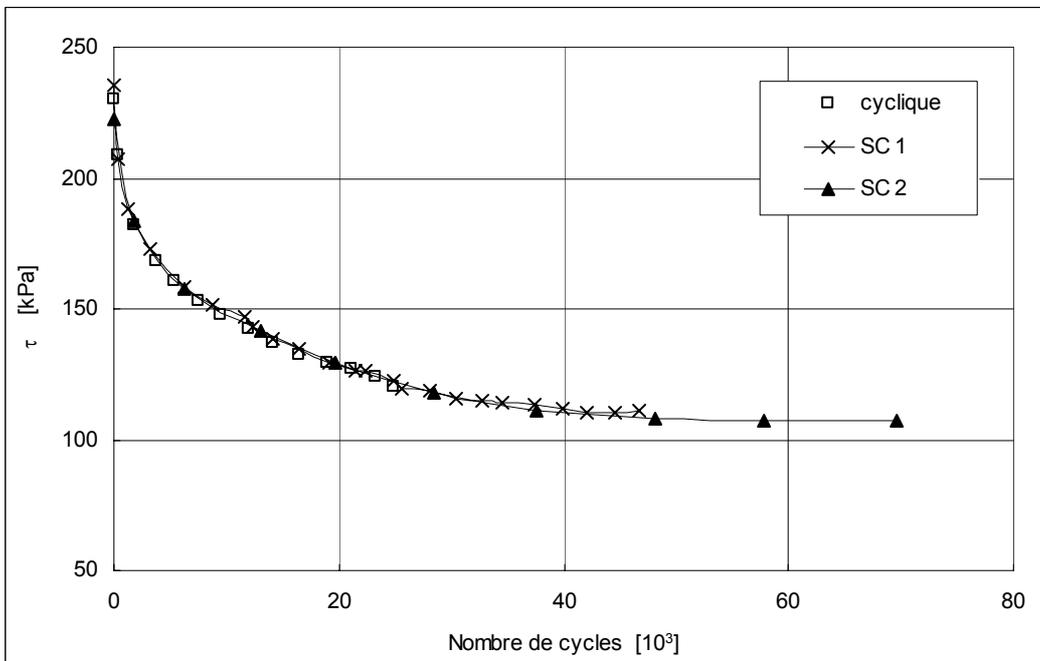


Figure 4-18 : Evolution de la contrainte de cisaillement calculé avec Modjoin3
 Trait plein (cyclique) : Calcul pas à pas

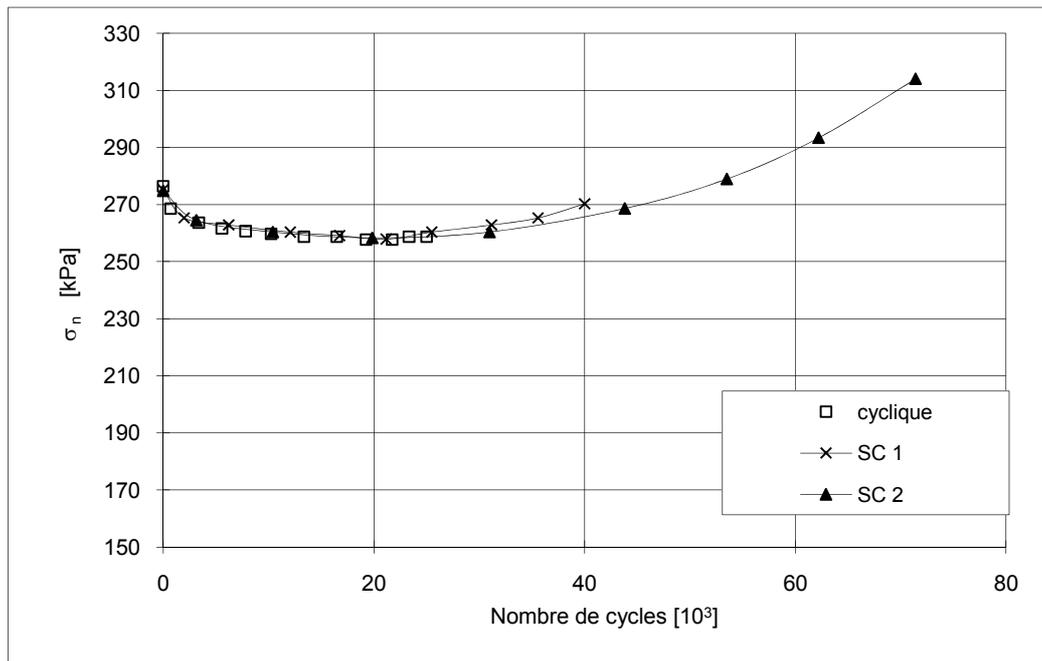


Figure 4-19 : Evolution de la contrainte normale calculée avec Modjoin3

Trait plein (cyclique) : Calcul pas à pas

4.3.5 Tentative d'optimisation du nombre de « cycles sautés »

Afin de corriger les défauts de diminution ou de divergence de nombres de cycles sautés pour respectivement les méthodes de « sauts » SC1 et SC2, deux tentatives d'amélioration sont proposées.

Pour la méthode de « sauts de cycles » SC1, il s'agit de définir une règle qui permet à chaque « tentative de sauts » au-delà d'un certain cycle (choisi ici égal à 1000) de garantir un nombre minimal de cycles « sautés ». Les valeurs minimales retenues sont 50 et 100. Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 4-20. Pour un nombre minimal de 100 cycles « sautés », il apparaît que la méthode présente certaines instabilités par rapport à celle où le nombre de cycles « sautés » minimal a été fixé à 50. Il n'est pas évident d'indiquer si cette technique est satisfaisante car d'un point de vue numérique, il n'y a pas de moyen de validation puisque ni la méthode de calcul cycle par cycle ni la méthode de « sauts de cycles » SC1 dans sa version de base ne permet d'atteindre dans des temps raisonnable un nombre de cycles supérieurs à 50000. Seule une confrontation à des résultats expérimentaux permettrait de valider cette approche. Néanmoins, la méthode avec un nombre minimal de « cycles sautés » égal à 50 ou à 100 indique une stabilisation du déplacement u_z à partir de 50000 cycles. Une telle stagnation

du déplacement n'était pas envisageable sur les 10000 premiers cycles. L'intérêt de cette méthode de « sauts de cycles », malgré les incertitudes qu'elle présente, est donc manifeste.

