

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE



N° d'ordre : .....

Série : .....

**MEMOIRE DE MAGISTER**  
**PRESENTE A L'UNIVERSITE DES FRERES MENTOURI CONSTANTINE**  
**Faculté des sciences et de la technologie**  
**Département : Génie Civil**

**Option : sols**

**Présenté Par :**

**NOUIS Nadji**

**Thème :**

**Étude et modélisation numérique de l'interaction sol pieu sous  
chargement latéral cyclique**

Devant le jury composé de :

Président :	<b>Pr. R. Lassoued</b>	Université des frères Mentouri Constantine
Rapporteur :	<b>Pr. A .Belouar</b>	Université des frères Mentouri Constantine
Examineur :	<b>Pr. N. Djebbar</b>	Université des frères Mentouri Constantine
Examineur :	<b>Dr. A. Boulfoul</b>	Université des frères Mentouri Constantine

**Soutenue le 14/06/2015**

## Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier sincèrement mon directeur de mon travail, M<sup>r</sup> A .BELOUAR professeur à l'université des frères Mentouri Constantine pour avoir accepté de m'encadrer, ainsi que pour son soutien, ses conseils et sa confiance.

Je remercie également monsieur M<sup>r</sup> M.L. SAMAI, Professeur à l'université des frères Mentouri Constantine pour ses conseils et, ses encouragements tout au long de la préparation du mémoire.

Je voudrais associer à ces remerciements à monsieur M<sup>r</sup> LASSOUAD RACHID, Professeur à l'université des frères Mentouri Constantine, qui m'a fait l'honneur d'accepter de présider le jury de ce travail. Je remercie de même monsieur M<sup>r</sup> DJEBBAR NABIL, Professeur à l'université des frères Mentouri Constantine et monsieur M<sup>r</sup> BOULFOUL AZZEDINE, maitre de conférences à l'université des frères Mentouri Constantine pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Je remercie aussi l'équipe de Laboratoire de Géotechnique à l'université de Biskra et Laboratoire de génie mécanique à l'université de Batna.

Je ne peux oublier d'exprimer ma reconnaissance à M<sup>r</sup> Bouafia Ali Professeur à université de Blida pour ses idées contributives.

Enfin, je ne pourrais finir ces remerciements à groupe de laboratoire géotechnique à université des frère Mentouri Constantine et groupe de la subdivision des travaux publics à Barika wilaya de Batna (Toufik Hariz , Tarek Salami , Guetaï Samir et Dey Abdenour).

# **Dédicace**

**Je dédie le présent travail**

**A mes chers parents**

**A mes frères et sœurs**

**A mes amis**

## Résumé

Ces dernières années, le développement des ouvrages (off-shore, on-shore) a nécessité des études de comportement de pieux chargés latéralement d'une manière cyclique.

Dans les fondations profondes la caractérisation du contact entre le sol et l'élément structural, le pieu, joue un rôle majeur dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage. On présente dans ce travail une analyse numérique par la méthode des éléments finis (ABAQUS) du comportement mécanique d'un pieu isolé sous chargement latéral cyclique.

Le présent mémoire comporte une synthèse bibliographique sur le comportement du pieu isolé dans un massif (sableux et argileux) et les principales méthodes de dimensionnement du pieu sous chargement latéral monotone et latéral cyclique et par la suite une étude paramétrique de l'effet de quelques paramètres sur la réponse du système Sol-Pieu en interaction cyclique.

**Mots-clés :** Interaction, Sol (sable, Argile), Structure, Pieu isolé, Chargement latéral, chargement latéral cyclique, Méthode des éléments finis, ABAQUS 3D.

# Abstract

Over the last few years, the development structure (off-shore, on-shore) has called for studies on the behaviour of laterally cyclically loaded piles.

The work presented herein addresses the problem of the finite element analysis of a laterally cyclically loaded on a vertical pile. To reproduce the basic features of the interface behaviour, an interface model is formulated and special contact elements are proposed.

**Key words:** Interaction, Soil (sand,clay) Structure, Single Pile, , Lateral load, FEM, ABAQUS 3D.

## ملخص

في السنوات الأخيرة، تطور الهياكل (قبالة الشاطئ وعلى اليابس) تتطلب دراسات سلوك أوتاد تحت تأثير قوى أفقية ذات تحميل دوري جيبي.

في أسس العميقة (أوتاد) توصيف الاتصال بين الأرض والعنصر الهيكلي (الوتد) تلعب دوراً رئيسياً في تحديد شروط الاستقرار للمنشأ، ولهذا نقدم في هذا العمل التحليل العددي باستخدام طريقة العناصر المحدودة (ABAQUS) من أجل فهم السلوك الميكانيكي للأساسات العميقة معزولة (الوتد) تحت تحميل الجانبي دوري.

وتشمل هذه الذاكرة أهم ما تم دراسته من تجارب على الأوتاد في (الرمال والطين) وطرق التصميم الرئيسية للوتد تحت تأثير قوى جانبية في حالة السكون وأيضاً في حالة قوى جيبيه (دورية) يليها دراسة بعض العوامل المؤثرة على سلوك الوتد بالتربة تحت تأثير قوة جيبيه خارجية.

### كلمة السر

التفاعلية – التربة – منشآت-وتد أحادي-قوة- قوى جانبية دورية –العناصرالمنتهية- أبكوس ثلاثي لأبعاد (ABAQUS)

Remerciements.....	I
Dédicace.....	II
Résumé.....	III
Abstract.....	IV
Résumé en arabe.....	V
Table des matières.....	VI
Abréviations et symboles .....	XI
Liste des figures.....	XIV
Liste des tableaux.....	XVIII

## SOMMAIRE

### Chapitre I : Introduction générale

I.1.Introduction .....	1
I.2. Contexte général .....	1
I.3. Objectifs de travail .....	2
I.4. Structure du mémoire .....	2

### Chapitre II : Aperçu général sur les fondations profondes

II.1. Introduction .....	4
II.2. définition.....	4
II.3. Classification des pieux .....	4
II.3.1. Suivant le matériau de construction .....	4
II.3.1.1. Bois .....	4
II.3.1.2. Acier .....	5
II.3.1.3. Béton .....	5
II.3.1.4. Composite .....	5
II.3.2. Suivant la mise en œuvre .....	5
II.3.2.1. Les pieux façonnés à l' avance .....	5
II.3.2.2. Les pieux exécutés en place .....	5
II.3.3. Suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu .....	5
II.3.3.1. Les pieux colonnes.....	5
II.3.3.2.Les pieux flottants .....	5
II.3.3.3.Les pieux flottants à la base .....	5
II.4. Comportement d'un pieu sous chargement axial .....	5
II.5. Charges liées au comportement du sol .....	6
II.5.1. Charge de fluage $Q_F$ .....	6

II.5.2. Charge nominale $Q_N$ .....	6
II.5.3. Charge intrinsèque $Q_I$ .....	7
II.5.4. Charge admissible $Q_a$ .....	7
II.6. Evolution de la résistance de pointe $q_u$ en fonction de la profondeur .....	7
II.7. Frottements latéral positifs et négatifs .....	8
II.8. Hauteurs d'action du frottement négatif .....	9
II.9. Pieux isolés sous sollicitations latérales .....	9
II.10. Aperçus sur certains ouvrages sollicités par des charges cycliques .....	10
II.10.1. Introduction .....	10
II.10.2. Domaines offshore.....	10
II.10.2.1 Les plates-formes off-shore.....	10
A- Plates-formes en treillis métallique.....	10
B. Les plates-formes gravitaires .....	11
II.10.2.2. Les ports maritimes .....	12
II.10.2.3. L'éolienne off-shore .....	13
II.10.3. Domaine on-shore .....	13
II.10.3.1. L'éolienne on-shore .....	14
II.10.3.2. Train à grande vitesse (TGV) .....	14
II.11. CONCLUSION .....	15
 <b>Chapitre III : Synthèses bibliographiques</b>	
III.1. Introduction .....	16
III.2. Position du problème .....	16
III.3. Comportement d'un pieu isolé sous chargement latéral.....	17
III.3.1. Classification des pieux (selon la rigidité).....	17
III.3.2. Comportement à la rupture .....	18
III.3.2.1. Pour les pieux « libre » en tête.....	18
III.3.2.2. Pour les pieux encastés en tête (chevêtres).....	19
III.3.3. Comportement sous chargement latéral cyclique .....	20
III.4. Comportement d'un pieu isolé sous chargement latéral cyclique .....	21
III.4.1. Les essais dans les sables.....	21
III.4.2. Les essais dans l'argile .....	23
III.5. Méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales.....	25
III.5.1. Dimensionnement des pieux sous charges latérales statique.....	25
III.5.1.1. Méthodes au module de réaction.....	25
A. Principe.....	25
B. Expressions du module de réaction du sol.....	26



C. Les courbes P-y.....	27
III.5.1.2. Méthodes du continuum élastique.....	34
A. Principe.....	34
B. Mécanisme de déformation et état ultime dans le sol.....	34
B.1. Théorie.....	34
B.2. Critère pour un état ultime dans le sol.....	36
B.3. Effet de la rigidité des pieux.....	36
B.3.1. Effet de la rigidité des pieux dans l'Argile.....	37
B.3.2. Effet de la rigidité des pieux dans un Sable.....	38
III.5.1.3. Méthodes numériques (modélisation des pieux par la méthode des éléments finis).....	39
II.5.2. Pieu sous chargement latéral cyclique.....	40
III.5.2.1. Introduction.....	40
III.5.2.2. Comportements typique.....	40
III.5.2.3. Approches développées expérimental pour le calcul en cyclique .....	40
A. Expressions des courbes P-y cycliques.....	42
A.1. Argile molle en présence d'une nappe d'eau libre en surface.....	42
A.2. Argile raide en présence d'une nappe d'eau libre en surface.....	43
A.3. Argile raide sans nappe d'eau en surface.....	44
III.5.2.4. Approches développées pour le calcul analytique.....	45
A. Modèles pour un Sable.....	45
B. Modèle pour une argile .....	47
III.6. Conclusion.....	48
<b>Chapitre IV : Présentation générale d'ABAQUS</b>	
IV.1. Introduction.....	49
IV.2. Principe de la méthode des éléments finis.....	49
IV.3. Définition de logiciel de calcul par éléments finis « ABAQUS » .....	50
IV.4. Caractéristiques de logiciel ABAQUS.....	50
IV.4.1. Type d'analyse.....	50
IV.4.2. Les éléments utilisés par ABAQUS .....	51
IV.4.3. Non-linéarités.....	52
III.4.3.1. Non-linéarités matérielles.....	52
IV.4.3.2. Non-linéarités géométriques.....	52
IV.4.3.3. Non-linéarités de contact.....	52
IV.5. Structure d'ABAQUS.....	52
IV.6. Modélisation des matériaux utilisés.....	53
IV.6.1. Modélisation des matériaux granulaires (sols).....	53
IV.6.1.1. Modèles en mécanique des sols.....	53

IV.6.1.2. Model de Mohr-Coulomb sous ABAQUS.....	54
IV.6.2. Modélisation du pieu (Modèle élastique linéaire isotrope).....	56
IV.7. Numérisation du contact aux interfaces.....	57
IV.7.1. Généralités.....	57
IV.7.2. Approches proposées par ABAQUS .....	57
IV.7.3. Définition des surfaces ... ..	58
IV.7.4 .Définition des contacts pairs.....	59
IV.7.5. Formulation de contact.....	60
IV.7.5.1. Contact en petit déplacement .....	60
IV.7.5. Contact en grand déplacement .....	61
IV.7.6. Modélisation des propriétés de contact .....	62
IV.8. CONCLUSION.....	64
<b>CHAPITRE V : Simulations numériques</b>	
V.1 Introduction.....	65
V.2 Validation du Modèle ABAQUS 3D EN (statique) .....	65
V.2.1 Hypothèse de calcul, géométrie du modèle et propriétés des matériaux .....	65
V.2.2 Géométrie du modèle .....	66
V.2.3 Caractéristiques du modèle Élément fini.....	67
V.2.5 Conclusion partielle .....	70
V.3 Étude paramétrique du pieu isolé sous chargement latérale cyclique.....	71
V.3.1 Modèle de référence.....	71
V.3.2 Étude l'effet du nombre de cycles (sol sableux et argileux) .....	73
V.3.2.1 Définition du modèle .....	73
V.3.2.2 Discussion des résultats.....	74
V.3.2.4 Conclusion partielle .....	77
V.3.3 Étude de l'influence de la fréquence du chargement latéral cyclique.....	77
V.3.3.1 Discussion des résultats.....	77
V.3.3.2 Conclusion partielle ( $f \leq 2$ Hz).....	78
V.3.4 Étude l'influence de coefficient de frottement à l'interface $\mu$ .....	78
V.3.4.1 Définition du modèle.....	78
V.3.4.2 Discussion des résultats.....	80
V.3.4.3 Conclusion partielle .....	83
V .3.5 L'influence du coefficient de réaction de sol.....	83
V .3.5.1 Définition du modèle.....	83
V .3.5.2 Discussion des résultats.....	84
V .3.5.3 Conclusion partielle .....	85
V .3.6 L'effet de la variation de l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ).....	85

---

V.3.6.1- Définition du modèle.....	85
V .3.6.2 Discussion des résultats.....	86
V .3.6.3 conclusion partielle .....	88
V.3.7 Étude de l'influence de la rigidité relative $E_P / E_S$ .....	88
V .3.7.1 Discussion des résultats.....	89
V.3.7.2-Conclusion partielle .....	91
V.3.8 -L'influence de la forme géométrique.....	91
V.3.8 .1-Discussion des résultats.....	92
V.3.8 .2- Conclusion partielle .....	94
<b>Chapitre VI</b>	
VI. CONCLUSIONS GENERALES .....	95
Annexe : Forme générale du modèle Mohr-coulomb dans ABAQUS .....	97
Références Bibliographiques .....	100

## Abréviations

**API:** American Petroleum Institute.

**PHRI:** Port and Harbour Research Institute.

**DNV :** Det Norske Veritas.

## Symboles

$P$  [KN/m<sup>2</sup>] : Pression latérale.

$s_s$  [m] : Tassement.

$u$  [KN/m<sup>2</sup>] : Pression interstitielle.

$\varepsilon$  [-] : Déformation.

$\nu$  [-] : Coefficient de Poisson.

$\rho$  [Kg/m<sup>3</sup>] : Masse volumique.

$\gamma_d$  [KN/m<sup>3</sup>] : Poids volumique total.

$\gamma_h$  [KN/m<sup>3</sup>] : Poids volumique sec.

$\gamma_s$  [KN/m<sup>3</sup>] : Poids volumique des particules.

$\gamma_w$  [KN/m<sup>3</sup>] : Poids volumique de l'eau.

$\Psi$  [°] : Angle de dilatance.

$\sigma'_v$  [KN/m<sup>2</sup>] : Contrainte effective.

$q_u$  [KN/m<sup>2</sup>] : la résistance de pointe.

$E$  [KN/m<sup>2</sup>] : Module de déformation linéaire (Module d'Young)

$E_{oed}$  [KN/m<sup>2</sup>] : Module œdométriques

$\pi$  [m] : périmètre de l'élément de fondation.

$h$  [m] : hauteur de l'élément de fondation sur laquelle agit le frottement négatif

$E_m$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: Module pressiométrique mesuré au pressiomètre de Menard
$Q_{pu}$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: la charge limite de pointe.
$Q_{su}$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: charge limite de frottement latéral.
$Q_u$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: la charge limite ultime
$D_c$	[m]	: Profondeur critique.
$\alpha$	[-]	: coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol.
$E_p$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: Module d'Young du matériau constituant le pieu
$E_s$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: module de réaction du sol
$B$	[m]	: Diamètre du pieu
$I_p$	[m <sup>4</sup> ]	: Moment d'inertie de la section du pieu
$z$	[m]	: la profondeur sous la surface du sol.
$z_R$	[m]	: Profondeur critique qui sépare les deux zones ayant des modes de Rupture différents devant le pieu
$L$	[m]	: longueur totale du pieu
$D$	[m]	: Longueur de fiche du pieu
$l_0$	[m]	: longueur de transfert selon Frank (1999)
$M(z)$	[KN.m]	: moment fléchissant à une profondeur donnée $z$
$M_{max}$	[KN.m]	: moment fléchissant maximal.
$M_{max,n}$	[KN.m]	: moment fléchissant maximal après $N$ cycles.
$f$	[Hz]	: Fréquence d'une séquence cyclique.
$N$	[-]	: nombre de cycles appliqués.
$P_u$	[KN/m]	: Réaction ultime su sol.
$n_h$	[KN/m]	: coefficient de réaction du sol.

---

$N_p$	[-]	: coefficient adimensionnel de la résistance ultime
$K_r$	[KN/m]	: le facteur de flexibilité du pieu.
$K_s$	[KN/m <sup>3</sup> ]	: module de réaction latérale dans un sable.
$K_c$	[KN/m <sup>3</sup> ]	: module de réaction latérale dans une argile.
$k_h$	[KN/m <sup>3</sup> ]	: le coefficient du module de réaction du sol à une profondeur z.
y	[m]	: déplacement latéral du pieu.
$y_n$	[m]	: déplacement latéral du pieu après N cycles.
$y_u$	[m]	: déplacement du pieu correspondant à la réaction ultime.
T	[s]	: période d'un cycle.
$l_c$	[m]	: la longueur critique.
$l_0$	[m]	: longueur de transfert
$B_0$	[m]	: diamètre du pieu de référence ( $B_0= 0,6m$ ).

<b>Figure II.1.</b> Schéma présentant les divers types de fondation selon la largeur et la hauteur d'encastrement.....	4
<b>Figure II.2.</b> Essai de chargement du pieu. Courbe effort déplacement en tête.....	6
<b>Figure II.3.</b> Evolution de la résistance de pointe $q_u$ en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu.....	8
<b>Figure II.4.</b> Mécanismes du frottement latéral positif et négatif.....	8
<b>Figure II.5.</b> Déformation d'un pieu soumis à un chargement latéral et réaction du sol.....	10
<b>Figure II.6.</b> Exemple de structures en treillis métallique (« jackets »).....	11
<b>Figure II. 7.</b> Exemple d'ouvrage de Plate-forme gravitaire.....	12
<b>Figure II. 8.</b> Pieux d'un port en cours de réalisation.....	12
<b>Figure II.9.</b> Exemple d'ouvrage L'éolienne offshore.....	13
<b>Figure II.10.</b> Exemple d'ouvrage L'éolienne on-shore.....	14
<b>Figure II.11.</b> Exemple d'ouvrage pour un train à grand vitesse.....	14
<b>Figure III.1.</b> Pieu isolé sous charge latérale cyclique en tête.....	17
<b>Figure III.2.</b> Ruptures des pieux libres en tête.....	19
<b>Figure III.3.</b> Ruptures des pieux liés au chevêtre.....	20
<b>Figure III.4.</b> Schéma des différents types de chargement cyclique.....	20
<b>Figure III.5.</b> Exemple de courbe d'effort déplacement dans le cas d'un chargement latéral d'un pieu.....	21
<b>Figure III.6.</b> Exemples d'évolution de la charge en fonction du déplacement en tête.....	22
<b>Figure III.7.</b> Exemple de moment et de courbe de réaction d'un pieu lors de l'application d'un chargement latéral cyclique non alterné.....	22
<b>Figure III.8.</b> Exemple de courbe effort-déplacement dans le cas du chargement latéral d'un pieu, de type alterné .....	23
<b>Figure III.9.</b> Exemple d'évolution de la charge en fonction du déplacement en tête.....	23
<b>Figure III.10.</b> Déplacement adimensionnel en fonction du nombre de cycles.....	24

<b>Figure III.11.</b> Évolution du moment avec les cycles- Pieu souple.....	24
<b>Figure III.12.</b> Modèle de Winkler pour le sol.....	25
<b>Figure III.13.</b> Distribution de la pression exercée par le sol autour du pieu à une profondeur...	27
<b>Figure III.14.</b> Courbe P-y selon le Fascicule 62-Titre V.....	28
<b>Figure III. 15.</b> Coefficients C1- C2- C3 en fonction de l'angle de frottement $\phi'$ .....	30
<b>Figure III. 16.</b> Valeurs de k ( $n_h$ ) en fonction de la densité relative et de l'angle de frottement.	31
<b>Figure III.17.</b> Forme caractéristique de la courbe « P-Y ».....	32
<b>Figure III.18.</b> Profil de réaction du sol supposé par Broms (1964).....	35
<b>Figure III.19.</b> Coin du sol en rupture en trois dimensions.....	35
<b>Figure III.20.</b> déformation du pieu étudié par (T.P.T Dao, 2011) en utilisant le code de calcul Plaxis 3 D.....	36
<b>Figure III.21.</b> les mécanismes de réaction sol-Pieu et modes de rupture pour des pieux libres en tête et en pied.....	37
<b>Figure III.22.</b> Schéma de rupture selon Broms (1964).....	38
<b>Figure III.23.</b> Type de chargement.....	40
<b>Figure III.24.</b> Evolution des déplacements relatifs en fonction du nombre de cycles pour différentes amplitudes.....	41
<b>Figure III.25.</b> Effet d'une charge cyclique sur le moment fléchissant.....	41
<b>Figure III.26.</b> Courbe P-y pour une argile molle sous un chargement cyclique.....	42
<b>Figure III.27.</b> Caractéristiques des courbes P-y pour une argile raide en présence d'une nappe d'eau libre.....	43
<b>Figure III.28.</b> Valeurs d' $A_c$ pour un chargement cyclique.....	43
<b>Figure III.29.</b> Caractéristiques des courbes P-y pour une argile raide sans nappe d'eau libre en surface .....	44
<b>Figure IV.1.</b> Schéma présent l'utilisation langage de script Python.....	50
<b>Figure IV.2.</b> Quelques éléments parmi les plus utilisés.....	51
<b>Figure IV.3.</b> Structure d'une analyse ABAQUS .....	53
<b>Figure IV.4.</b> Critère de Mohr-Coulomb.....	55



<b>Figure IV.5.</b> Exemple de la relation cohésion –déformation plastique.....	55
<b>Figure IV.6.</b> Schéma de durcissement isotrope d'un matériau.....	56
<b>Figure IV.7.</b> Courbe contrainte – déformation d'une loi élastique.....	56
<b>Figure IV.8.</b> Exemples des cas utilisation des éléments de contact spécifiques.....	58
<b>Figure IV.9.</b> Définition des surfaces analytiques.....	59
<b>Figure IV.10.</b> Définition des surface maîtresse et surface esclave.....	59
<b>Figure IV.11.</b> Exemple de contact entre deux éléments (sol –pieu).....	60
<b>Figure IV.12.</b> Définition du point d'ancrage et plan tangentiel.....	61
<b>Figure IV.13.</b> Exemple d'une évolution d'un nœud esclave sur la surface maitresse...	62
<b>Figure IV.14.</b> Relation pression-pénétration du contact "dur".....	63
<b>Figure IV.15.</b> Schéma du modèle de Mohr-Coulomb aux interfaces.....	63
<b>Figure V.1.</b> Maillage du système sol- pieu.....	67
<b>Figure V.2.</b> Modélisation du pieu par ABAQUS .....	68
<b>Figure V.3.</b> Déplacement de tête du pieu sous chargement latéral.....	68
<b>Figure V.4.</b> Distribution de déplacement sur le long du pieu.....	69
<b>Figure V.5.</b> Distribution des contraintes S11 sur le long du pieu.....	69
<b>Figure V.6.</b> Comparaison des résultats du modèle ABAQUS 6.10 avec modèle (Brown et al. 2001) ainsi par le calcul analytique (Reese et Matlock 1960).....	70
<b>Figure V.7.</b> Caractéristiques de chargement latéral cyclique en tête du pieu.....	71
<b>Figure V.8.</b> Représentation du système sol-pieu isolé par le code de calcul (ABAQUS 6.10)...	72
<b>Figure V.9.</b> Pieu isolé sous chargement latéral cyclique (ABAQUS 6.10).....	72
<b>Figure V.10.</b> Force latéral en tête du pieu (N= 51 cycles).....	73
<b>Figure V.11.</b> Distribution de déplacement latéral final sur le long du pieu après 51 cycles...	74
<b>Figure V.12.</b> L'évolution le moment de flexion max le long du pieu après 51 cycles.....	74
<b>Figure V.13.</b> Déplacement latéral en tête du pieu après N= 51 cycles.....	75
<b>Figure V.14.</b> L'effet du nombre de cycles (N) sur le déplacement latéral le long du pieu...	75
<b>Figure V.15.</b> L'effet du nombre de cycles (N) sur le moment fléchissant le long du pieu...	76
<b>Figure V.16.</b> L'effet de la fréquence sur le déplacement en tête du pieu (N=7 cycles).....	77
<b>Figure V.17.</b> L'effet de la fréquence sur le moment de flexion le long du pieu (N= 1 et 07 cycles)....	78

<b>Figure V.18.</b> Force latéral cyclique en tête du pieu type Non alterné (one-way).....	79
<b>Figure V.19.</b> L'effet de variation de coefficient de frottement $\mu$ sur les déplacements latéraux en surface (N=1 et 7).....	80
<b>Figure V.20.</b> L'effet de variation de coefficient de frottement $\mu$ sur le déplacement latéral le long du pieu (N=0, 1 et 7).....	80
<b>Figure V.21.</b> L'effet de variation de coefficient de frottement $\mu$ sur le moment de flexion le long du pieu (N= 0, 1 et 7).....	81
<b>Figure V.22.</b> % de variation de déplacement latéral par coefficient de frottement à l'interface $\mu$	82
<b>Figure V.23.</b> % de variation de moment de flexion par coefficient de frottement à l'interface $\mu$	82
<b>Figure V .24 .</b> L'effet de variation du coefficient de réaction de sol $E_s$ sur les déplacements latéraux cyclique en tête du pieu (N=7 cycles).....	84
<b>Figure V .25. .</b> L'effet de variation de l'angle interne $\phi$ sur les déplacements latéraux cycliques en tête du pieu (N=7 cycles).....	86
<b>Figure V .26 .</b> L'effet de variation de l'angle interne $\phi$ sur le déplacement latéral cyclique le long du pieu (N= 0, 1 et 7 cycles).....	86
<b>Figure V .27 .</b> L'effet de variation de l'angle interne $\phi$ sur le Moment de flexion le long du pieu (N= 1 et 7 cycles).....	87
<b>Figure V.28.</b> L'effet de la variation de la rigidité relative ( $E_p/E_s$ ) sur le déplacement latéral en tête du pieu (N= 07 cycles).....	89
<b>Figure V .29 .</b> L'effet de variation de la rigidité ( $E_p /E_s$ ) sur le déplacement latéral le long du pieu (N= 1 et 7 cycles).....	89
<b>Figure V .30 .</b> L'effet de variation de la rigidité ( $E_p /E_s$ ) sur le Moment de flexion le long du pieu (N= 1 et 7 cycles).....	90
<b>Figure V.31.</b> Deux différents types pieux ABAQUS 6.10.....	92
<b>Figure V.32.</b> L'effet de la section sur la variation des déplacements en tête du pieu (circulaire –carrée).....	92
<b>Figure V.33.</b> L'évolution des déplacements le long du pieu selon la section (carré. Circulaire)	93
<b>Figure V.34.</b> L'évolution des moments de flexion le long du pieu (carré. Circulaire)...	93

<b>Tableau III.1</b> : critères pour classification des pieux .....	17
<b>Tableau III.2</b> : Valeurs du coefficient rhéologique a proposées par le Fascicule 62 (1993)	28
<b>Tableau III.3.</b> Valeurs représentatives de $\varepsilon_{50}$ pour une argile normalement consolidée	29
<b>Tableau III.4</b> : Valeurs recommandées pour ( $n_h$ ) et pour des chargements statiques et cycliques dans le sable .....	34
<b>Tableau III.5.</b> Valeurs représentatives de ( $k_c$ ) pour des argiles..... surconsolidées (Reese et al. 1975).	44
<b>Tableau V.1.</b> Les caractéristiques physiques et mécaniques du système sol-pieu (Brown et al, 2001).....	66
<b>Tableau V.2.</b> Différentes éléments utilisent dans la modélisation par ABAQUS.....	67
<b>Tableau V.3.</b> Différentes éléments utilisent dans la modélisation par ABAQUS .....	71
<b>Tableau V.4.</b> Les paramètres des sols (argile molle et sable) .....	73
<b>Tableau V.5</b> : Récapitulatif des résultats des déplacements et les moments de flexion du pieu	76
<b>Tableau V.6</b> : Récapitulatif des résultats des déplacements et les moments de flexion du pieu..	81
<b>Tableau V.7</b> : Récapitulatif des résultats des déplacements du pieu.....	84
<b>Tableau V.8</b> : Récapitulatif les résultats des déplacements horizontaux..... et les moments de flexion selon la variation de l'angle de frottement interne ( $\varphi$ )	87
<b>Tableau V. 9</b> : Récapitulatif les résultats obtenus dans les 03 modèles.....	90
<b>Tableau V.10</b> : caractéristique des deux modèles (pieu circulaire et carré).....	91
<b>Tableau V.11</b> : Récapitulatif les résultats des déplacements horizontaux et les moments de flexion selon la forme géométrique du pieu.....	94

## **I.1.Introduction**

Les pieux sont des éléments structuraux couramment utilisés en génie civil. Ils sont dimensionnés pour reprendre à la fois des efforts axiaux, des efforts latéraux et des moments. Leur comportement mécanique a déjà fait l'objet de nombreux travaux de recherches qui ont abouti à des méthodes de dimensionnement largement adoptées dans la profession.

Dans le passé, il était considéré que les charges latérales, dues à l'action du vent ou des sollicitations sismiques, sur les structures étaient reprises par des pieux inclinés alors que l'effort axial et le moment étaient repris par des pieux verticaux. L'apparition de nouveaux besoins, comme par exemple, la stabilité des plateformes marines (offshore), structures soumises à des charges latérales de houle considérables, a mis en évidence la nécessité d'établir des méthodes de calcul tenant compte de la sollicitation latérale dans le dimensionnement de l'ensemble des pieux (Hazzar ,2014) [1].

## **I.2. Contexte général**

Dans le domaine du génie civil, on utilise les pieux lorsque le sol de fondation est médiocre sur une grande profondeur.

Pour la majorité des problèmes géotechnique posés, la composante de « sollicitation cyclique », caractérise des configurations rencontrées parmi lesquelles on peut citer les ouvrages géotechniques soumis à l'action de la houle (fondations de plates-formes off-shore, d'ouvrages portuaires), les fondations d'ouvrages et des structures soumis à l'action du vent (Les éoliennes qu'elles soient terrestres ou en mer), les ouvrages soumis à des charges mobiles (véhicules routiers, trains, pistes d'aéroport).

Hormis, les Euro codes qui mentionnent le problème cyclique, ne proposent pas des solutions sauf les normes norvégiennes (DNV) et américaines (American Petroleum Institute (API)) proposent une méthode forfaitaire très simplificatrice et valable uniquement pour les ouvrages en mer.

A l'heure actuelle, il n'existe pas des méthodes élaborées de calcul des fondations profondes sous chargement cyclique dans le domaine des ouvrages in situ (Tali, 2011) [2].

La problématique des sollicitations « cycliques » en géotechnique est très vaste et ne peut pas être abordée de manière globale et succincte.

Actuellement, un important programme de recherche est en cours en France sur les pieux sous charges cycliques (Projet national SOLCYP). Les travaux décrits ci-dessous s'intègrent dans ce

programme et concernent les charges latérales cycliques. Le but final de ces études est de proposer une méthode rationnelle de dimensionnement des pieux soumis à de telles sollicitations et d'évaluer l'influence du chargement latéral cyclique sur les éléments qui permettent de dimensionner le pieu, c'est-à-dire le déplacement horizontal en tête du pieu ( $y$ ), le moment maximum ( $M$ ) ou encore les relations entre la réaction du sol ( $P$ ) et le déplacement horizontal du pieu ( $y$ ), appelées « courbes P-y » (Rosquoët, 2013) [3].

Dans ce travail, l'utilisation de la modélisation numérique est introduite pour étudier le comportement de système sol-pieu sous chargement latéral cyclique. Les simulations numériques ont été effectuées en supposant un comportement élastoplastique type Mohr-Coulomb pour le sol et un comportement linéaire élastique pour l'élément pieu.

### **I.3. Objectifs de travail**

Les objectifs de ce travail sont :

- Compréhension approfondie du comportement sol pieu sous chargement latéral statique et latéral cyclique.
- Évaluer l'influence de chargement latéral cyclique sur le comportement d'un pieu isolé : le déplacement en tête du pieu, le déplacement le long du pieu et le moment fléchissant.
- La modélisation par la méthode des éléments finis (logiciel ABAQUS) est présentée.
- Une étude paramétrique a été faite.

### **I.4. Structure du mémoire**

Le mémoire est structuré comme suit :

Le premier chapitre est consacré à une introduction générale présentant le contexte de la thématique, son importance ainsi que sa mise en œuvre.

Le second chapitre comporte un aperçu général sur les fondations profondes (classification, comportement sous charge axial et latéral) ainsi que les aperçus concernant quelques ouvrages soumis des sollicitations cycliques.

Le troisième chapitre présente une synthèse bibliographique assez étoffée et adéquate sur le comportement d'un pieu isolé sous chargement latéral statique et latéral cyclique.

Le quatrième chapitre est consacré à la présentation du logiciel ABAQUS 6.10.

Le cinquième chapitre concerne la modélisation de l'Interaction sol-pieu sous un chargement statique latéral appliqué en tête du pieu (pour une validation) suivi d'une étude paramétrique sur quelques paramètres géotechniques et géométriques pour le cas d'un pieu isolé sous chargement latéral cyclique.

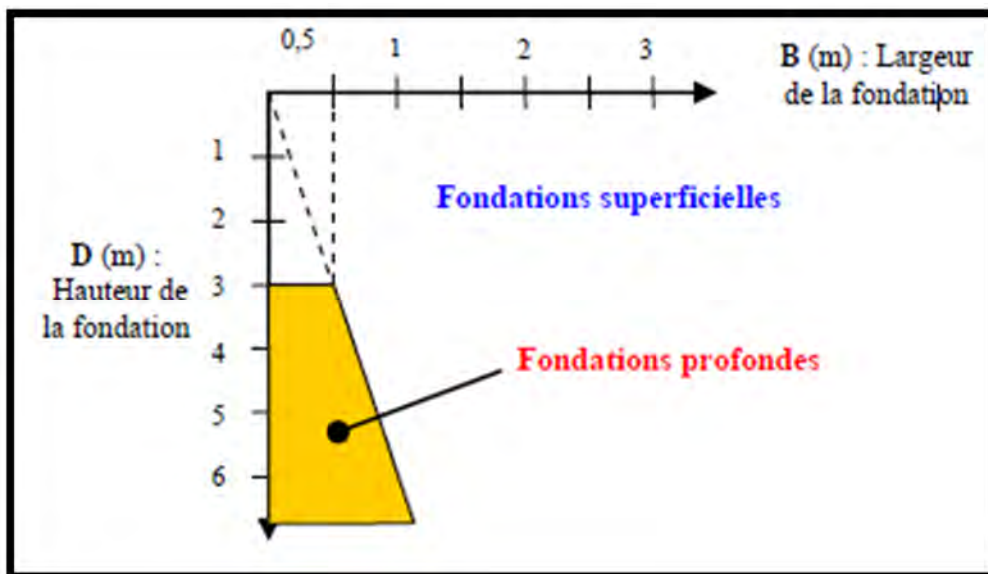
Le sixième chapitre comporte des conclusions ainsi que des perspectives sont présentés pour clore ce travail.

## II.1. Introduction

Les Ouvrages en génie civil sont souvent réalisés sur des sols de différente compacité. Lorsque la qualité de ces sols est médiocre, les ingénieurs optent pour des fondations profondes pour accéder aux couches de sol offrant une meilleure portance. Parmi celles-ci les fondations sur pieux constituent une solution souvent préconisée pour les structures.

## II.2. définition

La fondation est dite profonde si :  $D/B > 6$  et  $D > 3m$  selon (DTU 13.11, 1988).



**Figure II.1.** Schéma présentant les divers types de fondation selon la largeur et la hauteur d'encastrement (DTU 13.11, 1988).

Ce type de fondation interviendra lorsqu'on ne pourra fonder un ouvrage sur semelle à une profondeur raisonnable (figure II.1).

- soit parce que le sol est de mauvaise qualité et présente une capacité portante insuffisante.
- soit parce que les tassements prévisibles sont incompatibles avec l'ouvrage.

## II.3. Classification des pieux

### II.3.1. Suivant le matériau de construction

#### II.3.1.1. Bois

Les pieux en bois sont très peu utilisés au Canada et dans les pays Nordiques. On utilise les conifères traités dont la section est variable. Ils sont utilisés même comme pieux flottants dans l'argile.

### **II.3.1.2. Acier**

Ce sont surtout des profilés en H ou encore des sections évidées (carrées ou circulaires). Ils sont enfoncés par battage ou par vibration.

### **II.3.1.3. Béton**

Il existe des pieux en béton qui peuvent être enfoncés par battage (exemple : pieux Hercules). Ces pieux sont préfabriqués par sections de différentes longueurs et ils sont vissés les uns aux autres. Les pieux en béton sont le plus souvent coulés sur place avec un béton ordinaire.

Les pieux à base élargie sont confectionnés avec un béton sec battu à l'aide d'un marteau.

### **II.3.1.4. Composite**

Ce sont habituellement des tubes en acier remplis de béton.

## **II.3.2. Suivant la mise en œuvre**

### **II.3.2.1. Les pieux façonnés à l'avance**

**II.3.2.2. Les pieux exécutés en place** Dans cette catégorie on distingue :

- Les pieux en béton exécutés à tube fermé battu ou vibro-foncé ou vériné (le tube pouvant être récupéré ou non). Ils provoquent un refoulement du sol.
- Les pieux en béton, coulés dans des forages qui sont exécutés avec extraction du sol. Les parois moulées font partie de cette catégorie.

## **II.3.3. Suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu**

**II.3.3.1. Les pieux colonnes** : ils sont fichés dans une couche résistante et travaillent en pointe.

**II.3.3.2. Les pieux flottants** : ils sont placés dans les sols homogènes avec des caractéristiques mécaniques constantes. Ces pieux transmettent essentiellement leurs charges par frottements latéraux.

**II.3.3.3. Les pieux flottants à la base** : sont des pieux travaillant à la fois en pointe et au frottement latéral dans une ou plusieurs couches avec caractéristiques géotechniques convenables.

## **II.4. Comportement d'un pieu sous chargement axial**

Sous une charge axiale vertical, monotone croissante de manière quasi-statique, l'allure de la courbe d'enfoncement de la tête du pieu en fonction de l'intensité de la charge appliquée est comme le montre la figure II.2.



