REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

MODELISATION DES PIEUX SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE AVEC INTERACTION SOL-PIEU

Présenté par
Allal Amina

Proposé et Dirigé par
Mme .H. Hernoune

Promotion Juin 2021

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

En premier lieu à mes Chères **Parents**, Ma mère et Mon père Pour leur patience, leur amour, leur soutien et leur encouragement.

A mes sœurs **Meriem** et **Hiba**

Je les souhaite la réussite dans ces études.

A mes chères amies Souad,Hanane, Malek et Nawal.

A mes collègues fidèles avec qui j'ai partagé le Et à

tous qui m'ont connu.

Sans oublier tous.

À tous mes professeurs dès primaire jusqu'à l'enseignement supérieur





Remerciement



Le plus grand Merci revient à **Allah** qui lui seul m'a guidé dans le bon sens durant ma vie et qui m'aidé à réaliser ce modeste travail.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à ma directrice de mémoire, **Mme Hernoune**.**H**. Je la remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.

Je remercie mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi. Je remercie mes sœurs Meriem etHiba, pour leurs encouragements.

Enfin, je remercie mes amis qui ont toujours été là pour moi. Leur soutien inconditionnel et leurs encouragements ont été d'une grande aide.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Résumé

Dans les fondations profondes la caractérisation du contact entre le sol et l'élément structurel, le pieu, joue un rôle majeur dans la définition de condition de stabilité de l'ouvrage.

On présente dans ce travail une analyse numérique par la méthode des éléments finis (ABAQUS) du comportement mécanique d'interface sol-pieux ainsi que son application aux pieux isolés sous chargement latéral cyclique. A partir du modèle de comportement élastique et élasto-plastique tridimensionnel, un modèle tridimensionnel est développé afin de mettre en évidence l'effet du chargement cyclique à l'interface au cours du cisaillement. Ces modèles considèrent une interaction de type contact normal et tangentiel a l'interface sol-pieu, prennent en compte l'état caractéristique (frottements). Les modèles tridimensionnels sont implantés dans le logiciel ABAQUS. On s'intéresse notamment à l'analyse des mécanismes d'interaction entre les différents éléments (sol, pieu) et une attention particulière est accordée à l'influence des non linéarité du sol sur la réponse du système sol- pieu.

Mots-clés : Interaction, Sol, Structure, Pieu isolé, chargement latéral cyclique, méthode des éléments finis, ABAQUS 3D

Abstract

In deep foundations, the characterization of the contact between the soil and the structural element, the pile, plays a major role in defining the conditions of stability of the structure. We present in this work a numerical analysis by the finite element method (ABAQUS) of the mechanical behavior of soil-pile interface as well as its application to isolated piles under cyclic lateral loading. From the three-dimensional elastic and elasto-plastic behavior model, a three-dimensional model is developed in order to demonstrate the effect of cyclic loading at the interface during shearing. These models consider an interaction of normal and tangential contact type at the soil-pile interface, take into account the characteristic state (friction). The three-dimensional models are implemented in the ABAQUS software. We are particularly interested in the analysis of the interaction mechanisms between the different elements (soil, pile) and special attention is given to the influence of soil nonlinearities on the response of the soil-pile system.

Keywords: Interaction, Soil, Structure, Isolated pile, Lateral loading, cyclic lateral loading, finite element method, ABAQUS 3D

ملخص

التربة والعنصر الهيكلي ، وهو الكومة ، دورا رئيسيا في تحديد ظروف استقرار وفي الأسس العميقة ، يؤدي توصيف الاتصال بين) للسلوك الميكانيكي لواجهة كومة التربة فضلاً ABAQUSالهيكل. ونحن نقدم في هذا العمل تحليلاً عددياً بواسطة طريقة العناصر المحدودة (عن تطبيقه على أكوام معزولة تحت التحميل الدوري الجانبي. من نموذج سلوك البلاستيك ثلاثي الأبعاد والمرن، يتم تطوير نموذج ثلاثي الأبعاد من أجل إظهار تأثير التحميل الدوري في الواجهة أثناء القص. وتنظر هذه النماذج إلى تفاعل من نوع الاتصال العادي والمضاد عند واجهة كومة التربة ، وتأخذ في الاعتبار الحالة المميزة (الاحتكاك). وتنفذ النماذج الثلاثية الأبعاد في الاتفاقية ويولى تحليل آليات التفاعل بين العناصر المختلفة (التربة ، الكومة) وإيلاء اهتمام خاص لتأثير عدم وجود التربة على استجابة نظام كومة التربة

. الكلمات الرئيسية: التفاعل ، التربة ، البنية ، الكومة المعزولة ، التحميل الجانبي ، التحميل الجانبي الدوري ، طريقة العناصر المحدودة ،

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE ……..1
Chapitre I : Généralité sur les pieux ……..2
I. Introduction 3
I.1. Définition 3
I.2. Classification des pieux 4
I.2.2 Suivant la mise en œuvre 4
I.2.3 Suivant la transmission des charges au sol et le mode du travail du pieu 4
I.3. Comportement des pieux sous chargement axial 5
I.4. Les charges liées au comportement du sol 6
I.5. Evaluation de la résistance de pointe qu'en fonction de la profondeur 7
I.6. Frottement latéral positif et négatif 8
I.7. Hauteurs d'action du frottement négatif 8
I.8. Pieux isolés sous sollicitations latéraux 9
I.9. Aperçus sur certains ouvrages sollicites par des charges cycliques 10
I.9.2.2. les portes maritimes 12
I.9.3.1. L'éolienne on-shore 14
I.10. Conclusion 15
Chapitre II : Etude bibliographique sur la liquéfaction ……16
II. Introduction 16
II.1. Facteurs influençant la liquéfaction 21
II.1.1 Âge et origine des sols 21
II.1.2. Type de sol et répartition des grains 21
II.1.3. Densité relative 22
II.1.4 Degré de Saturation 22
II.1.5 Contrainte verticale et sur consolidation 23
II.1.6 Epaisseur de la couche de sable 23
II.2. Etude du comportement des sables sous chargement monotones et cycliques 24
II.2.1.2. Essais non drainé 26
II.2.2. Comportement des sables sous chargement cyclique 28
II.2.2.1 Essai drainé 28
II.2.2.2 Essai non drainé 30

II.3. Les essais de laboratoire 32
II.4. Conclusion 33
Chapitre III : Présentation Général sue ABAQUS ……34
III.1 Introduction 35
III.2Principe de la méthode des éléments finis 35
III.2.1. Définition de logiciel de calcul par éléments finis « ABAQUS » 36
III.2.2. les deux solveurs principaux 36
III.2.2.1 ABAQUS/Standard 37
III.2.2.2 ABAQUS/Explicit 38
III.3. comparaison 38
III.4. Caractéristique de logiciel ABAQUS 39
III.4.1. Les élément utilisent par ABAQUS 39
III.4.2. Structure d'ABAQUS 40
III.5. Modélisation des matériaux utilisés 41
III.5.1. Modélisation des matériaux granulaires (sols) 41
III.5.1.1. Modèles en mécanique des sols 41
III.5.1.2. Model de Mohr-Coulomb sous ABAQUS 41
III.5.1.3. Modélisation du pieu (Modèle élastique linéaire isotrope) 44
III.6. Numérisation du contact aux interfaces 44
III.6.1 Introduction 44
III.6.2 Approches proposées par ABAQUS 45
III.6.3 Formulation de contact 46
III.6.3.1. Contact de petit déplacement 46
III.6.3.2 Contact en grand déplacement 47
III.7. Modélisation des propriétés de contact 49
III.8 Conclusion 50
Chapitre IV : Modélisation numérique ……51
IV.1. Introduction 51
IV.2. Étude sur pieu isolé sous chargement latéral cyclique 51
IV.2.1. Modèle de référence 51
IV.3. Hypothèse de calcul, géométrie du modèle et propriétés des matériaux 52
IV.4. Géométrie du modèle 53
IV.5. Caractéristiques du modèle Élément fini 53

IV.6. La géométrie du modèle 53
IV.6 Modélisation des éléments de contact avec ABAQUS 57
IV.7. Déplacement latéral en fonction de la profondeur du pieu..... 58
IV.8. Conclusion..... 62
Conclusion Général …….63

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

Figure 1. 2 : Essai de chargement du pieu. Courbe effort déplacement en tête (C. Plumelle 2004)

Figure 1. 3 : Evaluation de la résistance de pointe qu en fonction de la profondeur (C. Plumelle 2004)

Figure 1. 4:Mécanismes du frottement latéral positif et négatif (C.Plumelle 2004)

Figure 1. 5. Déformation d'un pieu soumis à un chargement latéral et réaction du sol

Figure 1. 6 Exemple de structure en treillis mantélique (« jackets ») (Templeton, J. S 2012)

Figure 1. 7: Exemple d'ouvrage de plate-forme gravitaire (Tali ,2011)

Figure I.8 Pieux d'un port en cour de réalisation (Hermime .2012)

Figure I.9.. Exemple d'ouvrage l'éolienne offshore ((Benzaria ,2013) et (Z.Li et al ,2011)

Figure I.10. Exemple d'ouvrages L'éolienne on-shore (Tali, 2011)

Figure I.11.. Exemple d'ouvrage pour un train à grande vitesse (Benzaria, 2013)

Figure II.1. Représentation de liquéfaction ; a et b : état initial, c : état de liquéfaction (d'après Johansson ,2000)

Figure II.2.: Effondrement du parement amont du barrage de San Fernando pendant Le séisme de 1971

Figure II.3 : Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon

Figure II.4. Séisme d'Alaska 1964

Figure II.5 : Tokachi-Oki, Japon, 2003 et Bhuj, Inde, 2001

Figure II.6 Séisme de Hyogoken-Nambu (Kobe) 1995

FigureII.7Séisme de Cocaeli (Adapazari) 1999.

Figure II.8. Limites dans les courbes de gradation séparant les sols liquéfiables et non liquéfiables (Tsuchida, 1970)

Figure II.9. Courbes limites pour l'identification de l'épaisseur de la couche superficielle (Ishihara, 1985)

Figure II.10. Essai triaxiaux monotones drainés sur un sable de Sacramento (d'après Lee, 1965)

Figure II.11. Déformation volumique en fonction de la déformation axiale pour des essais triaxiaux drainés faits sur un sable lâche (Dr initiale =38%) de la rivière Sacramento (selon Lee, 1965 ; de Holtz et kovacks ,1991).