Pour la méthode de « sauts de cycles » SC2, le nombre de cycles « sautés » a au contraire été limité. Le nombre maximal de cycles « sautés » choisi est égal à 2000 dans un premier calcul et 5000 dans un second. La méthode donne dans ce cas des résultats similaires (figure 4-21). Ce résultat reste néanmoins restreint au cas étudié et une analyse plus fine reste à mener, en confrontation à des expérimentations.

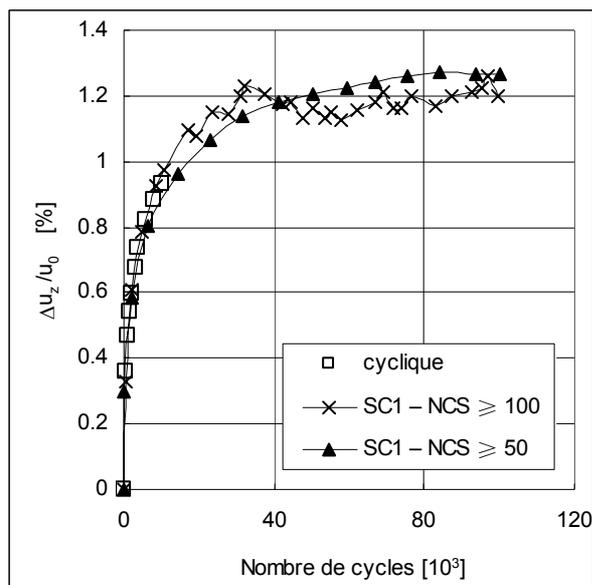


Figure 4-20 : Incrément du déplacement (effet de la limitation du nombre de cycles sautés) (méthode de « sauts de cycles » SC1)

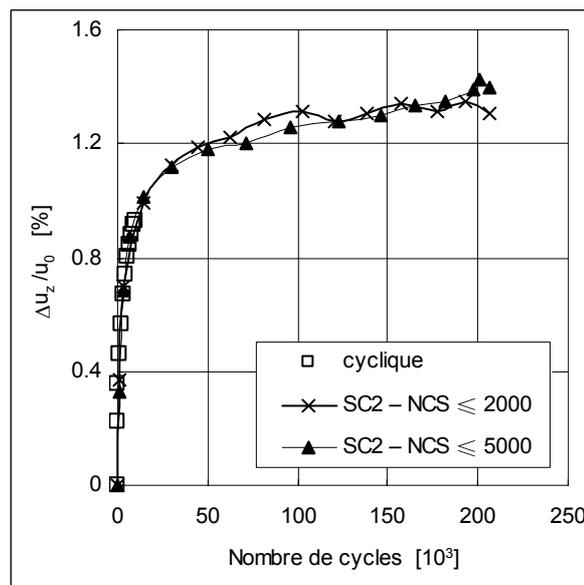


Figure 4-21 : Incrément du déplacement (effet de la limitation du nombre de cycles sautés) (méthode de « sauts de cycles » SC2)

4.4 Application : pieu sous charge axiale

Cette section a pour objectif de tester les deux méthodes de « sauts de cycles » ainsi que les différentes évolutions de la loi de comportement (Modjoin1, 2 et 3) sur l'exemple du pieu sous charge axiale présenté dans la partie 3.4. Le calcul retenu pour mener les comparaisons est le calcul A1-4 avec des paramètres élastiques plus importants de manière à effectuer un plus grand nombre de cycles.

4.4.1 Application avec Modjoin1

La figure 4-22 présente une comparaison de la méthode de calcul cycle par cycle et des deux méthodes de « sauts de cycles » pour le tassement u_z du pieu. Les calculs ont été menés jusqu'à 12000 cycles pour la méthode de « sauts de cycles » SC2.

Pour les premiers cycles, les différentes méthodes indiquent des résultats du même ordre de grandeur. Aucune stabilisation du déplacement n'apparaît même au-delà de 10000 cycles. Le déplacement du pieu a presque doublé. Les contraintes tangentiels et normales (figures 4-23 et 4-24) à différentes profondeurs ne cessent de diminuer ce qui traduit à l'échelle de l'ouvrage un phénomène pouvant être assimilé à du radoucissement. Les différentes méthodes indiquent toujours pour les contraintes des résultats proches.

La figure 4-25 présente le nombre d'itérations réalisées en fonction des cycles pour les différentes méthodes de calcul. Les diminutions de temps de calcul sont les suivantes : dans un rapport de 3 pour la méthode de « sauts de cycles » SC1 et de 7 pour la méthode de « sauts de cycles » SC2.

L'analyse du nombre de « cycles sautés » (figure 4-26) conduit aux conclusions déjà formulées précédemment. La méthode de « sauts de cycles » SC1 est moins performante que la méthode de « sauts de cycles » SC2 et ne permet plus de « sauter de cycles » quand les déformations plastiques évoluent trop lentement. La méthode de « sauts de cycles » SC2 nécessite de définir un nombre maximal de « cycles sautés ».

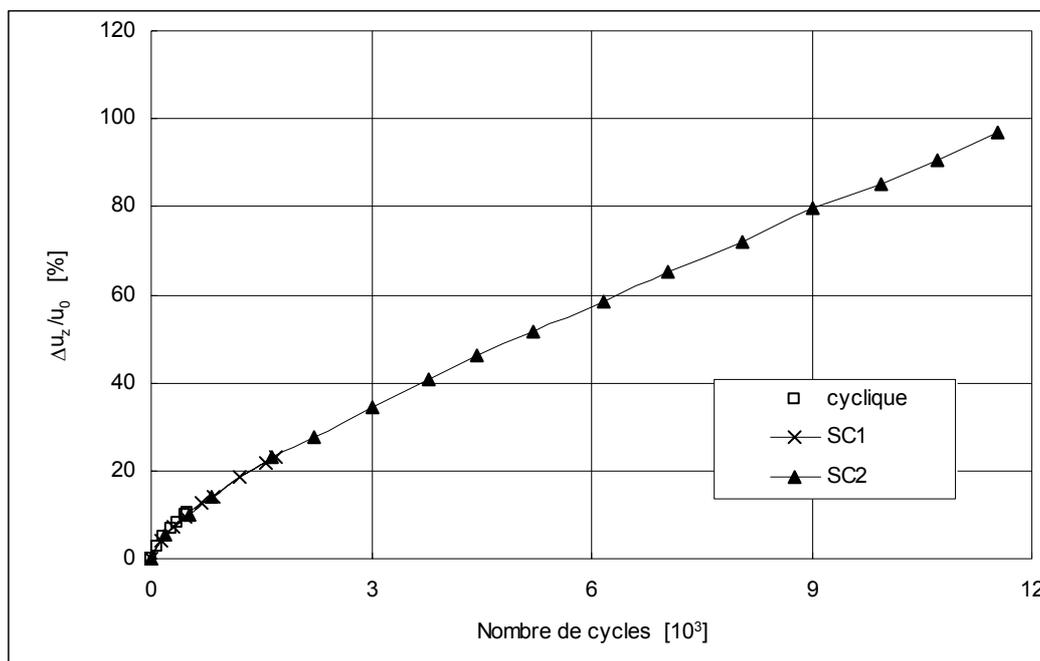


Figure 4-22 : Comparaison de l'évolution du tassement en tête du pieu fonction de la méthode de « saut de cycles »