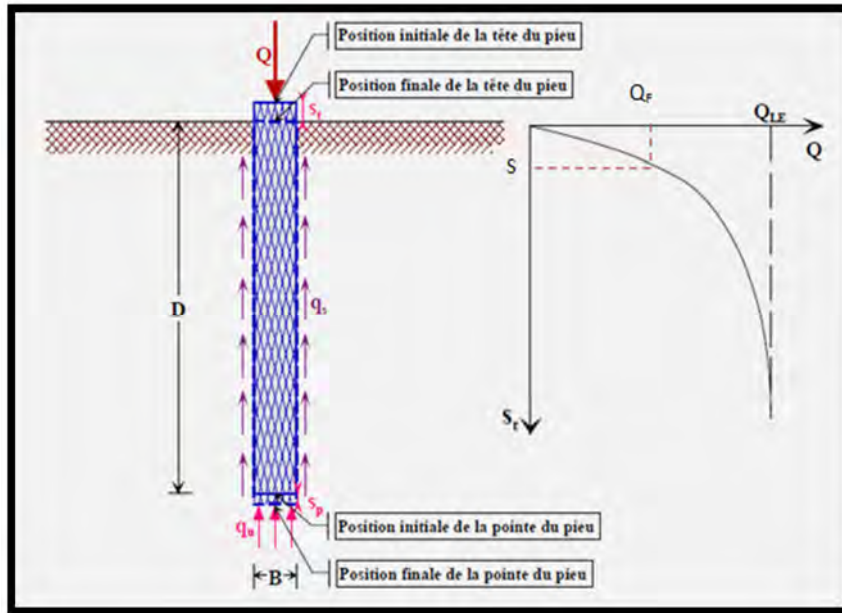


Figure II.2. Essai de chargement du pieu. Courbe effort déplacement en tête (C. Plumelle 2004) [5].

Cette courbe donne la charge limite ultime  $Q_u$  qui correspond à la rupture du sol pour un grand déplacement. Cette charge limite ultime est équilibrée par deux réactions limites :

- la résistance de pointe  $q_u$  qui donne la charge limite de pointe  $Q_{pu}$ .

$$Q_{pu} = q_u A \quad (\text{II.1})$$

A : section droite de la pointe du pieu.

- Le frottement latéral  $q_s$  qui s'exerce sur la surface latérale du pieu qui donne la charge limite de frottement latéral  $Q_{su}$ .

$$Q_{su} = q_s \pi B D \quad (\text{II.2})$$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} \quad (\text{II.3})$$

## II.5. Charges liées au comportement du sol

### II.5.1. Charge de fluage $Q_F$ :

C'est la charge au-delà de laquelle la stabilisation ne se fait plus. Elle correspond à la fin de la partie linéaire de la courbe d'enfoncement.

### II.5.2. Charge nominale $Q_N$ :

Les essais géotechniques permettent de définir  $Q_u$ . Par contre la charge nominale  $Q_N$  sera égale au produit de  $Q_u$  par un coefficient de sécurité. On prend généralement

$$Q_N = \frac{Q_{pu}}{F_{s1}} + \frac{Q_{su}}{F_{s2}} \quad (\text{II.4})$$

$F_{S1}$  = coefficient de sécurité sur le terme de pointe.

$F_{S2}$  = coefficient de sécurité sur le terme de frottement latéral.

En général, les coefficients de sécurité adoptés selon (G. Philipponnat, 1979) [6] sont :

- Résistance de pointe :  $F_{S1}=3$
- Résistance latéral :  $F_{S2}= 2$

### II.5.3. Charge intrinsèque $Q_I$ :

C'est la charge maximale, coefficients de sécurité compris, calculée à partir de la contrainte admissible du matériau constituant le pieu.

### II.5.4. Charge admissible $Q_a$ :

En l'absence de déplacements importants, on définit la charge admissible par la plus petite des valeurs  $Q_N$  et  $Q_I$ . On l'appelle encore force portante. On s'efforcera dans la pratique de choisir une fiche convenable de manière à utiliser le matériau constitutif du pieu au maximum et on essaiera d'obtenir  $Q_N$  et  $Q_I$

## II.6. Evolution de la résistance de pointe $q_u$ en fonction de la profondeur

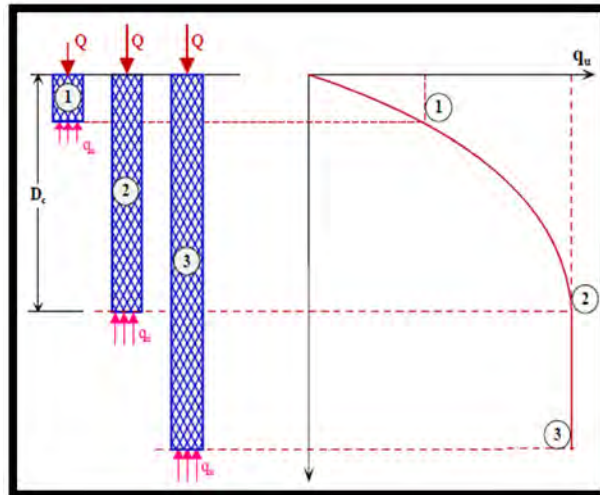
Quand on enfonce un pieu à partir de la surface du sol dans un terrain homogène, la résistance de pointe augmente pratiquement linéairement en fonction de la profondeur jusqu'à une profondeur appelée profondeur critique  $D_c$  et reste quasi-constante ensuite comme le montre le Figure (II.3). La valeur de  $D_c$  varie avec le type de sol, elle augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol. Pour simplifier et dans les cas courants on pourra adopter les valeurs de  $D_c$  préconisées par la norme DTU 13-2 / P 11-212 (C. Plumelle, 2004) [5].

- ✚ pour une seule couche de sol  $D_c = 6B$  avec un minimum de 3m.
- ✚ pour un sol multicouche pour lequel la contrainte effective  $\sigma_v'$  due au poids des terres au-dessus de la couche d'ancrage est au moins égale à (100 KPa)  $D_c = 3B$  avec un minimum de 1,5m ; c'est la règle classique des 3 diamètres d'ancrage du pieu dans la couche résistante.

Condition cité par (G. Philipponnat, 1979) : la profondeur d'ancrage nécessaire pour mobiliser  $q_1$  est donnée par la formule de (Foray et Puech) pour les sols à angle de frottement interne élevé. Cette formule s'écrit :

$$D_c = 25 \sqrt{B} \left(1 + \frac{q_1}{10}\right) \quad (\text{II.5})$$

Où  $q_1$  est la résistance limite du sol.

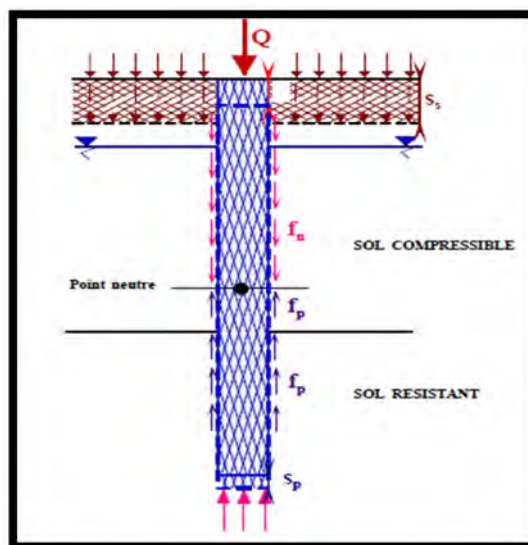


**Figure II.3.** Evolution de la résistance de pointe  $q_u$  en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu

(C. Plumelle 2004) [5].

## II.7. Frottements latéral positifs et négatifs

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral positif  $f_p$ , vers le haut (Figure II.4). Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse ( $s_s$ ) sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui applique un frottement négatif ( $f_n$ ) qui le surcharge (Figure II.4). Pour un même pieu il peut y avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Le point neutre est le point pour lequel le déplacement du pieu est égal à celui du sol.



**Figure II.4.** Mécanismes du frottement latéral positif et négatif (C. Plumelle 2004) [5].

Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme.

## II.8. Hauteurs d'action du frottement négatif

Cette hauteur  $h$  est généralement prise égale à la plus faible des deux valeurs  $h_1$  et  $h_2$  définies comme suit :

$h_1$  : profondeur où la contrainte  $\sigma'_v(z)$  devient égale à la contrainte effective préexistante à toute surcharge et en absence de pieu. Cette condition n'est valable que si l'on prend en compte un effet d'accrochage du sol autour du pieu.

$h_2$  : profondeur où le tassement prévisible final du sol atteindra ( $B/100$ ), après mise en place du pieu, (où  $B=2R$  est le diamètre ou la largeur du pieu) (Philippe Reiffsteck 2009) [7].

- **Méthode de calcul**

L'expression générale du frottement sur un élément isolé de fondation est :

$$F_N = P_i * \int_0^h K(z) \cdot \text{tg} \delta(z) \cdot \sigma'_v(z) \cdot dz \quad (\text{II} .6)$$

$P_i$  : périmètre de l'élément de fondation.

$h$  : hauteur de l'élément de fondation sur laquelle agit le frottement négatif.

Le frottement négatif maximal dépend :

- de la compressibilité du sol.
- des surcharges de longue durée.
- de l'interface entre le sol et le pieu.

## II.9. Pieux isolés sous sollicitations latérales

Pour les chargements latéraux, l'approche est basée sur des calculs de type poutre élastique (représentant le pieu) soumise à une répartition de charge continue représentant l'action du sol. Cette répartition de charge est estimée sur la base de la méthode du module de réaction, assimilant la force appliquée transversalement par le sol au pieu à celle d'un ressort de raideur  $k$  (pouvant évoluer le long du pieu), l'effort étant donc proportionnel au déplacement horizontal ( $y$ ). La résolution du problème en déplacement horizontal ( $y$ ) est alors faite suivant les méthodes classiques de la résistance des matériaux et fournit la déformée du pieu.

En fonction des rigidités relatives du pieu et du sol, on distingue en particulier le cas du pieu court assimilable à un corps rigide (par rapport à la flexion), le pieu « infiniment » long, de comportement (souple) et le pieu de longueur intermédiaire, de comportement intermédiaire, plus complexe.

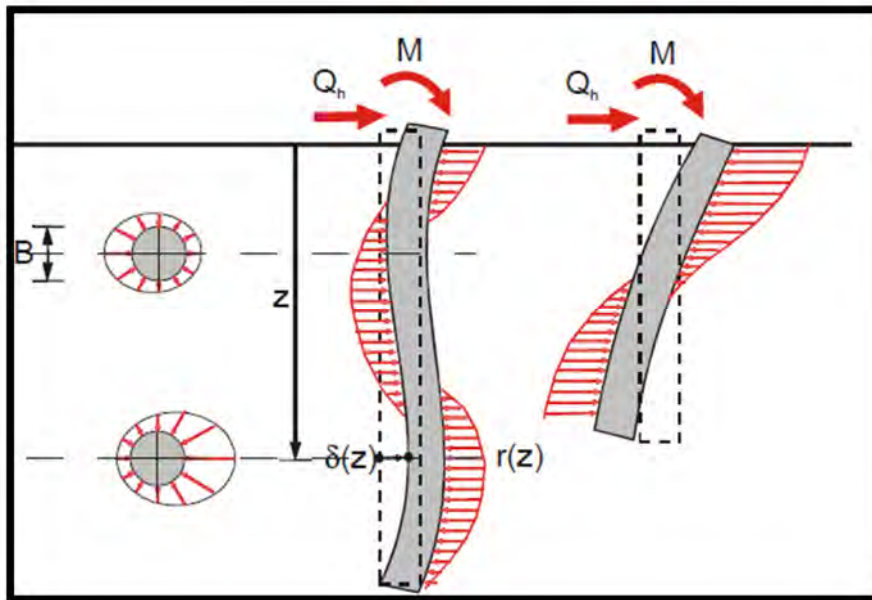


Figure II.5. Déformation d'un pieu soumis à un chargement latéral et réaction du sol [7].

## II.10. Aperçus sur certains ouvrages sollicités par des charges cycliques

### II.10.1. Introduction

Le comportement cyclique des pieux est une problématique très importante, car dans le domaine de génie civil on trouve de nombreux ouvrages soumis à des sollicitations cycliques tant dans le domaine offshore que dans le domaine des ouvrages in situ. On entend par sollicitations cycliques, tout chargement variable dans le temps, qu'il soit de type environnemental (vent, houle, séismes) ou industriel (trafic ferroviaire, machines vibrants, vidange/remplissage de réservoirs) (Tali ,2011) [2].

### II.10.2. Domaines offshore

#### II.10.2.1 Les plates-formes off-shore : On distingue :

**A- Plates-formes en treillis métallique :** (souvent appelées « jackets »). Elles sont fixées dans le fond marin par des pieux métalliques ouverts de fort diamètre (approximativement 1 à 2 mètres).

L'effet de la houle sur la partie supérieure du jacket se traduit par :

- des efforts alternés axiaux qui se superposent aux efforts permanents mais ne produisent que très exceptionnellement des efforts de traction significatifs dans les pieux (l'effort résultant en tête de pieu est « répété » mais non alterné).
- des efforts latéraux alternés en partie supérieure des pieux.



Figure II.6. Exemple de structures en treillis métallique (« jackets ») (Templeton, J. S., 2012) [8].

Les efforts de houle induisent des charges horizontales sur les structures qui sont transmises au sol de fondation par l'intermédiaire des pieux. Du fait de leur grande longueur imposée par la reprise des charges verticales, les critères de dimensionnement sous charges latérales sont :

- l'amplitude du déplacement horizontal au niveau du fond, elle-même liée à la raideur du système de fondation qui conditionne la période propre de la structure.
- la contrainte dans l'acier des pieux qui doit rester inférieure à leur limite élastique.
- accessoirement la pérennité du contact sol-pieu en partie haute : on cherche à éviter le risque d'ovalisation en limitant le déplacement horizontal.

### B. Les plates-formes gravitaires

Ce concept comporte trois ou quatre colonnes supportant le pont et reposant sur un radier de grand diamètre (typiquement > 100 m). Ce type de plate-forme n'a trouvé d'applications que dans des conditions d'environnement bien particulières : sols surconsolidés d'origine glaciaire offrant une portance suffisante en surface ; Présence de sites en eau profonde près de la côte pour leur construction (fjords norvégiens ou lochs écossais) ; distance de remorquage limitée.

Les plates-formes à embases gravitaires sont soumises, du fait de leur implantation dans des zones à environnement extrême, à des sollicitations de houle particulièrement sévères. Ces sollicitations se traduisent au niveau du radier par :

- des efforts verticaux de compression répétés.
- des efforts horizontaux alternés.
- des moments de renversement alternés.



Figure II. 7. Exemple d'ouvrage de Plate-forme gravitaire (Tali, 2011) [2].

### II.10.2.2. Les ports maritimes

La réalisation d'aménagements portuaires (terminaux, quais, ...etc.) nécessite souvent l'utilisation des pieux. Les pieux à travers leurs ancrages dans le sol permettent d'assurer la stabilité des structures (Hermime, 2012) [9].



Figure II. 8. Pieux d'un port en cours de réalisation (Hermime, 2012) [9].

### II.10.2.3. L'éolien offshore

Historiquement, l'éolienne en mer, ou offshore, a réellement démarré à la fin des années deux mille. À cette époque, l'éolienne terrestre ou on-shore, commençait à atteindre dans des pays comme l'Allemagne et le Danemark, un certain niveau de saturation des sites d'installation. L'éolienne offshore permet de profiter des ressources de vent en mer qui sont généralement plus importantes que sur terre.



Figure II.9. Exemple d'ouvrage L'éolienne offshore ((Benzaria, 2013) et (Z. Li et al, 2011) [10,11].

Lorsqu'un pieu est soumis à un chargement cyclique, Dans le domaine offshore, on trouve de nombreuses études, notamment celles de Poulos (1981), de Matlock et al. (1982), de Nauroy et al. (1985), de Karlsrud et al. (1993), de Jardine et al. (1998).

### II.10.3. Domaine on-shore

Plusieurs ouvrages peuvent être sollicités par des charges cycliques ; on peut citer des exemples pour la bonne compréhension de la thématique.



### II.10.3.1. L'éolienne on-shore



Figure II.10. Exemple d'ouvrage L'éolienne on-shore (Tali, 2011) [2].

### II.10.3.2. Train à grande vitesse (TGV)



Figure II.11. Exemple d'ouvrage pour un train à grand vitesse (Benzaria, 2013) [10].

Dans le domaine terrestre, la problématique des sollicitations cycliques est d'actualité et les géotechniciens y sont souvent confrontés. En effet, la dégradation du frottement et donc de la capacité portante a déjà été mise en évidence. Cependant, l'absence de méthodes de calcul fiables rend la tâche de dimensionnement délicate. En effet, les règlements actuels, et même les plus anciens traitent le problème d'une manière très superficielle (Benzaria, 2013) [10].

## **II.11. Conclusion**

Ce chapitre traite en général la définition des fondations profondes, les paramètres de classification des pieux en fonction de leur matériau constitutif, leurs mises en œuvres , ainsi que la transmission des charges, suivi par le comportement d'un pieu sous charge axial et horizontal et la problématique des sollicitations cycliques sur les pieux, sur certains ouvrages soient au domaine off-shore ou on-shore.

La compréhension de toute cette problématique n'est pas chose aisée. Par conséquent, l'apprentissage de ces phénomènes m'ont été très bénéfique.

### III.1. Introduction

Lorsque les ouvrages (bâtiments, ouvrages d'art, tours, éoliennes) sont fondés sur des fondations profondes, les pieux reprennent tout ou partie des charges latérales. D'importantes lacunes existent cependant dans les méthodes de dimensionnement lorsque ces structures sont soumises à des actions ayant un caractère répétitif ou cyclique.

### III.2. Position du problème

La compréhension du fonctionnement des systèmes sol-pieu sous sollicitations cycliques passe, tout d'abord, par une bonne compréhension des comportements observés sous sollicitation monotone (Effort latéral– déplacement latéral en tête du pieu) et estimer la charge latérale ultime.

Les deux paramètres dimensionnant d'un pieu vertical soumis à une charge latérale (monotone ou cyclique) sont le déplacement en tête du pieu et le moment maximal. Le déplacement est conditionné par des limitations tolérées par la superstructure et le moment maximal doit rester inférieur au moment de plastification du matériau constituant le pieu. Dans le cas où le chargement est monotone, il existe principalement trois types d'approche selon (Khemakhem, 2012) [12] et (Gerolymos et al, 2009) [4].

- **l'approche du module de réaction du sol** : le sol est modélisé par un ensemble de ressorts découplés. Cette méthode a été initiée par (Winkler 1867), les premières équations ont été proposées par (Hetenyi 1946) et développées par la suite dans plusieurs recherches.
- **la méthode du continuum élastique** : le sol environnant le pieu est modélisé comme un milieu continu homogène et élastique. Cette approche a été surtout développée par (Poulos 1971).
- **la méthode des éléments finis** : le pieu et le sol sont modélisés numériquement par des éléments discrets en utilisant soit la technique des éléments finis, soit des différences finies. Ces calculs sont avantageux car ils permettent de tenir compte de la non-linéarité du sol.

Dans le cas où le chargement est cyclique, les méthodes développées pour un chargement monotone doivent prendre en compte l'effet des cycles. On note souvent une dégradation de la réponse globale du pieu qui s'explique principalement par plusieurs phénomènes :

- Le décollement progressif de l'argile du pieu souvent observé en surface qui traduit l'effet de la surface libre du sol. Ce phénomène caractérise en particulier les pieux installés dans un sol

cohésif (Figure III.1.a). Ce vide est en effet rempli par les grains de sable si le sol est non cohésif comme l'illustre la (Figure III.1.b) (Khemakhem, 2012) [12].

- pour le sable, le chargement cyclique alterné du pieu induit une densification beaucoup plus importante que dans le cas non alterné. une densification du massif de sable enserrant le pieu conduit à une augmentation de la résistance du sol (Rosquoët ,2004) [13].

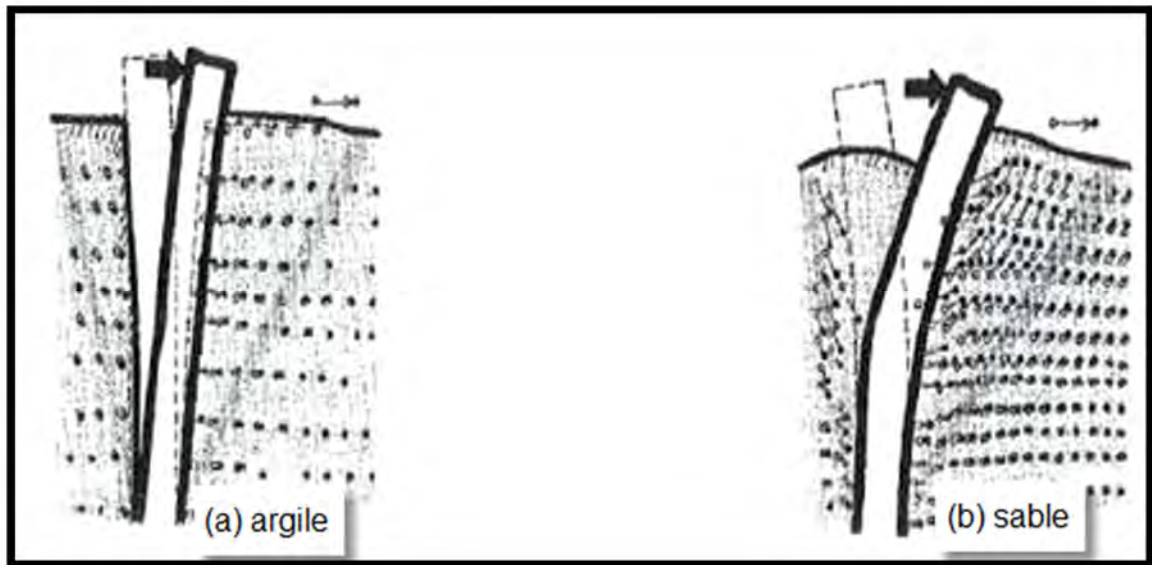


Figure III.1. Pieu isolé sous charge latérale cyclique en tête (Kishida, 1985) et (Khemakhem, 2012) [12].

### III.3. Comportement d'un pieu isole sous chargement latéral

#### III.3.1. Classification des pieux (selon la rigidité)

La distinction entre un pieu souple et un pieu rigide ou semi rigide est basé sur la notion de la rigidité du sol par rapport au pieu.

Les critères utilisés dans la littérature pour classer les pieux sont classifiés dans le Tableau III.1

Tableau III.1 : critères pour classification des pieux (Khemakhem, 2012).

Auteurs	Pieu rigide	Pieu souple
Broms (1964)	$\beta_r D < 1,5$	$\beta_r D > 1,5$
Poulos (1982)	$K_r > 0,1$	$K_r < 10^{-5}$
Hsiung & Chen (1997)	Non indiqué	$D > l_c$
Briaud (1997) et Frank (1999)	$D < l_0$	$D > 3l_0$

$$\beta r = (k_h B/4E_p I_p)^{0,25} \quad (\text{III.1})$$

Avec  $(k_h)$  le coefficient du module de réaction du sol  $k_h=Es/B$ .

$$K_r = E_p I_p / (E_{s1} D^4) \quad (\text{III.2})$$

Avec  $E_{s1}$  le module de la réaction du sol en pointe du pieu.

$$l_c = 4 (E_p I_p / k_h)^{1/4} \quad (\text{III.3})$$

Avec  $l_c$  la longueur critique.

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 E_p I_p}{E_s}} \quad (\text{III.4})$$

Avec  $l_0$  longueur de transfert.

### III.3.2. Comportement à la rupture

Quand le pieu est chargé transversalement, les réactions du sol se développent le long du pieu afin de permettre l'équilibre du système. Le pieu fléchit et le sol est soumis à des déformations. Sous l'augmentation du niveau de chargement, la réaction du sol à une profondeur donnée continuera à croître, alors que le déplacement du pieu à cette profondeur augmente aussi. La relation entre le déplacement du pieu et la résistance est généralement non-linéaire (Perlo-Mevellec, 2003) [14].

Lorsque la charge continue d'augmenter le système n'est plus en équilibre. En fonction de la longueur du pieu, de la rigidité de la section et des caractéristiques de charge-déformation du sol, le mode de rupture varie comme le présente (Perlo-Mevellec, 2003) [14].

#### III.3.2.1. Pour les pieux « libre » en tête

**Figure. III.2 (a) :** Le moment de flexion maximum dans le pieu excède le moment causant le fléchissement où la rupture de la section du pieu. Ce type de rupture arrive plutôt quand la fiche du pieu est relativement grande ou élancée.

**Figure. III.2 (b) :** Les pressions latérales résistantes des terres sont supérieures à la résistance latérale du sol le long du pieu et il tourne autour d'un point localisé à une certaine distance sous la surface du sol. Ce type de rupture survient plutôt quand la longueur du pieu et sa profondeur de pénétration est relativement petite.

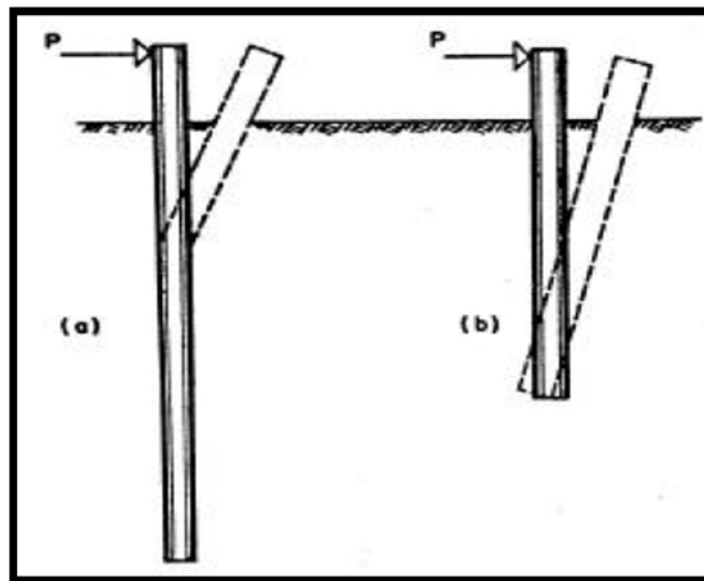


Figure III.2. Ruptures des pieux libres en tête (Rakotonindriana ,2009) [15].

### III.3.2.2. Pour les pieux encastrés en tête (chevêtres)

**Figure. III.3 (a) :** Pour des conditions réellement fixes en tête, le moment négatif maximum est plus important que le moment positif maximum, ainsi l'effort seuil de la section du pieu est généralement dépassé en commençant par la tête du pieu. Cependant le pieu est encore capable de résister à des charges transversales supplémentaires après formation de la première rotule plastique, et la rupture ne survient pas jusqu'à ce qu'une seconde rotule plastique ne se forme au niveau du moment le plus important. Cette seconde rotule plastique se crée quand la valeur de ce moment est égale au moment causant le fléchissement de la section de pieu (Perlo-Mevelllec, 2003) [14].

**Figure. III.3 (b) :** La rupture survient aussi après la formation de la première rotule plastique à la tête du pieu si les réactions transversales du sol dépassent la capacité portante du sol le long du pieu, le pieu tourne alors Autour du point situé à une certaine profondeur sous la surface du sol. Ce mode de rupture survient pour des longueurs de pieu et une profondeur de pénétration intermédiaire.

**Figure. III.3 (c) :** Quand les longueurs de pieu et les profondeurs de pénétration sont petites, les ruptures surviennent au moment où les charges transversales appliquées dépassent la résistance, du sol supportant.

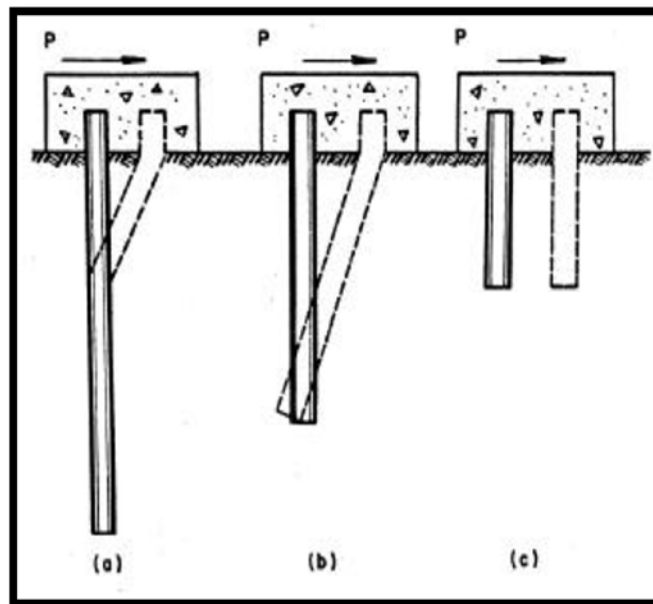


Figure III.3. Ruptures des pieux liés au chevêtre (BROMS, 1964 cité par Rakotonindriana ,2009) [15].

### III.3.3. Comportement sous chargement latéral cyclique

La réponse des pieux sous chargement latéral cyclique dépend de l'évolution de la rigidité sol-pieu au cours des cycles ainsi que de l'accumulation des déplacements occasionnée par les cycles. On distingue généralement deux types de chargement, le chargement alterné (two-way) et le chargement non alterné (one-way).

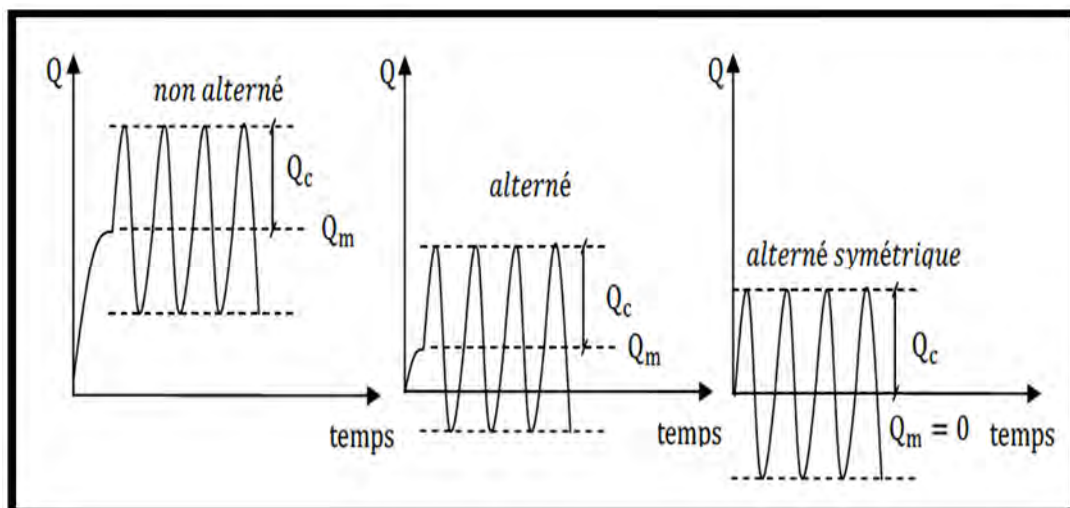


Figure III.4. Schéma des différents types de chargement cyclique (Tali, 2011) [2].

### III.4. Comportement d'un pieu isolé sous chargement latéral cyclique

Le comportement d'un pieu isolé a suscité beaucoup d'intérêt auprès de chercheurs surtout lorsqu'il est soumis à un chargement horizontal et horizontal cyclique.

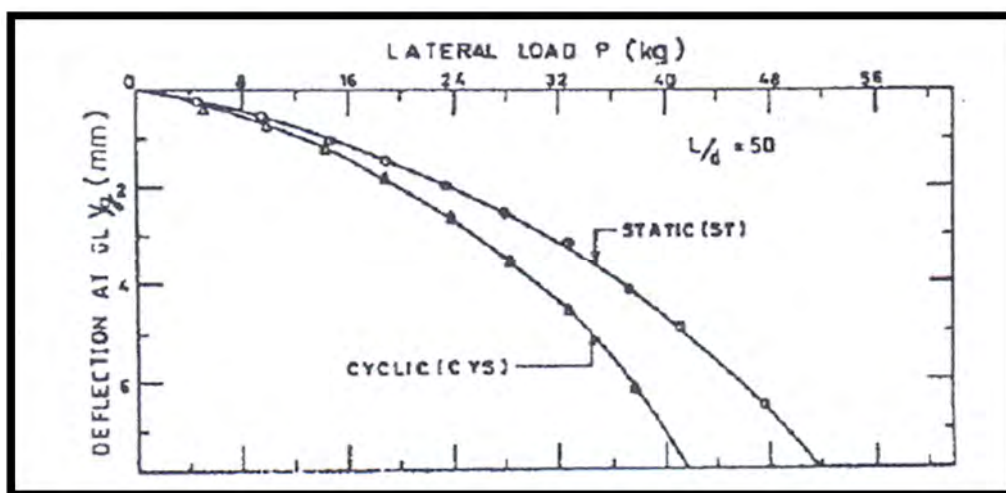
#### III.4.1. Les essais dans les sables

Bea et Audibert (1979), Craig et Kan (1986), Little et Briaud (1988), Levacher et Kotthaus (1992) ont effectués des essais pour étudier le comportement du pieu sous chargement latéral cyclique dans un sable.

Ces résultats sont présentés par de deux manières : tout d'abord en termes du pourcentage d'augmentation du déplacement après application des cycles puis en termes de dégradation cyclique des raideurs sécantes et des raideurs de cisaillement. De plus, les cycles peuvent entraîner des dégradations de la résistance du sol et de sa déformabilité.

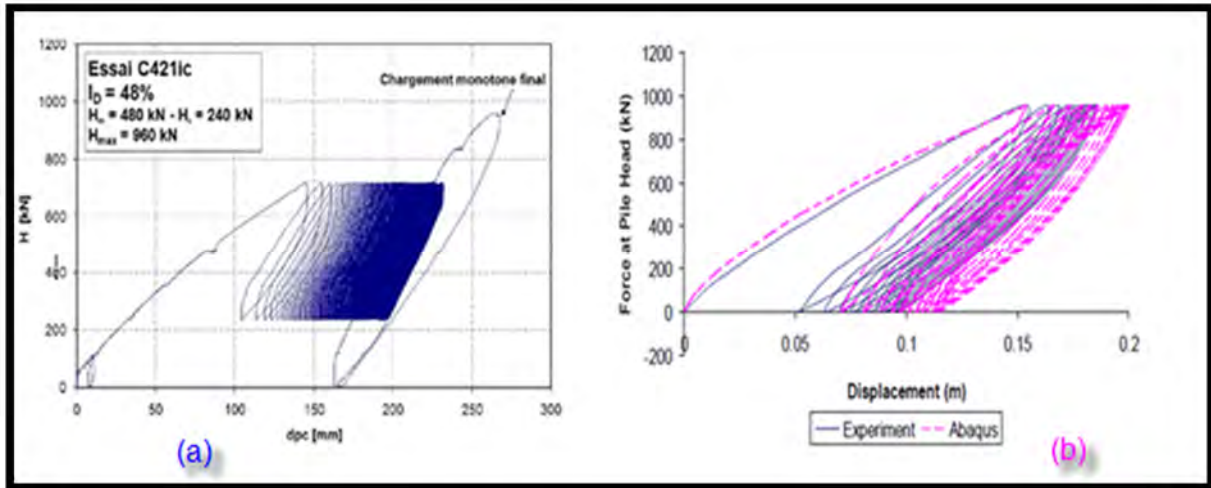
Golait et Katti (1988) ont réalisés des essais en cuve sur des pieux sous charges latérales cycliques dans les sables carbonatés. Leurs essais ont montrés notamment que le chargement cyclique provoque la dégradation de la rigidité du système pieu-sol et par conséquent des déplacements latéraux supérieurs par rapport une même charge appliquée de manière statique. Figure (III.5).

Sur la figure (III.6), on présente deux courbes typiques effort-déplacement montrant l'accumulation des déplacements en tête lors du chargement cyclique d'un pieu. Ces essais ont réalisés en centrifugeuse sur des sables (a- Tali, 2011, b- Giannakos et al, 2011) [2,16].



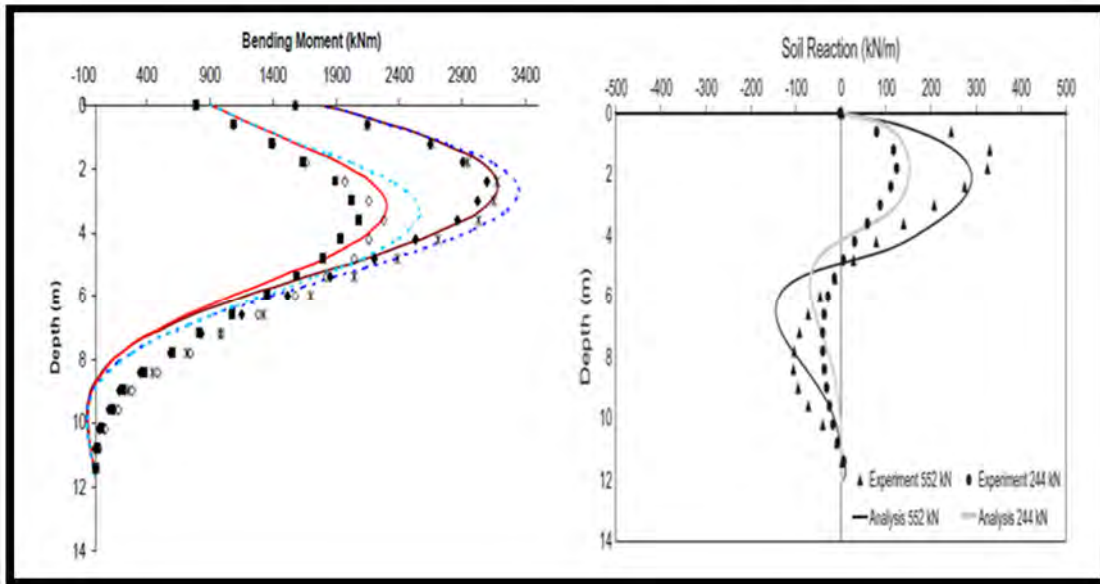
**Figure III.5.** Exemple de courbe d'effort déplacement dans le cas d'un chargement latéral d'un pieu (Golait et Katti. 1988 cité par Khemakhem. 2012) [12].





**Figure III.6.** Exemples d'évolution de la charge en fonction du déplacement en tête  
 (a- Tali, 2011, b- Giannakos et al, 2011) [2,16].

Dans le cas d'essais non alternés, en ce qui concerne l'évolution des moments et de la réaction du sol lors de l'application des cycles, la figure (III.7) montre la réponse du pieu au cycle 1,6 (Giannakos et al ,2012). Il y a eu une augmentation des moments induits au sein du pieu par le chargement.