Figure II .12. Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (d'après ; après Casagrande, 1975)

Figure II.13 Variation du volume sous chargement monotone

Figure II.14. Critére caractéristiques délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire (d'après Luong 1978).

Figure II.15. Comportement cyclique drainés des sables (d'après Luong ,1980)

Figure II .16. Variation de volume sous chargement cyclique (Luong, 1980)

Figure II.17. Comportement du sable en condition non Drainé (D'après Luong ,1980)

Figure II.18. Courbe de résistance à la liquéfaction pour différents sables (Seed 1979)

Figure III.1. Schéma présent l'utilisation langage de script Python (ABBAS, 2012).

Figure III.2. Organigramme de résolution de schéma implicite

Figure III.3. Organigramme de résolution de schéma explicite

Figure III.4. Quelques éléments parmi les plus utilisés (document Abaqus)

Figure III.5. Structure d'une analyse ABAQUS (ABBAS, 2012)

Figure III.6. Critère de Mohr-Coulomb (Yun-gangZhan et al, 2012)

Figure III.7. Exemple de la relation cohésion –déformation plastique (ABAQUS 17).

Figure III.8. Schéma de durcissement isotrope d'un matériau (document Abaqus)

Figure III.9. Courbe contrainte – déformation d'une loi élastique

Figure III.10. Exemples des cas utilisation des éléments de contact spécifiques (Peng He, 2006)

Figure III.11. Définition du point d'ancrage et plan tangentiel

Figure III.12. Exemple d'une évolution d'un nœud esclave sur la surface maitresse (document Abaqus)

Figure III.13. Relation pression-pénétration du contact "dur"

Figure III.14. Schéma du modèle de Mohr-Coulomb aux interfaces (Perkins. 2005) cité par (Peng HE et al, 2006)

FigureIV.1. Distribution de déplacement sur le long du pieu.

Figure VI.2. Déplacement de tête du pieu sous chargement latéral ABAQUS 17

FigureIV.3. Déplacement latéral du pieu en fonction de sa profondeur dans le sol élastique

Figure IV.4. Déplacement latéral du pieu en fonction de sa profondeur dans le sol élasto-plastique

Figure IV.5. Combinaison entre le déplacement du pieu dans un sol élastique et élasto-plastique.

Figure IV.6. Caractéristiques de chargement latéral cyclique en tête du pieu.

FigureIV.7. Représentation du système sol-pieu isolé par le code de calcul (ABAQUS 17)

Figure IV.8. Pieu isolé sous chargement latéral cyclique (ABAQUS 17).

Figure IV.9. Interaction sol-pieu (ABAQUS 17)

Figure IV.10. Condition aux limites (ABAQUS.17).

Figure IV.11. Maillage en 3D avec des éléments tétraédriques du système sol –pieu (ABAQUS 17)

Figure IV.12. Déplacement horizontal du pieu dans un sol élasto-plastique de Mohr coulomb après chargement (ABAQUS 17).

Liste des tableaux

Tableau IV.1. Différentes éléments utilisent dans la modélisation par ABAQUS.

Tableau IV.2. Différentes éléments utilisent dans la modélisation par ABAQUS 17

Tableau IV.3. La charge cyclique

Tableau IV.4. Input paramètre pour l'analyse non linéaire

Notion et symboles

A_y:Coefficient de déplacement cas A

By: Coefficient de déplacement cas B

Cf : la cohésion de contact

Cu: Cohésion non drainé de sable

D : diamètre du pieu

D0 : diamètre de référence

Dr : densité relative EP : module d'Young de pieu

EM : module pressionmétrique

$\bar{G}$: module de cisaillement moyen du sol

Gb : module de cisaillement du sol sous la pointe du pieu

GL : module de cisaillement du sol à la cote L

Ip : moment d'inertie de a section transversal

K : paramètre du sol donnée par Bowles

k0 : coefficient de pression de la terre au repos

ka : coefficient de pression des terres actives

kc : module de réaction dans une argile

kh : la rigidité normal (MPa/m)

Kh : coefficient de réaction du sol

kf : module de réaction frontale

KR : facteur de rigidité du pieu

ks : module de réaction latérale du sable

Ksx : rigidité élastique de cisaillement dans la direction x

Ksy : rigidité élastique de cisaillement dans la direction y

kt : la rigidité tangentielle (MPa/m)

L : longueur de pieu

Ls : longueur sur laquelle est calculé le frottement

l_0 : longueur de transfert

Notion et symboles

p : pression du sol

P : réaction du sol

P’0 : pression effective (après excavation)

Pd : résistance latéral de dimensionnement

Pm : facteur multiplicateur sur les pressions

Pu : réaction ultime du sol a la profondeur z

qc : résistance de pointe

qs : frottement latérale unitaire

Q0 : chargement axial en tête

QP : effort de pointe

QS : effort de frottement latéral

rm : le rayon a partir duquel les déplacements verticaux son négligeable dans le sol

Rt : résistance de l’interface a la traction

S : le tassement du pieu

t : épaisseur de l’interface

T : facteur de rigidité

un:Déplacement normal relatif

ut : déplacement tangentielle relatif

V : effort tranchant

y : le déplacement latéral du sol

y_0:Déplacement en tête du pieu YA

YB : déplacement causé par le moment

Z : profondeur de sol

Z’ : coefficient de profondeur

Z’max : coefficient de profondeur maximal

Zc : profondeur critique

α:coefficient rhéologique

Notion et symboles

αpy:Facteur d'interaction effort-déplacement

$\alpha m\theta$:Facteur d'interface moment –rotation

$\alpha 1, \beta 1, \gamma 1, \delta 1$: Constante d'intégration

β : Angle de dispersion

εn : la déformation normal

εc : valeur moitié d la déformation

φ : Angle de frottement interne du sol

ρ : Le rapport de module de cisaillement

$\mu *$: Coefficient de frottement apparent

μ : Coefficient de frottement réel

μL : La compressibilité du pieu

τ : Contrainte tangentielle

$\tau 0$: Contrainte de cisaillement correspond au rayon du pieu

τmax : contrainte de cisaillement max

σ_0 : Contrainte normal initial

σn : contrainte normal

δ : Angle de frottement de l'interface

γ : Poids volumique du sol

Υt : La distorsion

Υrz:La distorsion verticale

ϒmf : coefficient de sécurité caractéristique du matériau

ϒm : facteur multiplicateur sur le déplacement

Ψ: Angle de dilatation

θ : la rotation

ϕ(z) : fonction de déplacement

nh: Constante de réaction

ζ : Un facteur égale au logarithme du rapport du rayon rm u rayon r0

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Tout calcul et dimensionnement d'un ouvrage en génie civil doit être rigoureux. A cet effet, une bonne connaissance et une analyse approfondie du problème s'imposent, notamment pour les constructions classées de grandes importances. Alors, l'Ingénieur doit prendre e considération l'ensemble des facteurs qui peuvent affecter de manière non négligeable les résultats de ces calculs. Parmi eux, on trouve l'interaction sol-structure qui constitue des problèmes très réputés en génie civil. Les fondations profondes (les pieux) 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 [36].

. 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) [37]

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

Notre mémoire est organisé en quatre chapitres dans le continu est succinctement résumé ci-dessous :

Le premier chapitre est consacré pour une généralité sur les différents pieux.
Ensuite, le deuxième chapitre permis de présenter une synthèse bibliographie sur la liquéfaction.

Le troisième chapitre on fait une présentation sur logiciel ABAQUS aves ces différents éléments.

Enfin, le dernier chapitre comporte une modélisation en 3D de comportement statique du système sol-pieu sous chargement cyclique

Chapitre I :

Généralité sur les pieux

I. 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.

I.1. Définition

La fondation est dite profonde si : D/B > 6 et D > 3m selon (DTU 13.11, 1988). un pieu est une fondation élancée, qui reporte les charges de la structure, sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol.Les parties principales d'un pieu sont : la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe

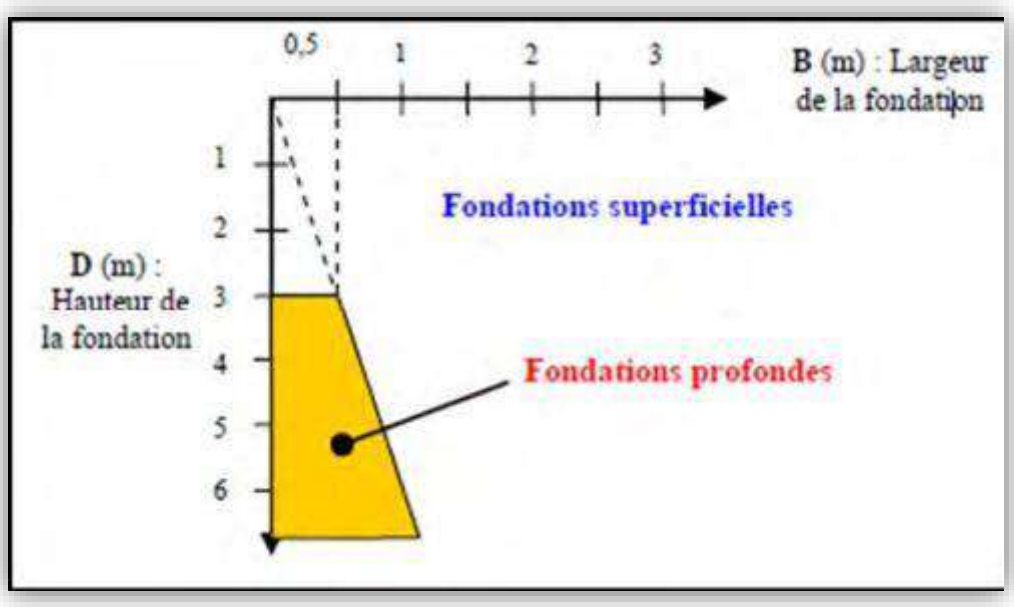


Figure I.1. Schéma présentant les divers types de fondation selon la largeur et la hauteur d'encastrement (DTU 13.11, 1988) [1]

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

I.2. Classification des pieux

I21 suivant le matériau de construction

I.2.1.1 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.