Trait plein (cyclique) : Calcul pas à pas

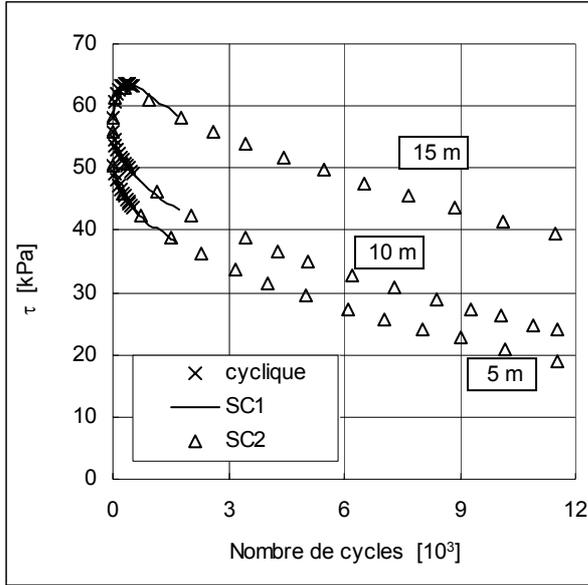


Figure 4-23 : Comparaison de la contrainte cisaillement à différentes profondeurs

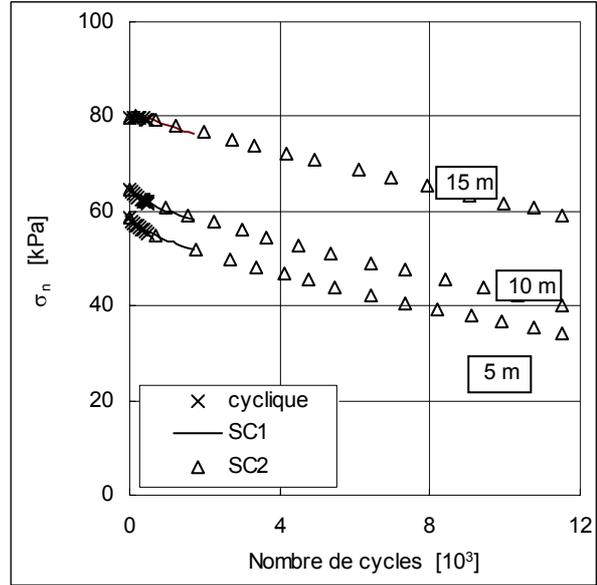


Figure 4-24 : Comparaison de la contrainte normale à différentes profondeurs

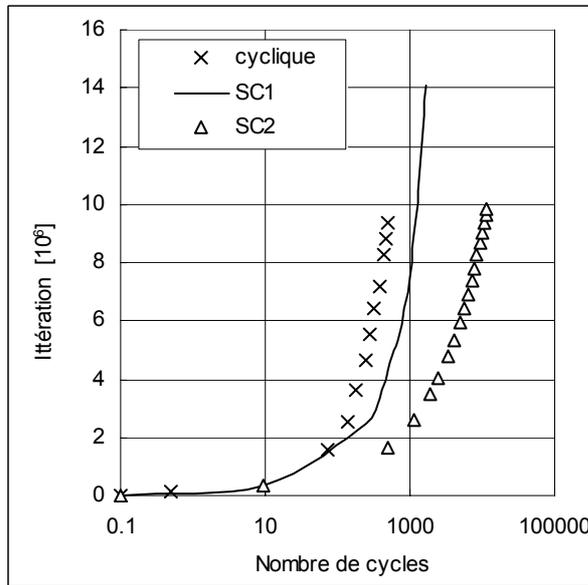


Figure 4-25 : Nombres d'itérations effectués en fonction du nombre de cycles

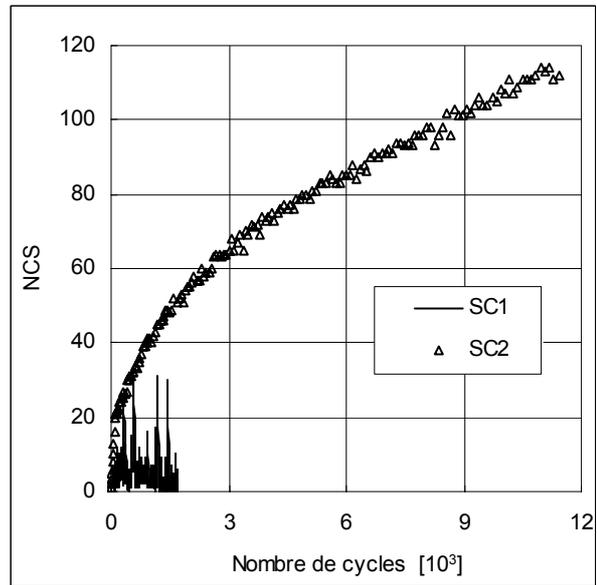


Figure 4-26 : Nombre de « cycles sautés »

4.4.2 Influence du mécanisme d'écroutissage

Afin d'étudier l'influence du mécanisme d'écroutissage, un calcul a été mené avec le modèle Modjoin3. La figure 4-27 présente une comparaison de la méthode de calcul cycle par cycle et de la méthode de « sauts de cycles » SC2 pour le tassement u_z du pieu. Les calculs ont été menés jusqu'à 40000 cycles. Pour les premiers cycles, les différentes méthodes indiquent des résultats du même ordre de grandeur. Une stabilisation progressive du déplacement du pieu apparaît à partir du cycle 30000. Les contraintes tangentielles et normales à différentes profondeurs sont présentées sur les figures 4-28 et 4-29. La contrainte normale ne subit presque aucune variation après le cycle 10000 tandis que la contrainte de cisaillement diminue lentement.