**Figure III.7.** Exemple de moment et de courbe de réaction d'un pieu lors de l'application d'un chargement latéral cyclique non alterné (Giannakos et al ,2012) [17].

Pour les essais alternés, Chai et Hutchinson (2002) ont réalisés une campagne d'essais in situ sur des pieux soumis à des chargements cycliques dans un sol sableux. Les résultats sont présentés sur la figure (III.8). On remarque une accumulation des déplacements en tête du pieu dans les deux sens

du chargement ainsi que des boucles d'hystérésis qui traduisent une dissipation d'énergie lors du chargement.

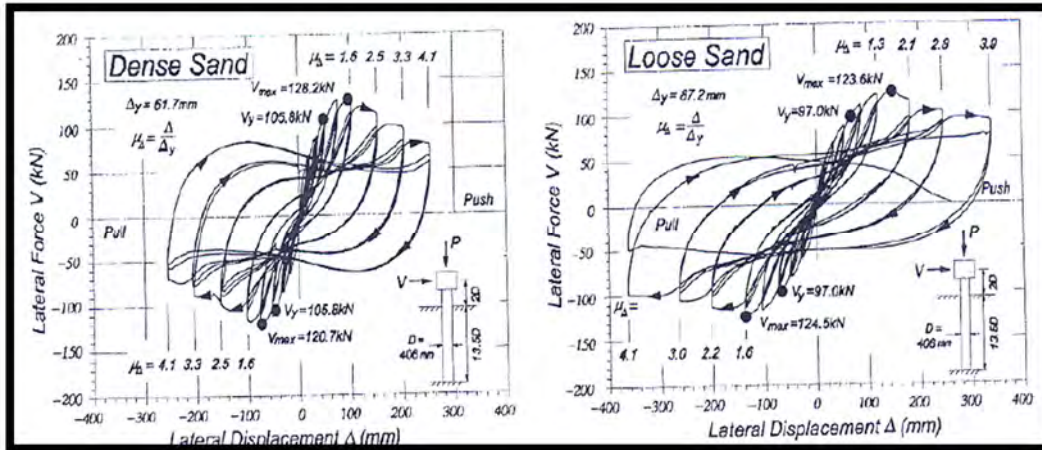


Figure III.8. Exemple de courbe effort-déplacement dans le cas du chargement latéral d'un pieu, de type alterné (Chai et Hutchinson 2002 cité par Rakotonindriana 2009) [15].

### III.4.2. Les essais dans l'argile

L'interaction de système sol-pieu sous chargement cycliques est donc complexe.

Les essais réalisés en grandeur réelle (Matlock, 1970 ; Reese et al. 1975 ; Reese et Welch 1975 ; Price et Wradle, 1981 et Brown *et al.* 1987) et les essais réalisés sur modèles réduits centrifugés (Craig et Kan, 1986 ; Kitazume et Miyajima, 1994 ; Jeanjean, 2009 et Zhang *et al.*, 2011) ont montrés que les chargements cycliques engendrent l'accumulation des déplacements et l'augmentation des moments fléchissant comme le montre les figures suivantes (Khemakhem,2012) [12].

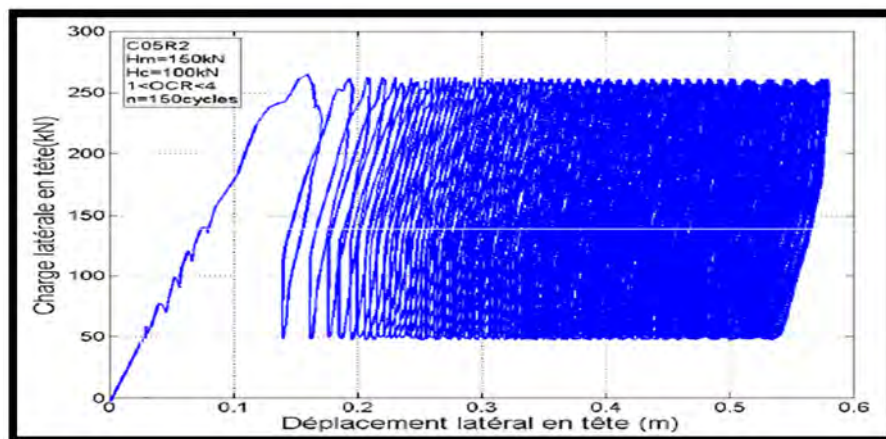


Figure III.9. Exemple d'évolution de la charge en fonction du déplacement en tête (Khemakhem, 2012) [12].

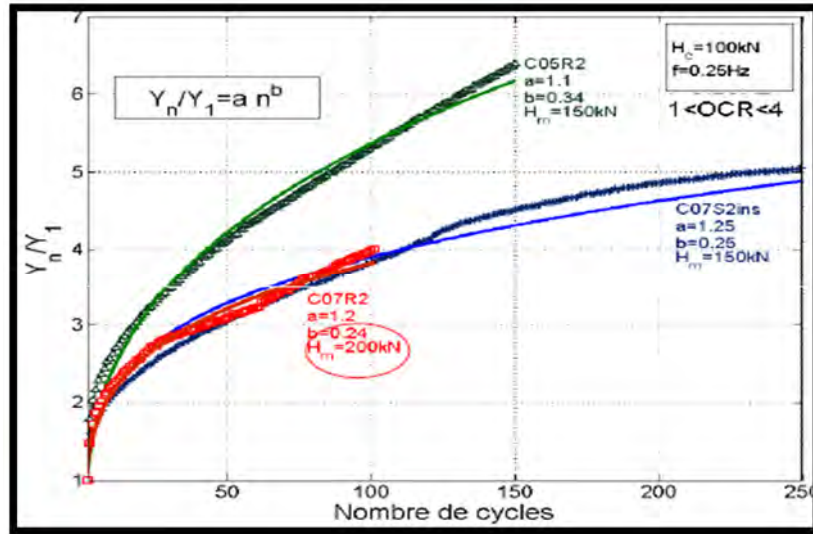


Figure III.10. Déplacement adimensionnel en fonction du nombre de cycles (Khemakhem, 2012) [12].

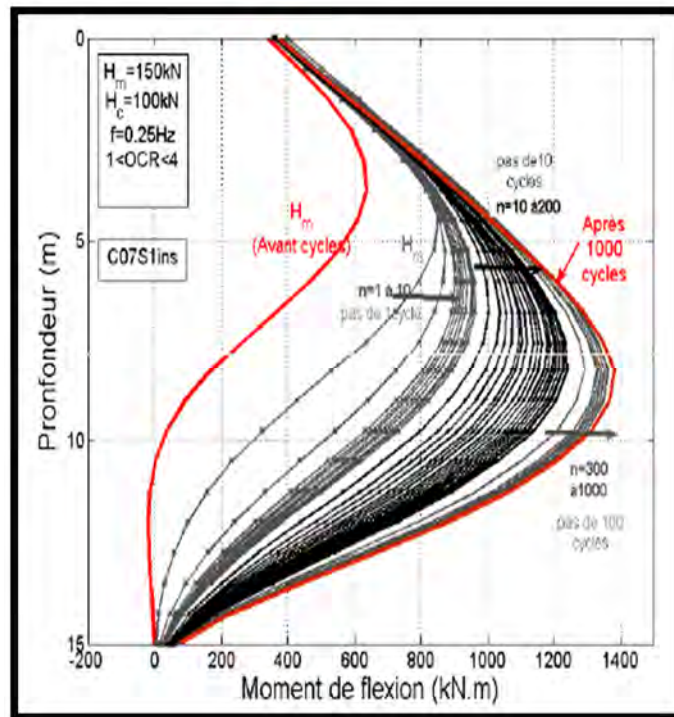


Figure III.11. Évolution du moment avec les cycles- Pieu souple (Khemakhem, 2012) [12].

### III.5. Méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales

#### III.5.1. Dimensionnement des pieux sous charges latérales statique

##### III.5.1.1. Méthodes au module de réaction

###### A. Principe.

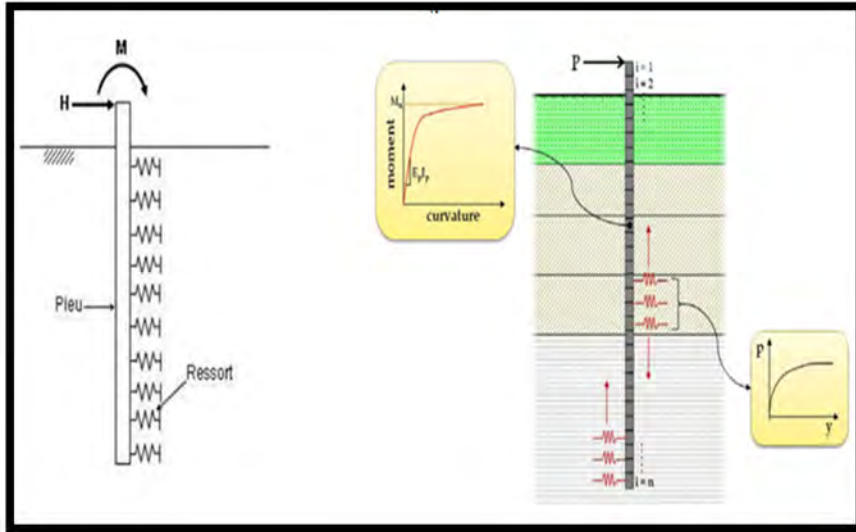


Figure III.12. Modèle de Winkler pour le sol (Jin-wei Huang, 2011) [18].

Le modèle de Winkler (1867) considère le sol comme un empilement de couches indépendantes, chaque couche est modélisée par un ressort linéaire et élastique qui s'appuie sur la tranche du pieu correspondante (Figure III.12). La pression (P) exercée par le sol est liée au déplacement latéral du pieu (y) par le coefficient de réaction du sol ( $k_h$ ).

$$P = k_h y \quad (III.5)$$

Pour un pieu de diamètre (B), on définit le module de réaction du sol  $E_s$  (KN/m<sup>2</sup>) relié au coefficient  $k_h$  (KN/m<sup>3</sup>) par

$$E_s = k_h B \quad (III.6)$$

En modélisant le pieu par une poutre flexible, l'interaction sol-pieu est gouvernée par une équation différentielle d'ordre quatre

$$E_P I_P \frac{d^4 y(z)}{dz^4} + E_S y(z) = 0 \quad (III.7)$$

Où :  $E_P I_P$  Est la rigidité à la flexion du pieu.

$E_S$  : le module de réaction du sol.

$y$  : le déplacement du pieu.

$z$  : la profondeur sous la surface du sol.

Le comportement de la poutre en flexion en plans  $(y, z)$  se résume a

$$M = E_P I_P \frac{dy^2(z)}{dz^2} \quad (\text{III.8})$$

### B. Expressions du module de réaction du sol

Le module de réaction du sol ( $E_S$ ) dépend des paramètres intrinsèques du sol et du diamètre du pieu.

Le module de réaction du sol peut être déterminé soit par des essais triaxiaux réalisés en laboratoire soit par des sondages pressiométriques réalisés in situ.

- **Terzaghi (1955)** : Terzaghi détermine le module de réaction du sol ( $E_S$ ) à partir du module d'Young du matériau  $E$  constituant le sol.

Terzaghi propose la relation pour le sable

$$\frac{E_S}{E} = 0.74 \quad (\text{III.9})$$

$$E = A \gamma Z \quad (\text{III.10})$$

$A$  : coefficient adimensionnel en fonction de la densité du massif de sable.

$\gamma$  : la densité volumique du sol ( $\text{KN/m}^3$ ).

$z$  : la profondeur (m).

- **Ménard *et al.* (1969)** ont proposé une expression du module de réaction du sol basée sur une analogie entre le tassement d'une fondation superficielle chargée et le déplacement d'un pieu chargé latéralement. Le Fascicule 62 se base sur cette même approche. L'expression du module de réaction est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_S = \frac{3E_M}{\frac{3}{2} \frac{B_0 \left(2,65 \frac{B}{B_0}\right)^\alpha}{B} + \alpha} \quad B \geq B_0 \\ E_S = \frac{18E_M}{4(2,65)^\alpha + 3\alpha} \quad B \leq B_0 \end{array} \right. \quad (\text{III.11})$$

$B_0$  : diamètre du pieu de référence ( $B_0= 0,6m$ ).

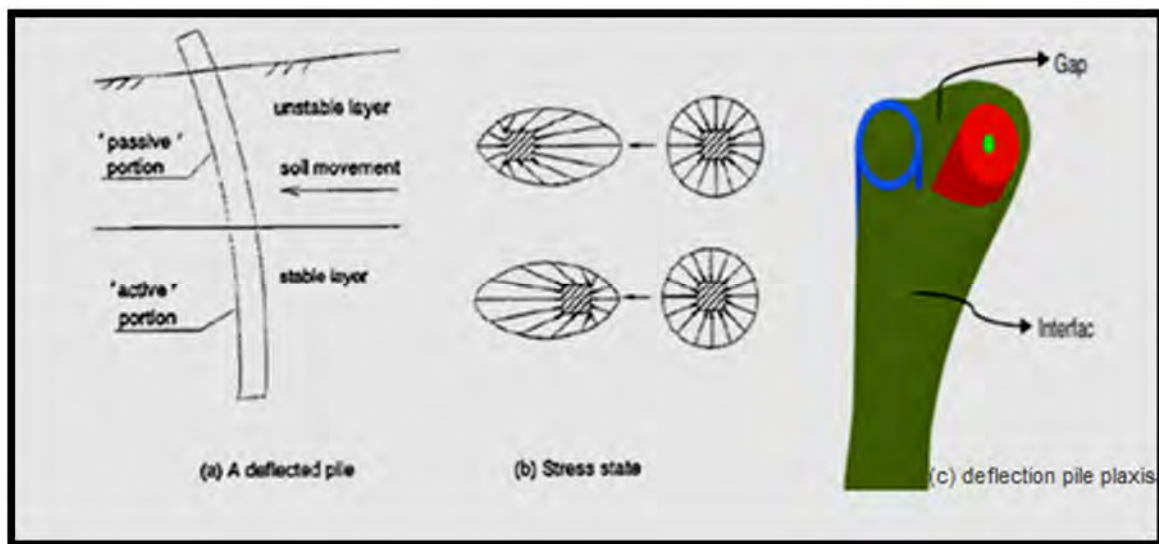
$E_M$  : module pressiométrique Ménard.

$\alpha$  : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol.

- **Poulos (1971)** : relie le module de réaction ( $E_s$ ) au module élastique du sol ( $E$ ) par une relation linéaire

$$E_s = 0,82 E \quad (\text{III.12})$$

### C. Les courbes P-y



**Figure III.13.** Distribution de la pression exercée par le sol autour du pieu à une profondeur  
(Chen, 1994) cité par (T.P.T. Dao 2011) [19].

- **Fascicule 62 (1993) et Normes AFNOR (2011)**

Les résultats sont tirés à partir de l'interprétation faite des essais in-situ au pressiomètre. Ménard (1969) et Remaud (1999) ont fait la similitude entre le tassement d'une fondation superficielle uniformément chargée et un pieu chargé latéralement.

La courbe est définie par deux droites de pentes respectives égales à  $K_f$  et  $0,5K_f$  et un palier  $p_B$  correspondant à la réaction ultime du sol.

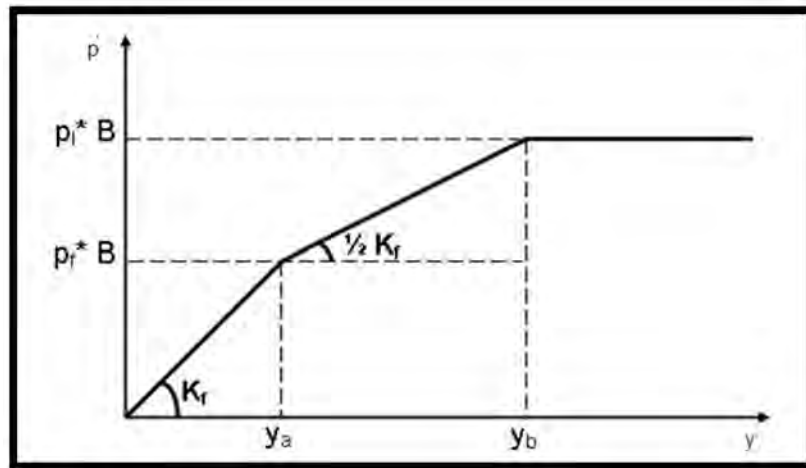


Figure III.14. Courbe P-y selon le Fascicule 62-Titre V cité par (Remaud, 1999) [20].

Le module de réaction latéral  $K_f$  est donné par les équations suivantes

$$K_f = \begin{cases} \frac{12E_M}{\frac{4B_0}{3B} (2,65 \frac{B}{B_0})^{\alpha} + \alpha} & \text{Pour } B \geq B_0 \\ \frac{12E_M}{\frac{4}{3} (2,65)^{\alpha} + \alpha} & \text{Pour } B \leq B_0 \end{cases} \quad (\text{III.13})$$

Avec

$E_M$  : le module pressiométrique [KN/m<sup>2</sup>].

$B_0$  : diamètre de référence  $B_0 = 0,6\text{m}$ .

$\alpha$  : Coefficient du sol (Tableau III.2).

Tableau III.2 : Valeurs du coefficient rhéologique  $\alpha$  proposées par le Fascicule 62 (1993)

Type d'argile	$E_M/P_l$	$\alpha$
Surconsolidée ou très serrée	16	01
Normalement consolidée	9-16	2/3
Sous consolidée (altérée et remaniée)	7-09	1/2

La construction des courbes « P-y » nécessite la connaissance de la pression de fluage nette ( $P_f$ ) et la pression limite nette ( $P_l$ ).

- **A.P.I (American Petroleum Institute)**

La norme américaine regroupe des recommandations pour le dimensionnement des fondations, notamment les fondations sur pieux supportant des structures offshore.

**Argile molle :** La réaction ultime du sol est le minimum de deux valeurs obtenues par les deux équations suivantes

$$P_u = \begin{cases} (3c_u + \gamma'Z)B + J c_u Z & \text{pour } Z \leq Z_c \\ 9 c_u B & \text{pour } Z \geq Z_c \end{cases} \quad \text{(III.14)}$$

Avec

$\gamma'$  : poids volumique déjaugé (KN/m<sup>3</sup>).

J : constante empirique comprise entre 0,25 et 0,5. L'API préconise pour une argile molle une valeur de 0,5.

$Z_c$  : profondeur critique (m).

$$Z_c = \frac{6 c_u B}{\gamma' B + J c_u} \quad \text{(III.15)}$$

$y_{50}$  : le déplacement relatif à la déformation  $\epsilon_{50}$ .

$$y_c = 2.5 \epsilon_{50} B \quad \text{(III.16)}$$

**Tableau III.3.** Valeurs représentatives de  $\epsilon_{50}$  pour une argile normalement consolidée (Thomas Blok, 2010) [21].

Consistence de l'argile	Cohésion non drainée moyenne (kPa)	$\epsilon_{50}$
<b>molle</b>	< 48	0.020
<b>moyenne</b>	48-96	0.01
<b>Raide</b>	96-192	0.005

La déformation ultime : Matlock (1970) propose la formule suivante pour une argile molle.

$$y_u = 8 y_c \quad \text{(III.17)}$$

La formulation des courbes P-y pour une argile molle a été proposée par Matlock (1970).

$$P(y) = 0.5 p_u \left( \frac{y}{y_c} \right)^{0.5} \quad \text{(III.18)}$$



**Sable :** La réaction latérale du sol pour le sable est non linéaire. En l'absence d'information, elle est approchée, à toute profondeur  $z$  par l'expression suivante

$$P = A P_u \tanh\left(\frac{kz}{AP_u} y\right) \quad (\text{III.19})$$

Avec :

$A$  : un facteur pour la prise en compte d'un chargement continu cyclique ou statique.

$A = 0.9$  pour un chargement cyclique.

$A = \left(3 - 0.8 \frac{Z}{B}\right) \geq 0.9$  pour un chargement statique.

$P_U$  : la réaction ultime du sol à la profondeur  $z$  (KN/m).

$$P_U = \text{la plus grande valeur de } \begin{cases} P_{US} = (C_1 Z + C_2 B) \gamma Z & (\text{proche de la surface}) \\ P_{Ud} = C_3 B \gamma Z & (\text{en profondeur}) \end{cases} \quad (\text{III.20})$$

$C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  des coefficients déterminés à partir d'abaques qui sont fonction de l'angle de frottement du sable (Figure. III.15).

$k$  : le module initial de la réaction du sol (KN/m<sup>3</sup>) comme une fonction de l'angle de frottement interne et de la densité relative  $D_r$  (Figure. III.16).

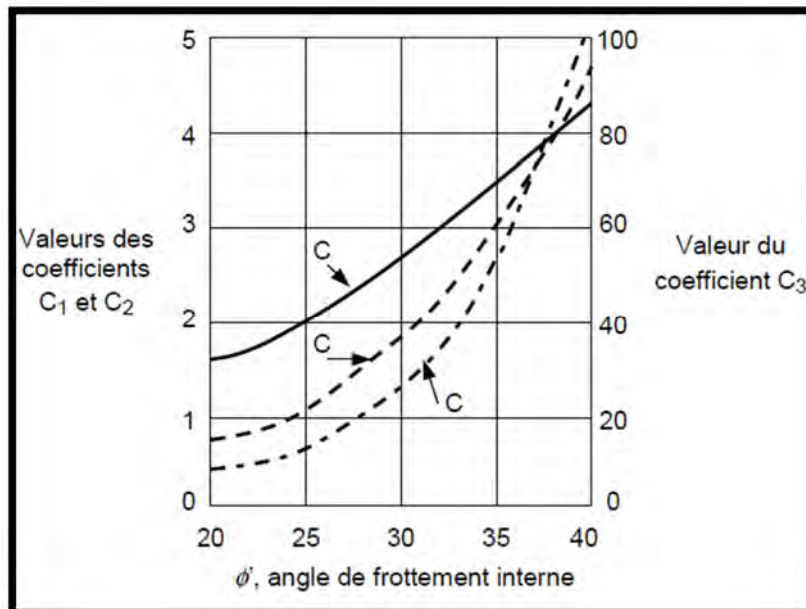


Figure III. 15. Coefficients  $C_1$ -  $C_2$ -  $C_3$  en fonction de l'angle de frottement  $\phi'$  (Rosquoët, 2004) [13].

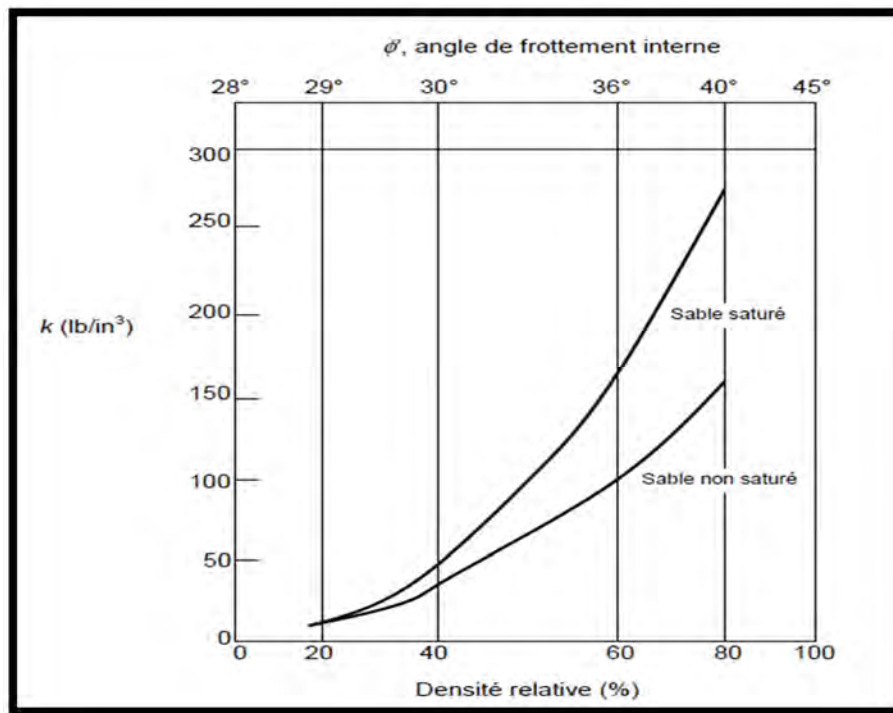


Figure III. 16. Valeurs de  $k$  ( $n_h$ ) en fonction de la densité relative et de l'angle de frottement (API, 1993) [13].

- **PHIRI ( Poert And Harbour Research Institute ,1980 )**

D'après Kubo (1965), Kitazume et Miyajima (1994) cité par Khemakhem (2012) .et la méthode de construction des courbes « P-y » selon les normes japonaises ont été proposée suite aux divers essais réalisés en grandeur réelle sur des pieux dans des sables. Le règlement japonais propose une forme parabolique pour les courbes de réaction.

$$P = K_S Z Y^{0.5} \quad \text{pour le sable} \quad (III.21)$$

$$P = K_C Y^{0.5} \quad \text{pour les argiles} \quad (III.22)$$

$K_S$  : module de réaction latéral dans un sable.

$K_C$  : module de réaction latéral dans une argile.

- **D.N.V (1977)**

La courbe P-y représentant les caractéristiques effort-déplacement d'un élément de pieu de diamètre (B) peut alors être construite. Elle se décompose en portions (figure III.17).

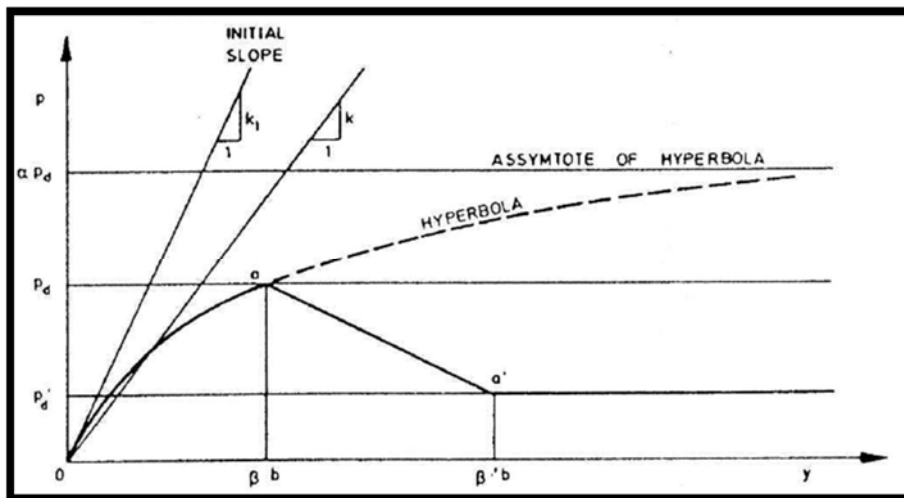


Figure III.17. Forme caractéristique de la courbe « P-Y » d'après Norske Veritas (1977).

La partie initiale, pour  $p \leq p_d$  et  $y \leq \beta b$ , est une hyperbole d'expression

$$\frac{Y}{P} = \frac{1}{K_1} + \frac{Y}{\alpha P_d} \quad (\text{III.23})$$

L'hyperbole est limitée à  $y = \beta.b$ , et la résistance latérale de conception ( $P_d$ ) est dépendante de la valeur donnée au coefficient ( $\alpha$ ). Celui-ci a alors pour expression :

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{P_d}{K_1 \beta b}} \quad (\text{III. 24})$$

Où

$P_d$  : résistance latérale.

$\alpha$  :  $P_{lim}/P_d$  = rapport de rupture, toujours supérieur à 1.

$P_{lim}$  : valeur asymptotique de l'hyperbole pour  $y \longrightarrow \infty$

$K_1$  : pente initiale de la courbe.

$\beta$  : coefficient dépendant du sol et des conditions de chargement.

Si :  $\beta b \leq P_d/K_1$  l'hyperbole peut être remplacée par une droite de pente  $K_1$ .

Pour des déplacements supérieurs (après le point  $\alpha'$  de la courbe P-y, Figure III.17), des effets spécifiques peuvent conduire à une détérioration de la résistance latérale. Une résistance résiduelle ( $P'_d$ ) est définie sur la base d'essais de laboratoires.

Cet aspect est évident pour l'argile dans une gamme de grands déplacements  $y > \beta.b$ .

Les valeurs de ( $\beta$ ) sont établies pour l'argile dans le tableau III.4.

Pour un sable, la résistance latérale du sol n'est pas dégradée. Det Norske Veritas (DNV) fait donc l'hypothèse que, pour des déplacements supérieurs à  $y = \beta.B$ , la résistance latérale est constante et égale à la résistance latérale résiduelle  $P_d = P'_d$ .

Cette résistance latérale dépend du type de chargement.

- En statique :

$$P_d = P_{ds} = 4 K_p P'_0 \quad (\text{III.25})$$

Pour des profondeurs ( $z$ ) inférieures à deux diamètres l'équation (III.23) est remplacée par

$$P_{dc} = 3 \frac{z}{2B} K_p P'_0 \quad (\text{III.26})$$

$P'_0$  : pression effective (après excavation).

- En cyclique :

Pour un chargement cyclique la résistance latérale est

$$P_{dc} = 3 K_p P'_0 \quad (\text{III.27})$$

L'interaction sable-pieu est représentée par la courbe P-y précédemment définie (III.23) avec

$$P_d = P' d$$

$$K_1 = n_h (Z/B)$$

Où

$n_h$  : le coefficient de réaction du sol

$z$  : profondeur sous le niveau du sol (après excavation éventuelle).

Pour une argile, la résistance latérale de projet d'un pieu peut être prise comme étant :

$$P_d = N_p (C_u/F_s) \quad (\text{III.28})$$

Où

$C_u$  est la contrainte de cisaillement non drainée représentative des conditions de chargements considérées en court terme.

$N_p$  : coefficient adimensionnel de la résistance ultime

$F_s$  est un Coefficient de sécurité caractéristique du matériau.

L'interaction argile-pieu est représentée par la courbe P-y (III.17) avec pour pente initiale

$$K_1 = \xi \frac{P_d}{B(\epsilon_c)^{0.25}} \quad (\text{III.29})$$

Où

$\xi$  : Coefficient empirique.

$\epsilon_c$  : déformation verticale à la moitié de la variation des contraintes principales d'un essai triaxial statique non drainé sur un échantillon de sol non remanié ou contact.

$n_h$  : coefficient de réaction du sol.

**Tableau III.4** : Valeurs recommandées pour ( $n_h$ ) et pour des chargements statiques et cycliques dans le sable

	Densité relative du sable		
	lâche	moyen	Dense
$n_h$ (KPa/m)	5	12	18
$\beta$	0.04	0.04	0.04

### III.5.1.2. Méthodes du continuum élastique

#### A. Principe

Les méthodes du continuum élastique supposent que le massif de sol est un milieu continu et élastique. La plupart du temps, le sol est également considéré comme homogène et isotrope. Ces méthodes reposent sur la solution des équations de Mindlin.

Poulos (1971) a développé des abaques permettant de calculer le déplacement, la rotation et le moment dans le pieu pour une charge latérale appliquée en tête. Les expressions sont principalement régies par les deux paramètres suivants :

- l'élancement du pieu  $D/B$ .
- le facteur de flexibilité du pieu

$$K_r = E_p I_p / E_s D^4 \quad (\text{III.30})$$

Cette méthode est toutefois limitée. En effet le sol n'étant pas élastique isotrope il est difficile d'obtenir les coefficients de réaction du sol ( $E_s$ ) et à partir d'essais géotechniques standards.

#### B. Mécanisme de déformation et état ultime dans le sol

##### B.1. Théorie

Pour un déplacement donné du pieu, la réaction du sol mobilisé à une profondeur donnée, peut être influencé par la surface libre du sol (Broms 1964, Matlock 1970). On distingue deux zones (Figure III.18).

- dans les couches de surface et jusqu'à une profondeur estimée à trois (03) fois le diamètre du pieu, le sol remonte vers le haut à l'avant du pieu (et peut se décoller à l'arrière).
- au-delà de cette profondeur (3B), le sol se déplace latéralement dans le sens du chargement du pieu.

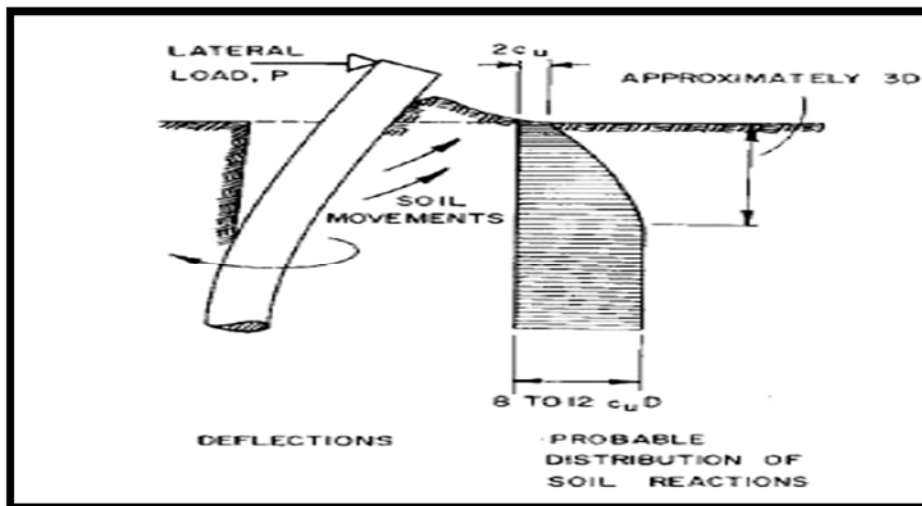


Figure III.18. Profil de réaction du sol supposé par Broms (1964) cité par (Khemakhem, 2012) [12].

D'après Murff et Hamilton (1993) cité par Khemakhem (2012), le mécanisme de rupture dans le sol combine deux modes :

- Un coin de sol en rupture passive, en forme de cône, proche de la surface du côté chargé du pieu.
- Une rupture dans des plans horizontaux en dessous de ce cône.

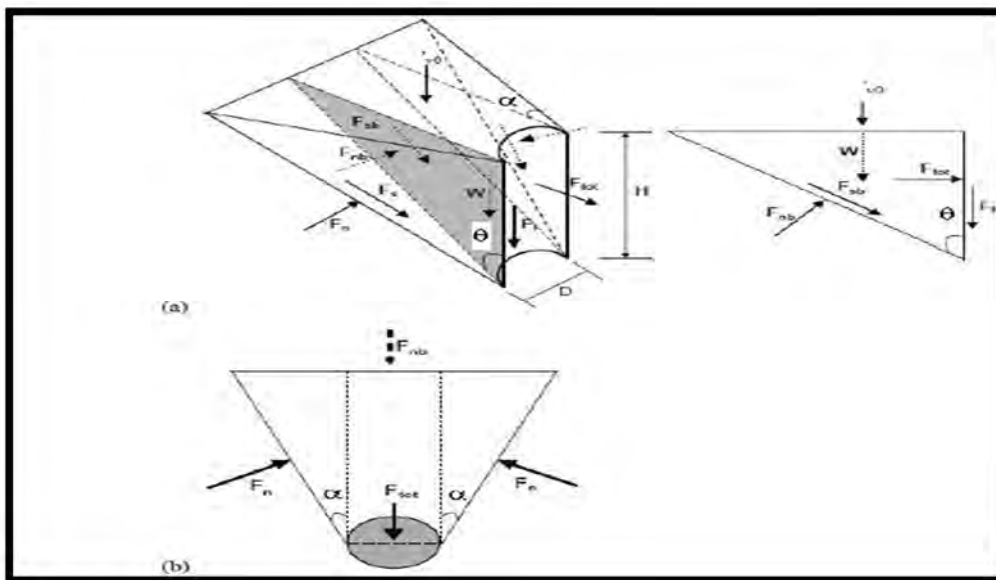


Figure III.19. Coin du sol en rupture en trois dimensions (Kim *et al*, 2011) [12].

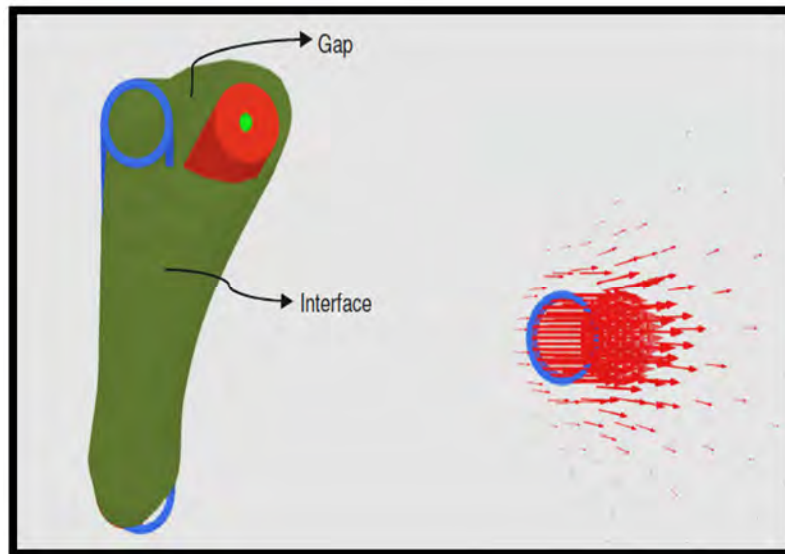


Figure III.20. déformation du pieu étudiée par (T.P.T Dao, 2011) en utilisant le code de calcul Plaxis 3 D [19].

### B.2. Critère pour un état ultime dans le sol

D'après Matlock (1962), le sol atteint un état ultime pour un déplacement en tête du pieu égal à 20% de son diamètre, Broms (1964) retient le même critère.

Un autre critère est proposé par Meyerhof *et al.* (1988), les auteurs supposent que l'état ultime est atteint quand le déplacement en tête du pieu atteint 2 à 4% de sa longueur de fiche  $D$ . Si le pieu est souple, une longueur de fiche équivalente  $D_{eu}$  est considérée, elle dépend de la rigidité relative du système pieu-sol  $K_{rc}$ .