I.2.1.2 Acier

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

I.2.1.3 Béton

Il existe des pieux en béton qui peuvent être enfoncés par battage (exemple : pieux Hercules). Cespiteux 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.

I.2.1.4 Composite

Ce sont habituellement des tubes en acier remplis de béton.

I22 Suivant la mise en œuvre

I.2.2.1 Les pieux façonnés à l'avance

I.2.2.2 Les pieux exécutés en place

Dans cette catégorie o distingue :

- Les pieux en béton exécutés à tube fermé battu ou vibro-foncé ou vérine (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

I23 Suivant la transmission des charges au sol et le mode du travail du pieu

I.2.3.1. les pieux colonnes : ils sont fichés dans une couche résistante et travaillent en pointe.

I.2.3.2. les pieux flottants : ils sont placés dans les sols homogènes avec des caractéristiques
mécaniques constantes. Ces pieux transmettent essentiellement leurs charges par frottements latéraux.

I.2.3.3. Les pieux flottant 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.

I.3. Comportement des pieux 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 commele montre (Figure I.2).

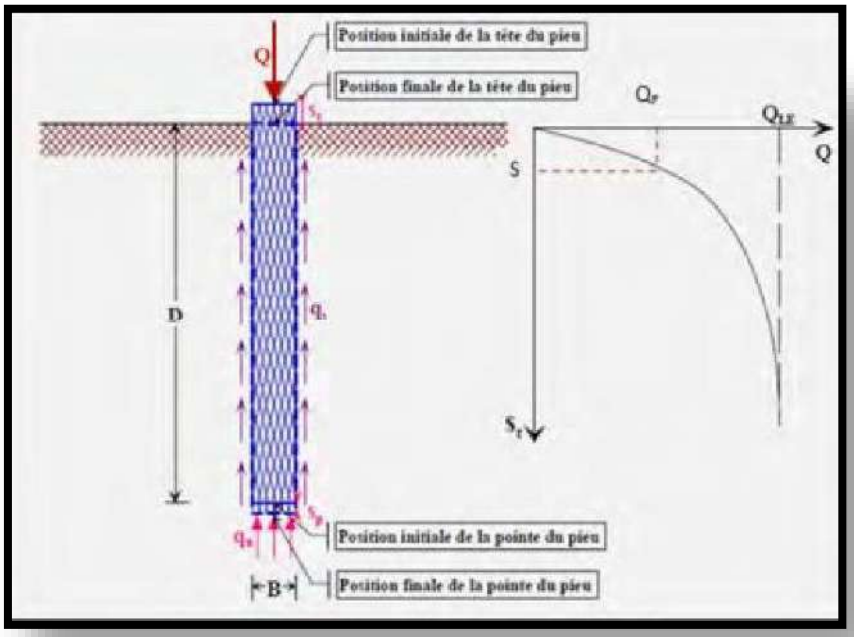


Figure I.2. Essai de chargement du pieu. Courbe effort déplacement en tête (C. Plumelle 2004) [2]

Cette courbe donne la charge limite ultime Qu 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 qu' qui donne la charge limite de pointe Qpu.

$$Qpu = qu\ A (I.1)$$

A : section droite de la pointe du pieu.
- Le frottement latéral qs qui s'exerce sur la surface latérale du pieu qui donne la charge limite de frottement latéral Qsu.

$$Qsu = qs\ \pi\ B\ D \qquad (I.2)$$

$$Q_s = Qpu + Qsu \qquad (I.3)$$

I.4. Les charges liées au comportement du sol

I41 Charge de fluage QF

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.

I42. Charge nominale QN

Les essais techniques permettent de définirQu par contre la charge nominal QNsera égal au produit de□ □ par un coefficient de sécurité .On prend généralement.

$$Q_N = \frac{Q_{pu}}{fs1} + \frac{Q_{pu}}{fs2} \qquad (I.4)$$

FS1 : coefficient de sécurité sur le terme de pointe.

FS2 : coefficient de sécurité sur le terme de frottement latéral.

En général, les coefficients de sécurité adoptée selon (G.Philipponnat, 1979) sont :

- Résistance de pointe : FS1=3
- Résistance latéral : FS2 =2

I43. Charge intrinsèque QI

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

I44. charge admissible Qa :

L'absence de déplacement important, on définit la charge admissible par laplus petit des $valeursQN\ et\ QI$ 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 $et\ Q$.

I.5. Evaluation de la résistance de pointe qu'en fonction de la profondeur

Quand en enfance 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 appeler profondeur critiqueDc et reste cassis constante ensuite comme le montre le figure (I.8) la valeur $deDc$ varie avec le type de sol elle, augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol.

Pour simplifier et dans les cas courant on pourra adopter les valeurs de□□préconisées

Par la norme DTU 13-2/P11-212 (Plumelle, 2004)

- Pour un seul couche de sol□□ = 6B avec minimum de3m.
- Pour un sol Multicouche pour lesquelles la contrainte effective $\sigma v'$du au poids des terres au-dessus de la couche d'ancrage Et au moins égal à (100KPa) $Dc = 3B$ avec un minimum de 1,5 ; c'est la règle classique des 3 diamètres d'ancrage Du pieux dans la couche résistance.

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

$$Dc = 25\sqrt{(1 + Q1/10)} \qquad (I.5)$$

Où ql est la résistance limite du sol.

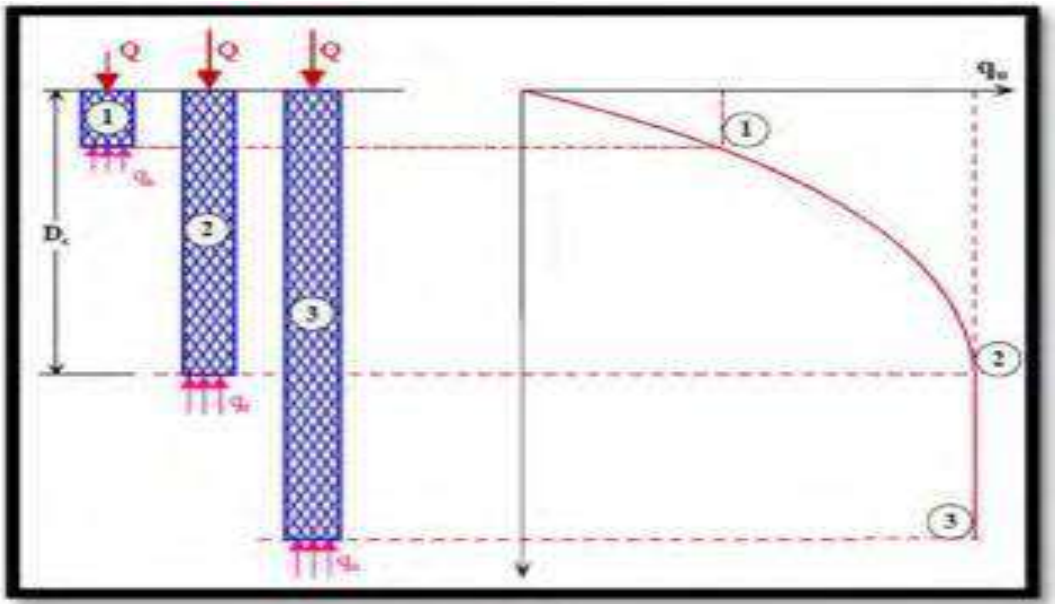


Figure I.3. Evaluation de la résistance de pointe qu en fonction de la profondeur (C. Plumelle 2004) [2]

I.6. Frottement latéral positif et négatif

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 fp, vers le haut (Figure I.9). Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse (ss) sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers la basse et lui applique un frottement négatif (fn) qui le surcharge (Figure I.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.

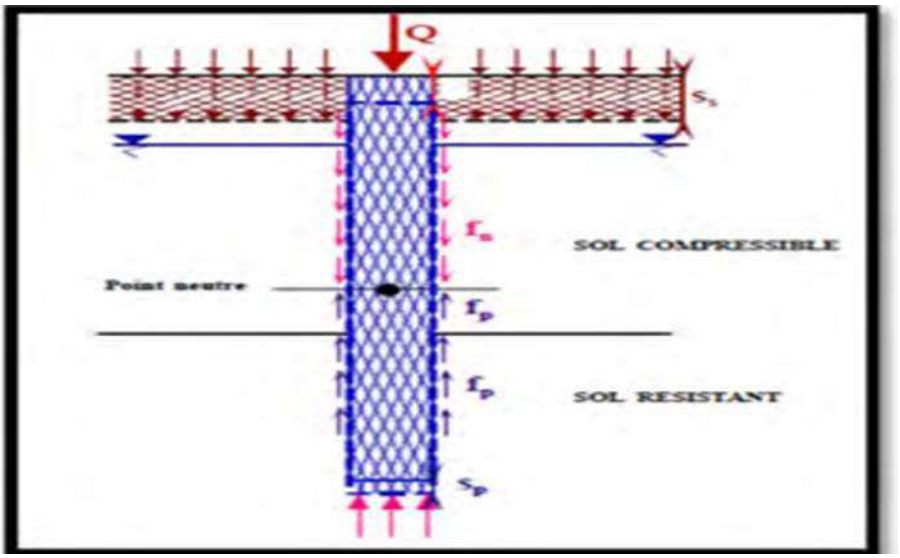


Figure I.4. Mécanismes du frottement latéral positif et négatif (C.Plumelle 2004) [2]

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

I.7. Hauteurs d'action du frottement négatif

Cette hauteur h est généralement prise égale à la plus faible des deux valeurs h1 et h2 définies comme suit :

h1 : profondeur où la contrainte $\sigma'(z)$ 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.

h2 : 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) [4]

- **Méthode de calcule**

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

$$F_N = Pi * \int_0^h K(z).tg\delta(z).\sigma'_v(z).dz \qquad (I.6)$$

Pi : périmètre de l'élément de fondation.

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

Le frottement négatif maximal dépend :

- La compressibilité du sol.
- Des surcharges de long durés.
- De l'interface entre le sol et le pieu

I.8. Pieux isolés sous sollicitations latéraux

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). Laré solution 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.