La figure 4-30 présente le nombre d'itérations réalisées en fonction des cycles pour les deux méthodes de calcul. On peut par exemple noter que la méthode de « sauts de cycles » permet de diminuer les temps de calcul dans un rapport proche de 10 pour 1000 cycles.

Le nombre de « cycles sautés » (figure 4-31) augmente continûment pour se stabiliser autour de 500 « cycles sautés » à partir du cycle 26000, sans qu'aucune limitation sur le nombre de cycles n'ait été introduite.

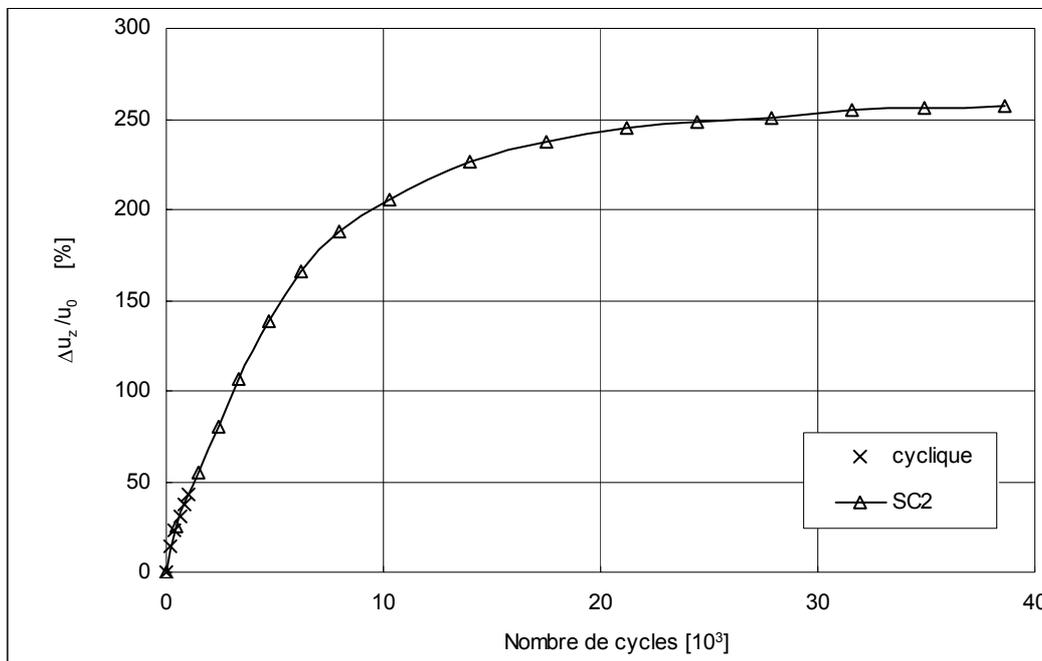


Figure 4-27 : Evolution du tassement en tête de pieu obtenu par la méthode de « saut de cycles » SC2

Trait plein (cyclique) : Calcul pas à pas

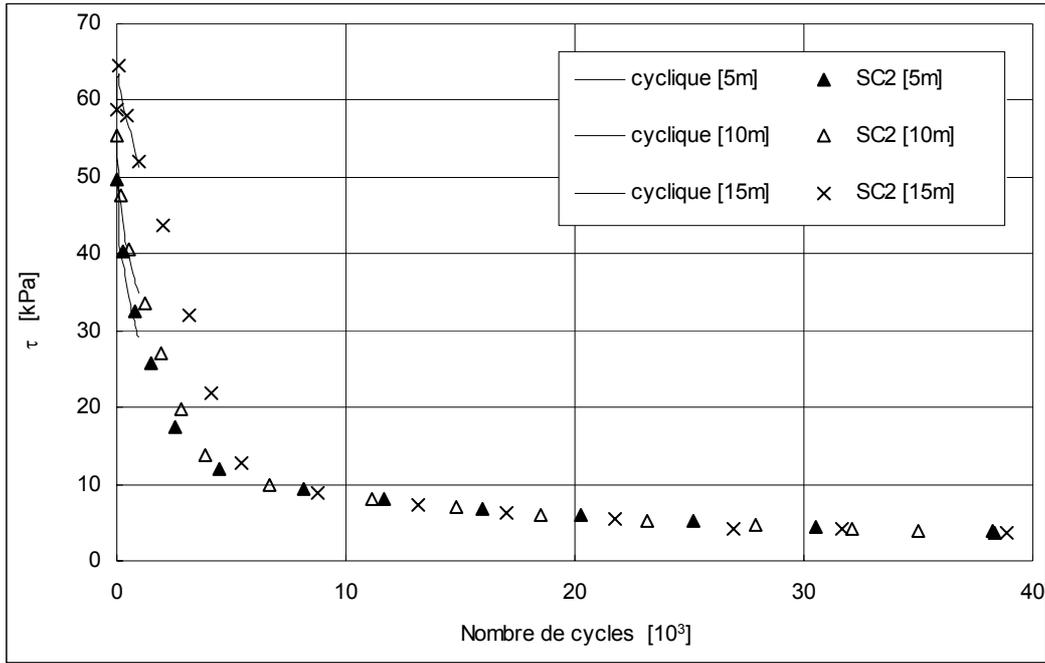


Figure 4-28 : Contrainte de cisaillement à profondeurs différentes obtenus avec la méthode de « saut de cycles » SC2