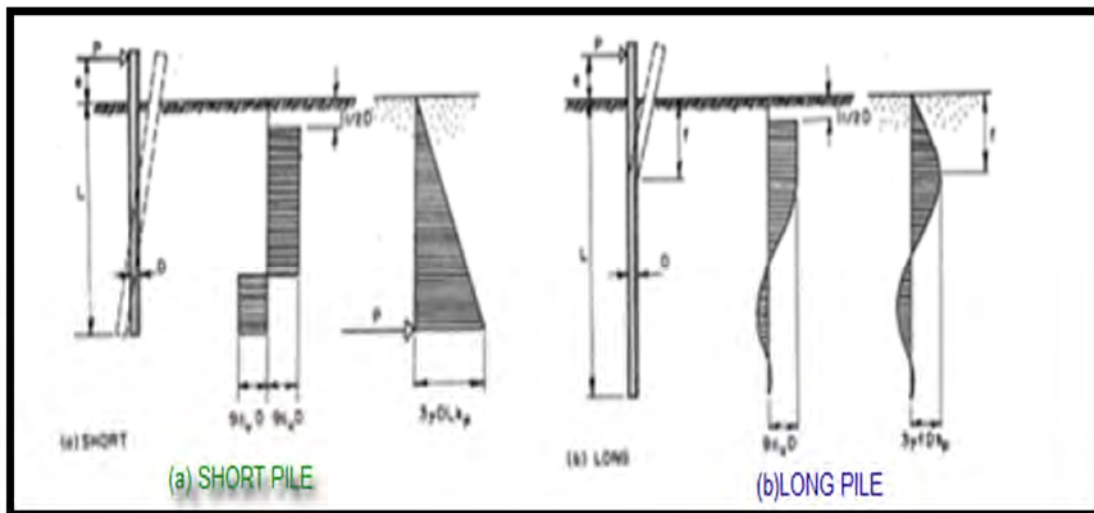
$$D_{eu} = 1,5 D K_{rc}^{0,12} \quad (\text{III.31})$$

Où :

$$K_{rc} = \frac{I_p E_p}{E_s D^4} \quad (\text{III.32})$$

### B.3. Effet de la rigidité des pieux

D'après Khemakhem (2012), le mode de rupture d'un pieu chargé latéralement en tête dépend de sa rigidité relative. La Figure (III.21-a) et la Figure (III.21-b) présentent respectivement les modes de rupture pour un pieu souple et un pieu rigide.



**Figure III.21.** les mécanismes de réaction sol-Pieu et modes de rupture pour des pieux libres en tête et en pied (Broms,1964) [22].

Pour le pieu court (Figure III.21-a), la rupture se caractérise par des pressions latérales sur le sol qui excèdent la réaction ultime sur toute la longueur du pieu. Pour équilibrer les réactions du sol, le pieu tourne autour d'un point de rotation. La rupture se produit donc dans le sol.

Pour le pieu long (Figure III.21-b), la rupture se produit lorsque le moment maximal conduit à des contraintes dans le pieu supérieures à sa limite élastique avec formation d'une articulation plastique.

### B.3.1. Effet de la rigidité des pieux dans l'Argile

D'après Meyerhof *et al.* (1988) et Khemakhem (2012), la charge ultime d'un pieu rigide  $H_{ur}$  est fonction de la cohésion de l'argile  $c$ , du coefficient de butée des terres à l'équilibre limite  $K_c$  (avec une adhérence nulle), du diamètre  $B$  et de la longueur de fiche  $D$  du pieu :

$$H_{ur} = 0.4 C B D K_c \quad (III.33)$$

En se basant sur le principe de la longueur de fiche équivalente  $D_{eu}$ , la charge ultime en tête d'un pieu souple est  $H_{us}$  :

$$H_{us} = 0.4 C B D_{eu} K_c \quad (III.34)$$

Après la combinaison entre les équations (III .33) et (III.34) on trouve la relation qui relie la charge ultime d'un pieu souple à celle du pieu rigide

$$H_{us} = 0.84 H_{ur} \quad (III.35)$$



### B.3.2. Effet de la rigidité des pieux dans un Sable

Différentes méthodes recensés par Bouafia (1990) et par Rosquoët (2004) permettent de calculer la réaction latérale ultime  $P_u(z)$  à une profondeur  $z$  (Broms, 1964 ; Casson, 1978 ; Hasen ,1961). Le profile  $P_u(z)$ , composé en partie supérieure d'une butée et en partie inférieure d'une contrebutée permet de calculer l'effort latéral ultime, c'est-à-dire la charge de rupture. Les hypothèses liées à cette méthode sont les suivantes :

- La pression active des terres derrière le pieu est négligée.
- La pression ultime devant le pieu est égale à trois fois la pression passive des terres (équation III.36).
- La contrebutée, remplacée par une force concentrée, est appliquée au centre de rotation du pieu supposé en pointe (figure III.22).

$$P_u(z) = 3 K_p \sigma_v \quad (\text{III.36})$$

Avec

$P_u(z)$  la distribution des pressions ultimes (KN/m<sup>2</sup>).

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right).$$

$\sigma_v$  : La contrainte verticale (KN/m<sup>2</sup>).

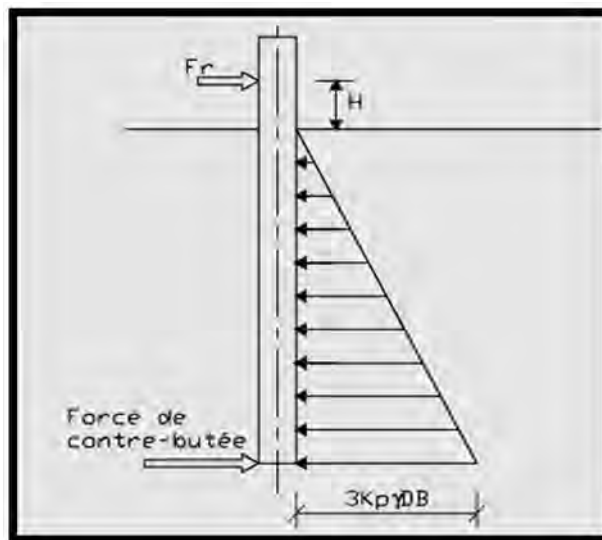


Figure III.22. Schéma de rupture selon Broms (1964) [13].

Si le pieu est suffisamment rigide pour produire la rupture du sol la charge limites en tête est donnée par l'équation suivante :

$$F_R = \frac{\gamma D^3 B K_p}{2 (H+D)} \quad (\text{III.37})$$

$F_R$  : La charge de rupture (KN).

$\gamma$  : Le poids volumique (KN/m<sup>3</sup>).

B : le diamètre du pieu (m).

D : la longueur de fiche du pieu (m).

H : la hauteur du point d'application de la charge.

### III.5.1.3. Méthodes numériques (modélisation des pieux par la méthode des éléments finis)

La méthode des éléments finis (MEF) est la plus performante des méthodes numériques. Elle est utilisée largement dans différents domaines : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc. (Maouche)[24].

Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels aux éléments finis utilisés pour les calculs des ouvrages en interaction avec le sol. Chaque logiciel aux éléments finis a ses propres algorithmes, méthodes de résolutions et paramètres de modélisation. Les paramètres géotechniques ne sont pas les mêmes pour chaque méthode de calcul. Les principaux logiciels utilisés, sont :

- **CESAR et Z\_SOIL (LCPC).**
- **PLAXIS** : logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer.
- **GROUP** : logiciel développé par (Reese et al, 2000).
- **ABAQUS** : logiciel Américain (1978).

Pour ce qui est du présent travail l'utilisation du logiciel ABAQUS a été introduire et ce à cause de plusieurs avantages talque la rapidité dans l'exécution et l'analyse.

## III.5.2. Pieu sous chargement latéral cyclique

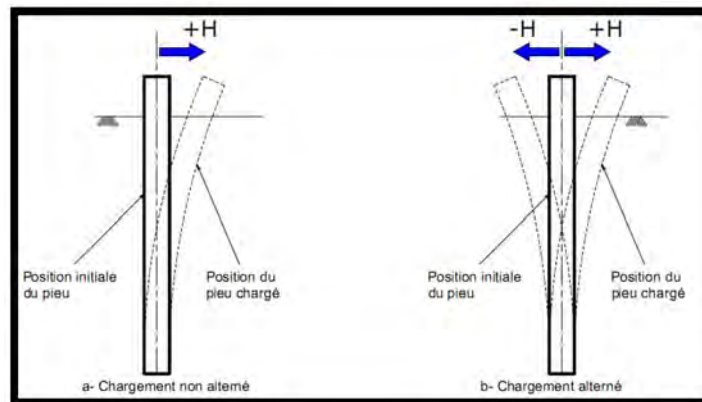
### III.5.2.1. Introduction

Le dimensionnement des pieux sous une charge latérale suppose que le sol est entièrement à l'état de rupture (calcul aux états limites). Les méthodes de calcul ont progressé et le dimensionnement est maintenant réalisé en déplacement mais sans possibilité de tenir compte de l'effet des cycles de chargement (sauf dans le cas des ouvrages offshore) (Rosquoët, 2013). On peut citer quelque approche expérimentale et analytique concerne l'effet de cycles sur le comportement de système sol-pieu.

### III.5.2.2. Comportements typique

Les chargements cycliques sont de deux types (**figure III.23 (a) et (b)**).

- **Non alterné** : la sollicitation est toujours effectuée dans une direction donnée.
- **Alterné** : la sollicitation est effectuée dans les deux directions.



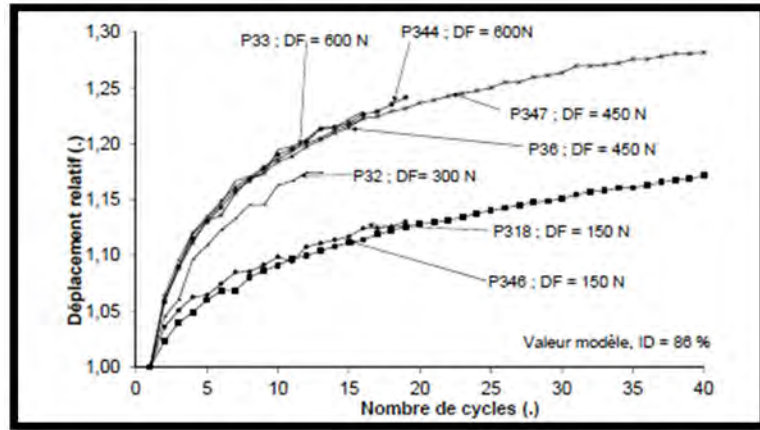
**Figure III.23.** Type de chargement (a) non alterné et (b) alterné (Rakotonindriana, 2009) [15].

### III.5.2.3. Approches développées expérimental pour le calcul en cyclique

La modélisation physique des structures géotechniques en centrifugeuse est une technique assez répandue (Garnier 2001) et a déjà été appliquée à l'étude de pieux sous charge latérale cyclique dans le sable (Rosquoët, 2004) et (Rakotonindriana, 2009) ou dans l'argile (Khemakhem, 2012). La centrifugation des modèles réduits est indispensable pour assurer le respect des conditions de similitude qui imposent qu'un modèle à l'échelle  $1/n$  soit testé sous une accélération centrifuge égale à  $n$  fois la gravité terrestre (Rosquoët, 2013). Par ces études on peut noter l'effet des cycles comme suit :

- **L'effet sur le déplacement en tête du pieu**

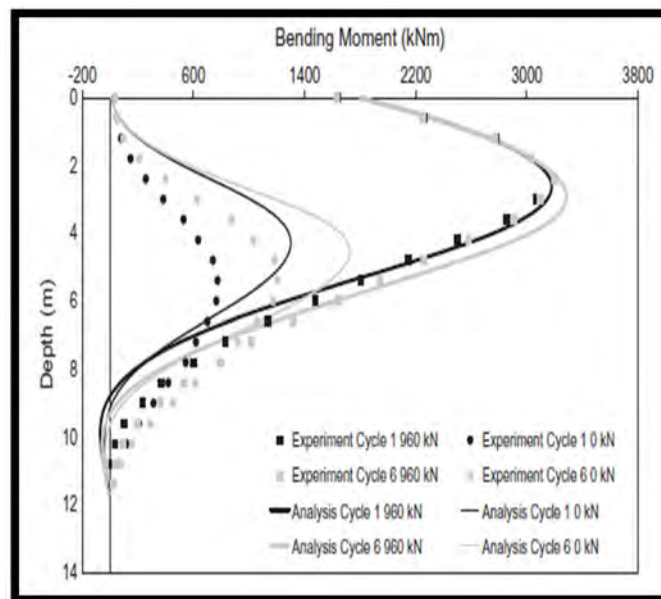
L'effet des cycles sur l'évolution du déplacement en tête au point d'application de la charge est fortement dépendant de l'amplitude des cycles et du chargement maximal (figure III.24).



**Figure III.24.** Evolution des déplacements relatifs en fonction du nombre de cycles pour différentes amplitudes (Rosquoët, 2013) [3].

- **L'effet sur le moment de flexion**

Les essais réalisés sur l'argile (Reese et Welch 1975, Craig et Kan 1986) montrent que le moment maximal augmente avec les cycles (Khemakhem, 2012). Par contre, l'effet des cycles sur le moment maximum s'avère faible, inférieur à 8 % pour 15 cycles (Rosquoët F, 2004) et à 12 % pour 75000 cycles (Rakotonindriana, 2009) pour un sol sableux (Rosquoët, 2013) (figure III.25).



**Figure III.25.** Effet d'une charge cyclique sur le moment fléchissant (Giannakos et al, 2012) [17].

## A. Expressions des courbes P-y cycliques

Matlock (1970), Reese *et al.* (1975) et Reese et Welch (1975) ont proposé des recommandations pour construire des courbes P-y cycliques sur la base des essais réalisés in situ. Comme pour un chargement monotone, ces courbes sont contrôlées par deux paramètres la réaction ultime du sol  $P_u$  et la déformation  $\varepsilon_{50}$  (Khemakhem, 2012).

### A.1. Argile molle en présence d'une nappe d'eau libre en surface

Matlock (1970) a proposé une procédure pour construire les courbes P-y cycliques (Figure III.26).

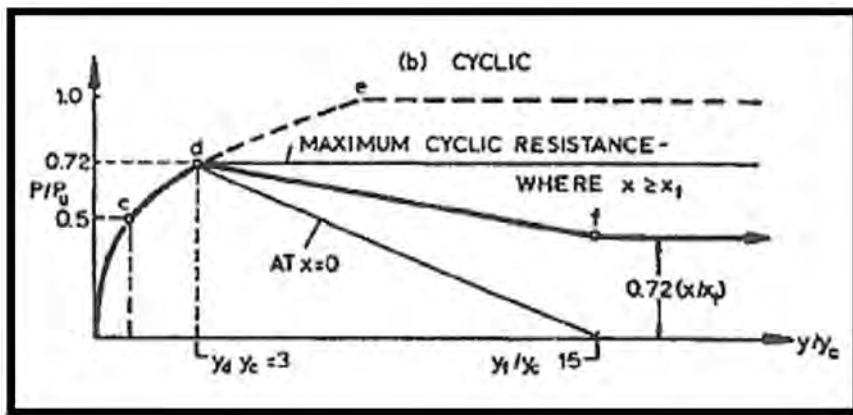


Figure III.26. Courbe P-y pour une argile molle sous un chargement cyclique (API et DNV cité par Thomas Blok, 2010) [21].

Pour un déplacement du pieu  $y \leq 3y_{50}$ , la procédure de construction des courbes P-y cycliques est la même que celle des courbes P-y monotones.

$$\begin{cases} P = 0.5 P_U \left[ \frac{y}{y_{50}} \right]^{1/3} & y < 3y_{50} \\ P = 0.72 P_U & y = 3y_{50} \end{cases} \quad (\text{III.38})$$

Pour  $y > 3y_{50}$ , la formulation dépend de la profondeur à laquelle on calcule la courbe P-y et sa position par rapport la profondeur critique ( $Z_R$ ) :

- si la profondeur de la courbe P-y est supérieure à la profondeur critique ( $Z \geq Z_R$ )

$$P = 0.72 P_u \quad y > 3y_{50} \text{ et } Z \geq Z_R \quad (\text{III.39})$$

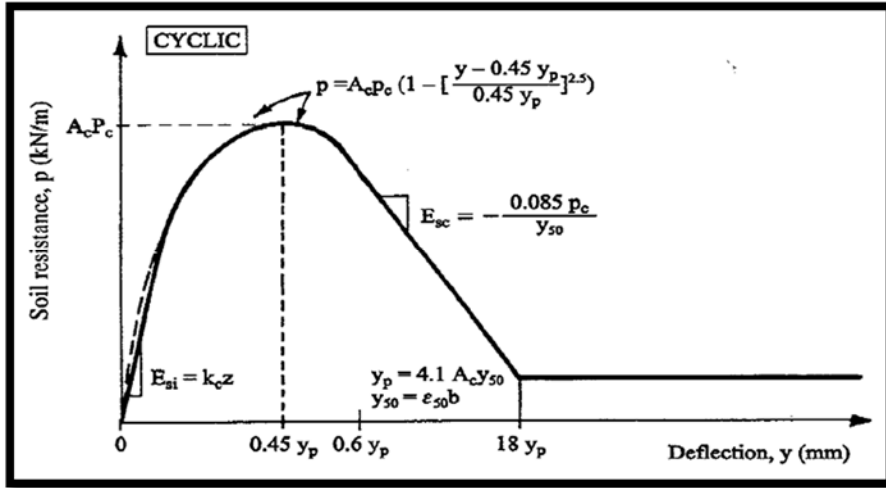
- si la profondeur de la courbe P-y est inférieure à la profondeur critique ( $Z \leq Z_R$ ), la réaction décroît de  $P = 0.72 P_u$  à  $y/y_{50} = 3$  jusqu'à la valeur suivante à  $y/y_{50} = 15$ .

$$P = 0.72 P_U \left[ \frac{Z}{Z_R} \right] \quad (\text{III.40})$$

La réaction reste constante au-delà de  $y/y_{50} = 15$ .

**A.2. Argile raide en présence d'une nappe d'eau libre en surface**

La courbe P-y cyclique proposée par Reese et al. (1975) est présentée sur la Figure (III.27).

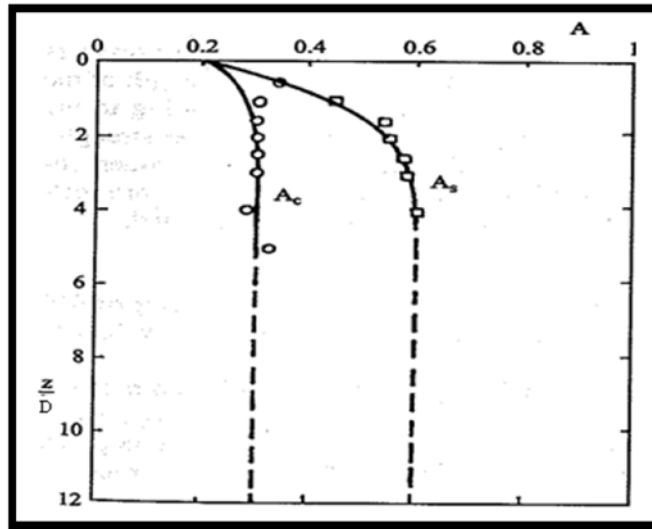


**Figure III.27.** Caractéristiques des courbes P-y pour une argile raide en présence d'une nappe d'eau libre (Reese et al 1975, Thomas Blok 2010) [21].

On définit le déplacement  $y_p$  comme suit

$$y_p = 4.1 A_c y_{50} \tag{III.41}$$

Où  $A_c$  est déterminé à partir de la Figure (III.28).



**Figure III.28.** Valeurs d' $A_c$  pour un chargement cyclique (Reese et al. 1975 cité par Thomas Blok ,2010) [21].

La pente initiale est définie par l'équation suivante

$$P = (k_c z) y \tag{III.42}$$

Les valeurs du coefficient ( $k_c$ ) sont présentées dans le Tableau (III.5).

**Tableau III.5.** Valeurs représentatives de ( $k_c$ ) pour des argiles surconsolidées (Reese et al. 1975).

Cohésion non drainée moyenne (KPa)	$k_c$ (MN/m <sup>3</sup> ) (statique)	$k_c$ (MN/m <sup>3</sup> ) (cyclique)
50-100	<b>135</b>	<b>55</b>
100-200	<b>270</b>	<b>110</b>
300-400	<b>540</b>	<b>540</b>

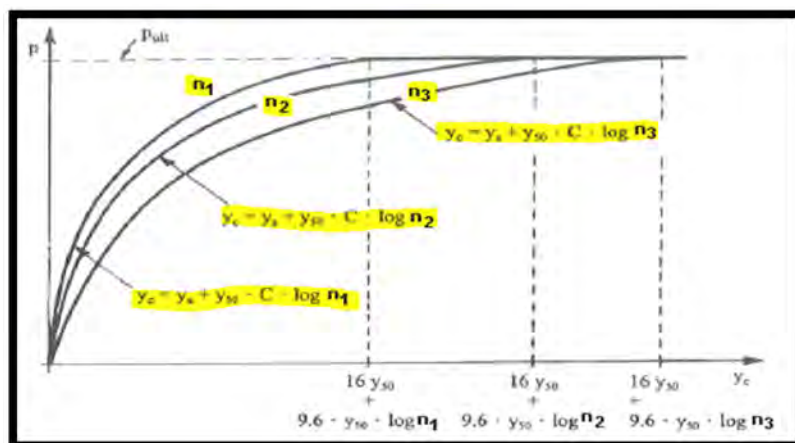
Comme pour le chargement monotone, la courbe « P-y » est une fonction définie par intervalle et qui dépend de la réaction du sol  $P_c$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} P = A_c P_c \left[ 1 - \left| \frac{y - 0.45 Y_p}{0.45 Y_p} \right|^{0.25} \right] & \text{Pour } 0 \leq y \leq 0.45 y_p \\ P = 0.936 A_c P_c - \frac{0.085}{y_{50}} P_c (y - 0.6 y_p) & \text{Pour } 0.45 y_p \leq y \leq 18 y_p \\ P = 0.936 A_c P_c - \frac{0.102}{y_{50}} P_c y_p & \text{Pour } y \geq 18 y_p \end{array} \right. \quad \text{(III.43)}$$

Cette construction montre une perte de résistance importante après un chargement cyclique.

### A.3. Argile raide sans nappe d'eau en surface

Les courbes P-y cycliques préconisées par Reese et Welch (1975) et Khemakhem (2012) pour une argile raide sans nappe d'eau libre en surface sont présentées sur la Figure (III.29). Trois courbes P-y cycliques sont tracées où ( $n_i$ ) est le nombre de cycles appliqués tels que  $n_1 < n_2 < n_3$ . La réaction du sol est d'autant plus faible que le nombre de cycles augmente.



**Figure III.29.** Caractéristiques des courbes P-y pour une argile raide sans nappe d'eau libre en surface (Reese et Welch, 1975) [12].

Pour déterminer la courbe P-y après N cycles, un paramètre (C) est d'abord défini

$$C = 9.6 \left[ \frac{P}{P_U} \right]^4 \quad \text{(III.44)}$$

Ensuite, le déplacement cyclique  $y_c$  après N cycles est calculé

$$y_c = y_s + y_{50} C \log(N) \quad (\text{III.45})$$

Où  $y_s$  est le déplacement obtenu sous une charge monotone.

Les courbes P-y cycliques sont obtenues en incorporant dans la formulation des courbes P-y monotones le déplacement ( $y_c$ ) au lieu de (y).

$$\begin{cases} P = 0.5 P_u \left[ \frac{y_c}{y_{50}} \right]^{0.25} & \text{Pour } y_c \leq 16 y_{50} \\ P = P_u & \text{Pour } y_c \geq 16 y_{50} \end{cases} \quad (\text{III.46})$$

#### III.5.2.4. Approches développées pour le calcul analytique

Les approches analytiques développées pour un pieu sollicité par une charge monotone ont été modifiées pour prendre en compte l'effet des cycles. On expose ici quelques approches pour les pieux sous chargement latéral cyclique dans le sable dense et l'argile basées sur le principe du module de réaction et la méthode du continuum élastique développée par Poulos (1982).

##### A. Modèles pour un Sable

- **Modèle de Matlock et Foo (1979)** : dans le cas du chargement latéral. La dégradation due au chargement cyclique sur les courbes P-y peut s'exprimer de la manière suivante pour les courbes P-y établies par Reese et al. (1975).

$$P_2 = P_{\text{MIN}} + (1 - \lambda)(P_1 - P_{\text{MIN}}) \quad (\text{III.47})$$

Avec

$P_1$  : la résistance ultime pour le cycle précédent.

$P_2$  : la nouvelle résistance ultime pour le cycle considéré.

$P_{\text{MIN}}$  : la résistance pour la dégradation la plus importante.

$\lambda$  : le facteur de dégradation.

Le paramètre ( $\lambda$ ) peut être déterminé à partir d'essais en vraie grandeur sur des pieux à partir de la relation suivante :

$$\lambda = 1 - 10^{\left[ \frac{\log(2)}{1 - N_{50}} \right]} \quad (\text{III.48})$$

$N_{50}$  étant le nombre de cycles nécessaires pour provoquer une dégradation de 50%.



• **Méthode DSPY [Long et al. (1994)]**

Une autre méthode basée sur la dégradation des courbes P-y (DSPY). La courbe P-y est modifiée pour le chargement cyclique en réduisant (P) alors que le déplacement statique augmente. Cette méthode prend en compte les courbes P-y non linéaires.

Cette méthode repose également sur la définition du module de réaction du sol :

$$K_{hN} = K_{1h} N^{-t} \quad (\text{III.49})$$

On utilise également  $P_n = P_1 N^{-t} \quad (\text{III.50})$

$$Y_n = Y_1 N^t \quad (\text{III.51})$$

Où ( $P_N$ ) est la résistance du sol au cycle (N) et ( $P_1$ ) la résistance du sol pour le premier cycle de charge.

La méthode DSPY propose également une modification des relations ( $P_N$ ) et ( $Y_N$ ) en introduisant un facteur ( $\alpha$ ) qui contrôle la contribution relative de la résistance du sol et du déplacement qui réduit le module de réaction du sol

$$P_N = P_1 N^{(\alpha-1)t} \quad (\text{III.52})$$

$$y_N = y_1 N^{\alpha t} \quad (\text{III.53})$$

$\alpha$  varie entre zéro (pour provoquer une variation de P) et 1 (pour produire une variation de y).

• **Facteur de dégradation (t) [23]**

Le facteur de dégradation qui est une relation linéaire avec (L/T) (L : longueur du pieu et T la raideur relative sol-pieu) qui est égale à

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (\text{III.54})$$

Où (E) module d'élasticité, (I) moment d'inertie et ( $n_h$ ) coefficient de réaction du sol. Le paramètre (t) peut être calculé à partir de

$$t = 0.17 F_L F_I F_D \quad (\text{Long et Vanneste 1994}) \quad (\text{III.55})$$

$$t = 0.032 \left(\frac{L}{T}\right) F_L F_I F_D \quad (\text{Lin et Liao 1999}) \quad (\text{III.56})$$

Où ( $F_L$ ,  $F_I$ , et  $F_D$ ) sont des facteurs basés sur le rapport de chargement cyclique, l'installation du pieu et la densité du sol respectivement. L'effet de ( $F_L$ ) est le plus important.

**B. Modèle pour une argile** (modèle Grashuis *et al.* (1990))

Grashuis *et al.* (1990) ont développé un modèle numérique basé sur des éléments discrets permettant le calcul de la réponse cyclique des pieux chargés latéralement. Le modèle permet de modéliser le comportement du pieu par une loi non linéaire élastique et plastique. D'après Grashuis *et al.* (1990), cette combinaison permet de prendre en compte :

- a- la formation du décollement autour du pieu.
- b- la dégradation des caractéristiques mécaniques du sol.
- c- le comblement du décollement par glissement du sol.
- d- le frottement entre le pieu et les parois du décollement formé.
- e- le comportement plastique du sol en profondeur.

La dégradation cyclique de la réaction du sol est modélisée par une fonction exponentielle en fonction du nombre de cycles. Deux paramètres définissent cette fonction, le premier paramètre ( $\alpha$ ) décrit la vitesse de dégradation et le deuxième paramètre ( $\beta$ ) définit la résistance résiduelle du sol après un nombre infini de cycles :

$$P_n = P_0 [1 - \beta (1 - \text{EXP}(-\alpha N))] \quad (\text{III.57})$$

Avec

$N$  : nombres des cycles.

$P_n$  : la réaction du sol après  $n$  cycles.

$P_0$  : la réaction du sol après le premier cycle.

L'élargissement du décollement avec les cycles est simulé par une fonction qui dépend intégralement d'un paramètre  $\gamma$  traduisant la taille de la zone affectée et du ratio  $\frac{P_n}{P_0}$ .

$$Gap_n = Gap_{n,0} \gamma \frac{P_n}{P_0} \quad (\text{III.58})$$

Avec

$Gap_n$  : représente décollement après  $n$  cycles.

$Gap_{n,0}$  : représente le décollement initial.

$\gamma$ : contrôle l'évolution du décollement entre deux cycles tel que :

$\gamma = 0$  pas d'évolution.

$\gamma = 1$  le décollement est fermé entièrement.

D'après Grashuis *et al.* (1990), le choix des paramètres ( $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$ ) dépend du niveau de chargement appliqué.

### **III.6. Conclusion**

Une bonne compréhension de fonctionnement du système sol-pieu sous sollicitations cycliques passe tout d'abord par une bonne compréhension de comportement observé sous sollicitations monotone statique.

Le comportement du pieu sous chargement cyclique dépend essentiellement du comportement du sol qui l'enserme (sable, argile), c'est pour cette raison que plusieurs essais ont été réalisés par plusieurs chercheurs pour étudier l'influence des différents types de chargement sur le comportement du système sol-pieu et déterminer les courbes « P-y » qui relient la réaction du sol au déplacement (y) de la section à chaque profondeur (z).

## IV.1. Introduction

Avec les progrès des techniques informatiques modernes, l'analyse par éléments finis est devenue un outil pratique et puissant pour l'analyse de l'ingénierie la conception. En génie des structures, le développement du code de conception structurelle équations ou les réaménager est un processus continu et nécessite une grande série d'études expérimentales. Exécution de nombreux nombre d'expériences est coûteux en temps et donc non rentable. D'autre part la réalisation d'expériences est une contrainte pour la recherche de progresser. Le problème soit considérablement simplifié grâce à l'utilisation d'ABAQUS.

ABAQUS est un programme d'éléments finis usage général hautement sophistiqué, conçu principalement pour modéliser le comportement des solides et des structures sous chargement appliqué à l'extérieur.

## IV.2. Principe de la méthode des éléments finis

En analyse numérique, la méthode des éléments finis (MÉF, ou FEM pour finite elements method) est utilisée pour résoudre numériquement des équations aux dérivées partielles. Celles-ci peuvent par exemple représenter analytiquement le comportement dynamique de certains systèmes physiques (mécaniques, génie civil, construction navale, thermodynamiques, etc.).

Les méthodes numériques sont généralement implémentées dans les codes développés par les chercheurs ou des codes commerciaux tels que (ABAQUS, ANSYS, ADINA) basés sur la méthode des éléments finis, FLAC en Méthode des différences finies et (UDEC, PFC) en Méthode des éléments discrets (Peng He, 2006) [26].

Le choix du code ABAQUS repose principalement sur deux raisons. D'une part, de nombreux travaux de modélisation numérique adaptés aux problèmes spécifiques des pieux sous chargement latéral cyclique (ouvrages off-shore et on-shore) ont été réalisés avec succès en utilisant ce code D'autre part, les diverses capacités de ce code correspondent bien à nos besoins, a savoir, ABAQUS permet de prendre en compte le contact en grands déplacements, la grande déformation des matériaux. Il ouvre notamment une porte aux utilisateurs en leur permettant de programmer des lois de comportement spécifiques (subroutines) des matériaux et des interfaces. Ce code est puissant et comporte des modules utiles, tel que le module en langage Python script afin de faciliter une étude paramétrique sous ABAQUS. Tous ces points forts de ce code conduit à utiliser ABAQUS.

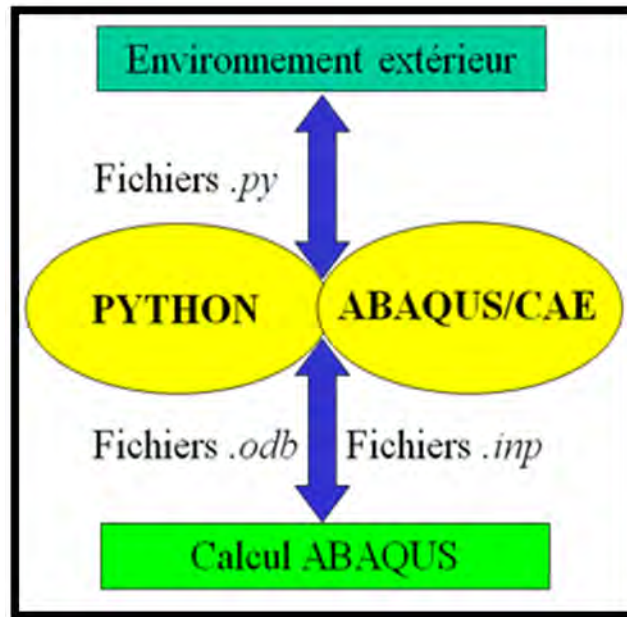


Figure IV.1. Schéma présent l'utilisation langage de script Python (ABBAS, 2012) [30].

### IV.3. Définition de logiciel de calcul par éléments finis « ABAQUS »

Est un code de calcul utilisant la méthode des éléments finis (MEF) créé en 1978 par Hibbit, Karlsson et Sorensen (HKS). Selon la méthode de résolution, on distingue trois grands codes.

- ABAQUS/Standard : résolution par un algorithme statique implicite.
- ABAQUS/Explicit : résolution par un algorithme dynamique explicite.
- ABAQUS/CAE constitue une interface intégrée de visualisation et de modélisation pour les dits solveurs.

### IV.4. Caractéristiques de logiciel ABAQUS

Description succincte des possibilités d'ABAQUS :

- Analyses
- Éléments
- Non-linéarités

#### IV.4.1. Type d'analyse

Domaines physiques :

- Mécanique.
- Thermique.

- Electrique (Piézo et thermique).
- Problèmes couplés.
- Une bibliothèque de matériaux de pointe, y compris l'habituel élastique et solides plastique - élastique ; modèles pour les mousses, le béton, les sols, les géosynthétiques.

Problèmes :

- Statique et dynamique.
- Linéaires et non linéaires.
- Dynamique des corps rigides.

#### IV.4.2. Les éléments utilisés par ABAQUS

On distingue différentes grandes classes d'éléments (Marc Sartor) [25] :

- Les éléments unidimensionnels (1D) : barre (Rod ou Truss), poutre rectiligne ou courbe (beam).
- Les éléments bidimensionnels (2D) : élasticité plane (contrainte ou déformation plane), plaques en flexion, coques courbes (shell), de forme triangulaire ou rectangulaire.
- les éléments tridimensionnels (3D) : de forme tétraédrique, hexaédrique...etc.
- les éléments axisymétriques (pour les pièces présentant une symétrie de révolution au niveau de la géométrie et du chargement).
- les autres éléments : ressorts (spring), amortisseurs (dashpot), rigides (rigid).

On peut résumer les différents éléments sur la figure suivante :

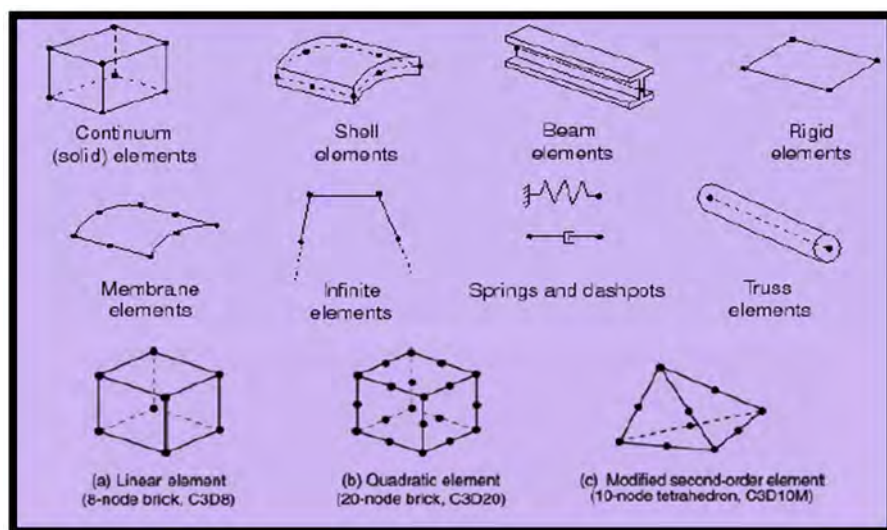


Figure IV.2. Quelques éléments parmi les plus utilisés (document Abaqus) [25].

#### IV.4.3. Non-linéarités

Types de non-linéarités :

- Matériaux.
- Géométriques.
- Contact.

##### III.4.3.1. Non-linéarités matérielles

- Hyper-élasticité.
- Plasticité.
- Visco-plasticité.
- Endommagement.

Possibilités de programmer de nouvelles lois de comportement (en FORTRAN).

##### IV.4.3.2. Non-linéarités géométriques

- Grandes déformations.
- Grands déplacements.
- Grandes rotations.
- Instabilités (bifurcations, points-limites).

Possibilités de remaillage automatique (type r) sur ABAQUS/Explicit.

##### IV.4.3.3. Non-linéarités de contact

- Une capacité sophistiquée de modéliser le contact entre plusieurs solides (2D et 3D).
- Rigide/Rigide, Rigide/Déformable, Déformable/Déformable.
- Lois de frottement diverses et complexes.
- La capacité à modéliser très grands changements dans la forme des solides, dans deux et trois dimensions.

Possibilités de programmer de nouvelles lois d'interaction (en FORTRAN).

#### IV.5. Structure d'ABAQUS

Le logiciel ABAQUS (Standard ou Explicit) est basé sur une formulation Lagrangienne des équations de mouvement. Malgré les grands avantages que possède cette technique, elle a l'inconvénient de présenter de fortes distorsions du maillage par éléments finis dans les problèmes à grandes déformation.

La structure d'une analyse ABAQUS est présentée sur la figure suivant :

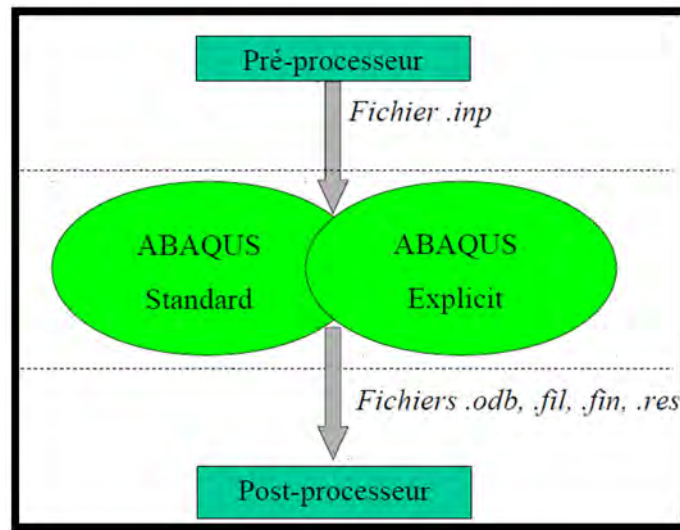


Figure IV.3. Structure d'une analyse ABAQUS (ABBAS, 2012) [30].