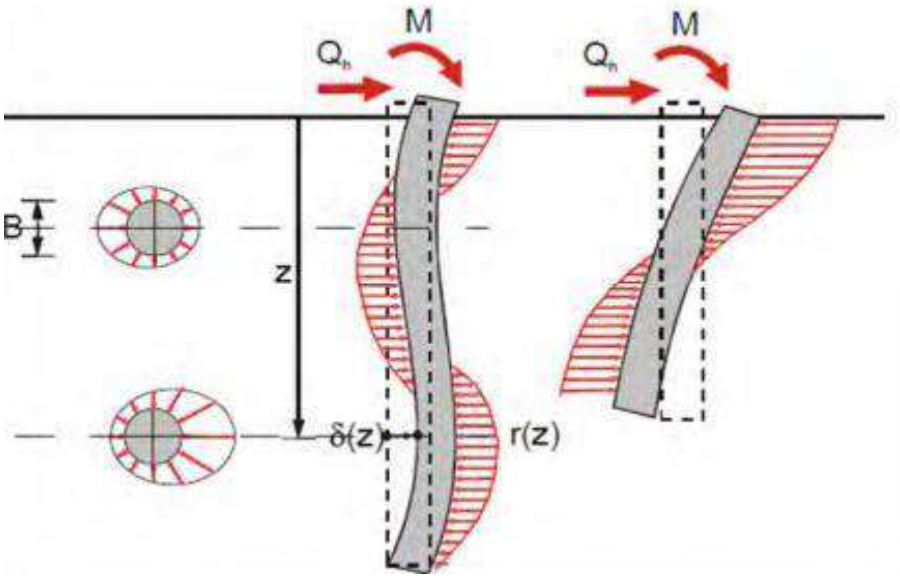


Figure I.5.Déformation d'un pieu soumis à un chargement latéral et réaction du sol [4]

I.9. Aperçus sur certains ouvrages sollicites par des charges cycliques

I.9.1 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). [5]

I.9.2. Domaine offshores

I.9.2.1. 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 produisent quetrès exceptionnellement des efforts de traction significatifs dans les pieux (l'effort résultant tête de pieu est « répété » mais non alterné).
- des efforts latéraux alternés en partie supérieure des pieux.



Figure I.6 Exemple de structure en treillis mantélique («jackets ») (Templeton, J. S 2012) [6]

Les efforts de houle induisent des charges horizontales sur les structures qui sont transmises au solde 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 sur consolidés 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 I.7. Exemple d'ouvrage de plate-forme gravitaire (Tali ,2011) [5]

I.9.2.2. les portes 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) [7]



Figure I.8. Pieux d'un port en cour de réalisation (Hermime .2012) [7]

I.9.2.3. 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 I .9. Exemple d'ouvrage l'éolienne offshore ((Benzaria ,2013) et (Z.Li et al ,2011) [8]

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).

I.9.3. Domaine on-shore

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

I.9.3.1. L'éolienne on-shore



Figure I.10. Exemple d'ouvrages L'éolienne on-shore (Tali, 2011) [5]

I.9.3.2. Train à grande vitesse (TGV)



Figure I.11. Exemple d'ouvrage pour un train à grande vitesse (Benzaria, 2013) [9]

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) [9].

I.10. 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.

Chapitre II :

Étude bibliographe Sur liquéfaction

II. Introduction

Certains sol constitué de grain fin(sable, silt) dont la granulométrie s'inscrit dans un certains fuseau critique sont susceptible lorsqu'ils immergent dans une nappe phréatique Et se trouve dans un état initial insuffisamment serré, de donner lieu au phénomène de liquéfaction .on indique ainsi un processus dans lequel, sous l'effet de plusieurs cycle de déformation de cisaillement alterné de grande amplitude, la pression de l'eau inclue dans les interstices des grains s'élève de cycle jusqu'à ce quelle équilibre la pression de confinement . Le milieu, perdent alors toute ou une partie de sa résistance au cisaillement, se comporte à la manière d'un fluide et devient incapable de supporter les charges verticales apportées par l'ouvrage. La liquéfaction et un problème sérieux capable de cause des dégâts souvent irréparable. La liquéfaction des sols nécessite les conditions suivantes :

- Un sol pulvérulent et fin avec faible coefficient de perméabilité.
- Un sol contractant (sable lâche).
- Un sol saturé (présence d'une nappe phréatique).
- Un chargement monotone rapide (remblais à construction rapide) ou un chargement cyclique rapide (séisme).

La liquéfaction des sols est un problème sérieux capable de causer des dégâts souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à des nouvelles constructions, ainsi la liquéfaction peut provoquer :

- Une perte de capacité portante du sol de fondation, (basculement d'immeuble)
- Un glissement des terrains en pente.
- Des ruptures superficielles sous forme de fissures, ou étalement latéral.
- Un développement des forces de poussées
- Un soulèvement des ouvrages enterrés et rupture des canalisations.
- Des ruptures des barrages (remblais hydraulique)

On peut représenter la liquéfaction schématiquement par la figure II.1. En fait, ce phénomène est considéré être à l'origine de plusieurs types de risque naturel tels que, les glissements de terrain, les avalanches, les coulées boueuses et bien d'autre évènement naturels (Johanson, 2000).

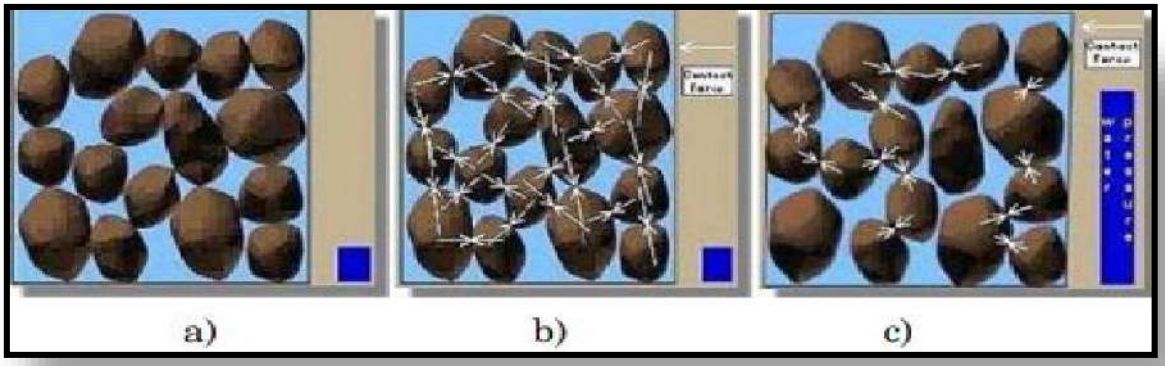


Figure II.1. Représentation de liquéfaction ; a et b : état initial, c : état de liquéfaction (d'après Johansson ,2000) [10]

L'observation d'un site ayant subi une liquéfaction révèle la présence de petits cratères de sable à sa surface .Le site est généralement inondé par suite de l'écoulement ascendant provoquent une remontée de la nappe vers la surface.

Au niveau des ouvrages, la liquéfaction peut provoquer le basculement ou la flottation d'immeuble .La figure II.2 montre quelque événement historique liés à liquéfaction.

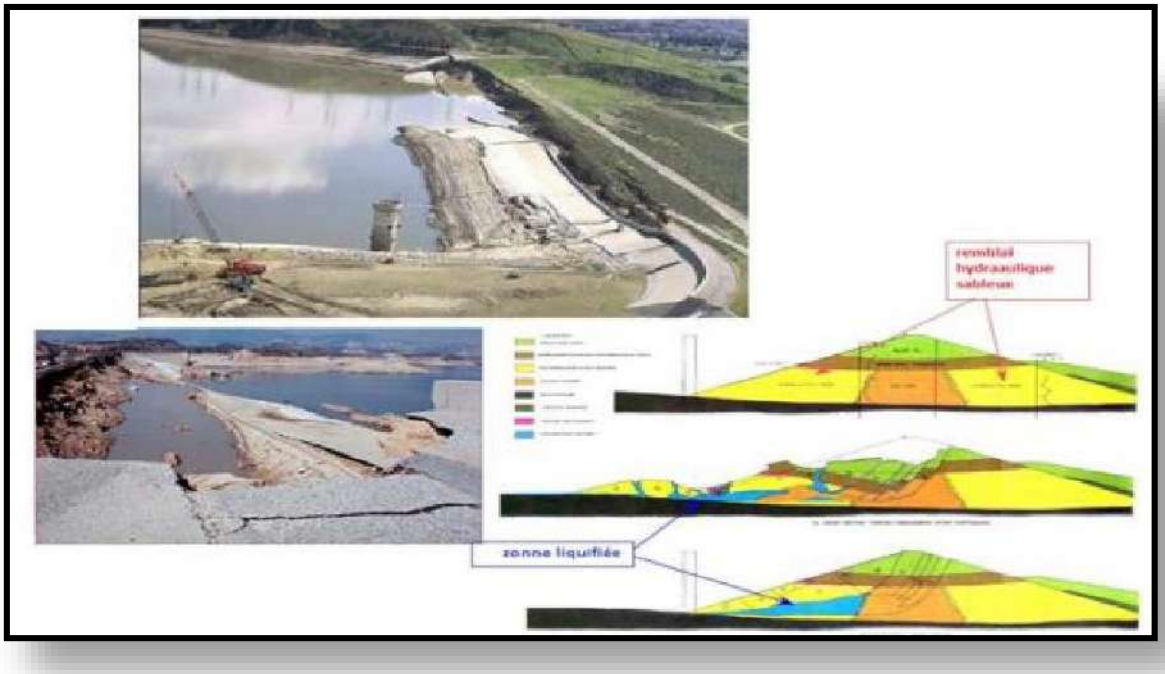


Figure II.2.: Effondrement du parement amont du barrage de San Fernando pendant Le séisme de 1971