Trait plein (cyclique) : Calcul pas à pas

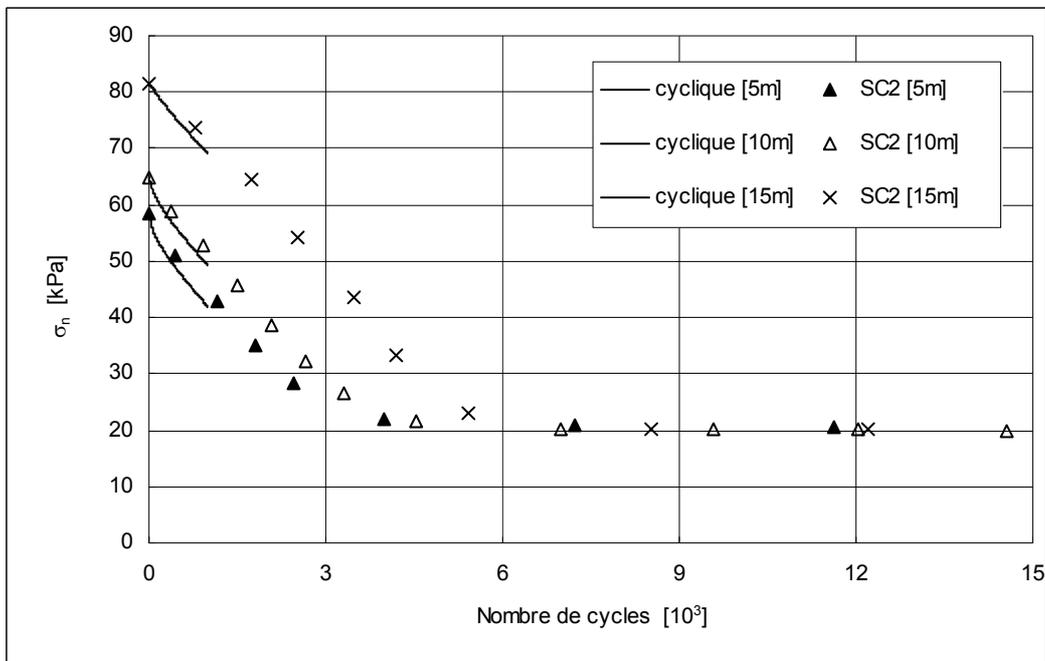


Figure 4-29 : Contrainte normale à profondeurs différentes obtenus avec la méthode de « saut de cycles » SC2

Trait plein (cyclique) : Calcul pas à pas

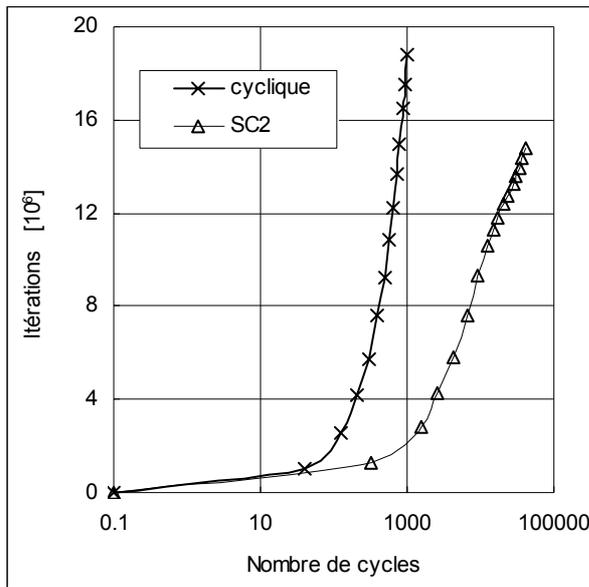


Figure 4-30 : Nombre d'itérations de calcul avec la méthode SC2

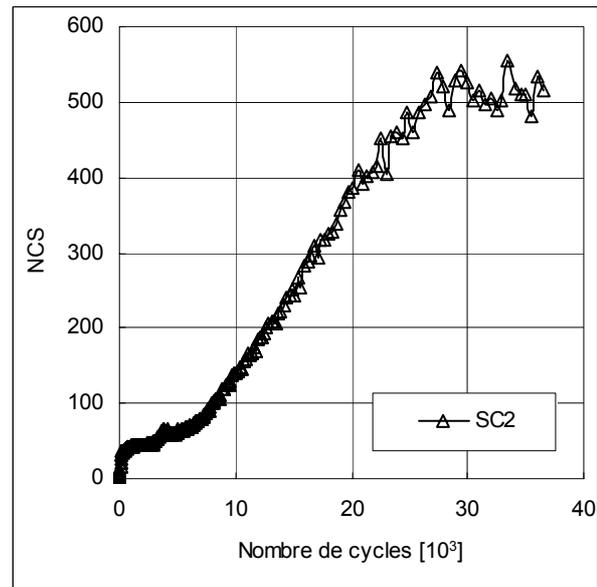


Figure 4-31 : Evolution de nombre de cycles sautés avec la méthode SC2

4.4.3 Tentative d'optimisation de la méthode de « sauts de cycles »

Afin d'optimiser la méthode de « sauts de cycles » et notamment d'augmenter le nombre de cycles « sautés », quelques tentatives ont été entreprises concernant la répartition des forces nodales. Ces tentatives ont été développées sur l'exemple relatif au pieu sous charge axiale. L'idée directrice du travail réalisé consiste à répartir les forces nodales de manière à ne pas appliquer des valeurs trop importantes lors du calcul de l'équilibre dans la méthode de « sauts de cycles ». Deux nouvelles approches sont explorées dans ce paragraphe :

- La première consiste à répartir de façon homogène et pondérée (en fonction d'un paramètre γ) les forces nodales sur l'ensemble des points d'interface, en diminuant les forces nodales les plus importantes et en augmentant les plus faibles. On obtient en fait la relation suivante :

$$F'_i = \gamma F_m + (1 - \gamma) F_i \quad (4-10)$$

Avec :

- F'_i la nouvelle valeur de la force nodale au point i
- F_i l'ancienne valeur de la force nodale au point i
- F_m la moyenne des forces nodales appliquées
- γ un paramètre qui permet de plus ou moins répartir les forces nodales (pour $\gamma = 0$, la

méthode est identique à la précédente ; la méthode consiste à injecter les mêmes valeurs de force nodales en tous les points).

- La seconde consiste à conserver une certaine part γ de la force nodale calculée au point j de l'interface i et à appliquer le reste sur les points voisins (figure 4-32). La valeur de γ est comprise entre 0 et 1. Si $\gamma = 1$, la méthode est identique à la précédente. Les valeurs choisies pour les comparaisons sont les suivantes : $\gamma = 0.5$ et $\gamma = 0.75$.

La première méthode s'est avérée peu concluante dans cette étude. La deuxième approche conduit aux résultats suivants. En termes de déplacement (figures 4-33), les résultats obtenus sont très proches jusqu'à 25000 cycles. Ce résultat montre donc que la qualité de l'extrapolation au niveau d'un point n'est pas le seul paramètre qui entre en jeu. La somme des forces nodales injectées dans le modèle peut aussi constituer une variable d'étude. En termes de nombre de « cycles sautés » et d'itérations effectuées, les résultats sont plutôt médiocres. En effet, les méthodes alternatives proposées, malgré le fait qu'elles répartissent mieux les forces nodales, ne permettent pas de réaliser des gains de temps de calcul (figures 4-34 et 4-35). D'autres voies d'amélioration sont donc à chercher.