Le préprocesseur lit le fichier d'entrée qui définit la géométrie du modèle, sa discrétisation, les conditions aux limites, les chargements appliqués et les résultats demandés. Ensuite ABAQUS exécute le calcul, le post-processeur se charge de récupérer les résultats et permet aux utilisateurs de les visualiser puis de les exploiter. Plus de détails concernant l'utilisation d'ABAQUS seront donnés par la suite (Peng He, 2006) [26].

Dans notre mémoire on va utiliser le code ABAQUS 6.10 ; il est adapté à la résolution des problèmes du génie civil et autre. Ses domaines de compétences sont le calcul de structures, la mécanique des sols, les transferts thermiques, l'hydrogéologie, etc. Il est connu et répandu, en particulier pour ses traitements performants des problèmes non-linéaires.

## IV.6. Modélisation des matériaux utilisés

### IV.6.1. Modélisation des matériaux granulaires (sols)

#### IV.6.1.1. Modèles en mécanique des sols

La notion de contrainte effective introduite par Terzaghi et le critère de Mohr- Coulomb ont permis depuis les années "cinquante" de caractériser le comportement des sols ; puis des lois de comportement élasto-plastiques ont connu un fort développement grâce notamment à la généralisation de l'essai triaxial (Peng He, 2006).

En général, le comportement des sols est décrit par des lois élastiques linéaires ce qui, pour un grand nombre de matériaux, est vérifié expérimentalement.

Toutefois ce comportement élastique n'est vérifié que dans certaines limites de contraintes et de déformations ; au-delà de ces limites, le matériau perd cette propriété. Il convient donc de vérifier si



les résultats d'un calcul réalisé avec un modèle d'élasticité linéaire correspondent à un état contraintes-déformations inclus dans ce domaine élastique.

Il faut bien distinguer la notion de limite élastique de la notion de limite de rupture. En effet, pour certaines constructions, il est parfaitement admissible de dépasser la limite élastique, on demande seulement de ne pas aller jusqu'à la rupture. Pour d'autres constructions, au contraire, il est impératif de rester dans les limites élastiques pour que le matériau retrouve sa forme initiale après décharge. Au-delà des limites élastiques, la plasticité des matériaux doit être prise en compte. Les principaux modèles élasto-plastiques utilisés pour les matériaux du génie civil sont les suivants :

- Modèle de Von Mises.
- Modèle de Tresca.
- Modèle de Drucker-Prager.
- Modèle de Mohr-Coulomb.
- Modèle de Duncan-Chang.
- Modèle de Cam-Clay.

Sauf le modèle (Mohr-Coulomb) qu'on va utiliser dans notre modèle, le détail d'autres modèles ne sera pas rappelé ici. C'est l'interprétation des essais sur les matériaux qui permettra de choisir le modèle le mieux adapté au matériau étudié. Des lois de comportement spécifiques peuvent être développées à partir des lois classiques pour des matériaux particuliers (Annexe I).

#### **IV.6.1.2. Model de Mohr-Coulomb sous ABAQUS**

##### Introduction du Critère de rupture Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb considère que la rupture se produit lorsque le cisaillement d'un point quelconque du matériau aboutit à une valeur critique qui dépend linéairement de la contrainte normale sur le même plan. Le modèle Mohr-Coulomb peut s'exprimer en représentant le cercle de Mohr à partir des contraintes principales maximum et minimum. La ligne de rupture est la ligne droite tangente aux cercles de Mohr (figure. IV.4).

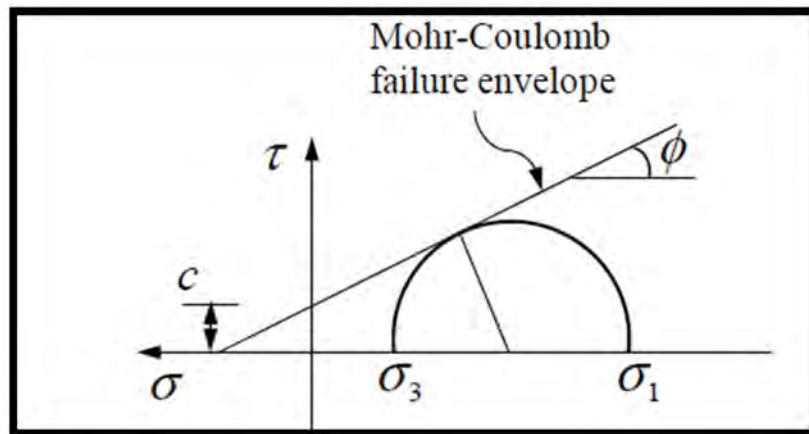


Figure IV.4. Critère de Mohr-Coulomb (Yun-gang Zhan et al, 2012) [31].

Contrairement à la convention adoptée habituellement en mécanique de sol, est considérée comme négative pour la compression dans ABAQUS. Donc le critère de Mohr s'écrit dans ce cas :

$$\tau' = c - \sigma' \tan \phi = c - (\sigma - u) \tan \phi \quad (\text{IV-1})$$

Dans le modèle de Mohr-Coulomb proposé par ABAQUS, la partie du comportement élastique du matériau est décrite par une loi de comportement linéaire élastique isotrope. Le module d'Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  doivent être introduits dans le code.

Pour décrire le domaine plastique du comportement, nous devons définir la surface d'écroutissement du matériau en introduisant l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance.

La prise en compte du durcissement et du radoucissement du matériau (figure. IV.6) est réalisée en donnant un exemple de la relation cohésion –déformation plastique où la contrainte d'écroutissement est définie en fonction de la déformation plastique (figure. IV.5).

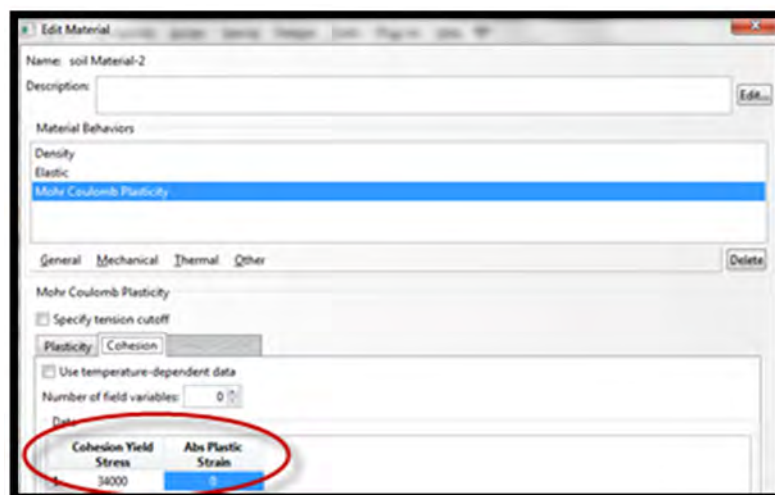


Figure IV.5. Exemple de la relation cohésion –déformation plastique (ABAQUS 6.10).

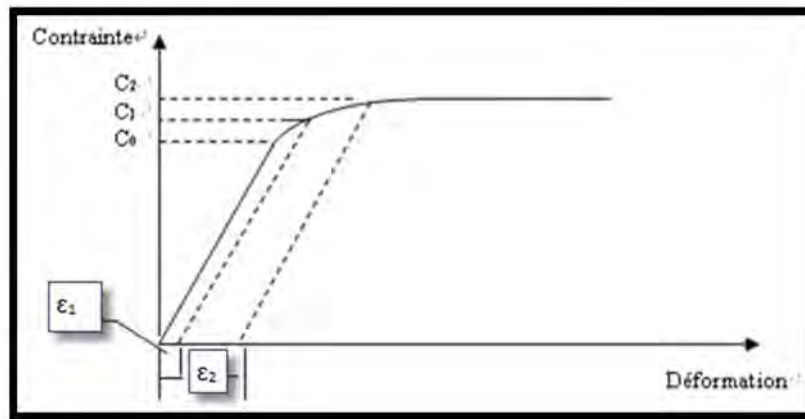


Figure IV.6. Schéma de durcissement isotrope d'un matériau (document Abaqus) [26].

En résumé, les paramètres introduits pour le modèle Mohr-Coulomb sont les suivants

- Le module d'Young  $E$  et le coefficient de poisson  $\nu$  (pour décrire le comportement élastique).
- L'angle de frottement  $\varphi$  et l'angle de dilatance  $\psi$ .
- Un tableau donnant la relation entre les déformations plastiques ( $\epsilon_p$ ) et les contraintes correspondantes cohésion  $c$  (pour décrire l'écrouissage du matériau).

#### IV.6.2. Modélisation du pieu (Modèle élastique linéaire isotrope)

La majorité des projets, l'élément pieu ont été modélisé par comportement linéaire élastique (figure IV.7).

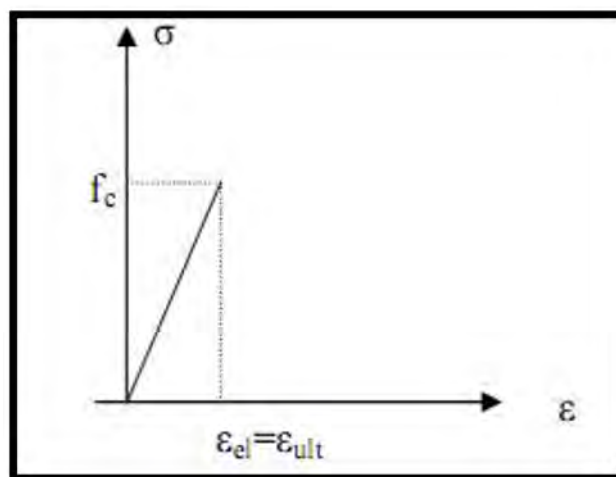


Figure IV.7. Courbe contrainte – déformation d'une loi élastique

En effet, le domaine dit élastique est le domaine réversible. Dans ce domaine les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

## IV.7. Numérisation du contact aux interfaces

### IV.7.1. Généralités

La modélisation du contact joue un rôle décisif dans l'analyse des problèmes géo- mécaniques. Une bonne approche de ces problèmes de contact entre solides réside dans le choix d'une méthode de résolution appropriée.

Avant l'utilisation d'éléments de contact, l'influence des interfaces massifs (roches, sol/structure) était principalement prise en compte en augmentant la déformation et en réduisant la résistance de l'ouvrage. Le principal inconvénient de cette approche est de considérer un tel ouvrage constitué de plusieurs matériaux comme un milieu continu.

L'effet de la discontinuité entre les matériaux en contact n'est pas convenablement représenté dans une analyse de méthode des éléments finis (MEF) qui ne prend pas en compte l'interaction du contact.

Dans la littérature, de nombreuses méthodes ont été proposées pour modéliser le comportement des discontinuités au niveau des interfaces entre deux matériaux. Elles peuvent être classées en deux approches :

- l'approche de rigidité (pénalité).
- l'approche hybride en contraintes.

Dans ce chapitre on présente les approches proposées par logiciel ABAQUS.

### IV.7.2. Approches proposées par ABAQUS

La modélisation du contact est significativement différente dans ABAQUS/Standard et ABAQUS/Explicit. Il a été utilisé ABAQUS/Standard pour lequel d'un point de vue général, on modélise le contact des surfaces (une surface maîtresse et une surface esclave, appelé "méthode de surface" ci-après) à l'aide des éléments de contact dont l'utilisation est "transparente" pour l'utilisateur.

La plupart des problèmes de contact peut être modélisée par la méthode de surface sous ABAQUS. Ces problèmes de contact peuvent être en deux ou en trois dimensions ; les deux parties du contact sont déformables ou une est déformable et l'autre est rigide ; les grands déplacements sont aussi bien traités que les petits déplacements dans le code (c'est un avantage très important du code ABAQUS).

Dans cette méthode, toutes les surfaces en contact doivent être définies au début de la simulation et ne peuvent être changées au cours de l'analyse, ensuite l'utilisateur doit indiquer quelles paires de surfaces peuvent potentiellement entrer en contact pendant l'analyse et enfin des lois de comportement aux interfaces doivent être définies, soit par les modèles proposés par ABAQUS, soit par des modèles développés par l'utilisateur mieux adaptés aux interfaces étudiées.

Dans certains cas particuliers où la méthode de surface n'est pas utilisable, ABAQUS propose des éléments de contact spécifiques pour des problèmes tels que le contact entre deux tuyaux de canalisation ou des tubes modélisés par des éléments poutres, éléments barres où l'un se positionne dans l'autre (figure. IV.8).

L'utilisation des éléments de contact sera présentée avec la formulation en grand déplacement et le modèle de propriété de contact par la suite.

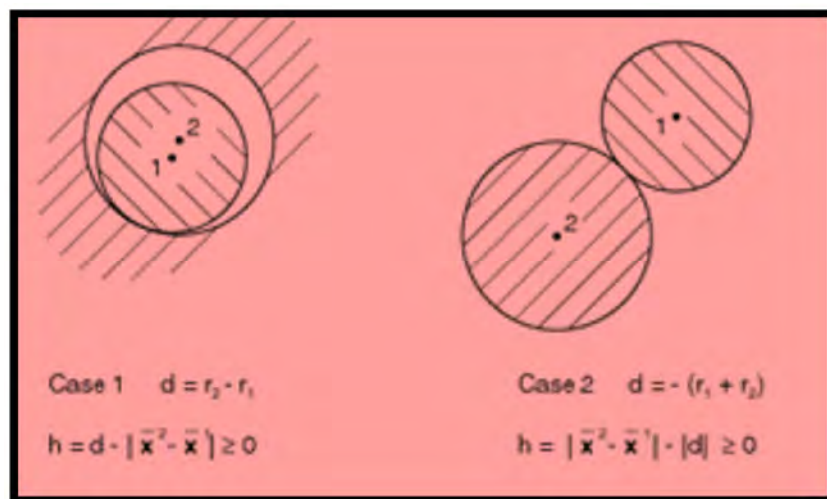


Figure IV.8. Exemples des cas utilisation des éléments de contact spécifiques (Peng He, 2006) [26].

### IV.7.3. Définition des surfaces

Trois types de surfaces peuvent être définis dans ABAQUS :

- la surface basée sur des éléments est généralement continue.
- la surface basée sur des nœuds est employée pour simuler une surface discontinue (ballon et raquette).
- la surface analytique est directement définie en termes géométriques et elle est toujours rigide (types de surfaces analytiques : plan, cylindrique, révolution, figure IV.9).

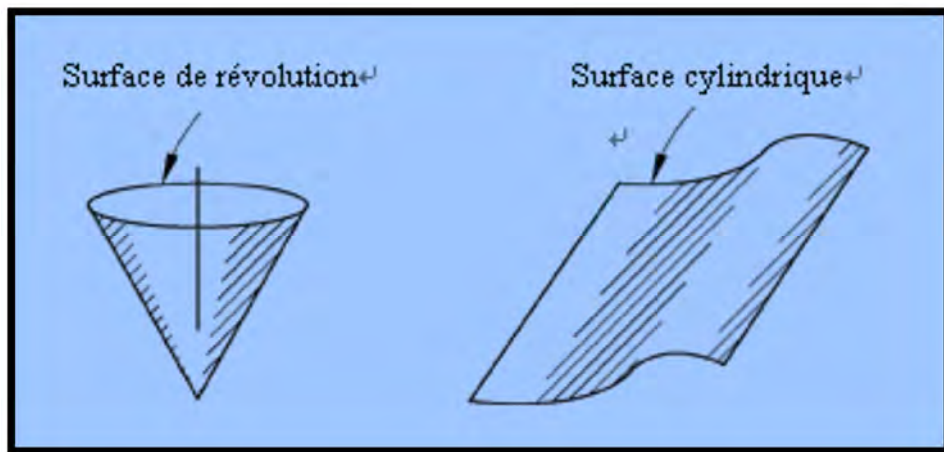


Figure IV.9. Définition des surfaces analytiques (Peng He, 2006) [26].

#### IV.7.4 .Définition des contacts pairs

Après la création des surfaces, ABAQUS/standard définit ensuite les rôles des deux surfaces en contact par l'algorithme " maître-esclave ". Ces deux surfaces dont l'une est définie en terme " esclave " et l'autre est définie en terme " maître " sont appelées " Contact pair ". Pour chaque nœud de la surface esclave, ABAQUS recherche le point le plus proche de la surface maître où la normale à cette surface maître passe par le nœud esclave (figure. IV.10).

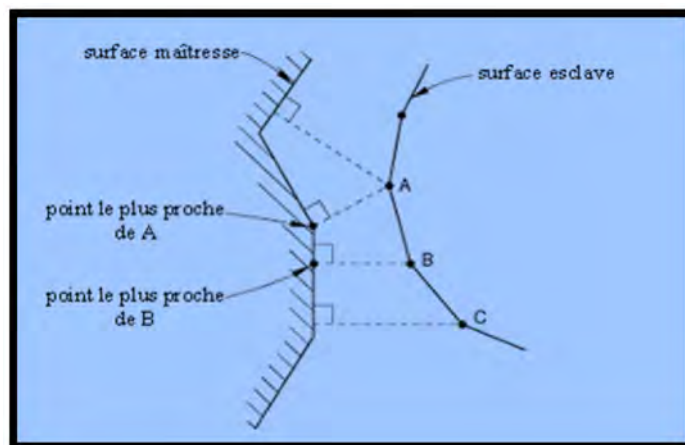


Figure IV.10. Définition des surface maître et surface esclave (Peng He, 2006) [26].

La condition de contact est définie comme suit : les nœuds esclaves ne peuvent pas pénétrer dans la surface maître ; par contre la pénétration des nœuds de la surface maître dans la surface esclave est autorisée.

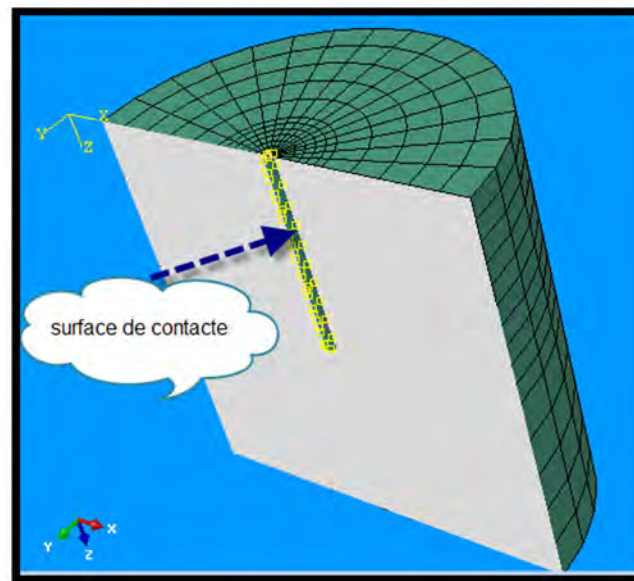


Figure IV.11. Exemple de contact entre deux éléments (sol –pieu) par ABAQUS.

#### IV.7.5. Formulation de contact

Généralement, l'interaction de contact a lieu entre deux surfaces. Toutefois, dans la formulation de contact utilisée dans ABAQUS/Standard, seule la surface maîtresse est considérée comme une surface dont la géométrie et l'orientation sont prises en compte dans le modèle. Les seules données dont ABAQUS a besoin pour la surface esclave sont les positions de ses nœuds et l'aire de la surface associée à chaque nœud. Dans ABAQUS/Standard il y a trois approches pour prendre en compte le mouvement relatif entre deux surfaces formant un contact pair ; il s'agit des approches :

- En petit déplacement, qui suppose que deux corps peuvent subir des mouvements importants, mais qu'il n'y a que des glissements relativement petits entre les deux surfaces.
- en grand déplacement, qui est la plus générale et permet tout mouvement arbitraire de la surface,
- en rotation et déplacement infinitésimal, qui suppose que le déplacement relatif et absolu des surfaces sont petits.

##### IV.7.5.1. Contact en petit déplacement

Dans la plupart des problèmes de contact, la formulation en grand déplacement n'est pas nécessaire. ABAQUS fournit donc la formulation en petit déplacement supposant que les surfaces peuvent subir des rotations importantes, mais un nœud esclave n'entre en contact qu'avec la même partie de la surface maîtresse locale pendant toute l'analyse. La restriction cinématique de non-pénétration des nœuds esclaves dans la surface maîtresse en petit déplacement est prise en compte par des éléments de contact internes inaccessibles pour l'utilisateur.

ABAQUS recouvre automatiquement la surface esclave avec des éléments de contact internes appropriés la nature de la surface maîtresse correspondante (rigide, déformable...etc.).

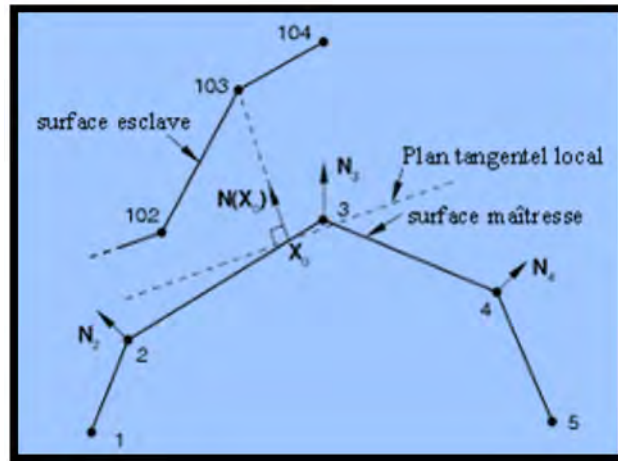


Figure IV.12. Définition du point d'ancrage et plan tangentiel [29].

Dans une analyse en petit déplacement, chaque nœud esclave est en contact avec son plan tangentiel local (figure. IV.12). Chaque plan tangentiel, qui est une ligne en deux dimensions, est défini par un point d'ancrage ( $X_0$ ) sur la surface maîtresse et par un vecteur d'orientation sur le point d'ancrage. Avoir un plan tangentiel local pour un nœud esclave signifie qu'ABAQUS ne va pas vérifier les contacts possibles entre un nœud esclave et l'ensemble de la surface maîtresse.

Donc, le contact en petits déplacements est plus économique en temps de calcul que celui en grands déplacements.

#### IV.7.5. Contact en grand déplacement

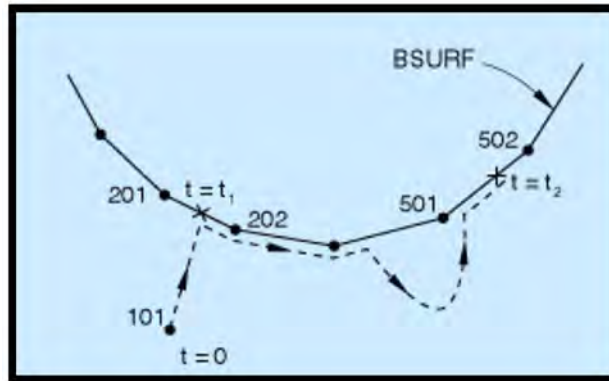
A formulation en grand déplacement autorise la séparation, la rotation et le déplacement important des surfaces en contact. Selon le type de problèmes de contact, deux approches sont à la disposition de l'utilisateur pour simuler un contact en grand déplacement :

- 1-définir les conditions de contact possibles en identifiant et en associant les surfaces de contact potentielles.
- 2- utiliser des éléments de contact spécifiques.

Avec la première approche ABAQUS génère automatiquement des éléments internes de contact adaptés. Dans l'exemple montré sur la figure (IV.13), le nœud esclave 101 peut entrer en contact avec tout point le long de la surface maîtresse BSURF. Lors du contact, ce nœud est obligé de glisser le long de BSURF quelles que soient l'orientation et la déformation de BSURF. En fait, ABAQUS vérifie la position du nœud 101 relative à la configuration déformée de la surface



maîtresse BSURF pendant l'analyse. Une évolution possible de contact entre le nœud 101 et sa surface maîtresse BSURF est donnée sur la figure (IV. 13). Le nœud 101 est en contact avec la surface de l'élément composé par les nœuds 201 et 202 à l'instant ( $t_1$ ) ; le transfert de la charge n'a lieu à cet instant qu'entre le nœud 101 et les nœuds 201 et 202. Plus tard, à l'instant ( $t_2$ ), le nœud 101 se trouve en contact avec l'élément composé par les nœuds 501 et 502 ; le transfert de la charge se produit cette fois-ci entre le nœud 101 et les nœuds 501 et 502.



**Figure IV.13.** Exemple d'une évolution d'un nœud esclave sur la surface maîtresse (document Abaqus) [29].

On remarque ici la différence fondamentale entre la formulation en petit déplacement et celle en grand déplacement sous ABAQUS. En cas de petit déplacement, un plan tangentiel sur lequel le nœud esclave se déplace est défini pendant toute l'analyse, le transfert de la charge a lieu seulement entre le nœud esclave et certains nœuds de la surface maîtresse.

#### IV.7.6. Modélisation des propriétés de contact

La création des surfaces et la définition des contacts pairs éventuels sont abordées ci-dessus. Dans une simulation de contact avec ABAQUS, l'interaction mécanique entre deux parties en contact est définie en associant un modèle de propriété selon la nature du contact. Les modèles de propriété de contact sont variables, en fonction des problèmes géo- mécaniques (pieu, par exemple) ; ils comportent généralement, d'une part, un modèle constitutif décrivant la relation entre la pression de contact et la pénétration qui gouverne le mouvement dans le sens perpendiculaire à l'interface et d'autre part, un modèle de frottement définissant la force résistante au déplacement tangentiel de la surface.

Dans ABAQUS, deux catégories de relation entre la pression et la pénétration peuvent être définies : le contact "dur" et le contact "doux". Par défaut sous ABAQUS, le contact "dur" est employé. En utilisant la méthode du multiplicateur de Lagrange, cette relation de pression-pénétration minimise la pénétration des nœuds esclaves dans la surface maîtresse et ne permet pas de transférer la tension traversant l'interface (figure. IV.14).

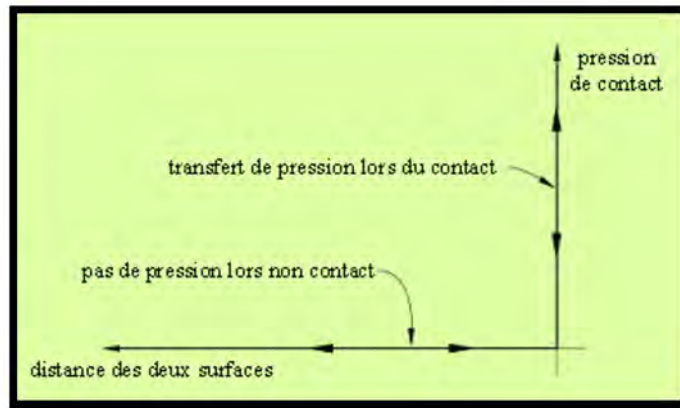


Figure IV.14. Relation pression-pénétration du contact "dur" [26].

Quand les surfaces entrent en contact, elles transmettent normalement non seulement la force normale (la compression et la tension), mais aussi la force de cisaillement (le frottement). ABAQUS propose un modèle de frottement de type "Coulomb" qui relie le frottement à la pression de contact entre deux surfaces en contact.

Ce type de modèle est largement utilisé dans la modélisation. Dans sa forme la plus simple, le modèle de frottement de Coulomb définit un frottement critique,  $\tau_{crit}$  en fonction d'une fraction de la contrainte normale appliquée  $\sigma_n$  ( $\tau = \mu * \sigma_n$ , figure. IV.15), pour lequel le glissement irréversible des surfaces se produit. La fraction  $\mu$  est connue comme le coefficient de frottement à l'interface.

Dans certains cas, des déplacements relatifs peuvent se produire avant que  $\tau_{crit}$  soit atteint (figure. IV.15). Pour prévoir ces cas, deux paramètres de l'interface, un coefficient de frottement,  $\mu$  et un déplacement élastique doivent être définis  $E_{slip}$  dans le modèle de Coulomb. Pour une contrainte normale donnée  $\sigma_n$ , le frottement  $\tau$  est déterminé par :

$$\tau = \sigma_n * \frac{\Delta}{E_{slip}} * \mu \quad \text{Lors de } \Delta < E_{slip}, \quad (IV-9)$$

$$\tau = \tau_{crit} = \sigma_n * \mu \quad \text{Lors de } \Delta \geq E_{slip}, \quad (IV-10)$$

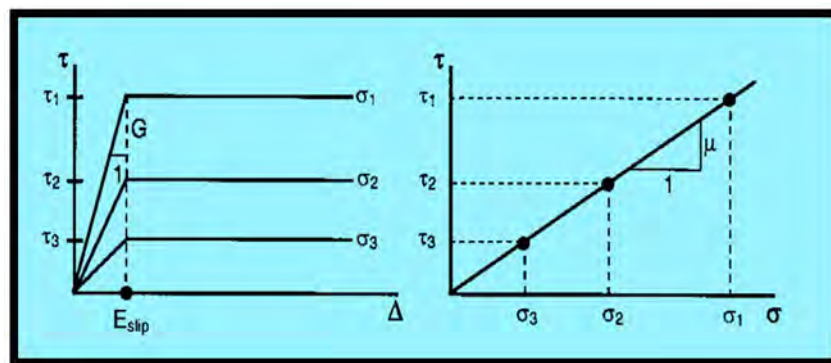


Figure IV.15. Schéma du modèle de Mohr-Coulomb aux interfaces (Perkins. 2005) cité par (Peng HE et al, 2006) [27].

Le déplacement élastique  $E_{slip}$  est la limite du déplacement de cisaillement relatif avant que la résistance de cisaillement critique soit mobilisée.

## **IV.8. Conclusion**

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation du code de calcul ABAQUS avec leurs caractéristiques et avantages ainsi que les différents types de calcul, ensuite on présentera les modèles intégrés dans le code de calcul ainsi que la modélisation des matériaux granulaires (sols) et la numérisation du contact aux interfaces.

## V.1. Introduction

Le but d'une simulation est de reproduire un processus réel le plus fidèlement possible. Pour cela, le modèle numérique doit prendre en compte la physique du problème et les paramètres mécaniques.

Le but de ce travail est étudié l'influence de quelque paramètres (géométrique, mécanique ou géotechnique) sur le comportement du système pieu-sol sous chargement latéral cyclique.

Avant d'entamer l'étude paramétrique du modèle ABAQUS 3D, on va essayer en premier lieu de le valider avec le modèle numérique proposé dans les travaux de (Brown et al, 2001) [28] utilisant le code de calcul ANSYS validant lui aussi ses résultats avec PSI « Pile Soil Interaction » (en statique), ainsi on utilise l'intégration numérique de l'équation par la méthode des différences finies donne par Reese et Matlock (1960) :

$$y_0 = 2.435 \frac{F T^3}{E_P I_P}, \quad M = 0 \quad (M = \text{Moment de flexion en surface}) \quad (\text{V.1})$$

$$T = \left( \frac{E_P I_P}{n_h} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (\text{V.2})$$

Il est utile de signaler que le sol a été défini en comportement élastoplastique selon le critère de rupture Mohr-Coulomb. Le pieu, en béton armé est défini en état totalement élastique, le modèle élément finis utilisé pour le système sol-pieu est le code de calcul ABAQUS 6.10.

## V.2. Validation du Modèle ABAQUS 3D (en statique)

Pour cette étude, on a choisi le modèle numérique de Brown et al, (2001) utilisant le code de calcul ANSYS ainsi le code PSI « PILE SOIL INTERACTION » (modèle Mohr –coulomb et modèle Cap) qui propose d'étudier le comportement d'un pieu isolé en béton armé sous l'effet d'un chargement horizontal appliqué en tête, ainsi on vérifier notre résultat par l'intégration numérique (méthode des différences finies) donne par (Reese et Matlock ,1960).

En ce qui concerne les conditions aux limites ; les déplacements verticaux et horizontaux aux frontières du modèle sont imposés nuls.

### V.2.1. Hypothèse de calcul, géométrie du modèle et propriétés des matériaux

Hypothèse de calcul

- La loi de comportement utilisée pour le sol étudié est celle de Mohr-Coulomb.
- La loi de comportement utilisée pour le pieu en béton armé est élastique linéaire.
- Le module de Young est considéré dans l'analyse constant.

### V.2.2. Géométrie du modèle

Le pieu a une longueur égale à 10 m et un diamètre de 0.50 m. Il est modélisé par une loi de comportement linéaire élastique. Le sol est modélisé par une loi de comportement élastoplastique du type Mohr-Coulomb. Les caractéristiques physiques et mécaniques du pieu et du sol sont récapitulées dans le tableau V.1.

**Tableau V.1.** Les caractéristiques physiques et mécaniques du système sol-pieu (Brown et al, 2001)

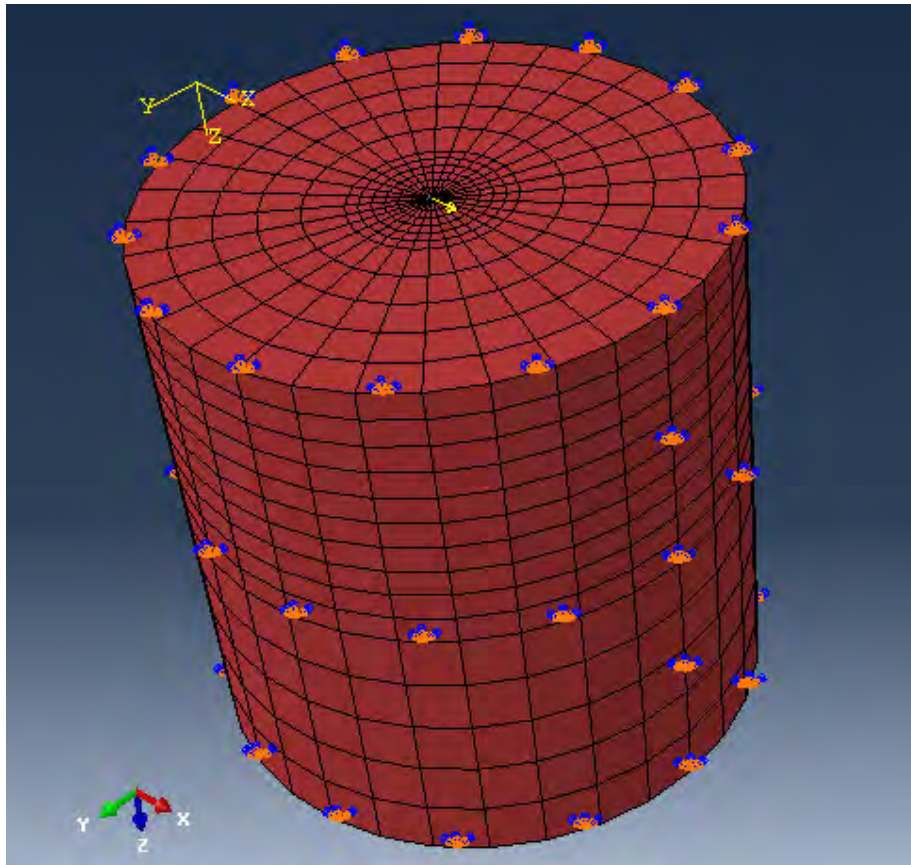
sol		
Paramètre	Valeur	Unité
Modèle de sol étudié	Mohr-Coulomb - cap	/
Type de comportement	Drainé	/
$\gamma_s$	11.8	KN/m <sup>3</sup>
Module de Young $E_s$	20000	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson $\nu_s$	0.45	/
Cohésion $c$	34	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement interne $\phi$	52	deg
Angle de dilatation $\Psi$	52	deg
$\alpha$ (modèle cap)	41.6	KN/m <sup>2</sup>
$\theta$ (modèle cap)	0.1207	/
Selon critère (Reese et Matlock) le sol caractérise par		
Densité relative $D_r$	57%	/
coefficient de réaction du sol ( $n_h$ )	≈29500	KN/m <sup>3</sup>
pieu		
Module de Young $E_p$	2*E+07	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson $\nu_p$	0.3	/
$\gamma_p$	25	KN/m <sup>3</sup>

### V.2.3. Caractéristiques du modèle Élément fini

Le systeme sol-pieu est discrétisé en espace à l'aide des options de maillage du logiciel en éléments finis. Pour les éléments utilisés dans le maillage de système sol-pieu sont représentés dans le tableau V.2.

**Tableau V.2.** Différents éléments utilisés dans la modélisation par ABAQUS.

Sol	C3D8R 8 nœuds
Pieu (élément solide)	C3D8R 8 nœuds
Pieu (élément poutre) (beam)	B31 2 nœuds



**Figure V.1.** Maillage du système sol- pieu (ABAQUS).

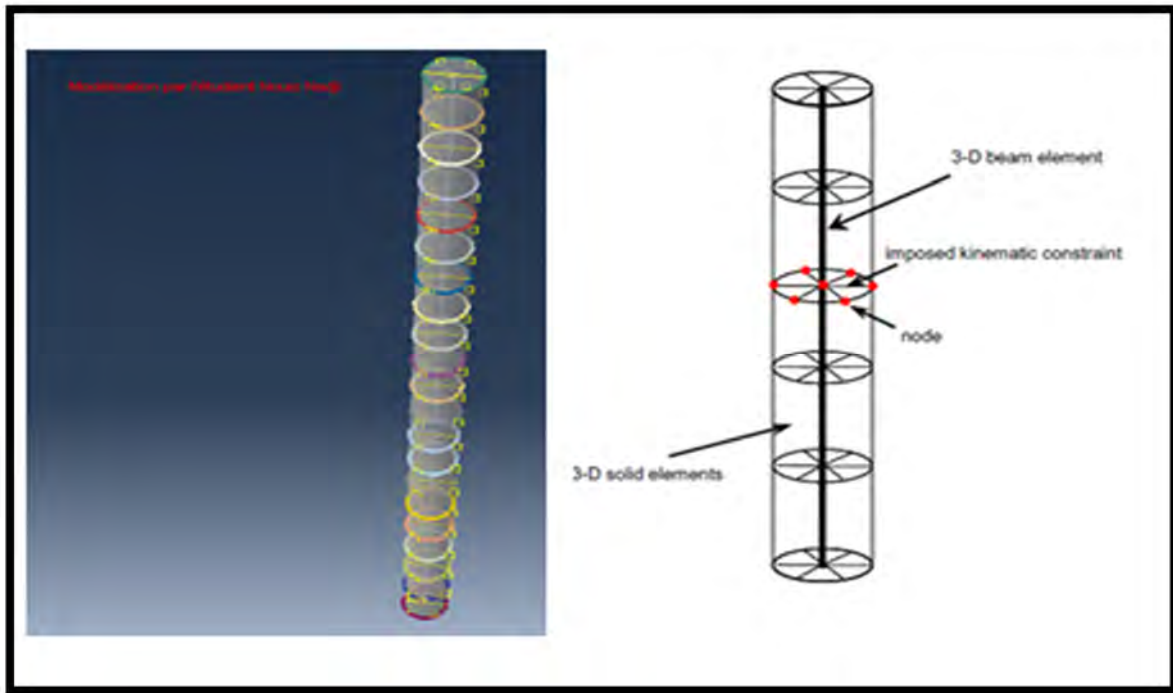


Figure V.2. Modélisation du pieu par ABAQUS 6.10.