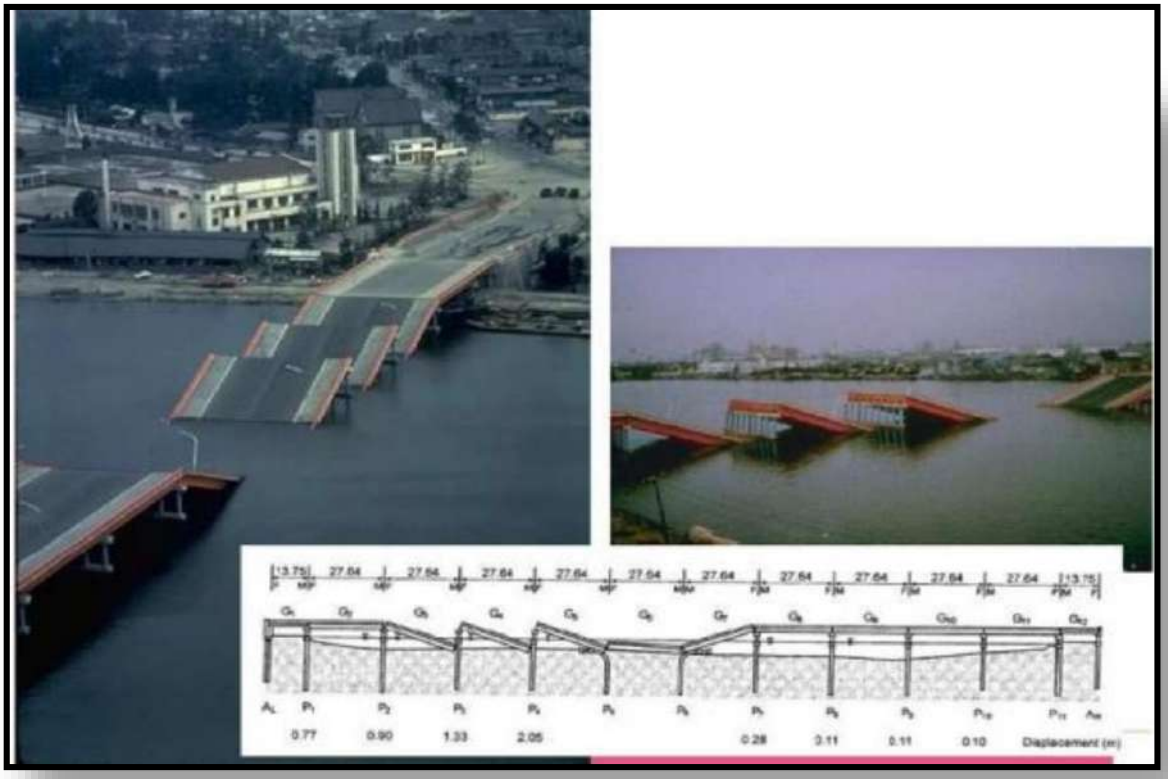


Figure II.3: Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon



Figure II.4.Séisme d'Alaska 1964



Figure II.5. Tokachi-Oki, Japon, 2003 et Bhuj, Inde, 2001



Figure II.6.Séisme de Hyogoken- Nambu (Kobe) 1995



Figure II.7.Séisme de Cocaeli (Adapazari) 1999.

II.1. Facteurs influençant la liquéfaction

II.1.1 Âge et origine des sols

Les dépôts naturels d'origine alluviale et fluviale ont généralement des grains de sol en état d'emballage lâche. Ces dépôts sont jeunes, faibles et exempts deForce due à la cémentation et au vieillissement. Youd et Hoose (1977) ont déclaré qu'en règle générale, les dépôts alluviaux plus anciens que le Pléistocène tardif (10 000 à 130 000 ans) ne se liquéfieront probablement qu'en cas de fortes séismes, alors que les dépôts tardifs de l'Holocène (1 000 ans ou moins) Susceptibles de se liquéfier, et les dépôts antérieurs de l'Holocène (1 000 à 10 000 ans) sont moyennement liquéfiables.

II.1.2. Type de sol et répartition des grains

Le type de sol le plus sensible à la liquéfaction est celui dans lequel la résistance à la déformation est mobilisée par frottement entre les particules. Si d'autres facteurs tels que la forme du grain, le coefficient d'uniformité et la densité relative influencent la résistance au frottement du sol sans cohésion. Tsuchida (1970) a résumé les résultats des analyses des tamis effectuées sur un certain nombre des sols alluviaux et diluviaux dont on savait qu'ils étaient liquéfiés ou non liquéfiés pendant les tremblements de terre. Il a proposé des plages de courbes granulométriques séparant les sols liquéfiables et non liquéfiables comme le montre la figure II.8

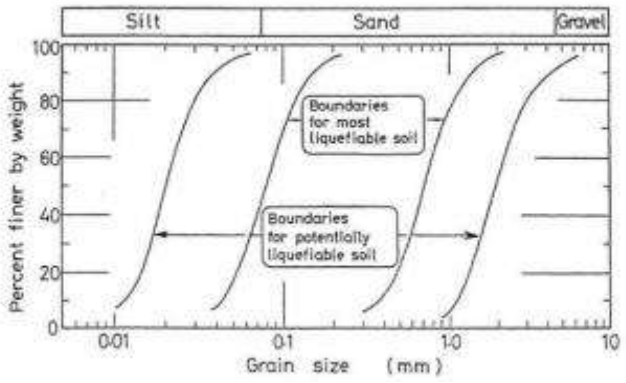


Figure II.8. Limites dans les courbes de gradation séparant les sols liquéfiables et non liquéfiables (Tsuchida, 1970) [11]

La superficie des deux courbes intérieures de la figure 5 représente les sables et les sables limoneux, les sols présentant la plus faible résistance à la liquéfaction. Un sol avec une courbe de gradation tombant dans les zones entre les courbes externes et internes est moins susceptible de se liquéfier. Les sols avec un pourcentage plus élevé de graviers tendent à mobiliser une résistance plus élevée pendant le cisaillement et à dissiper les pressions de pores en excès plus rapidement que les sables. Cependant il existe des cas qui indiquent que la liquéfaction s'est produite dans les sols graviers lâches (Seed, 1968, Ishihara, 1985, Andrus et al, 1991). Il existe également de nombreuses preuves permettant de montrer que les matériaux à gradient uniforme ayant généralement un coefficient d'uniformité inférieur à cinq sont plus sensibles à la liquéfaction que les matériaux bien calibrés (Ross et al, 1969, Lee et Fitton, 1969).Les sables fins ont tendance à se liquéfier plus facilement que les sables grossiers, les sols graviers, les limons ou l'argile.

II.1.3. Densité relative

Les résultats des tests de laboratoire et les antécédents de cas indiquent que pour un sol donné le rapport des vides initial ou la densité relative est l'un des facteurs les plus importants de contrôle de la liquéfaction. La liquéfaction se produit principalement dans les sables saturés propres et les sables limoneux ayant une densité relative inférieure à 50%. Pour les sables denses cependant leur tendance à se dilater lors du cisaillement cyclique engendrera des pressions d'eau interstitielle négatives et augmentera leur résistance au cisaillement. La limite inférieure de densité relative au-delà de laquelle la liquéfaction ne se produira pas est d'environ 75%.

II.1.4 Degré de Saturation

La liquéfaction ne se produira pas dans les sols secs. Seul l'établissement par suite de la densification pendant l'agitation peut être un sujet de préoccupation, on sait très peu sur le potentiel de liquéfaction des sables partiellement saturés. Les résultats des tests de laboratoire disponibles (Sherif et al. 1977) montrent que la résistance à la liquéfaction des sols augmente

avec un degré de saturation décroissant et que les échantillons de sable à faible degré de saturation ne peuvent se liquéfier que sous des excitations sévères et de longue durée.

II.1.5 Contrainte verticale et sur consolidation

Il est bien connu qu'une augmentation de la contrainte verticale effective augmente la capacité du support et la résistance au cisaillement du sol et augmente ainsi la contrainte de cisaillement nécessaire pour provoquer la liquéfaction et diminue le potentiel de liquéfaction. D'après les observations faites sur le terrain un certain nombre d'enquêteurs ont conclu que les sables saturés situés à plus de 15 à 18 m ne sont probablement pas liquéfiables. Ces profondeurs sont en général d'accord avec Kishida (1969) qui affirme qu'un sol sablonneux saturé n'est pas liquéfiable si la valeur de la surpression effective dépasse 190 □□/□2 Les données théoriques et expérimentales montrent que pour un sol donné un taux de sur consolidation plus élevé entraîne une pression latérale supérieure au repos et augmente ainsi le taux de contrainte de cisaillement nécessaire pour causer la liquéfaction.

II.1.6 Epaisseur de la couche de sable

Afin d'induire des dommages importants à la surface du sol à partir de la liquéfaction la couche de sol liquéfiée doit être suffisamment épaisse pour que la pression d'élévation et la quantité d'eau qui en résultent puissent provoquer une rupture du sol comme l'ébullition et la fissuration du sable (Ishihara, 1985, Dobry, 1989). Si la couche de sable liquéfié est mince et enfouie dans un profil de sol la présence d'une couche de surface non liquéfiable peut empêcher les effets de la liquéfaction en profondeur d'atteindre la surface. Ishihara (1985) a établi un critère pour fixer une valeur de seuil pour l'épaisseur d'une couche superficielle non liquéfiable afin d'éviter les dommages au sol dus à la liquéfaction comme le montre la figure II.9

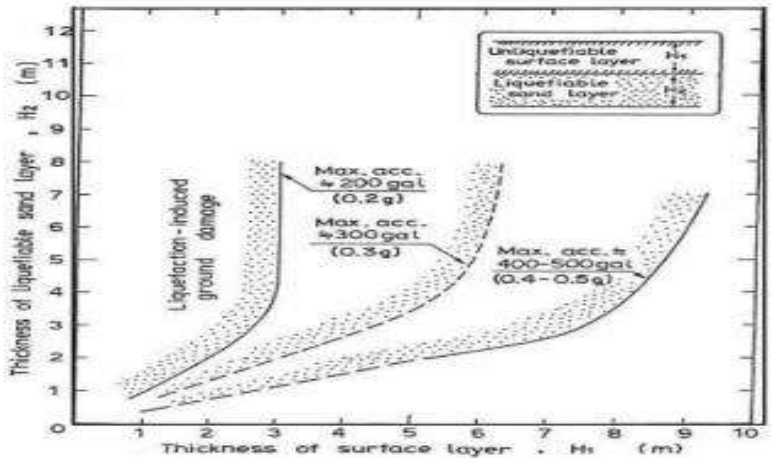


Figure II.9. Courbes limites pour l'identification de l'épaisseur de la couche superficielle (Ishihara, 1985) [15]

II.2. Etude du comportement des sables sous chargement monotones et cycliques

II.2.1 comportement des sables sous chargement monotone

II.2.1.1 Essais drainé

Lors d'un essai triaxial conventionnel où nous appliquons une contrainte$\sigma 1 > \sigma 2 = \sigma 3$ en compression monotone drainé, l'échantillon de sable verra initialement son volume diminuer lorsque la valeur du déviatoire($q = \sigma 1 - \sigma 3$) augmente, c'est la phase contractante cette dernière et le résultat de l'enchevêtrement des grains de sable .Pour un sable lâche la vitesse de déformation volumique tend lentement vers zéro .Par contre pour un sable dense la vitesse de déformation volumique s'annule rapidement échange de signes alors le matériau devient dilatant. Cette phase de dilatance est due essentiellement au dé enchevêtrement des grains de sable.