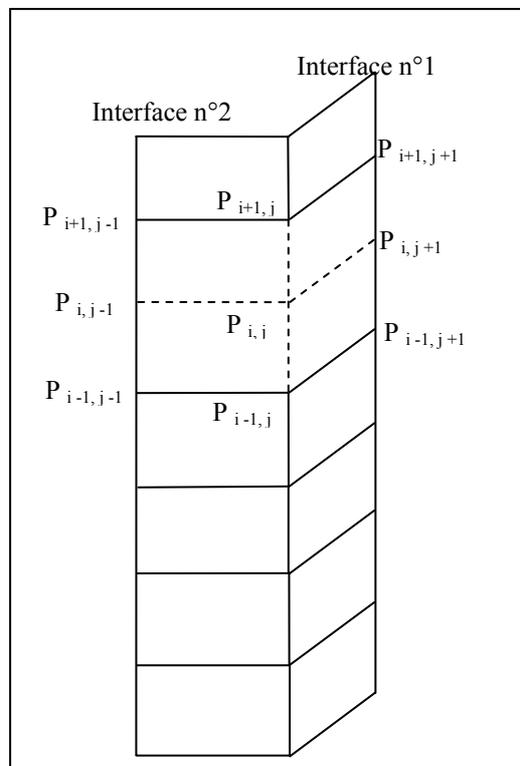


Figure 4-32 : Numérotation des nœuds des interfaces

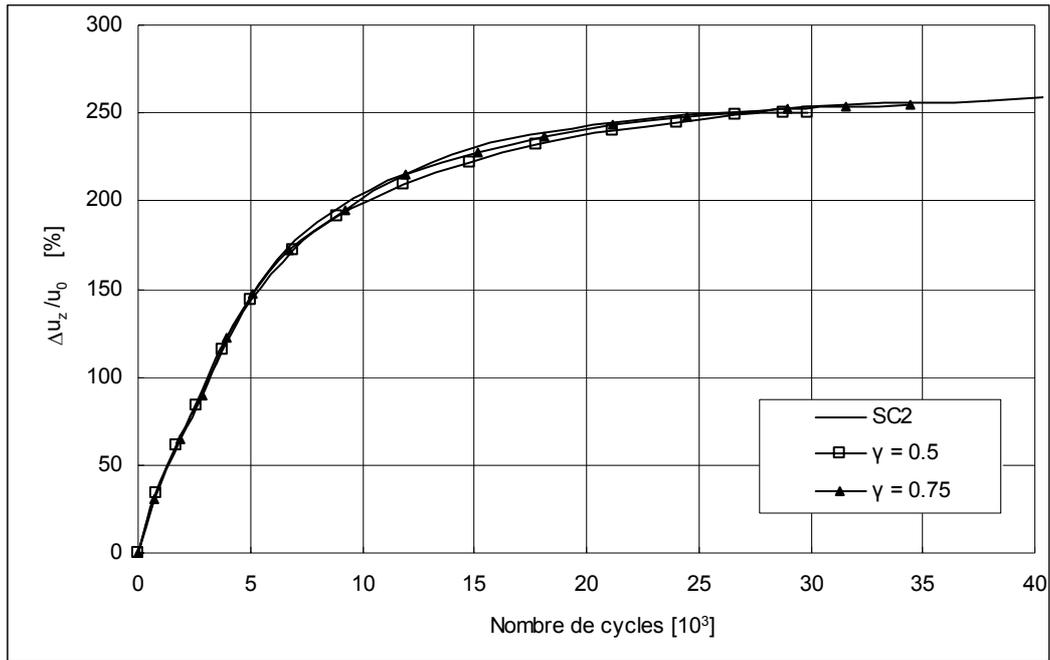


Figure 4-33 : Influence du coefficient γ de la méthode d'optimisation du nombre de cycles « sautés » - Evolution du tassement en tête de pieu

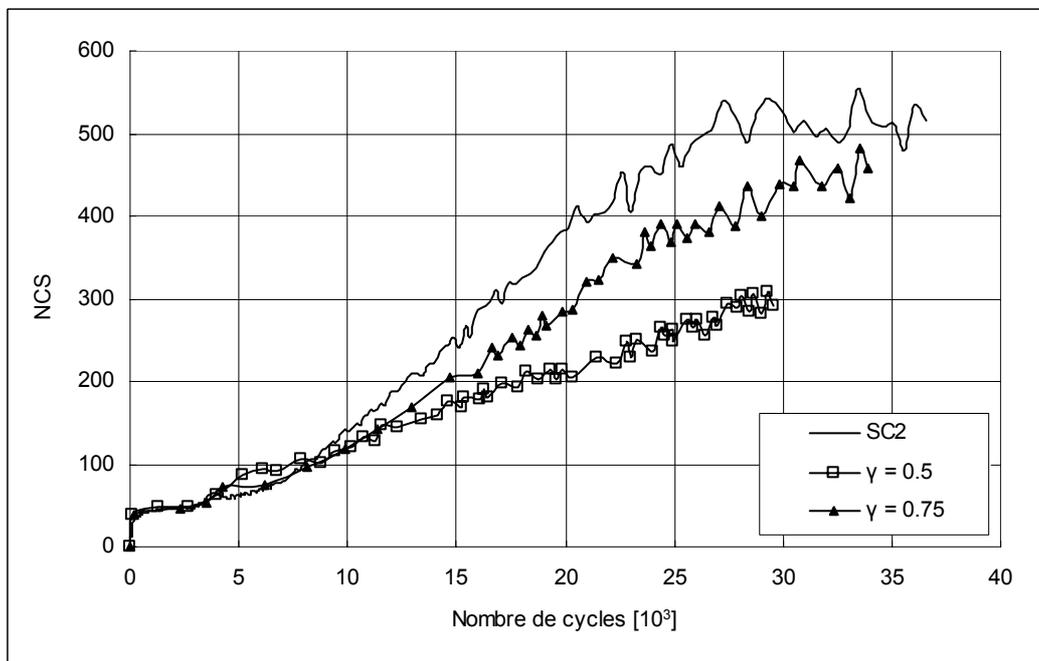


Figure 4-34 : Influence du coefficient γ de la méthode d'optimisation du nombre de cycles « sautés » - Evolution de nombre de cycles sautés
(NCS : Nombre de « Cycles Sautés »)