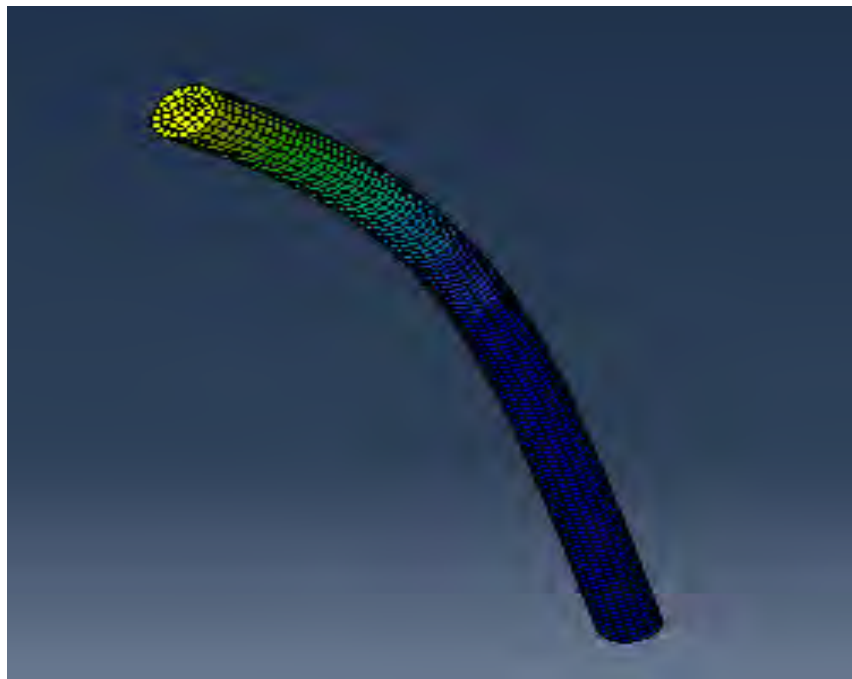


Figure V.3. Déplacement de tête du pieu sous chargement latéral ABAQUS 6.10

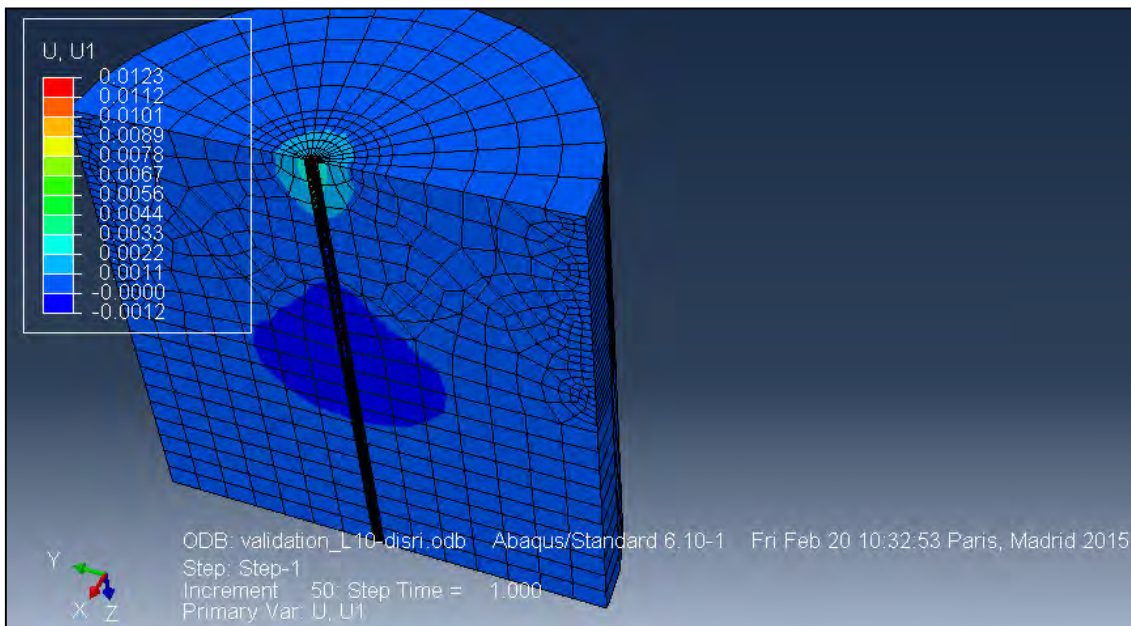


Figure V.4. Distribution de déplacement sur le long du pieu.

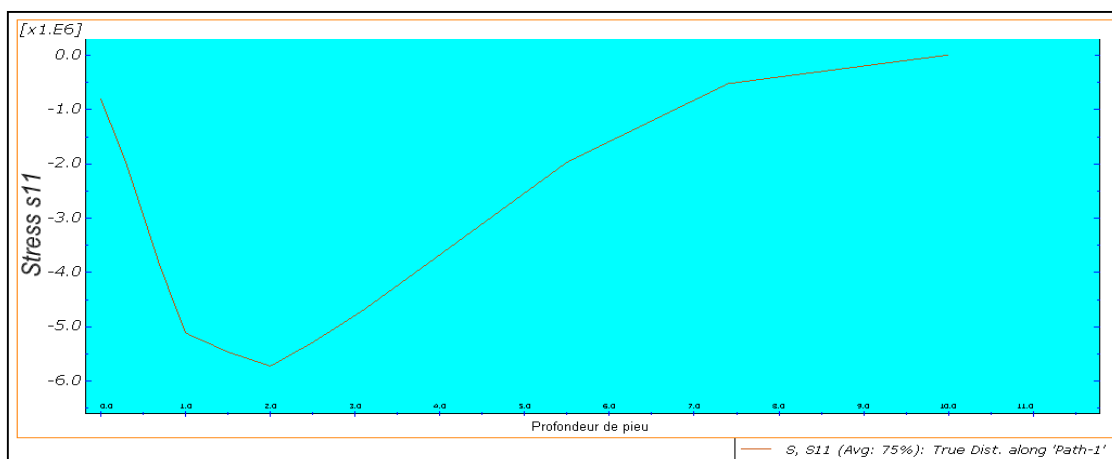
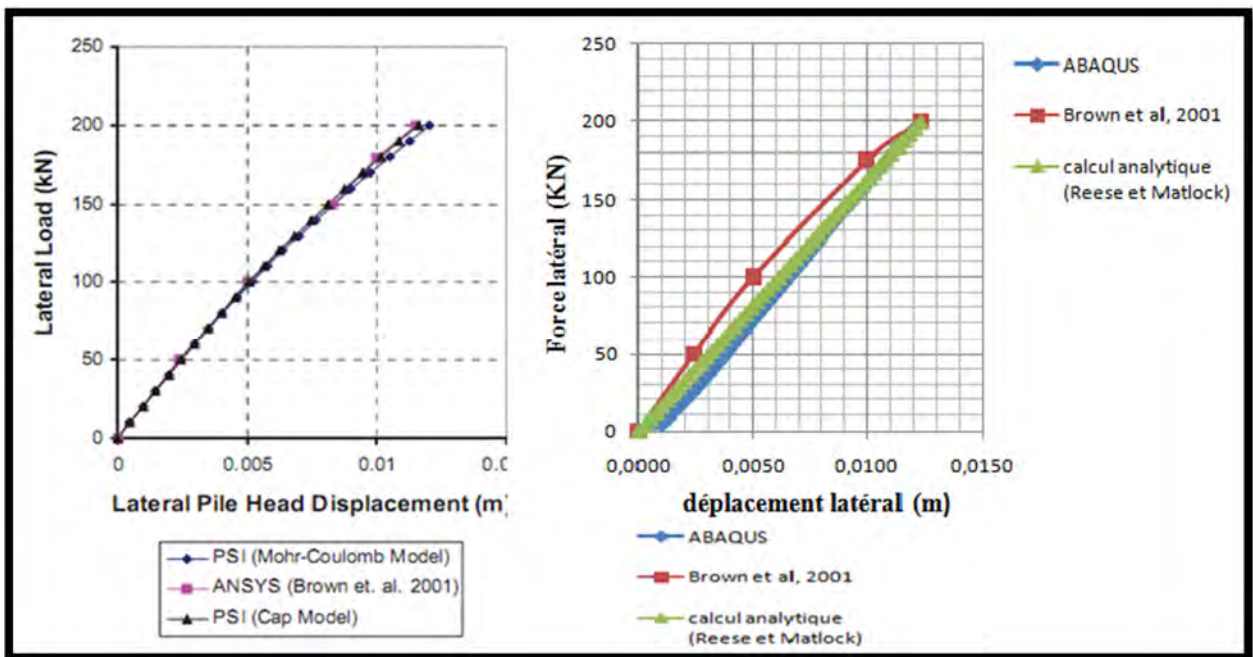


Figure V.5. Distribution des contraintes S11 sur le long du pieu.

- La figure (V.3 et V.4) montrent que le déplacement latéral est dans la même direction de chargement et maximal au niveau de tête du pieu.
- La figure (V.5) représente la distribution des contraintes selon la profondeur du pieu et montrant que les contraintes (S11) est augment jusqu'à profondeur  $p=2$  m ; ensuite à partir de  $p=2$  m jusqu'à profondeur  $H=10$ m les contraintes sont diminuée.
- La figure (V.6) ci-dessous représente l'évolution des déplacements horizontaux en tête du pieu pour les deux (02) modèles (ABAQUS et Brown et al.2001) ainsi que le modèle analytique avec le critère Reese et Matlock (1960).





**Figure V.6.** Comparaison des résultats du modèle ABAQUS 6.10 avec modèle (Brown et al. 2001) ainsi par le calcul analytique (Reese et Matlock 1960).

- La figure (V.6) montre que l'allure du déplacement latéral obtenu par logiciel ABAQUS est proche du modèle Brown et al et presque identique avec le calcul analytique par la méthode des différences finies (Reese et Matlock 1960).
- Le déplacement final en tête du pieu résultant du modèle ABAQUS 3D est de 0,0123 m (1.23 cm), lequel est égal à celui du modèle Brown et al, représentant ainsi une très bonne concordance entre les deux modèles à savoir le modèle proposé avec ABAQUS et le modèle étudié avec ANSYS (Brown), donnant avec une nullité entre les deux.

### V.2.5. Conclusion partielle

Le modèle ABAQUS 3D à peut être validé par rapport au modèle Brown (Brown et al.2001) ainsi avec le calcul analytique par la méthode des différences finies (Reese et Matlock 1960). Une bonne concordance des résultats a été trouvée avec une différence finale de zéro pourcent (00%.)

### V.3. Étude paramétrique du pieu isolé sous chargement latéral cyclique

#### V.3.1. Modèle de référence

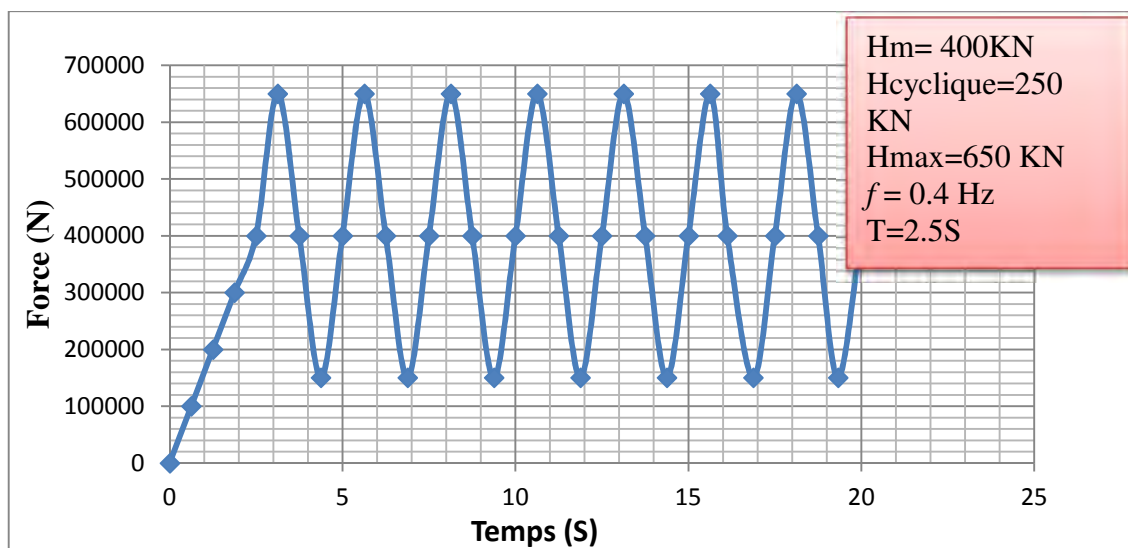
Avent d'entamer l'étude paramétrique il faudrait faire un modèle de référence, pour notre étude ce modèle est caractériser par :

- Le système sol-pieu est modélisé en 3D.
- La zone du massif s'étend latéralement sur un diamètre 0.5 m. Sa profondeur est aussi de 20 m, ce qui représente 2 fois la longueur du pieu.
- En ce qui concerne les conditions aux limites, les déplacements verticaux et horizontaux aux frontières du modèle sont nuls. Le system sol-pieu est discrétisé en espace à l'aide des options de maillage du logiciel.
- Le type de chargement : latéral cyclique Non alterné (one-way).
- Pour les éléments utiliser dans le maillage, ils sont représentés par le tableau suivant

**Tableau V.3.** Différentes éléments utilisés dans la modélisation par ABAQUS 6.10

Sol	<b>C3D8R 8 nœuds</b>
Pieu (élément solide)	<b>C3D8R 8 nœuds</b>
Pieu (élément poutre) (beam)	<b>B31 2 nœuds</b>

- La force latérale cyclique appliquée en tête du pieu est représenté dans la figure suivant



**Figure V.7.** Caractéristiques de chargement latéral cyclique en tête du pieu.

Les figures (V.8 et V.9) bien montrent le modèle sol-pieu modélisé en 3D.

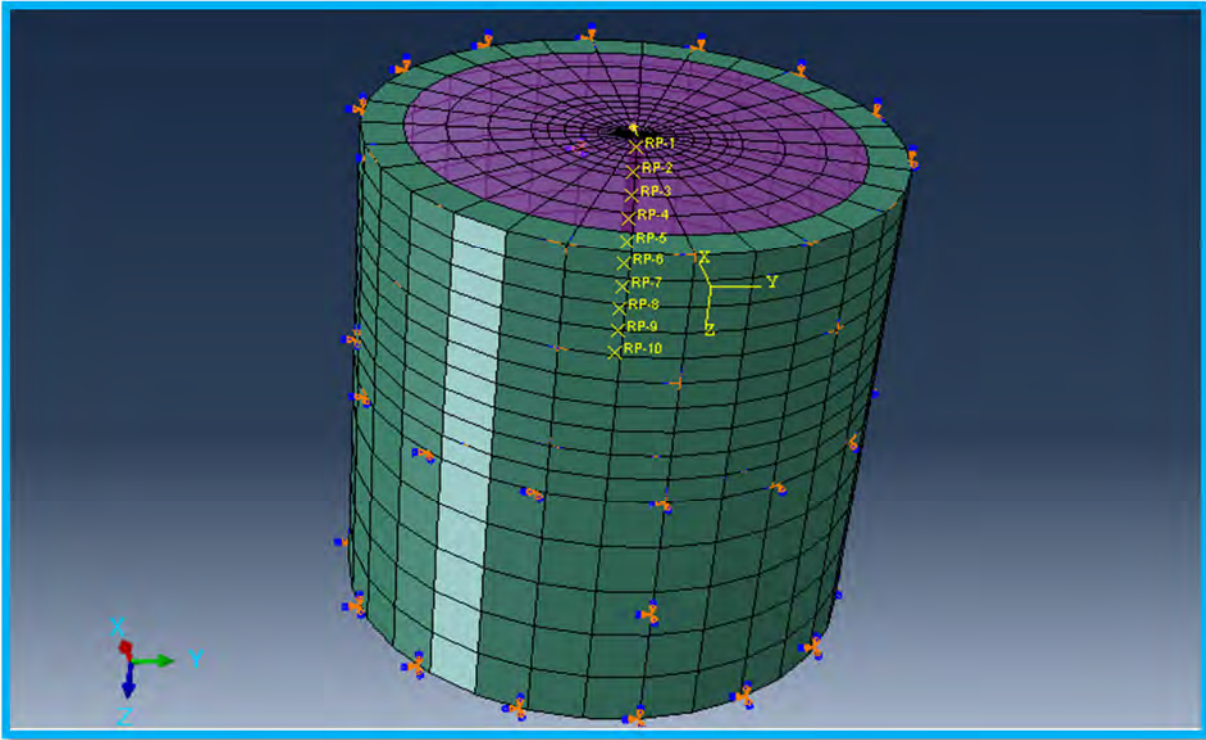


Figure V.8. Représentation du système sol-pieu isolé par le code de calcul (ABAQUS 6.10)



Figure V.9. Pieu isolé sous chargement latéral cyclique (ABAQUS 6.10).

### V3.2. Etude l'effet du nombre de cycles (sol Sableux et Argileux)

#### V.3.2.1. Définition du modèle

Dans cette partie on s'intéresse à étudier l'effet du nombre de cycles sur le comportement du pieu isolé sous chargement latéral cyclique. C'est pour cela qu'on applique  $N=51$  cycles ( $N$  représente le nombre de cycles).

Le pieu a une longueur  $L = 10$  m et un diamètre  $d=0,50$  m.

Le pieu est en béton armé avec les propriétés élastiques suivantes :

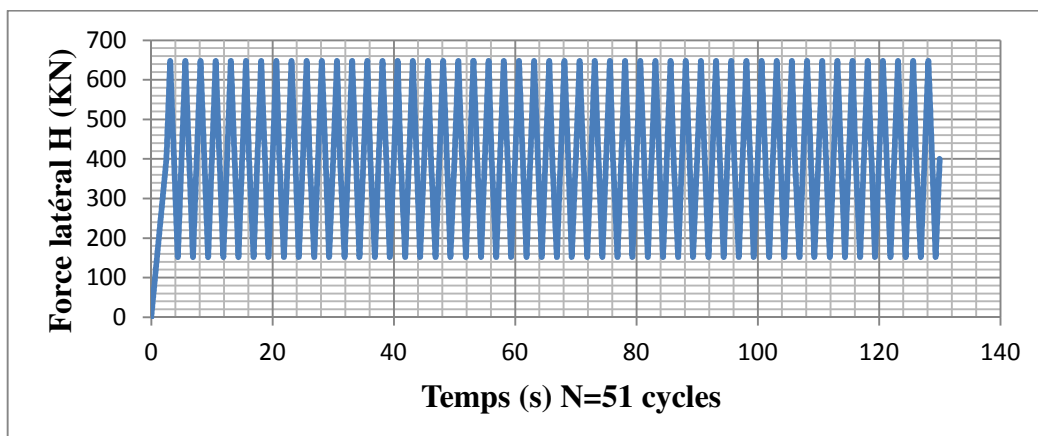
Le module de Young  $E_p = 2,1E07$  KPa, un coefficient de Poisson  $\nu_p = 0.3$  et un poids volumique  $\gamma_p = 27$  KN/m<sup>3</sup>.

Les paramètres de sol : on utilise dans cette étude deux types de sol (argile molle et sable Fontainebleau) dont les paramètres sont classifiés dans le tableau V.4.

**Tableau V.4.** Les paramètres des sols (argile molle et sable).

Caractéristique de sol	Argile molle	Sable (Fontainebleau)
Poids volumique du sol $\gamma_d$	15,0 KN/m <sup>3</sup>	<b>16.1</b> KN/m <sup>3</sup>
Cohésion $c$	31KPA	16.8 KPA
Module de Young: $E_s$	78000 KPA	15000 KPA
Coefficient de Poisson : $\nu_s$	0.3	0.25
Angle de frottement interne : $\varphi$	27°	39.7°
Angle de dilatation : $\Psi$	0	39.7° (9.7°)
La valeur de coefficient de frottement à l'interface $\mu$	0.73	0.73

- Type de chargement : Non alterné (one-way).
- La force latérale cyclique appliquée en tête du pieu est représenté dans la figure ci-dessous



**Figure V.10.** Force latéral en tête du pieu ( $N= 51$  cycles).

V.3.2.2. Discussion des résultats

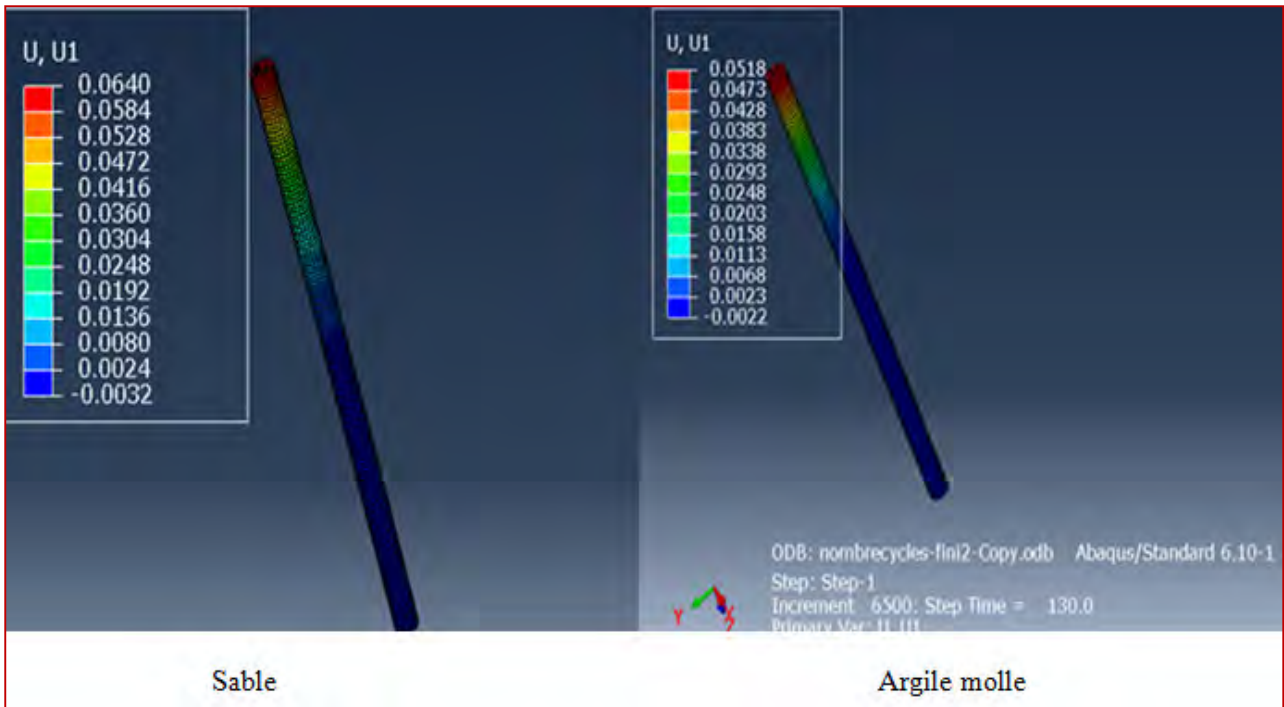


Figure V.11. Distribution de déplacement latéral final sur le long du pieu après 51 cycles.

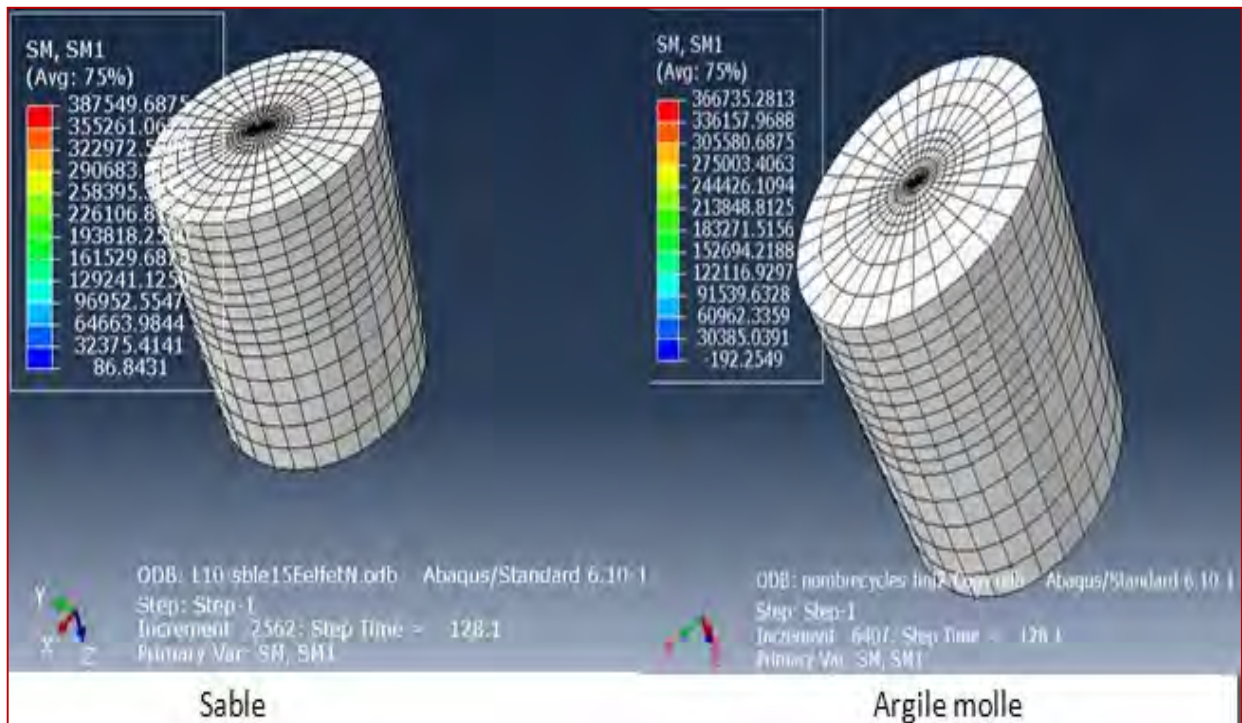


Figure V.12. L'évolution le moment de flexion max le long du pieu après 51 cycles.

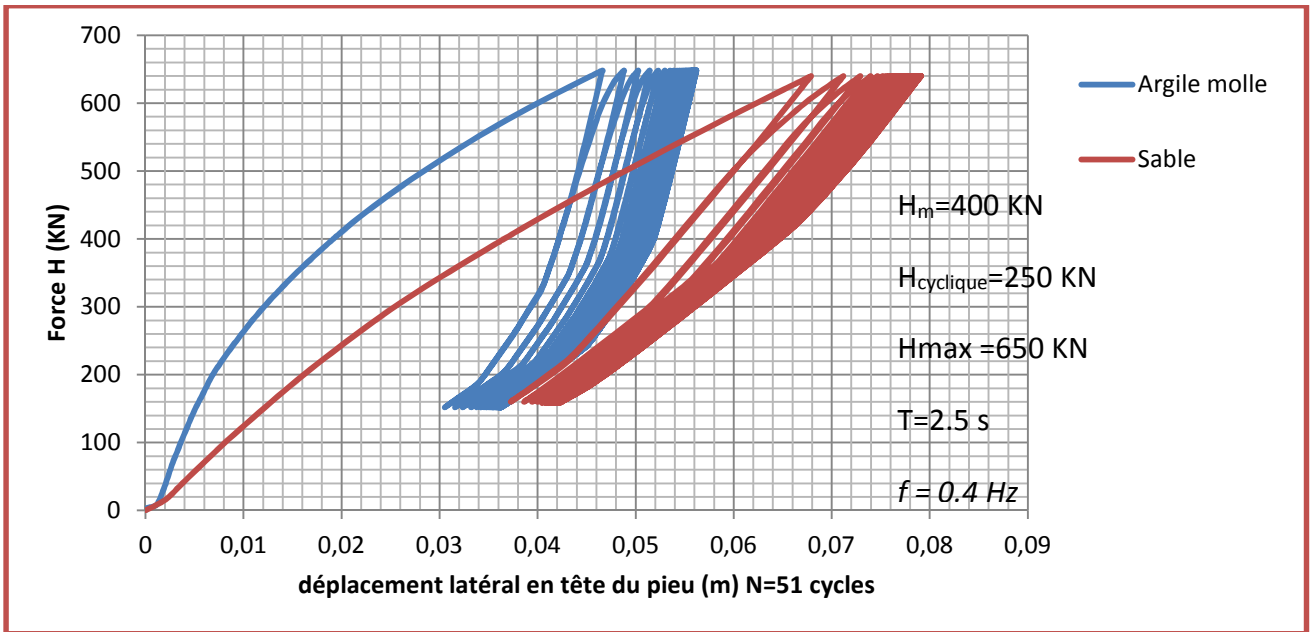


Figure V.13. Déplacement latéral en tête du pieu après N= 51 cycles.

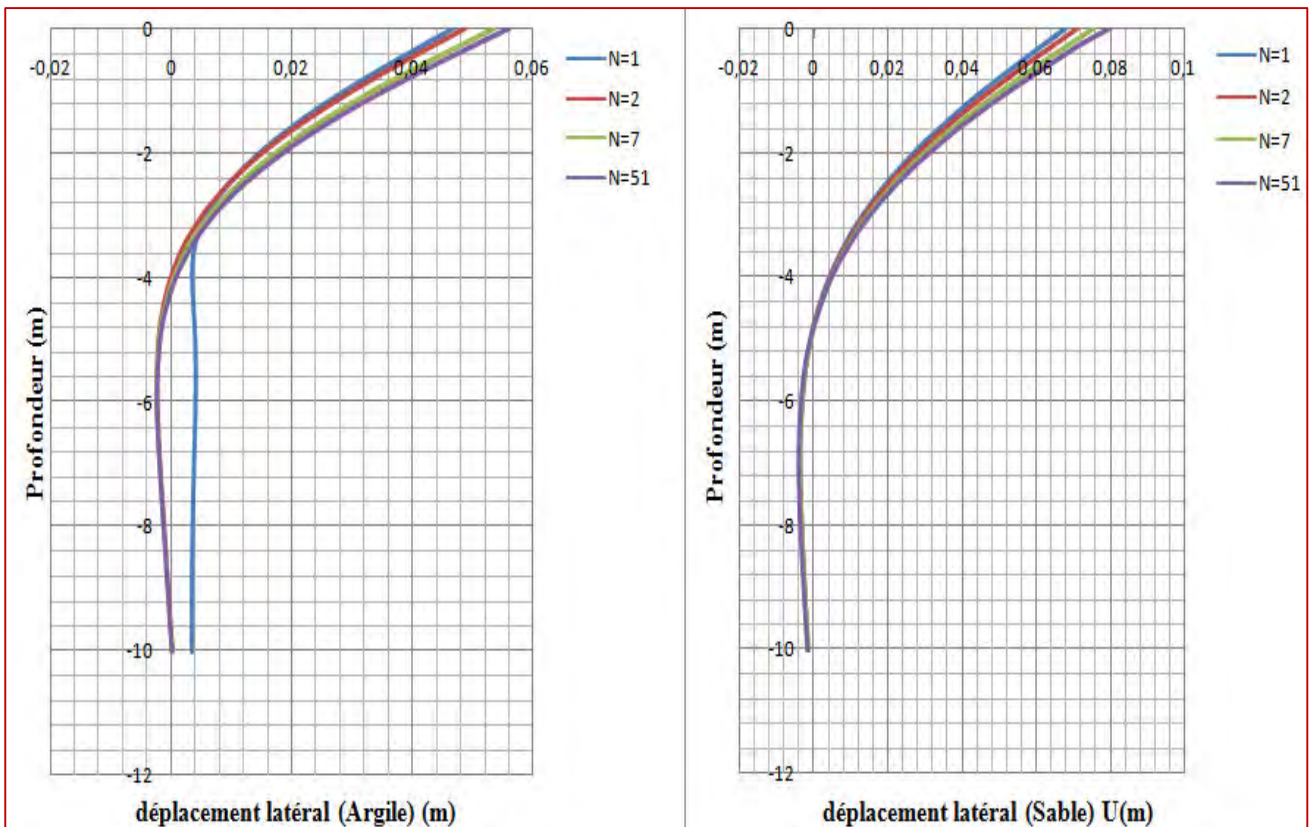


Figure V.14. L'effet du nombre de cycles (N) sur le déplacement latéral le long du pieu.

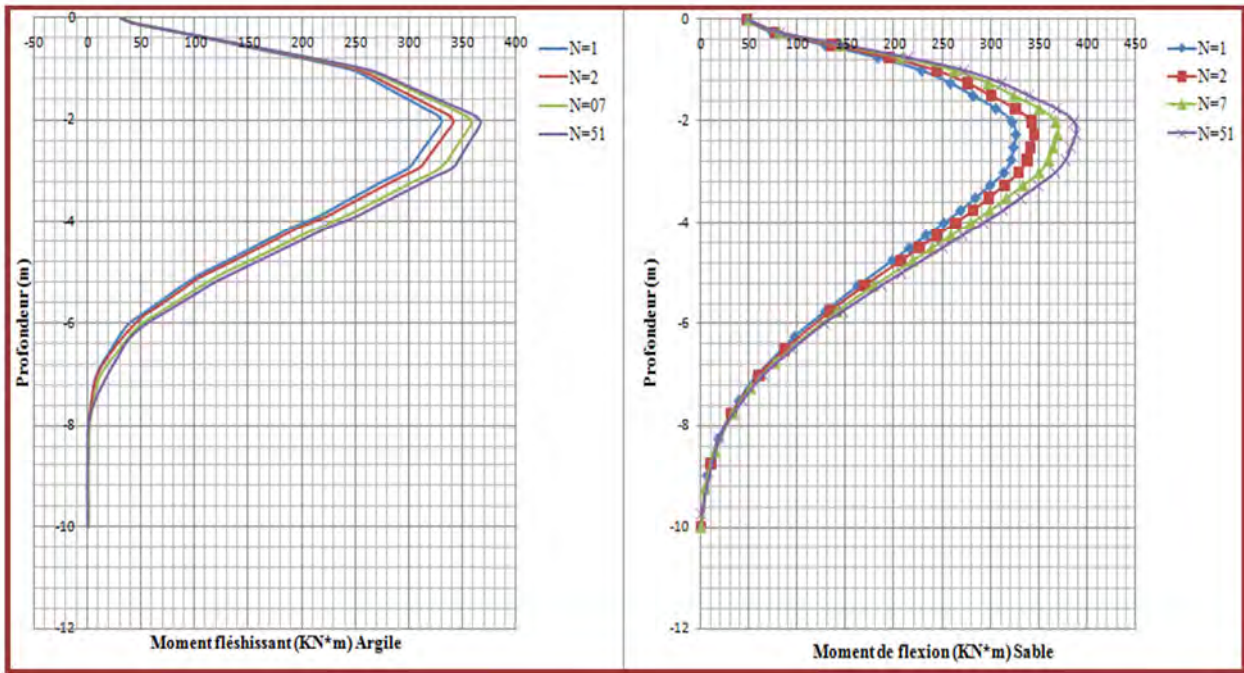


Figure V.15. L'effet du nombre de cycles (N) sur le Moment fléchissant le long du pieu.

Tableau V.5 : Récapitulatif des résultats des déplacements et les moments de flexion du pieu.

N° des cycles	Déplacement (u) Sable	Déplacement (u) Argile molle	Moment de flexion max (KN.m) (Sable)	Moment de flexion max (KN.m) (Argile molle)
01	0.0679	0.0466	326,21	330,128
02	0.0712	0.0488	344,854	341,68
07	0.0756	0.0535	369,216	358,45
51	0.08	0.0563	387,545	366,74

- Les figures précédents (V.12 et V.15), représentent l'évolution et la distribution de moment fléchissant le long de la profondeur du pieu, et d'après les résultats obtenus, on constaté que le moment de flexion maximum augmente avec l'augmentation du nombre de cycles appliqué en tête du pieu.

- Les figures (V.11 & V.13 et V.14) montrent le déplacement en tête du pieu. Il est observé une accumulation du déplacement latéral en tête du pieu avec les cycles.
- Pour l'argile, la différence du déplacement latéral en tête du pieu entre le premier cycle et le septième cycle de chargement est de l'ordre de 14,8% et 9% pour la différence de moment fléchissant.
- Pour le sol sableux, la différence du déplacement latéral en tête du pieu entre le premier cycle et le septième cycle de chargement est de l'ordre de 11,3% et 13,2% pour le moment fléchissant.

#### V.3.2.4. Conclusion partielle

- Augmentation du moment maximum avec les cycles.
- Accumulation du déplacement du pieu avec les cycles (dégradation de la rigidité).
- Dégradation du sol autour du pieu avec les cycles.
- Approfondissement le moment maximal par l'augmentation du nombre de cycles.

### V.3.3. Étude l'influence de la fréquence du chargement latéral cyclique

Dans cette partie on étudiera l'influence de la fréquence  $f$  sur le déplacement en tête du pieu et le moment de flexion le long du pieu:

On choisit trois fréquences  $f = \text{variable}$  (0.4 Hz, 1Hz, 2Hz).

Les paramètres de sol utilisé dans cette étude est le sable de Fontainebleau, (Massamba et al) [32]. Les paramètres du pieu et sol sont définis dans la partie (V.3.2).

#### V.3.3.1. Discussion des résultats

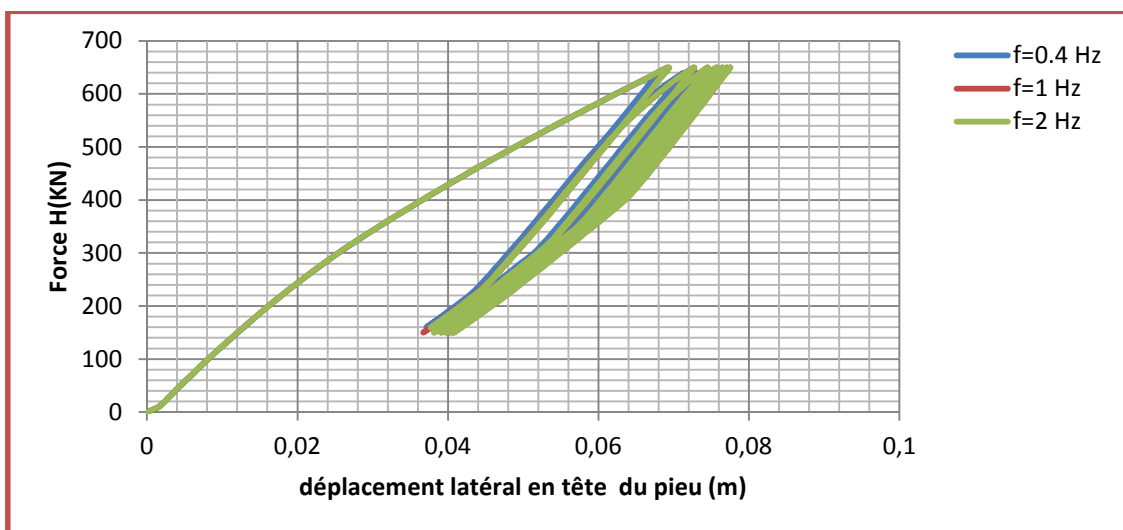


Figure V.16. L'effet de la fréquence sur le déplacement en tête du pieu (N=7 cycles).