La phase de contractance et la phase de dilatance dépend principalement de la densité du sable et la pression de confinement ($\sigma 3$)les figures II.6-a et 6-b établies par Lee (1965),mettent bien en évidence l'influence de la densité du sable et de la pression de confinement sur les variation du volume .En effet si nous observant sur l'une des deux figure ainsi que la figure II.7 ;nous remarquons que la phase de dilatation diminuer et deviens une existence avec l'accroissement de la contrainte de confinement ,et si nous comparant les deux figuresII.6-a et 6-b, nous constatons pour un accroissement de la densité relative du sable, que les courbes de même pression de confinement subissent une diminution de la phase de contractantce et au contraire une augmentation de la phase de dilatation .

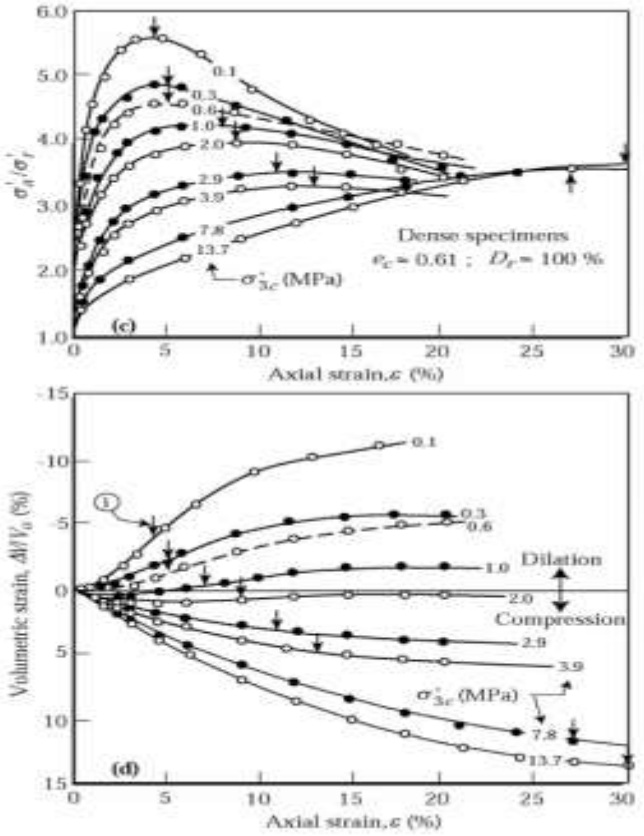
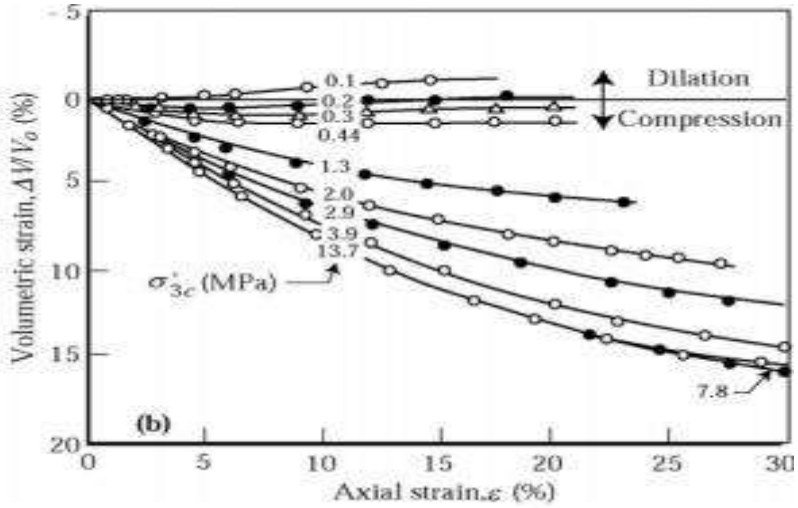


Figure II.10. Essai triaxiaux monotones drainés sur un sable de Sacramento (d'après Lee, 1965) [19]



FigureII.11. Déformation volumique en fonction de la déformation axiale pour des essais triaxiaux drainés faits sur un sable lâche (Dr initiale =38%) de la rivière Sacramento (selon Lee, 1965 ; de Holtzet kovacks ,1991). [19], [20]

II.2.1.2. Essais non drainé

Lors d'un essai triaxial en compression monotone non drainé sur un échantillon de sable saturé, le volume de celui –ci reste constante, par contre la pression interstitielle varie à la cour de l'essai, de ce fait la phase de conractance et celle de dilatation peuvent être observé sur les variations de la pression interstitielle.

La phase de contractance va se manifester par une augmentation de la pression interstitielle induite par une tendance à la densification du volume solide. Quant à la phase de dilatation, elle va se manifester par une diminution de la pression interstitielle engendrée par une tendance à l'augmentation du volume solide.

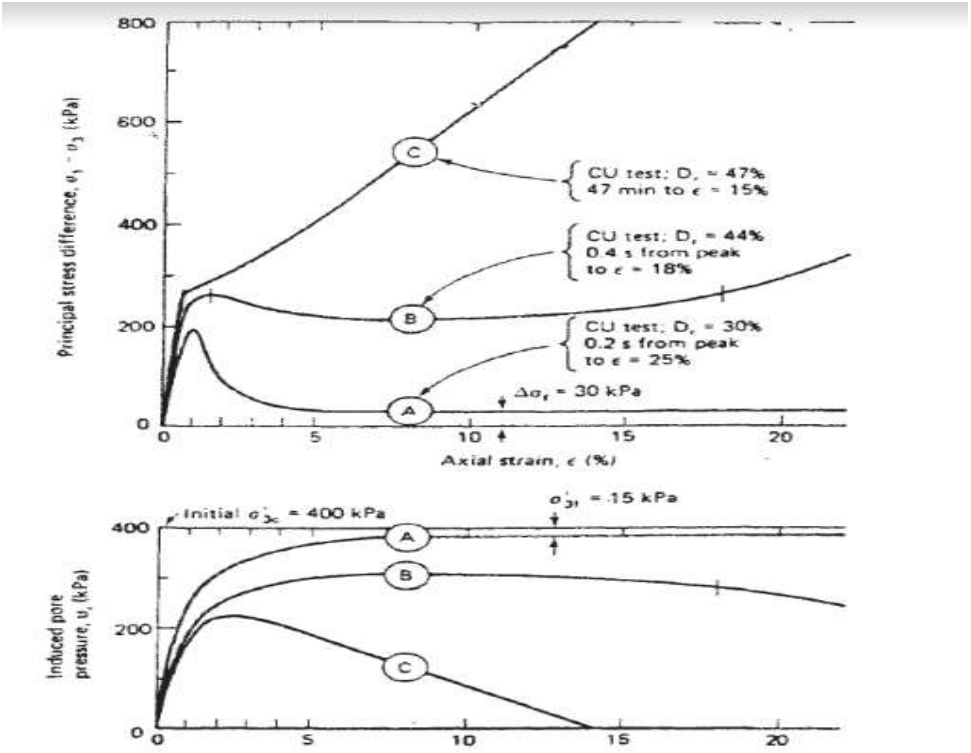


Figure II.12. Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (d'après ; après Casa grande, 1975) [21]

Au début du chargement, nous constatons sur la figure II.8 établie par Casa grande (1975) , une augmentation de la pression interstitielle pour les 3 essais non drainés (A), (B)et (C) puis annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle pour les sables lâches (A) , tandis que pour les sables denses (B) et (C), nous observant après annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle une décroissance de celle-ci. Pour l'essai (A), l'échantillon va présenter une chute de résistance au cisaillement, c'est la liquéfaction. Par contre les essais (B) et (C), la décroissance de la pression interstitielle se manifeste par une reprise de résistance au cisaillement de l'échantillon.

Le niveau de contrainte divinatoire pour lequel s'inverse le singe des vitesses de variation de la pression interstitielle lors d'un essai non drainé, correspond au même niveau de Contrainte déviatoire pour lequel la vitesse de variation de la déformation volumique change de signe lors d'un essai drainé (Figure II.13) .Ce niveau de contrainte a été défini par Habib et Luong (1978) ,comme étant l'état caractéristique du matériau .

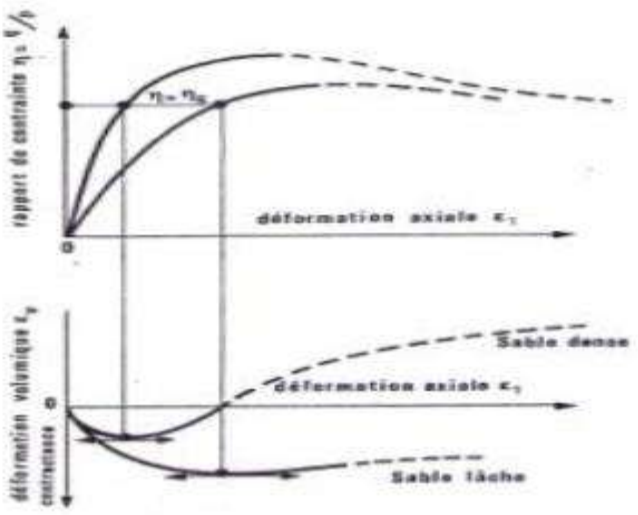


Figure II.13. Variation du volume sous chargement monotone

A ce niveau de contrainte est associée :

- Une vitesse de variation de volume nulle $\varepsilon v = 0$.
- Le seuil entre l'enchevêtrement et les dés enchevêtrement des grains de sable.
- Des déformations faibles et éloignées de la rupture.
- Un angle de frottement caractéristique.