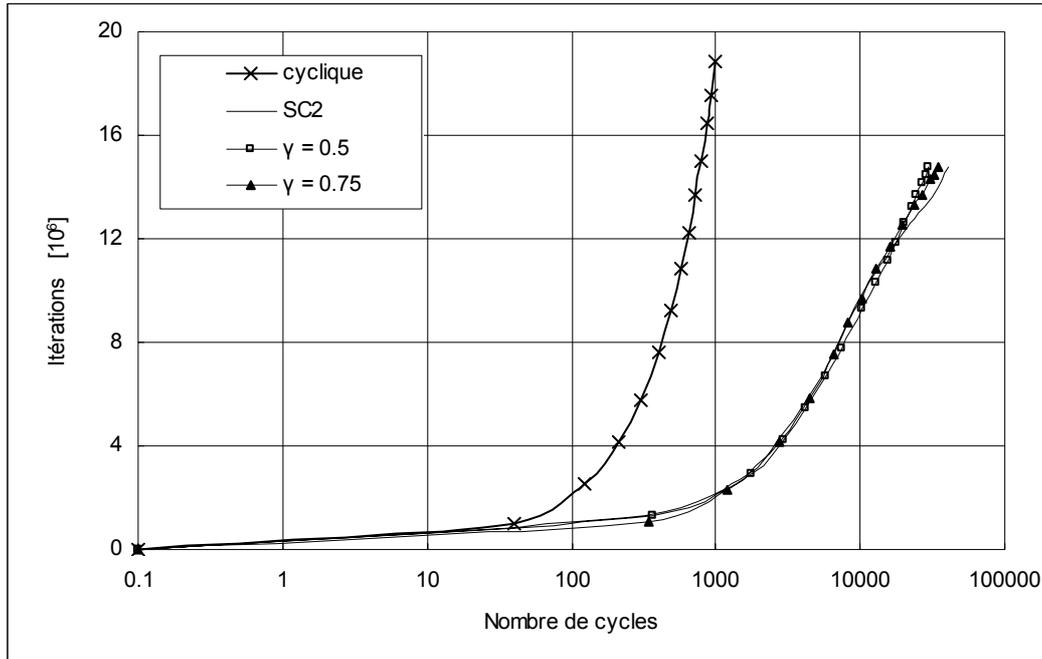


Figure 4-35 : Influence du coefficient γ de la méthode d'optimisation du nombre de cycles « sautés » - Nombre d'itérations calculés

CONCLUSION

Ce travail a été consacré à la prise en compte des chargements cycliques lors de la réalisation de calculs numériques en particulier par la méthode des différences finies. Les principaux apports concernent la maîtrise des problèmes de rochet (ou de fluage) au niveau de la loi de comportement et l'élaboration à l'échelle de l'ouvrage d'une méthode permettant des économies de temps de calcul conséquentes.

La maîtrise dans la loi de comportement Modjoin des phénomènes de rochet a nécessité la réécriture de celle-ci sous forme incrémentale en faisant disparaître le module d'écrouissage. Le terme de rappel responsable du phénomène de rochet lors d'un essai en contrainte imposée non symétrique a été précisément étudié. Des modifications ont alors été apportées de manière à contrôler le phénomène de rochet. Des améliorations pourraient encore être apportées en reliant certains paramètres à une notion d'indice des vides critique de l'interface. Pour l'instant, c'est le choix de paramètre DR notamment qui permet de décider si le matériau va observer un comportement typique du durcissement ou du radoucissement. Il pourrait être envisagé de corréliser la valeur du paramètre DR sur cette notion d'indices des vides.

L'utilisation de la loi de comportement à l'échelle d'un ouvrage a été prouvée notamment au travers des calculs d'un pieu sous charge axiale. Le chargement appliqué comporte plusieurs centaines de cycles. Des phénomènes de dégradation du frottement latéral ont pu être mis en évidence et reliés au paramètre contrôlant le phénomène de rochet dans la loi de comportement. D'autres exemples pourraient être étudiés comme par exemple la résistance d'un tirant ancré dans un soutènement soumis à l'action de la marée.

Le dernier aspect du travail a concerné le développement de deux méthodes de « sauts de cycles » toutes deux basées sur une extrapolation des déformations plastiques. La précision de ces méthodes même après plusieurs milliers de cycles est tout à fait satisfaisante et les gains de temps sont très conséquents (diminution des temps de calcul dans un rapport compris entre 3 et 20). Des tentatives d'amélioration au travers d'une meilleure distribution des forces nodales ont été effectuées mais sans véritable succès. D'autres pistes sont donc à explorer.

De manière plus générale, ce travail reste à étendre aux éléments massifs et notamment à la loi de comportement Modsol (Azar, 1995). Les difficultés risquent toutefois d'être plus importantes du fait de la plus grande complexité de la loi et du nombre a priori plus important

de paramètres à extrapoler (au moins deux si l'on considère seulement les déformations plastiques volumiques et déviatoriques et six si l'on considère l'ensemble des composantes du tenseur des déformations).

Bibliographie

Achmus M. Kuo Y.S. et Abdel-Rahman K., (2009) "Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load" *Computers and Geotechnics*, Vol. 36, No. 5, pp. 725-735.

Ali B., (2006) "Modèle numérique pour comportement mécanique des chaussées : application à l'analyse de l'orniérage" *Thèse de Doctorat*: Lille1, France.

Andersen H.H. et Lauritzsen R., (1988) "Bearing Capacity For Foundations With Cyclic Loads" *J. of Geotechnical Engineering*, Vol. 114, No. 5, pp. 540-555.

Azar Ali.K., (1995) "Problèmes de Sols Saturs sous Chargement Dynamique : Modèle Cyclique pour Les Sols et Validation sur des Essais en Centrifugeuse" *Thèse de Doctorat*: Lille1, France.

Bencheikh B. (1991) "Interaction sols-structures: modélisation et résolution numérique" *Thèse de Doctorat*: Lille1, France.

Benzaria O. Le Kouby A. et Puech A., (2010) "Modélisation physique et numérique du comportement des pieux sous chargement cyclique axial," *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2010*, pp. 555-562.

Bjerrum L. et Landva A. (1966) "Direct simple-shear tests on a Norwegian quick clay" *Geotechnique*, Vol. 16, No. 1, pp. 1-20.

Boulanger R.W. et Idriss I.M. (2004) "Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays", *Research report*, Department of civil & environmental engineering, College of engineering, University of California à Davis.

Boulon M. (1987) "Développement d'une boîte de cisaillement annulaire" *Rapport n°3 du projet "Cisaillement localisé"*, *Greco-Géomatériaux*, pp. 369-380.

Carter P. (2000) "Stress Analysis and Design for Cyclic Loading" *J. Pressure Vessel Technol.*, Vol. 122, Issue. 4, pp. 427.