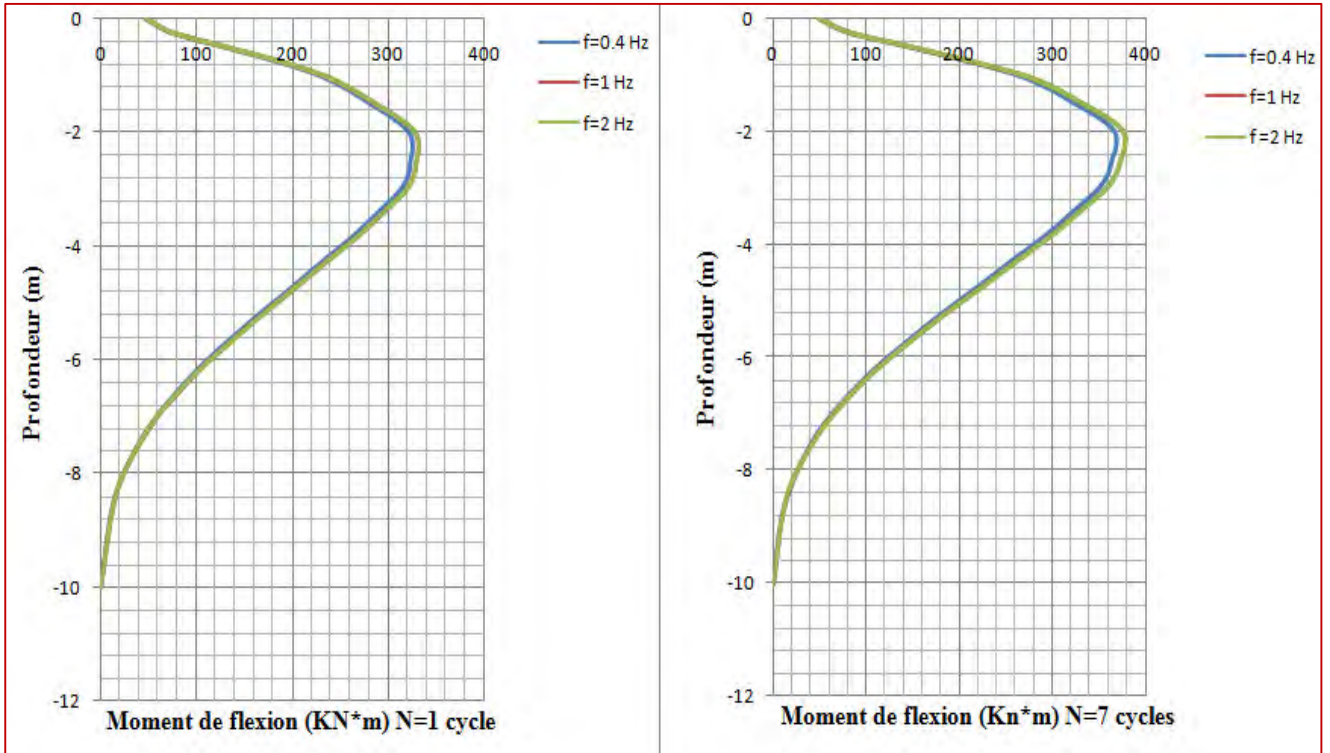


Figure V.17. L'effet de la fréquence sur le Moment de flexion le long du pieu (N= 1 et 07 cycles).

- Les résultats obtenus montrent que l'influence de la fréquence de chargement sur le déplacement latéral cyclique est négligeable ( $f = 0.4, 1, 2$  Hz) (figure V .16).
- Il a été observé que l'effet de la fréquence de chargement sur la distribution de moment de flexion le long du pieu est très faible après le nombre de sept cycles (figure V .17).

### V.3.3.2. Conclusion partielle ( $f \leq 2$ Hz)

Aucun effet de la fréquence du chargement sur les déplacements en surface et un effet négligeable pour le moment de flexion après sept cycles.

## V.3.4. Étude l'influence de coefficient de frottement à l'interface $\mu$ .

Dans cette partie on étudiera l'influence de coefficient de frottement à l'interface  $\mu$  sur le comportement du pieu isolé après sept cycles.

### V.3.4.1. Définition du modèle :

Pour cette étude on garde la même géométrie du modèle étudié dans la partie précédente mais pour les paramètres de système sol-pieu on introduire les valeurs suivant :

Caractéristiques du massif de sable : sable de Fontainebleau.

- Cohésion :  $c=16,8$  KPa.
- Angle de frottement :  $\varphi = 39,7^\circ$ .
- Angle de dilatance :  $\Psi= 39,7^\circ$  ( $9,7^\circ$ ).
- Poids volumique du sol  $\gamma_d = 16,1$  KN/m<sup>3</sup>.
- Module de Young:  $E_s = 15000$  KPa.
- Coefficient de Poisson :  $\nu_s = 0.25$ .
- On peut noter que le modèle utilisé dans cette étude est le modèle Mohr-Coulomb.
- Les valeurs de coefficient de frottement à l'interface  $\mu$  sont :

<b>coefficient de frottement à l'interface <math>\mu =</math></b>	<b>0,33</b>
	0,53
	0,63
	0,73

Pour les paramètres du pieu (béton armé) :

- Module de Young  $E_p = 2.1 * E07$  KPa.
- Coefficient de poisson  $\nu_p = 0.30$ .
- La densité de béton armé  $\gamma_p = 24$  KN/m<sup>3</sup>.
- chargement cyclique : on applique une force latérale cyclique en tête du pieu, elle est représentée dans la figure suivante :

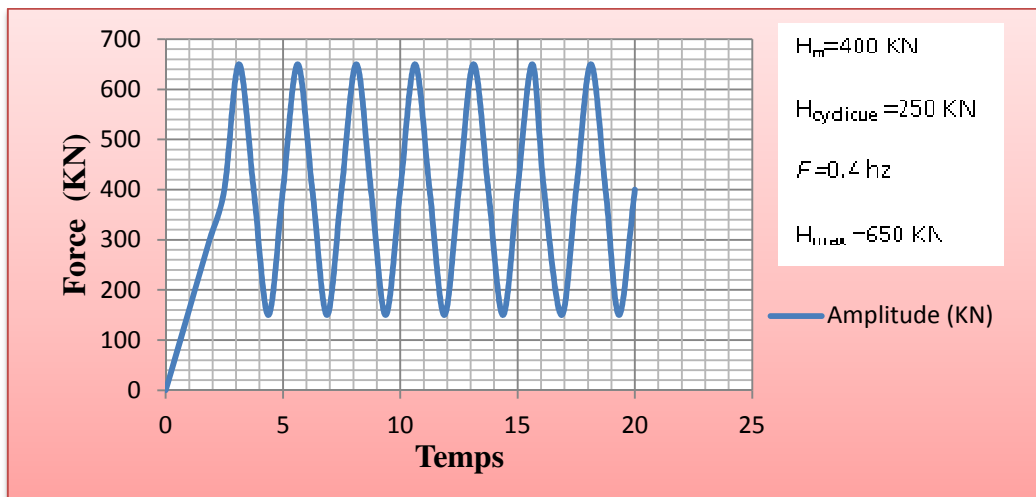


Figure V.18. Force latérale cyclique en tête du pieu type Non alterné (one-way).

V.3.4.2 Discussion des résultats

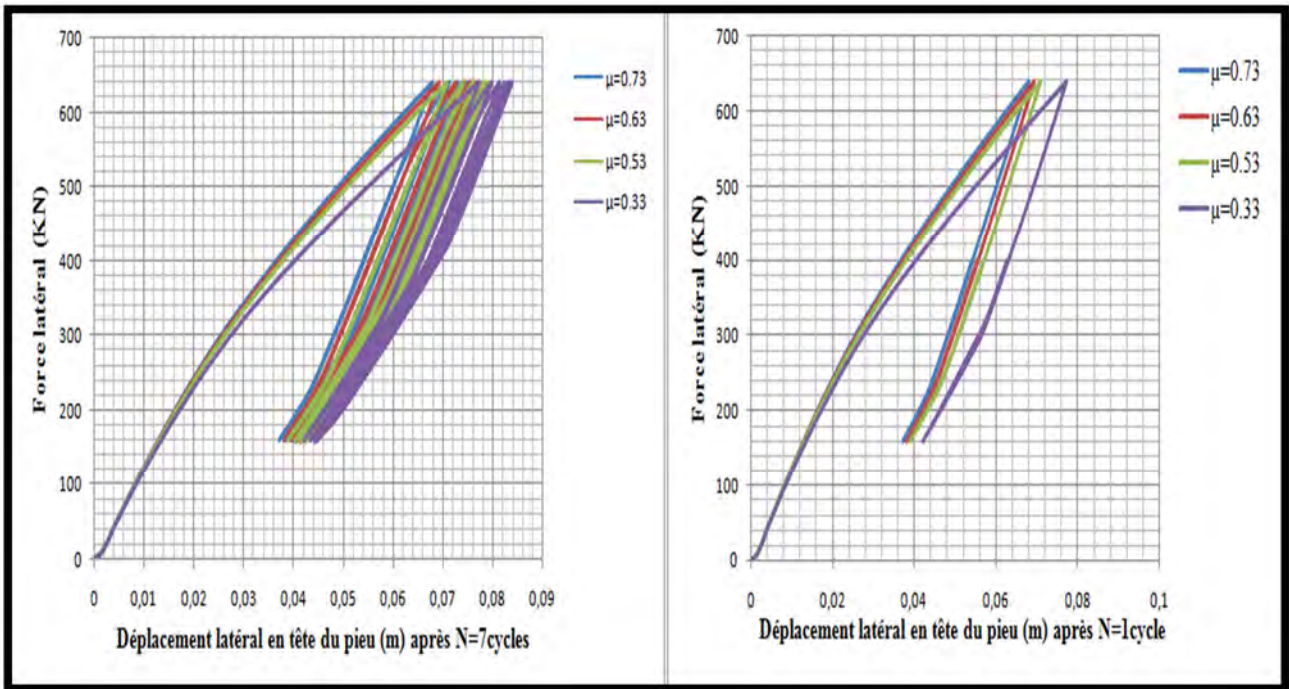


Figure V.19. L'effet de variation de coefficient de frottement  $\mu$  sur les déplacements latéraux en surface (N=1 et 7).

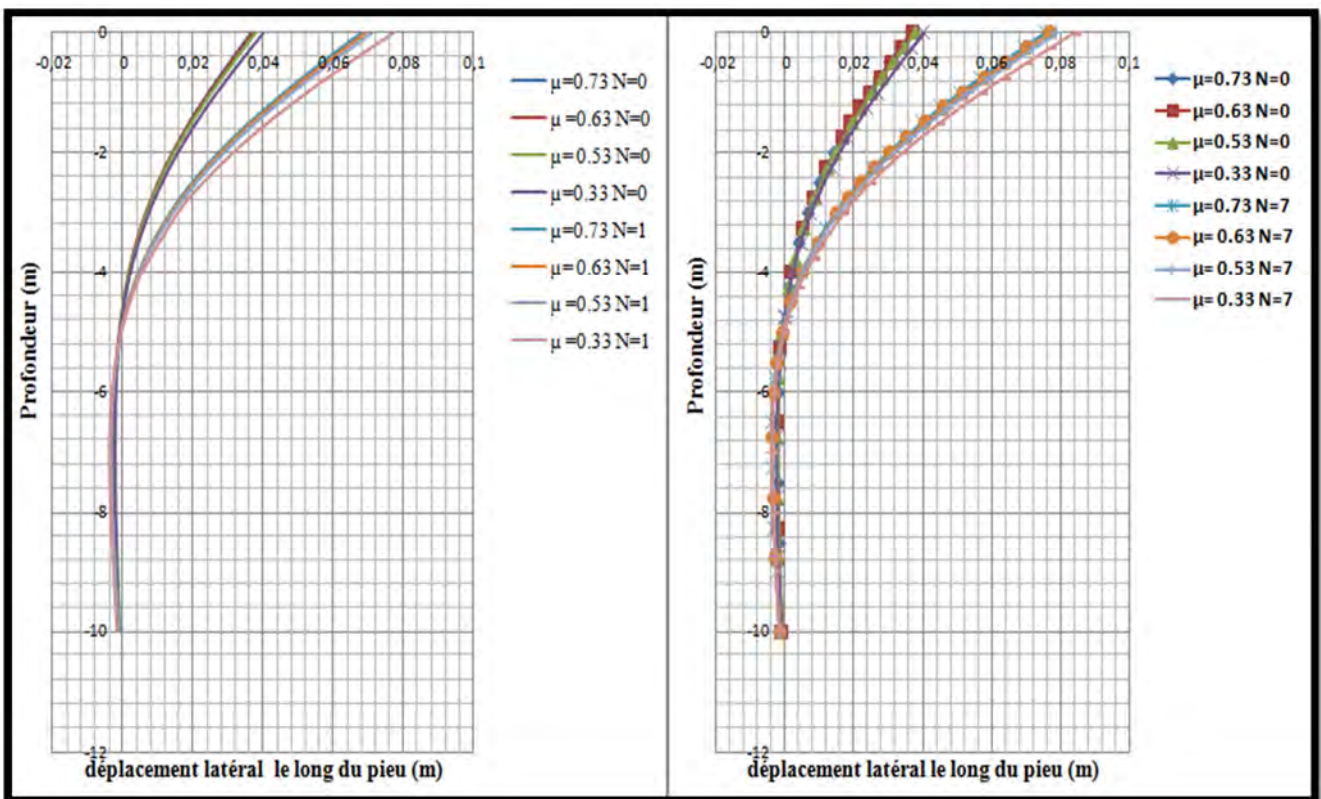


Figure V.20. L'effet de variation de coefficient de frottement  $\mu$  sur le déplacement latéral le long du pieu (N=0, 1 et 7).

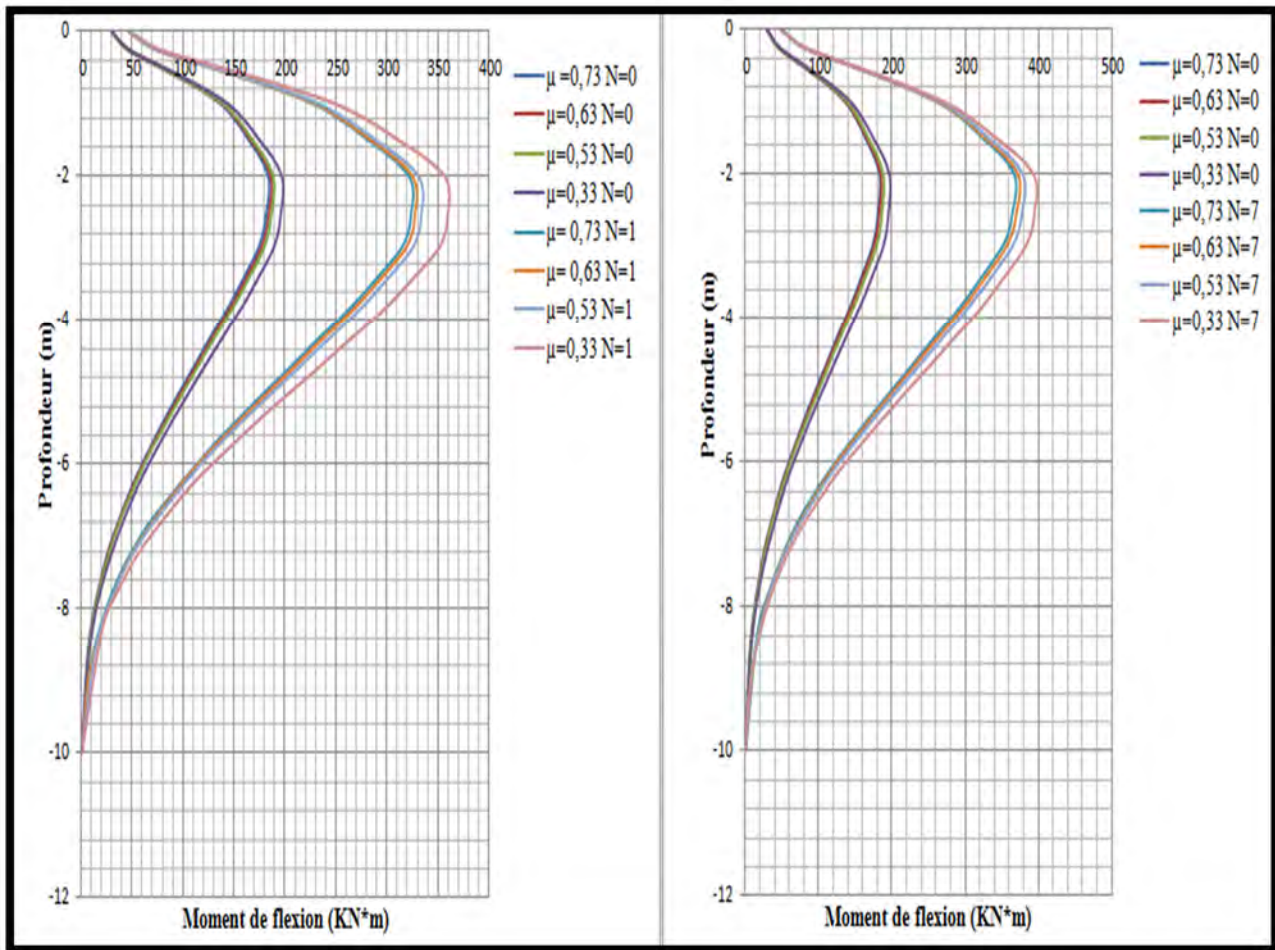


Figure V.21. L'effet de variation de coefficient de frottement  $\mu$  sur le Moment de flexion le long du pieu (N= 0, 1 et 7).

Tableau V.6 : Récapitulatif des résultats des déplacements et les moments de flexion du pieu.

N° modèle	Coefficient $\mu$	Nombre de cycles (N)	Déplacement latéral (m)	Moment de flexion	% variation de déplacement	% variation de M (N=1et7)
1 <sup>er</sup> modèle	0,73	0	0 ,0368	184,48	+11,49%	+13,2%
		01	0 ,0679	326,04		
		04	0 ,0741	360 ,34		
		07	0,0757	369,06		
2 <sup>eme</sup> modèle	0,63	0	0 ,0372	186,63	+11,42%	+13,73%
		01	0 ,0692	329,9		
		04	0 ,0755	365,74		
		07	0 ,0771	375,23		

<b>3<sup>eme</sup> modèle</b>	<b>0,53</b>	<b>0</b>	0,0379	188,93	+11,44%	+13,84%
		<b>01</b>	0,0708	335,57		
		<b>04</b>	0,0772	372,34		
		<b>07</b>	0,0789	382		
		<b>0</b>	0,0404	198,473		
<b>4<sup>eme</sup> modèle</b>	<b>0,33</b>	<b>01</b>	0,0773	361,96	+8,67%	+10,18%
		<b>04</b>	0,0824	390,7		
		<b>07</b>	0,084	398,82		

A partir des résultats obtenus qui sont représentés dans les figures (V.19, V.20 et V.21) et le tableau (V.6) on peut construire les figures suivantes :

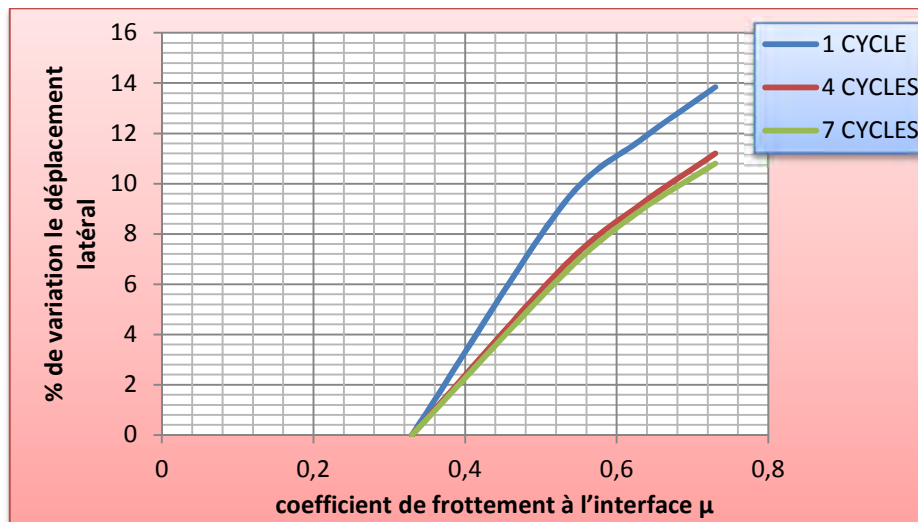


Figure V.22. % de variation de déplacement latéral par coefficient de frottement à l'interface  $\mu$ .

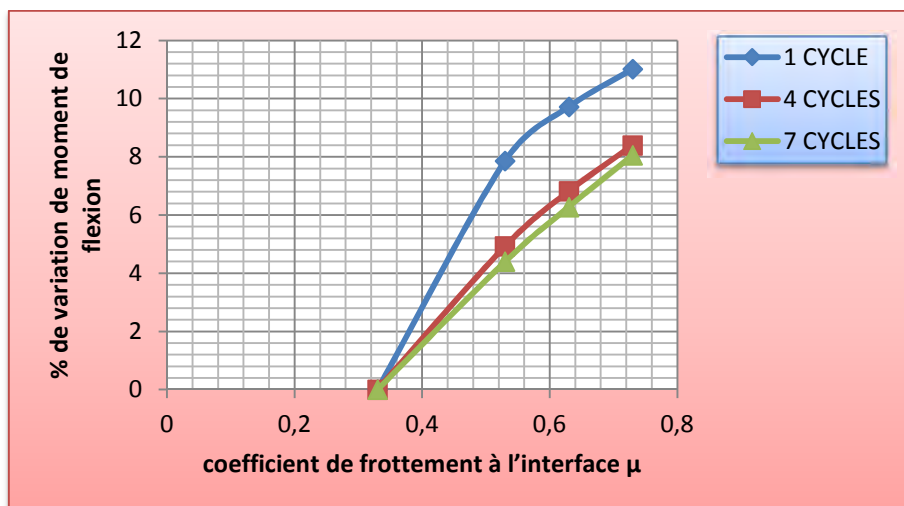


Figure V.23. % de variation de Moment de flexion par coefficient de frottement à l'interface  $\mu$ .

- Les résultats obtenus montrent que l'influence du coefficient de frottement à l'interface  $\mu$  sur le déplacement latéral et le moment de flexion sont très importantes (figures V.19 V.20 et V.21).
- L'augmentation de coefficient de frottement à l'interface  $\mu$  entraîne à diminution de déplacement latéral (cyclique) en surface et le moment de flexion le long du pieu (relation inverse) selon les résultats obtenus.
- On note que la plus grande différence (déplacement et moment de flexion) a été trouvée pour  $\mu=0,73$  et  $\mu=0,33$  (+13,84% dans le 1<sup>er</sup> cycle et +10,96 % dans le 7<sup>Emme</sup> cycle pour les déplacements latéraux) et (+11% dans le 1<sup>er</sup> cycle et +8% dans le 7<sup>Emme</sup> cycle pour les moments de flexion le long du pieu).
- Les résultats ont montrés aussi que l'effet du frottement à l'interface  $\mu$  sur le déplacement latéral est nul pour profondeur supérieur de 4 m.
- Comme il a été cité précédemment, l'influence du coefficient de frottement à l'interface diminue avec l'augmentation du nombre de cycles pour les déplacements latéraux et les moments de flexion (figure V.22 et V.23).

#### V.3.4.3. Conclusion partielle

- L'augmentation de coefficient de frottement à l'interface  $\mu$  entraîne la diminution du déplacement latéral cycliques et le moment de flexion le long du pieu.
- L'Augmentation du nombre de cycles entraîne la diminution de l'effet de coefficient de frottement  $\mu$ .
- Pas d'effet de  $\mu$  sur profondeur supérieure 4m sur les déplacements latéraux.

#### V.3.5. L'influence du coefficient de réaction de sol :

Dans cette partie de l'étude on s'est intéressé surtout aux déplacements latéraux en tête du pieu en fonction du coefficient de réaction de sol.

##### V.3.5.1. Définition du modèle :

Les caractéristiques physiques et mécaniques du pieu sont identiques à celui de l'exemple précédent. Les paramètres de sol introduits dans le code de calcul ABAQUS sont comme suit :

- Cohésion :  $c=16,8$  KPa.
- Angle de frottement :  $\varphi = 39,7^\circ$ .
- Angle de dilatance :  $\Psi= 39,7^\circ$  ( $9,7^\circ$ ).
- Poids volumique du sol  $\gamma_d = 16,1$  KN/m<sup>3</sup>.
- Coefficient de Poisson :  $\nu_s= 0.25$ .
- La valeur de coefficient de frottement à l'interface  $\mu =0,73$ .

- Module de Young :  $E_s$  = variable (03 cas) 12,5 MPA, 15MPA, 20 MPA.

Pour le pieu (béton armé) :

- Module de Young  $E_p = 2,1E07$  KPa.
- Coefficient de poisson  $\nu_p = 0.30$ .
- La densité de béton armé  $\gamma_p = 24$  KN/m<sup>3</sup>.
- Pour les conditions hydrauliques, la nappe phréatique n'est pas considérée.

### V .3.5.2 Discussion des résultats

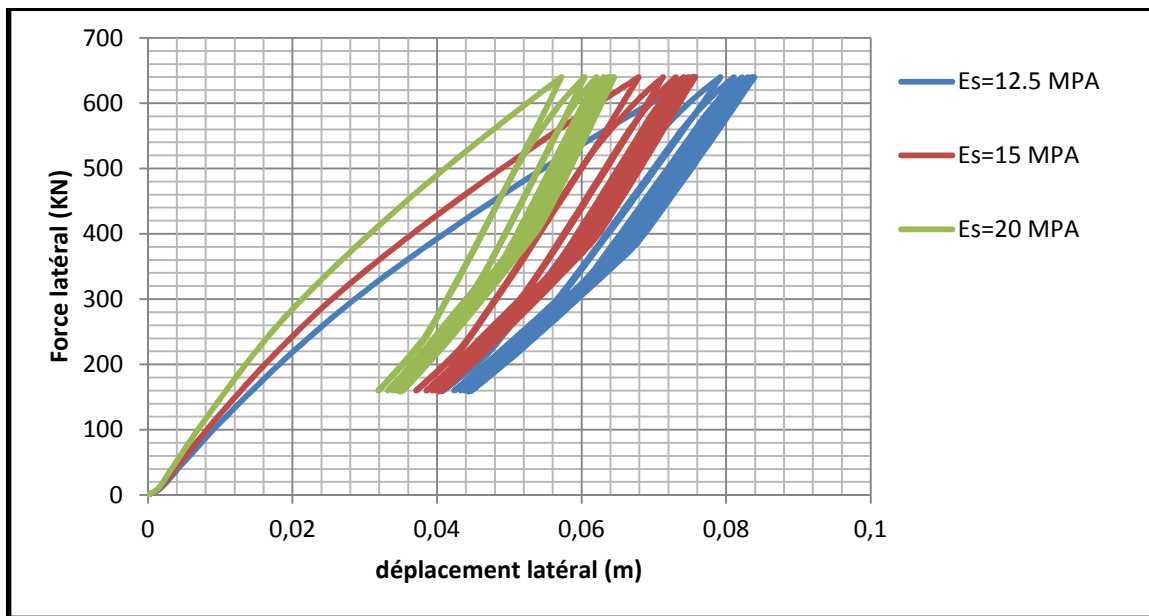


Figure V .24 . L'effet de variation du coefficient de réaction de sol  $E_s$  sur les déplacements latéraux cyclique en tête du pieu (N=7 cycles).

Tableau V.7 : Récapitulatif des résultats des déplacements du pieu.

N° modèle	Chargement (KN)	$E_s$ (MPA)	Nombre de cycles (N)	Déplacement latéral (m)	% de variation entre (N=1 et 7)
1 <sup>er</sup> modèle	Hm = 400 KN Hc = 250 KN	12,5	01	0,0757	+10 ,8 %
			07	0,0839	
2 <sup>eme</sup> modèle		15	01	0,0679	+11, 5 %
			07	0,0757	
3 <sup>eme</sup> modèle		20	01	0,0572	+12,76 %
			07	0,0645	

La figure (V .24) et le tableau (V.7) montrent ce qui suit :

- Le plus grand déplacement latéral en tête du pieu a été observée lorsque le coefficient de réaction du sol (sable)  $E_s = 12,5$  MPA et il est de l'ordre de 8,4 cm après sept cycles.
- On observe que la plus grande variation de déplacement latéral cyclique en tête du pieu entre le premier et septième cycle a été remarquée pour  $E_s = 20$  MPA
- La plus grande différence a été trouvée entre le 1<sup>er</sup> et le 3<sup>eme</sup> modèle, ou l'augmentation de  $E_s$  (12,5 à 20 MPA) a provoqué de diminution des déplacements de d'ordre 30% après sept cycles.

### V .3.5.3. Conclusion partielle

Le coefficient de réaction du sol joue un rôle très important dans le dimensionnement des pieux sous chargement latéral et latéral cyclique, et pour cette étude on peut dire que la variation de  $E_s$  de 12.5 MPA et 20 MPA (augmentation par 60%) fait diminution de l'ordre 30% le déplacement latéral après sept (07) cycles.

### V .3.6. L'effet de la variation de l'angle de frottement interne ( $\phi$ )

On s'est intéressé aussi aux déplacements en tête du pieu. Réellement le déplacement du pieu est le facteur le plus important qui affecte directement la performance du pieu, car lors de la conception on impose les déplacements maximums et qui doivent être inférieurs aux limites acceptables données.

#### V.3.6.1. Définition du modèle :

Dans cette application, les paramètres de la géométrie et mécanique du pieu sont définis dans la partie (V.3.3) et les paramètres de sol (sable) comme suivant :

Caractéristiques du massif de sable : sable de Fontainebleau, (Massamba et al) [32].

On peut noter que le modèle utiliser dans cette étude est l modèle Mohr-coulomb.

- Cohésion :  $c = 16,8$  KPa
- Poids volumique du sol  $\gamma_d = 16,1$  KN/m<sup>3</sup>.
- Module de Young:  $E_s = 15000$  KPa.
- Coefficient de Poisson :  $\nu_s = 0,25$ .
- Angle de dilatance :  $\Psi = 39,7^\circ$  ( $9,7^\circ$ ).
- Angle de frottement :  $\phi =$  variable (03 cas)  $39,7^\circ, 44^\circ, 49^\circ$ .
- La valeur de coefficient de frottement à l'interface  $\mu = 0,73$ .



V .3.6.2 Discussion des résultats

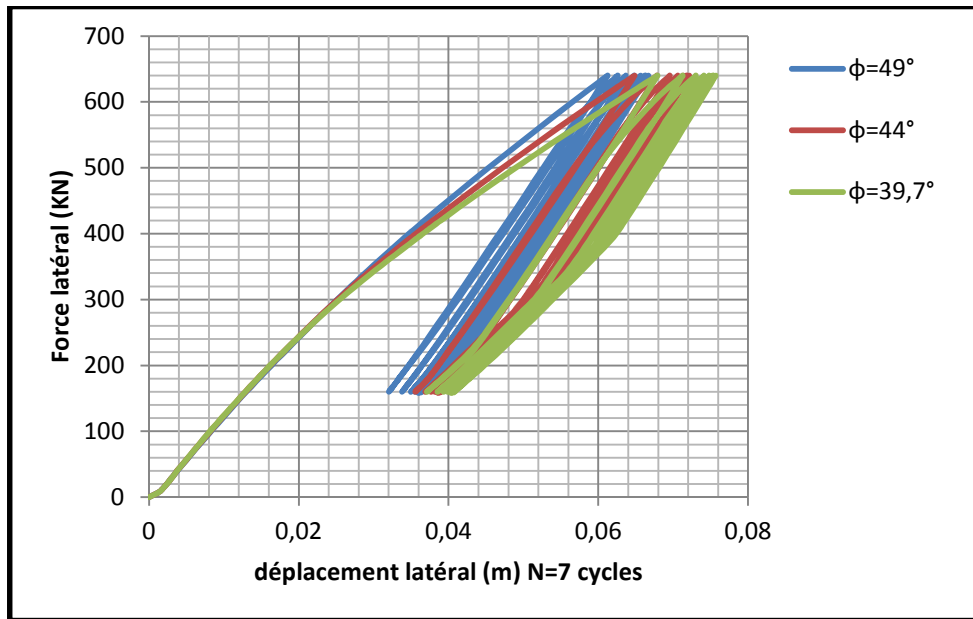


Figure V .25. L'effet de variation de l'angle interne  $\phi$  sur les déplacements latéraux cycliques en tête du pieu (N=7 cycles).

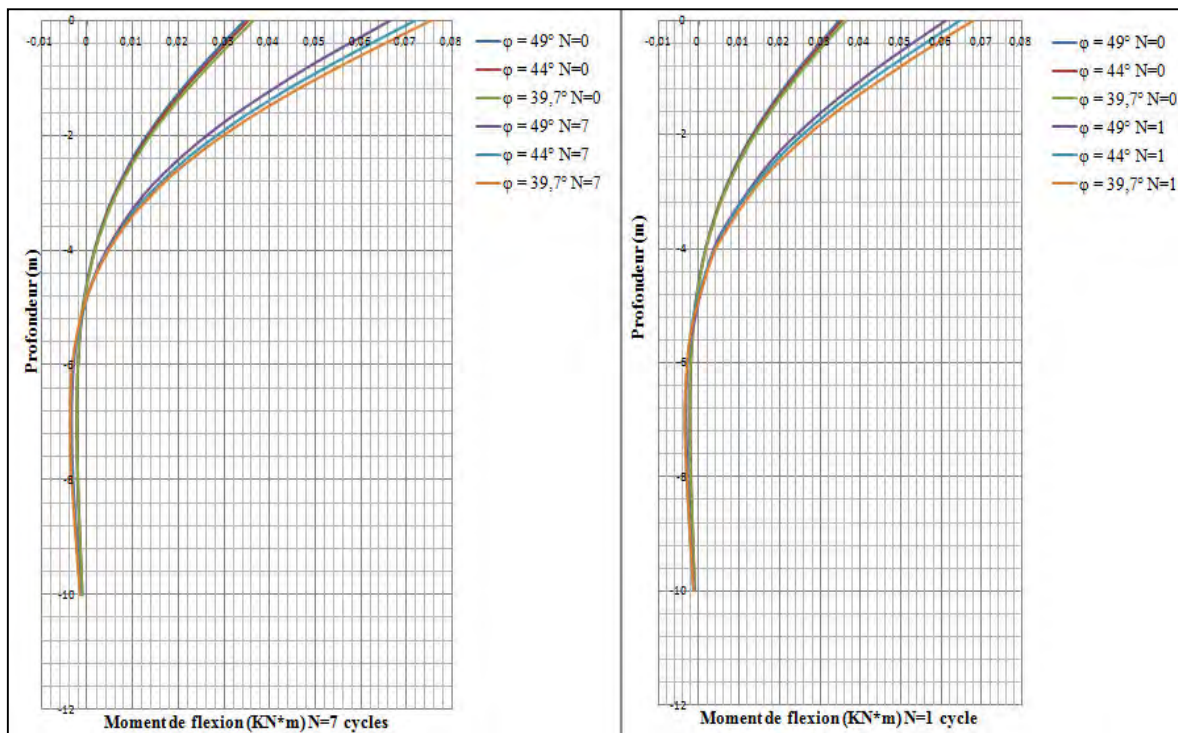


Figure V .26. L'effet de variation de l'angle interne  $\phi$  sur le déplacement latéral cyclique le long du pieu (N= 0, 1 et 7 cycles).

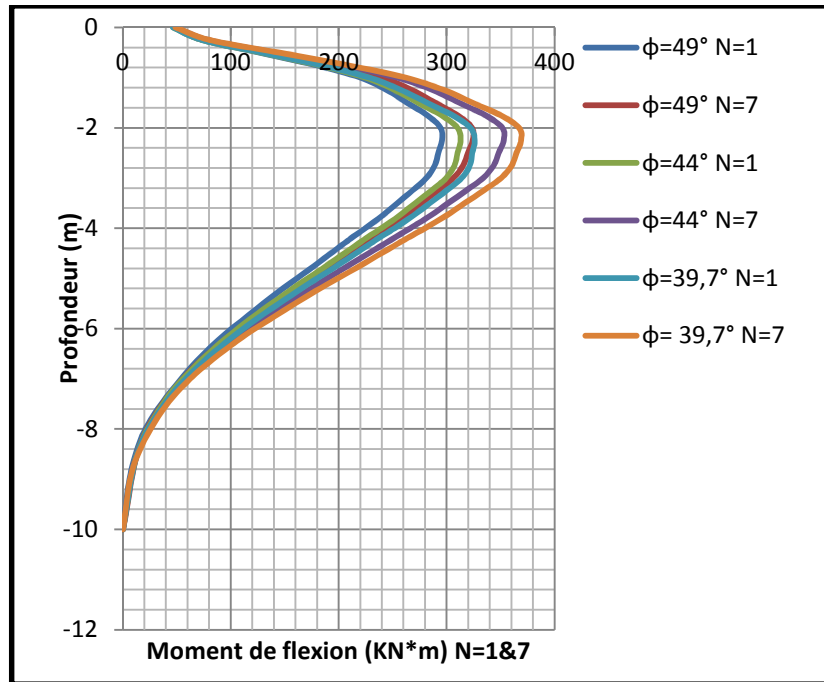


Figure V .27 . L'effet de variation de l'angle interne  $\phi$  sur le Moment de flexion le long du pieu (N= 1 et 7 cycles).

**Tableau V.8** : Récapitulatif les résultats des déplacements horizontaux et les moments de flexion selon la variation de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ).