Dans le plan (P-Q), le domaine de contractante est limité par deux droites caractéristique Lc (une droite pour que Q>0 et une autre pour Q< 0). Le domaine de dilatance est limité par les droites caractéristiques Lc et les droites de ruptureLr (Voir figure II.13), établie par Luong (1978). Pour un sable lâche les deux droites sont confondues, étant donné dans le plan (Q-ε1), lors des essais à chargement monotone drainé sur les sables lâches, les contraintes déviatoire au palier sont confondues avec les contraintes déviatoires au pic.

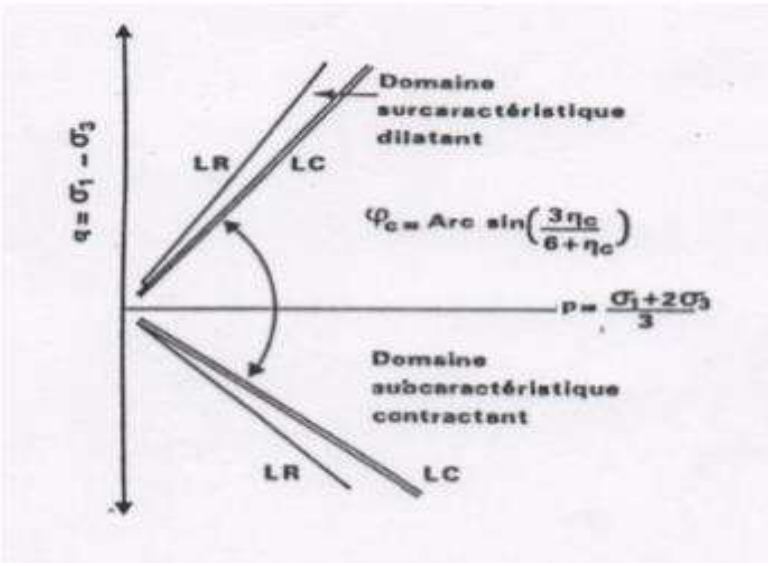


Figure II.14. Critére caractéristiques délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire (d'après Luong 1978). [22]

Ainsi définie par Luong (1978), Habib et Luong (1978) et Sidaner (1981), l'état caractéristique (LC) correspond à l'état du matériau à son passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant lors d'un chargement de cisaillement en condition drainée ou non drainée. Dans le plan (q, p'), cet état est défini par une droite passant par l'origine et de pente $nc = (/p)c$ .Cette droite sépare le domaine su caractéristique contractant du domaine sur caractéristique dilatant (figure II.14), est qualifiée de ligne de transformation de phase par Ishihara et al (1975).

II.2.2. Comportement des sables sous chargement cyclique

II.2.2.1 Essai drainé

Lors d'un essai triaxial cyclique ou la contrainte déviatoire (q=$\sigma 1 - \sigma 3$) oscille autour d'une valeur moyenne fixe, nous distinguons trois type de comportement, soit :

- **Accommodation :** nous obtenons ce type de comportement pour des contrainte divinatoire située dans le domaine su caractéristique .Le comportement est caractérisé par une densification progressive du matériau conduisant à une stabilisation de la déformation au bout d 'un nombre élève de cycle (voir figureII.15, établie par Luong, 1980).

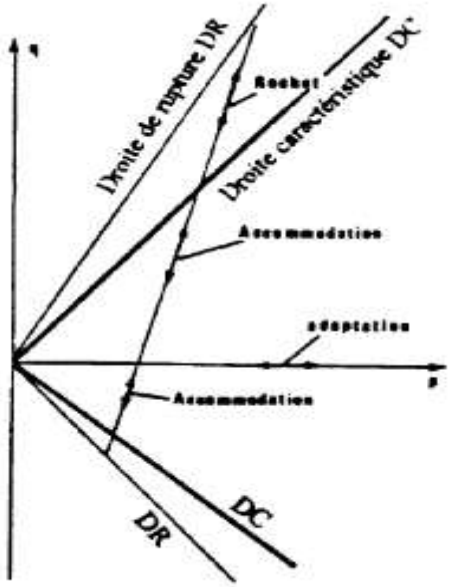


Figure II.15. Comportement cyclique drainés des sables (d'après Luong ,1980) [24]

- **Le rochet** : ce comportement est obtenu par des contraintes déviatoire situé dans le domaine sur caractéristique .Dans ce cas le comportement se caractériser par une dilatance progressive qui mène à la rupture du matériau (voir figure II.15).
- **L'adaptation :** après un certain nombre de cycles, la courbe contrainte déformation présente un chemin réversible, donc on un matériau parfaitement élastique (voir figure II.15).

Si les essais se font avec une contrainte déviatoire qui est alternativement positive et négative, les déformations irréversibles deviennent très vite importantes dès que les lignes caractéristiques sont franchies (voir figure II.17, établie par Luong ,1980).

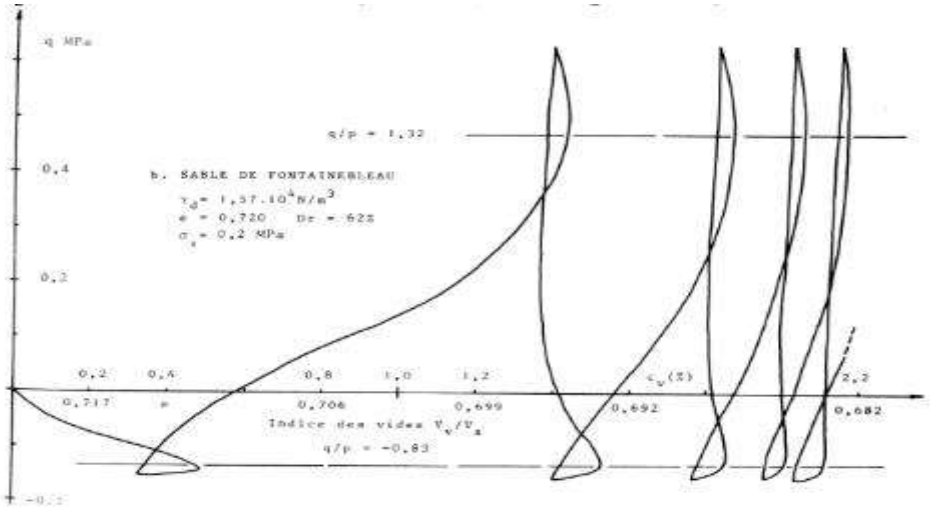


Figure II .16. Variation de volume sous chargement cyclique (Luong, 1980) [24]

L'état caractéristique constitue un phénomène important dans le comportement des sables sous chargement cyclique. Luong (1980) a montré que l'on avait accommodation ou rochet selon que le comportement du sable était contractant ou dilatant (figure II.16) .Le comportement d'accommodation est obtenu pour des chargements situés dans le domaine sur caractéristique .Ce comportement est caractérisé par une densification progressive du matériau conduisant à une stabilisation de la déformation au bout d'un nombre élevé de cycles. Si l'amplitude des cycles est faible, le matériau se densifie progressivement jusqu'à l'adaptation .La densification Et d'autant plus importante que le sable etlâche si le matériau est soumise à déchargement de forte amplitude (au-delà de l'état caractéristiques), on observe le phénomène de rochet. Le chargement cyclique induit Des déformations volumiques caractérisées par une dilatance progressive qui mène à la rupture du matériau.

II.2.2.2 Essai non drainé

De la même façon que pour les essais à chargement monotone les effets de contractance et de dilatance vont se manifester par les variations de la pression interstitielle. Dans le domaine su caractéristique et pour des cycles de contraintes déviatoire de faible amplitude (la contrainte déviatoire (Q) ne dépasse pas la droite Lc), nous avons une augmentation de a pression interstitielle à chaque cycle. Ceci va engendrer après chaque cycle une diminution de la contrainte effective P'=P-U. En conséquence le chemin de contrainte déviatoire (Q) en fonction des contraintes moyenne effective (p') dans le plan(P', Q), va se déplacer vers l'origine puis se stabiliser sur la ligne caractéristiques. En effet lorsque le chemin de contrainte rencontre la ligneLc il pénètre dans le domaine sur caractéristique, la dilatance de la phase Solide fait diminuer la pression interstitielle, et par conséquent fait augmenter la contrainte moyenne effective (P') pour atteindre une nouvelle fois la ligne Lc .Il se développe ainsi un équilibre sur la ligne Lc ,le comportement est appelé mobilité cyclique (voir figure II.17) . Dans le domaine sur caractéristique, nous avons chaque cycle une diminution de la pression interstitielle qui conduit à un accroissement de la contrainte moyenne effective (P') .De ce fait le chemin de la contrainte déviatoire en fonction de (P') va se déplacer vers les (P') croissant et vient se stabiliser sur la ligne Lc. Le comportement est appelé stabilisation (voir figure II.17).

Lorsque nous effectuons des cycles alterné de part et d'autre de la droite des Q=0 (compression –extension), le comportement est analogue à celui de la mobilité cyclique à la différence près que dans ce cas le chemin des contraintes déviatoires en fonction de (P') va rencontrer la droite Lc au voisinage de l'origine (Q=0 et P'=0).

-Pour un sable lâche et vu que les deux droites Lc et Lr sont confondues, il y a ruine instantanée de l'échantillon dès que la droite caractéristique (Lc) est franchie. A ce moment-là, l'échantillon ne conserve aucune résistance au cisaillement (Q=0, c'est la liquéfaction pour laquelle l'échantillon est le siège des grandes déformations).Pour un sable dense, le matériau est peu contractant, donc les augmentations de pression interstitielle après chaque cycle sont faibles et par conséquent il faut un grand nombre de cycles pour se rapprocher de l'origine et de la droite Lc. Comme les droites Lc et Lr ne sont pas confondues,

Une fois la première droite (Lc) franchie, les déformations seront réduites parla dilatance du matériau. Ceci induira des déformations limitées et l'échantillon conserve toujours une certaine résistance au cisaillement ; ce n'est qu'après répétition d'un grand nombre de cycles que nous aboutirons aux grandes déformations de l'échantillon. Donc pour une même contrainte déviatoires la résistance à la liquéfaction dépend de l'indice des vides initial de l'échantillon.