Chen X.T. Davy C.A. Skoczylas F. et Shao J.F., (2009) "Effect of heat-treatment and hydrostatic loading upon the poro-elastic properties of a mortar" *Cement and Concrete Research*, Vol. 39, No. 3, pp. 195-205.

Chin J.T. et Poulos H.G., (1992) "Cyclic axial pile loading analyses: A comparative study" *Computers and Geotechnics*, Vol. 13, No. 3, pp. 137-158.

Desai C.S. Zaman M.M. Lightner J.G. et Siriwardane H.J., (1984) "Thin-layer element for interfaces and joints" *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 8, No. 1, pp. 19-43.

Desai C.S. Drumm E.C. et Zaman M.M., (1985) "Cyclic Testing and Modeling of Interfaces" *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, No. 6, pp. 793-815.

El Dine S. Dupla J.C. Frank R. Canou J. et Kazan Y., (2010) "Mechanical characterization of matrix coarse-grained soils with a large-sized triaxial device" *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 47, No. 4, pp. 425-438.

Erten D. et Maher M.H. (1994) "Cyclic undrained behavior of silty sand" *Journal of soil dynamics and engineering*, Vol. 14, pp. 115-123.

Fakharian K. et Evigin E., (1997) "Cyclic Simple-Shear Behavior of Sand-Steel Interfaces Under Constant Normal Stiffness Contition" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 12, pp. 1096-1105.

Goodman R.E. Taylor R.L. et Brekke T.L., (1968) "A model for the mechanics of jointed rocks" *J. of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 94, pp. 637-659.

Goodman R.E. St John J., (1977) "Finite element analysis for discontinuous rocks" *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. Mc Graw Hill.

Herrmann L.R., (1978) "Finite element analysis of contact problems" *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 104, No. 5, pp. 1043-1057.

Hornych P., (2006) "Les prénières 2006 du LCPC Sciences et techniques du Génie Civil."

Ishihara K. (1972) "Liquefaction saturated sand in triaxial torsion shear test" *Japanese society of soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 12, No. 2, pp. 19-39.

Itasca Consulting Group, Manuel d'utilisation de FLAC3D, 2002

Kishida H. et Uesugi M., (1987) "Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus" *Geotechnique*, Vol. 37, pp. 45-52.

Kodaissi E. Aubry D. et Meimon Y., (1985) "Homogenization of cyclic loading on viscoplastic offshore foundation" *Int. Conf. on Advances in Numerical Methode in Eng. Theory and Applications*.

Lee C.Y., (1993) "Cyclic Response of Axially Loaded Pile Groups" *J. of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 9, pp.1399-1413.

Lemaitre J. et Chaboche J.L., (1985) *Livre Mécanique des matériaux solides*.

Lings M.L. et Dietz M.S., (2004) "An improved direct shear apparatus for sand" *Géotechnique*, Vol. 54, No. 4, pp. 245-256.

Mortara G. Boulon M. et Ghionna V.N., (2002) "A 2-D constitutive model for cyclic interface behaviour" *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, Vol. 26, No. 11, pp. 1071-1096.

Mroz Z., (2001) "Multisurface hardening model for monotonic and cyclic response of metals" *Handbook of Materials Behavior Models*, pp. 223-231.

Mayoraz F., (2002) "Comportement mécanique des milieux granulaires sous sollicitations cycliques : Application aux fondations des chaussées souples" *Thèse de Doctorat*. l'Ecole Polytechnique de Lausanne, France.

Niemunis A. Wichtmann T. et Triantafyllidis T., (2005) "A high-cycle accumulation model for sand" *Computers and Geotechnics*, Vol. 32, No. 4, pp.245-263.

Ponter A.R.S., (1976) "The Analysis of Cyclically Loaded Creeping Structures for Short Cycle Times" *Int. J. Solids Structures*, Vol. 12, pp. 809-825.

Poulos H.G., (1988) "Cyclic Stability Diagram For Axially Loaded Piles" *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 877-895.

Randolph M.F., (1986) "Load transfer analysis of axially loaded piles" *Report Geo 86033*, Department of Civil Engineering, The University of Western, Australia.

Rezaie F., (1994) "Etude expérimentale et modélisation du comportement de l'interface sols-structures sous chargements monotone et cyclique" *Thesis, University of Lille 1, France*.

Roscoe K.H., (1953) "An apparatus for the application of simple shear to soil samples" *Proc. 3rd Int Conf Soil Mechanics Foundation Engineering, Zurich*, Vol. 1, pp. 186-191.

Saï K., (1993) "Modèles à grand nombre e variables internes méthodes numériques associées" *Thèse de Doctorat: L'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, France*.

Shahrour I. et Meimon Y., (1995) "Calculation of marine foundations subjected to repeated loads by means of the homogenization method" *Computers and Geotechnics*, Vol. 17, No. 1, pp 93-106.

Shahrour I. et Rezaie F., (1997) "An elastoplastic constitutive relation for the soil-structure interface under cyclic loading" *Computers and Geotechnics*, Vol. 21, No. 1, pp. 21-39.

Song B.W. Yasuhara K. et Murakami S.,(2004) "Direct Simple Shear Testing for Post-Cyclic Degradation in Stiffness of Nonplastic Silt" *ASTM geotechnical testing journal*, Vol. 27, No. 6, pp. 607-613.

Taha M.R. Mohammed Shafiqu Q.S. Chik A.H. et Abbas J.M., (2009) "Time –Dependent Behavior of Piles under Combined Loadings" *American journal of Applied Sciences*, Vol. 6, No. 3, pp. 407-413.

Wang J.G. Ichikawa Y. et Leung C.F., (2003) "A constitutive model for rock interfaces and joints" *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 40, No. 1, pp. 41-53.

Wichmann T. (2005) "Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading", *Thèse de Doctorat*, Université de Bochum, Allemagne.

Wichmann T. Niemunis A. Triantafyllidis T., (2010) "Strain accumulation in sand due to drained cyclic loading : on the effect of monotonic and cyclic preloading (Miner's rule)", *J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, doi:10.1016. J.soildyn. 2010.03.004

Zaman M.M. Desai C.S. et Drumm E.C., (1984) "Interface Model for Dynamic Soil-Structure Interaction" *J. of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 10, No. 9, pp. 1257-1273.

Zienkiewicz O.C. Best B. Dullage C. et Stagg K.G., (1969) "Analysis of non linear problems in rock mechanics with particular reference to jointed rock system" *Proced. of the 2nd congress of the inter. soc. of rock Mech, Belgrade*. Vol. 3, pp. 501-509.