N° modèle	$\phi$ °	N (cycles)	Moment max (KN*m)	Déplacement max (m)	%variation de déplacement	%variation de Moment de flexion	% de variation par rapport le modèle de référence ( $\phi$ ° = 39,7°)	
							U (%)	M(%)
01	49 °	01	295,7	0,0613	+ 8 ,81 %	+ 09,64 %	-10,77	-10 ,26
		07	324,2	0,0667			<b>- 19,4</b>	<b>- 13,84</b>
02	44 °	01	312,89	0,0649	+ 13,1 %	+ 12,60%	- 4,57	- 4,62
		07	352,3	0,0734			<b>- 8,44</b>	<b>- 7,34</b>
03	39,7°	01	326,05	0,0679	+ 17,24%	+ 13,12%		
		07	369,06	0,0796				

La figure (V.25) présente la variation du déplacement en surface en fonction de force latéral en tête du pieu. Cette application est faite pour différentes valeurs de l'angle de frottement interne du sol ( $\phi$ ).

- Le plus grand déplacement a été enregistré pour  $\varphi = 39,7^\circ$  et qui est égal à 6,79 cm, d'après un cycle de chargement et de 7,96 cm d'après sept cycles.
- Les déplacements latéraux diminuent avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol, selon les résultats obtenus, le plus petit déplacement a été enregistré pour  $\varphi = 49^\circ$  (6,1 cm dans le 1<sup>er</sup> cycle de chargement et 6,7cm pour les 7<sup>eme</sup> cycles).
- Aucun effet de l'angle de frottement interne  $\varphi$  sur les déplacements latéraux le long du pieu à partir de la profondeur supérieur à 4m.
- L'analyse du tableau précédent, on constate que l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol entraîne de diminution du pourcentage de variation des déplacements latéraux et les moments de flexion.
- La figure (V.27) représente l'effet de l'angle interne de frottement  $\varphi$  sur le moment de flexion le long du pieu et après (N=1 et N=7 cycles). On observe que le plus grand moment de flexion et enregistré pour 3<sup>eme</sup> modèle ( $\varphi = 39,7^\circ$  et égal 369,1KN.m après sept cycles).

### V.3.6.3. Conclusion partielle

Les résultats obtenus montrent clairement que le moment de flexion et le déplacement (en surface et le long du pieu) est pratiquement très influencé par l'angle de frottement interne ainsi que du nombre de cycles élevés. Ces déplacements et moments de flexion diminuent avec l'accroissement de la valeur de l'angle interne de frottement et nombre de cycles.

### V.3.7. Étude de l'influence de la rigidité relative ( $E_p / E_s$ )

Dans cette partie on étudiera l'influence de la rigidité relative  $E_p/E_s$  sur :

- Le déplacement en tête du pieu (en surface).
- Le déplacement latéral sur le long du pieu
- Le moment de flexion sur le long du pieu

Les paramètres utilisés pour le sol sont aux du sable de Fontainebleau, (Massamba et al) [32].

Le pieu est en béton armé avec les propriétés élastique suivantes :

- La densité de béton armé  $\gamma_p=24 \text{ KN/m}^3$ .
- Coefficient de poisson  $\nu_p= 0,30$ .
- Module de Young :  $E_p = \text{variable (03 cas)}$   $E_p \text{ (KPa)} = 2,1E+7. 3,15E+7 .4, 2E+7$

V.3.7.1 Discussion des résultats

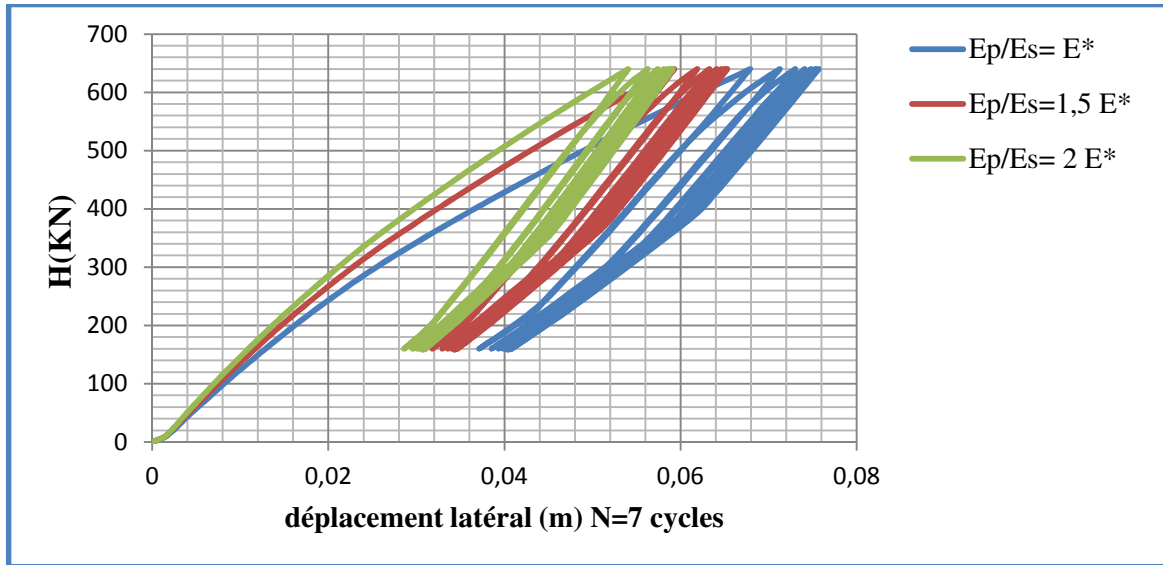


Figure V.28. L'effet de la variation de la rigidité relative ( $E_p/E_s$ ) sur le déplacement latéral en tête du pieu (N= 07 cycles).

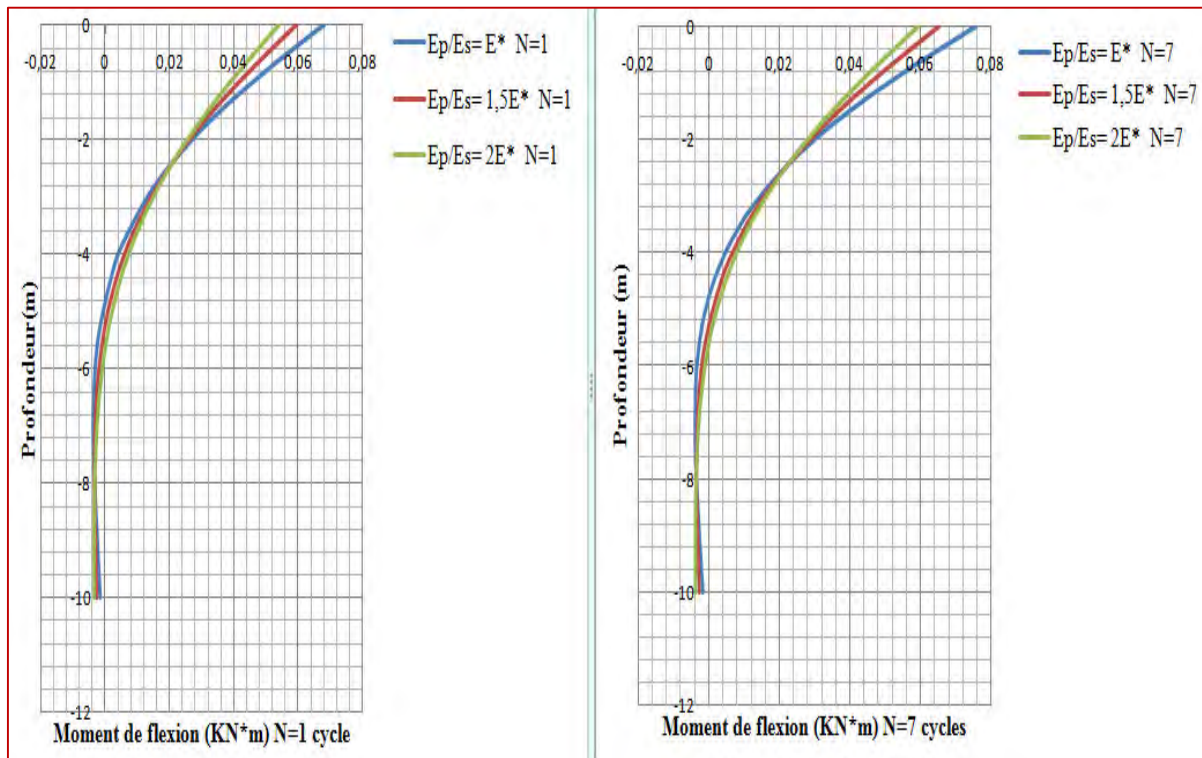


Figure V .29 . L'effet de variation de la rigidité ( $E_p /E_s$ ) sur le déplacement latéral le long du pieu (N= 1 et 7 cycles).

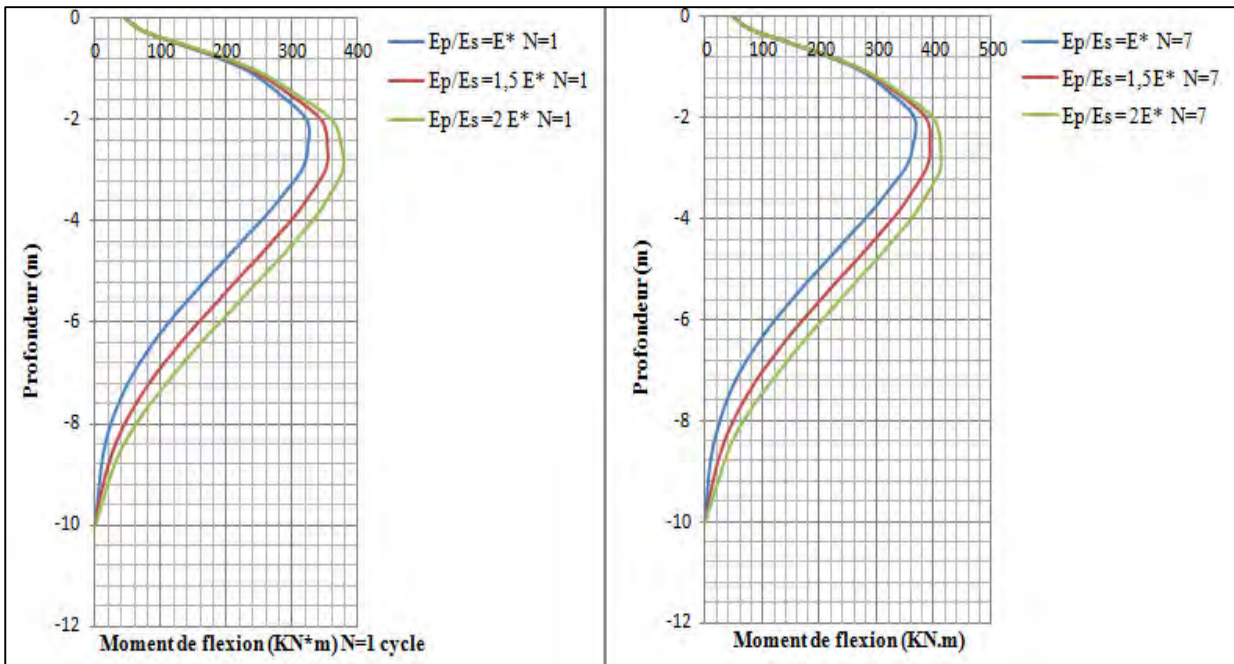


Figure V .30 . L’effet de variation de la rigidité ( $E_p/E_s$ ) sur le Moment de flexion le long du pieu (N= 1 et 7 cycles).

Tableau V. 9 : Récapitulatif les résultats obtenus dans les 03 modèles.

Modèle numéro	Rigidité relative ( $E_p/E_s$ )	Nombre de cycles N	Déplacement Max (m)	Moment de flexion (KN*M) max
01	$1,4^{E+3} = E^*$	01	0,0679	326,041
		07	0,0757	369,06344
02	$2,1^{E+3} = 1,5E^*$	01	0,0593	354,920
		07	0,0653	393,841
03	$2,8^{E+3} = 2E^*$	01	0,05405	377,933
		07	0,05912	413,29

Les figures (V.28 et V.29) et le tableau (V.9) présentent les déplacements calculés pour différentes rigidités relatives entre le béton et le sol.

- La comparaison entre les trois modèles de déplacement latéral en tête du pieu montre que le grand déplacement cyclique est enregistré pour une rigidité relative ( $E_p/E_s = 1,4E+3$ ) ; le déplacement en tête du pieu est de l’ordre de 0,068 m (6.8 cm) après 1<sup>er</sup> cycle et 0,0757 m ( $\approx 7.6$  cm) après sept cycles.

La figure (V.30) montre que ce qui suit :

- Le moment de flexion le plus grand sur le long du pieu a été obtenu dans les 03 modèles lorsque le rapport des rigidités  $E_p/E_s = 2,8E+3$ , il est de l'ordre 413,29 KN.m (7<sup>ème</sup> cycles) et 377,93 KN.m (1<sup>ère</sup> cycle).

### V.3.7.2. Conclusion partielle

- L'augmentation du rapport de rigidité relative entre le béton et le sol ( $E_p/E_s$ ) entraîne une diminution de déplacement latéral cyclique et une augmentation de moment fléchissant le long du pieu.
- L'interaction sol pieu dépend de la rigidité du pieu  $E_p$  seulement.

### V.3.8. L'influence de la forme géométrique

Cette analyse vise à 'étudier l'effet de la géométrie du pieu sous une charge latérale cyclique. On s'intéresse surtout aux déplacements en tête du pieu et les moments fléchissant le long du pieu.

Dans cette analyse on utilise deux types de section, l'une circulaire et l'autre est une section carrée.

Les dimensions de deux pieux sont :

- La longueur (la fiche) = 10m.
- Les sections sont comme suit
  1. Pour pieu section carrée  $a=b= 50$  cm.
  2. Pour section circulaire  $d=50$  cm.

Les caractéristiques des deux modèles ABAQUS sont récapitulées dans le tableau V.10

**Tableau V.10** : caractéristique des deux modèles (pieu circulaire et carrée).

Modèle	Nombres des éléments	Nombres des nœuds	Charge max/charge moyenne (KN)
Pieu circulaire	9408	12915	650/400
Pieu carrée	9311	12531	650/400

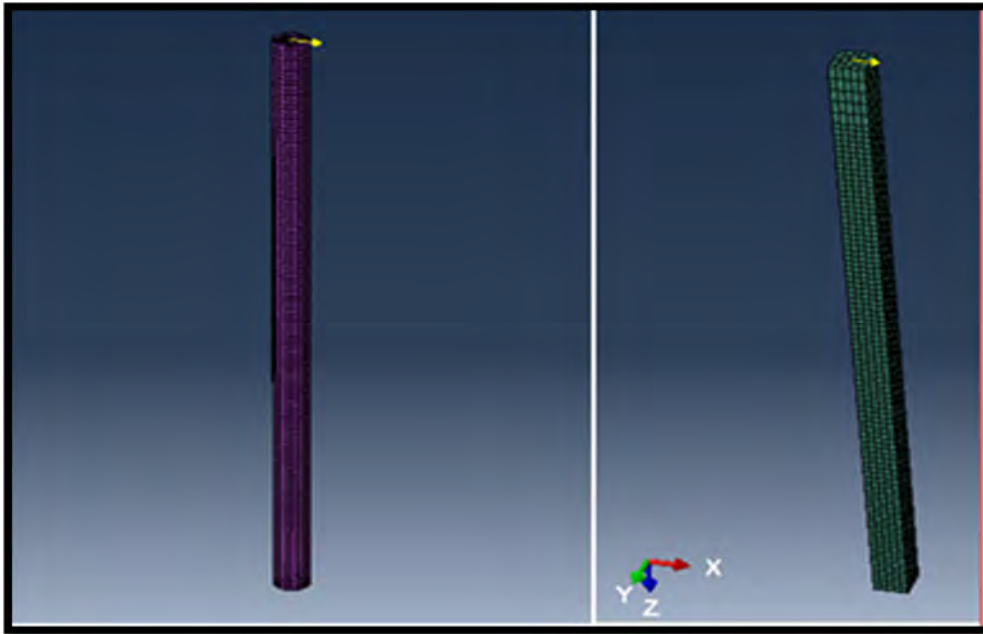


Figure V.31. Deux différents types pieux ABAQUS 6.10

### V.3.8 .1. Discussion des résultats

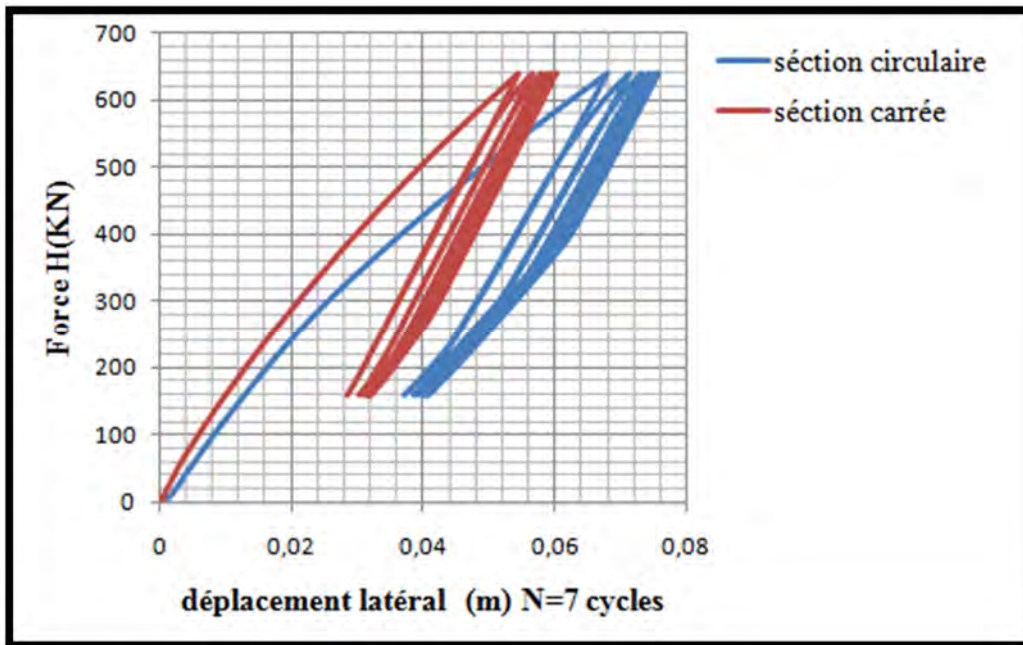


Figure V.32. L'effet de la section sur la variation des déplacements en tête du pieu (circulaire –carrée).

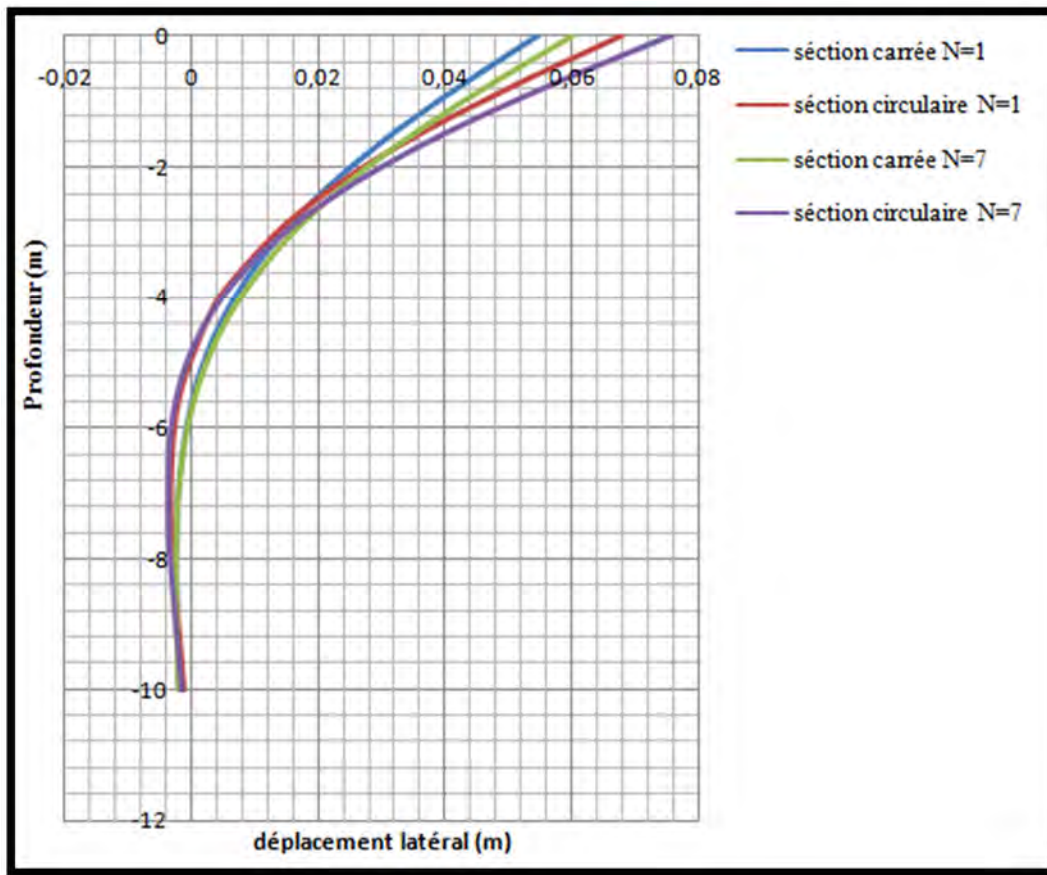


Figure V.33. L'évolution des déplacements le long du pieu selon la section (carrée. Circulaire).

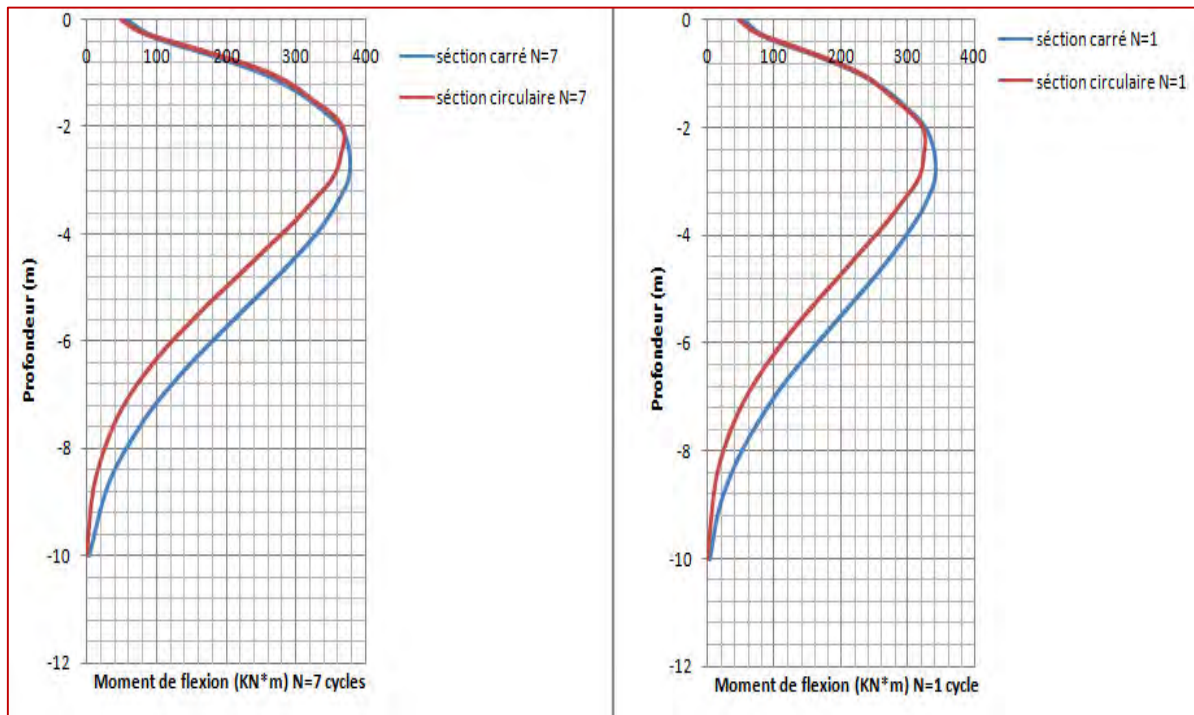


Figure V.34. L'évolution des moments de flexion le long du pieu (carrée. Circulaire).



**Tableau V.11** : Récapitulatif les résultats des déplacements horizontaux et les moments de flexion selon la forme géométrique du pieu.

Section du pieu	Nombre de cycles	Moment max (KN*m)	Déplacement max (m)	%variation de déplacement	%variation de Moment	%variation (Moment) entre deux sections	%variation (déplacement) entre deux sections
Carrée	01	341,768	0,0545	+10,50%	+10.6 %	- 4,6 % (1 cycle)	24.58% (1 cycle)
	07	378,0	<b>0,0602</b>				
Circulaire	01	326,041	0,0679	+11,49%	+13,48%	-2,16% (7cycles)	25,70% (7cycles)
	07	370 ,0	0,0757				

- La figure (V.32) et tableau (V.11) montrent l'évolution des déplacements en tête du pieu pour les deux formes géométriques. On a pu constater que les déplacements latéraux en surface pour le pieu à section circulaire est plus grande que le pieu a section carrée (+25,70 % après sept cycles).
- La figure (V.33) représente l'évolution de déplacement latéral le long du pieu pour les deux formes géométriques. On observe aucun effet du nombre de chargement sur la profondeur supérieure à 3m pour les deux sections géométriques.
- La figure (V.34) et le tableau (V.11) montrent l'évolution des moments de flexion du pieu pour les deux formes géométriques. Les résultats observé montrent que les moments de flexion pour un pieu de section circulaire est moindre que du pieu à section carrée (- 4,6 % après un cycle et -2,16% après sept cycles).

### V.3.8 .2. Conclusion partielle

- On peut conclure que le pieu carrée présente une bonne résistance vis-à-vis du chargement latéral cyclique grâce à l'action de l'enserrment avec le sol avoisinant contrairement au pieu de forme circulaire. La différence du déplacement entre les deux sections (carrée et circulaire) est de l'ordre de 25,7 % après sept cycles.
- En terme de valeur du moment maximal, il a été constaté que le moment de flexion le long du pieu sous chargement latéral cyclique pour la section circulaire est inférieure que la section carrée. La différence est de l'ordre de 4,7 % pour le 1<sup>er</sup> cycle et 2,16 % pour le septième cycle.

## CONCLUSIONS GENERALES

Le présent travail montre essentiellement une modélisation numérique du comportement du système sol-pieu sous chargement cyclique latéral.

Le chargement cyclique appliqués en tête du pieu est caractérisé par

- Le nombre de cycles (N).
- L'amplitude de chargement cyclique ( $H_c$ ).
- La valeur de chargement moyenne ( $H_m$ ).
- La valeur de chargement maximal  $H_{max} = H_m + H_c$
- La fréquence de chargement ( $f$ ).

A travers l'étude bibliographique, un travail de recueil de données expérimentales d'essais sur des pieux sous chargement latéral cyclique a été faite. Ces essais ont démontré l'interaction combinée du niveau de chargement, du nombre de cycles, la vitesse de chargement et de l'historique de chargement. Chacun de ces facteurs influence le comportement du pieu d'une façon complexe et leurs effets combinés peuvent être difficiles à expliquer.

Au cours de ce travail, une simulation a été faite par le modèle ABAQUS 3D (validation en statique) avec le modèle Brown (2001) ainsi qu'avec un calcul analytique par la méthode des différences finis (Reese et Matlock). Une bonne concordance des résultats a été trouvée avec une différence finale de l'ordre zéro pourcent (00 %).

Les résultats des études numériques (avec ABAQUS) sur un pieu isolé sous chargement latéral cyclique ont montrés ce qui suit :

- Augmentation du moment maximum avec les cycles.
- Accumulation du déplacement du pieu avec les cycles.
- Dégradation du sol autour du pieu avec les cycles.
- Aucun effet de la fréquence ( $f \leq 2$  Hz) du chargement sur le déplacement en surface.
- L'interaction de système sol pieu dépend de la variation de coefficient de frottement à l'interface  $\mu$ , si le nombre des cycles augmentent ; l'influence de variation de paramètre  $\mu$  sur le déplacement latéral cyclique et le moment de flexion diminue.
- la variation de  $E_s$  de 12.5 MPA et 20 MPA (augmentation par 60%) fait décroître de 30% le déplacement latéral après sept (07) cycles.

- L'augmentation du rapport de la rigidité relative entre le béton et le sol ( $E_p/E_s$ ) entraîne une diminution du déplacement latéral cyclique et une augmentation du moment fléchissant sur le long du pieu.
- L'interaction sol pieu dépend de la rigidité du pieu  $E_p$ .
- Approfondissement du point du moment maximal par l'augmentation de la rigidité relative du pieu sol et du nombre des cycles.
- La différence de déplacement latéral sous l'effet de la forme géométrique est d'ordre 25% dans le sept cycles premiers.
- L'angle interne de frottement  $\phi$  joue un rôle très important dans le dimensionnement d'un pieu sous chargement latéral cyclique, et cette étude a révélé que la variation de  $\phi$  de  $39,7^\circ$  à  $49^\circ$  entraîne une diminution de l'ordre de 19,4% du déplacement latéral sous chargement latéral cyclique et une diminution de l'ordre de 13,84 % de moment de flexion après sept cycles.

## PERSPECTIVES

Les perspectives de ce travail sont très nombreuses :

- Augmenter le nombre de cycles appliqué en tête du pieu (par les méthodes numériques).
- Comparaison des résultats trouvés avec d'autres codes de calcul (LCPC CESAR, FLAC, Z\_soil...etc.)
- Module de Young  $E_s$  est variable en fonction de profondeur
- Etudier un pieu isolé encastré en tête sous chargement latéral cyclique
- Etudier un groupe des pieux sous chargement cyclique latéral par la méthode des éléments finis
- Effet les conditions hydraulique (effet de la nappe phréatique).

## Forme générale du modèle Mohr-coulomb dans ABAQUS

### Critère de rupture

Le critère de Mohr-Coulomb est écrit :

$$\tau = c - \sigma \tan\phi$$

Où  $\sigma$  est négative en cas de la compression.

En supposant :

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

On obtient :

$$\tau = s \cos\phi$$

$$\sigma = \sigma_m + s \sin\phi$$

Où (s) est la moitié de la différence entre la contrainte principale maximale  $\sigma_1$  et la contrainte principale minimale  $\sigma_3$ .  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$  ;  $\sigma_m$  est la moyenne de  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ .

Le critère de Mohr-coulomb est devenu :

$$s + \sigma_m \sin\phi - c \cos\phi = 0$$

Pour la forme générale des contraintes (soit  $\sigma$  égale respectivement,  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$ ), il est convenable d'exprimer le modèle par trois invariants de contrainte comme le suivant :

$$F = R_{mc} q - p \tan\phi - c$$

$$\text{Où, } R_{mc}(\theta, \phi) = \frac{1}{\sqrt{3} \cos\phi} \sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) + \frac{1}{3} \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \tan\phi$$

( $\phi$ ) est la pente de la surface de rupture Mohr-coulomb sur le plan  $p - R_{mc}q$  (fig. A1) qui est normalement considérée comme l'angle de frottement interne du matériau et peut dépendre de la température et des champs des variables prédéfinis (contrainte, déformation...), (c) est la cohésion du matériau,

$\Theta$  est l'angle polaire déviatorique défini par

$$\cos(3\Theta) = \left(\frac{r}{q}\right)^3$$

Et

$$S = \sigma + pI$$

S est la contrainte déviatorique

$$P = \frac{1}{3}\text{trace}(\sigma)$$

P est la pression hydrostatique

$$q = \sqrt{\frac{3}{2}(s:s)}$$

q est la contrainte de Von Mises équivalente

$$r = \left(\frac{9}{2}s \cdot s \cdot s\right)^{\frac{1}{3}}$$

r est le troisième invariant de la contrainte déviatorique.

L'angle de frottement  $\varphi$  contrôle la forme de la surface de rupture sur le plan déviatorique (figure. 1). Cet angle varie de  $0^\circ$  à  $90^\circ$ . En cas de  $\varphi = 0^\circ$ , le modèle Mohr-coulomb est réduit à un modèle de Tresca avec une section déviatorique parfaitement hexagonale. Dans le cas où  $\varphi = 90^\circ$ , le modèle Mohr-coulomb est réduit à un modèle de Rankine avec une section déviatorique triangulaire, mais ce cas limite n'est pas permis dans le modèle Mohr-coulomb décrit ici.

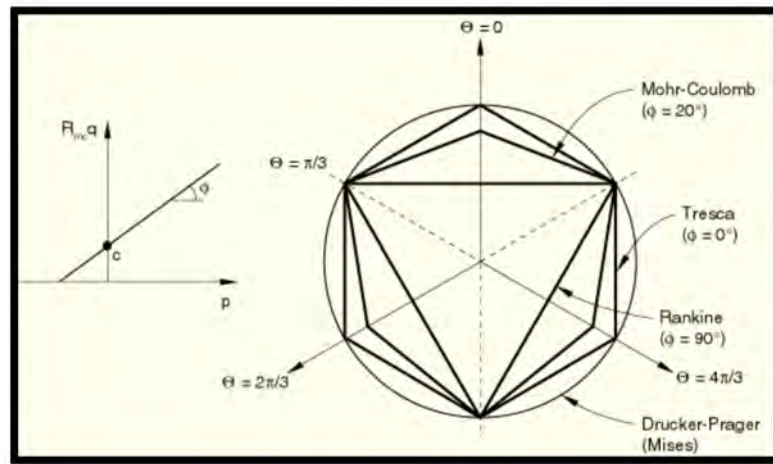


Figure 1 : Surface de la rupture sur le plan méridional et le plan déviatorique

## *Références Bibliographiques*

---

- [1] **L. Hazzar (2014)**, « Analyse numérique de la réponse des pieux sous sollicitations latérales » Thèse de doctorat, université de SHERBROOK Canada.p214
- [02] **B. Tali (2011)**, « Comportement de l'interface sol-structure sous sollicitations cycliques. Application au calcul des fondations profondes » Thèse de doctorat, laboratoire NAVIER - Géotechnique (CERMES).
- [3] **F. Rosquoët, (2013)**, Pile cyclic lateral loading: Development of degradation laws for describing the cyclic effect. The 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013 pp 2395- 2398.
- [4] **N. Gerolymos et al (2009)**, "Numerical modeling of centrifuge cyclic lateral pile load experiments" Earthquake Engineering and Engineering Vibration Vol.8, No.1 p 61-76
- [05] **C. Plumelle (2004/2005)**, «Fondations profondes, Chapitre18», CNAM-Paris-Géotechnique.
- [06] **G. philipponnat (1979)**, méthode pratique de calcul d'in pieu isolé à l'aide du pénétromètre statique pp1-10.
- [07] **P. Reiffsteck (2010)**, Cours Fondation des ouvrages, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- [08] **J. S. Templeton, III (2012)**, Finite Element Analysis in Offshore Geotechnics A Thirty-Year Retrospective. SIMULIA Customer Conference USA p1-19.
- [9] **T. Hermime (2012)**, « ETUDE l'interaction du sol de fondation avec les ouvrages Portuaires utilisent des pieux » Mémoire de Magister, Université de TIZIO OUZO.
- [10] **O. Benzaria. (2013)** « Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux » Thèse de doctorat, l'université paris-Est.
- [11] **Z. Li et al.** "Bolton Centrifuge modelling of mono-pile under cyclic lateral loads". 7th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, Zurich, Vol. 2, 965-970
- [12] **M. Khemakhem. (2012)** « étude expérimentale de la réponse aux charges latérales monotones et cycliques d'un pieu fore dans l'argile » Thèse de doctorat, laboratoire central des ponts et chaussées de Nantes.
- [13] **F. Rosquoët (2004)**, «Pieux sous charge latérale cyclique » Thèse de doctorat, laboratoire central des ponts et chaussées de Nantes.

- [14] **S. Perlo-Mevellec. (2003)**, «Etude numérique par l’approche hybride des Groupes de pieux »Thèse de Doctorat au Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES).
- [15] **M. Rakotonindriana (2009)**, « comportement des pieux et des groupes de pieu sous chargement latéral cyclique » Thèse de doctorat, laboratoire central des ponts et chaussées de Paris.
- [16] **S. Giannakos et al (2011)**, “on the lateral response of piles: numerical analysis against centrifuge experiments”, 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering 2011, Santiago, Chile
- [17] **S. Giannakos et al (2012)**, “cyclic lateral response of piles in dry sand: Finite element modeling and validation”. *Computers and Geotechnics* 44 (2012) 116–131P.116–131
- [18] **J-W Huang (2011)** “Development of modified p-y curves for Winkler Analysis to characterize the lateral load behavior of a single pile embedded in improved soft clay”. Iowa State University Ames, Iowa.
- [19] **T.P.T. Dao.(2011)**, « Validation of PLAXIS Embedded Piles For Lateral Loading» Master of Science Thesis ,Delft University.
- [20] **D. Remaud (1999)**, « Pieux sous charges latérales : Etude expérimentale de l’effet de groupe » Thèse de doctorat, Ecole doctorale sciences pour l’ingénieur.
- [21] **T. Blok (2010)**, 3D-Modelling af offshore monopæle i ler , Danmarks Tekniske Universitet.
- [22] **J.A.T. Ruigrok, (2010)**, Laterally Loaded Piles (Models and Measurements). Delft, 2010
- [23] **Z. Zhou (2012)**, “Dynamic behavior of blow out preventer (soil and conductor system)” Norwegian University of Science and Technology.
- [24] **M. Henia**, « Analyse numérique de la réponse non linéaire d’un pieu sous sollicitations latérales » Thèse de doctorat, université de Constantine.
- [25] **M. Sartor « Eléments finis »** Notes de cours –Chapitre 1
- [26] **P. He (2006)**, « modélisation numérique du comportement mécanique sur pente des dispositifs géosynthétiques » Thèse de doctorat, l'université Bordeaux 1
- [27] **P. He et al, (2006)**” Numerical Modeling of the Mechanical Behavior of Geomembrane Liner Systems (GLS) Installed On Slopes”. *Journal*. 191-198
- [28] **Brown et al. (2001)**, CHAPTER 4 – pile-soil interaction (PSI) Finite element code.
- [29] **ABAQUS 6.1**. Standard user’s manual. Abaqus Analysis Volume V: prescribed condition, constraint and interaction 2010
- [30] **M. Abbas, (2012)** Introduction au logiciel ABAQUS.
- [31] **Yun gang Zhan et al, (2012)**” Modeling Vertical Bearing Capacity of Pile Foundation by Using ABAQUS” Vol. 17 [2012], p1855-1865.



[32] **F. Massamba et al,(2006)** ‘‘Prise en compte d’un module de réaction corrigé dans la modélisation numérique d’un pieu isolé chargé latéralement à proximité d’une pente’’ IXème Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier. pp 613-622