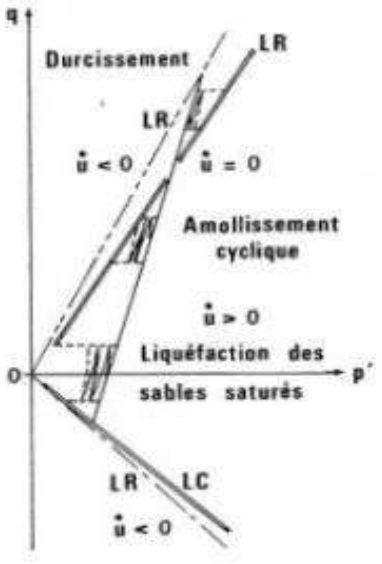


Figure II.17. Comportement du sable en condition non Drainé (D'après Luong ,1980) [24]

Le comportement des sables sous un chargement cyclique non drainé présente des phases de contractante et dilatance. Ce phénomène a été étudié par de nombreux auteurs (Tatsuoka etIshihara, 1974 ; Ishihara et al. 1975 ; Luong, 1980). Luong (1980) a montré que le comportement cyclique des sables en condition non drainée dépend principalement de la position des cycles de chargement par rapport à la droite caractéristique (figure II.13). Dans le domaine Sur caractéristique, des cycles de faible amplitude conduisent à une augmentation de la pression interstitielle à chaque cycle, et par conséquent à une diminution de la contrainte effective .Cette diminution s'arrête pour niveau de la ligne caractéristiques la tendance à la dilatation fait diminuer la pression interstitielle effet augmenter la pression moyenne effective P' . Il s'établit donc un état d'équilibre sur la ligne caractéristiques ; le comportement est alors appelé " mobilité cyclique" dans le domaine sur Caractéristiques en observe un autre phénomène. Le comportement dilatant fait réduire la pression interstitielle, ce qui fait déplacer le chemin de contrainte effective dans le plan (q, p') vers la ligne caractéristique et conduit à la stabilisation.

II.3. Les essais de laboratoire

Les deux principaux types d'essais de laboratoire permettant d'appréhender le potentiel de liquéfaction des sols sous sollicitations sismiques sont les essais de cisaillement cyclique et l'essai à la colonne résonante (essai RC). Les essais de cisaillement cycliques permettent d'obtenir les propriétés de résistance, les propriétés de déformations et enfin, le potentiel de liquéfaction du matériau. L'essai cyclique au triaxial est le plus représenté des essais de cisaillement cycliques, il permet de créer en laboratoire toutes les conditions de terrain souhaitées. L'essai RC consiste à évaluer le potentiel de liquéfaction en laboratoire par l'intermédiaire de la vitesse des ondes de cisaillement (VS). Le principe de l'essai consiste à mettre en vibration forcée une éprouvette et à augmenter la fréquence de la sollicitation jusqu'à la mise en résonnance suivant le mode fondamental de vibration. Cette sollicitation est appliquée par l'intermédiaire de bobines électromagnétiques. La connaissance de cette résonance permet la détermination du module de cisaillement et aussi le calcul de la distorsion de l'éprouvette

II.4. 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.

L'étude bibliographie effectuée dans ce chapitre a permis de présenter une synthèse des principaux travaux existants dans le domaine de la liquéfaction des sables sous cisaillements monotones et cycliques en conditions drainées et non drainées, en mettant L'accent sur les travaux les plus récents. En outre, cette partie nous a permis de voir que le phénomène de liquéfaction est très important dans l'étude des sols soumis à des chargements monotone ou cyclique. C'est un Phénomène très complexe, car il fait intervenir les caractéristiques de résistance et de déformation du sol. Aussi, il dépend de plusieurs paramètres, notamment la granulométrie, de la densité relative, confinement, pré-chargement, saturation, sur consolidation. Cependant, l'évaluation du potentiel de liquéfaction d'un sol, dépend des combinaisons des propriétés du sol, et des facteurs environnants : géologie, profondeur de la nappe ainsi que les caractéristiques de chargement. Une bonne compréhension de ce phénomène et la détermination des facteurs.

Chapitre III :

Présentation général d'ABAQUS

III.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.

III.2Principe de la méthode des éléments finis

En analyse numérique, la méthode des éléments finis (MÉF, ou FEM pour finit éléments méthode) 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, à 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 (su routines) 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.

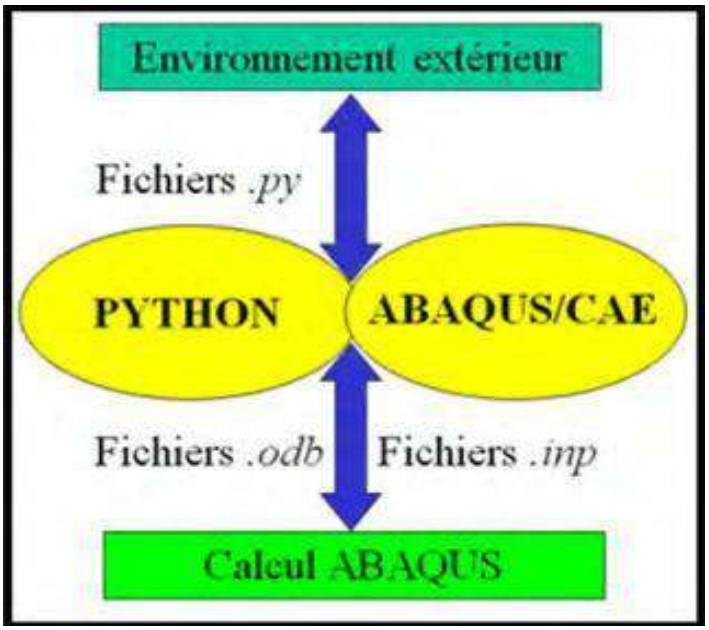


Figure III.1. Schéma présent l'utilisation langage de script Python (ABBAS, 2012) [27].

III.2.1. 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) [28]. 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 lesdits solveurs.

III.2.2. les deux solveurs principaux

Le programme d'éléments finis que nous utilisons dans l'espace FEA (Final Élément Analyse) est ABAQUS / CAE, une interface utilisateur inspirée et similaire pour l'ensemble du système. ABAQUS est une suite de modules d'analyse par éléments finis. Les modules d'analyse, ABAQUS / Standard et ABAQUS / Explicit, constituent le cœur des outils d'analyse complémentaires et intégrés.

ABAQUS/CAE intègre les modules d'analyse dans un environnement ABAQUS complet pour la modélisation, la gestion et la surveillance de l'analyse ABAQUS et la visualisation des résultats. [30]

III.2.2.1 **ABAQUS/Standard** : Algorithme implicite

- Code général d'analyse par éléments finis (discrétisation spatiale)
- Résolution basée sur l'algorithme de Newton-Raphson et la méthode de Riks7

-Problèmes linéaires et non linéaires

-Géométrie 1D, 2D, 3D et Axisymétrique.

-Nombreuses procédures d'analyse dans le domaine temporel et fréquentiel

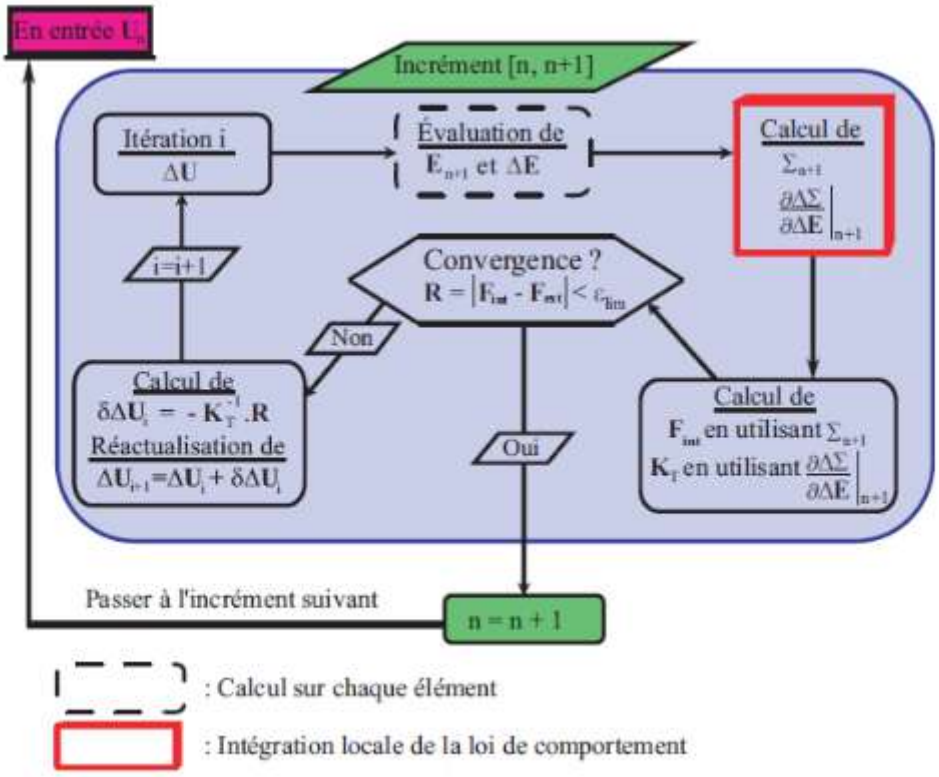


Figure III.2. Organigramme de résolution de schéma implicite [33]

III.2.2.2 ABAQUS/Explicit : algorithme « dynamique » explicite

- Analyse non linéaire (discrétisation spatiale et temporelle).
- Problème transitoire et dynamique des structures.
- Résolution basée sur la méthode explicite d'intégration en temps.

- Mais possibilité d'analyses quasi-statiques où il existe un comportement non linéaireimportant.

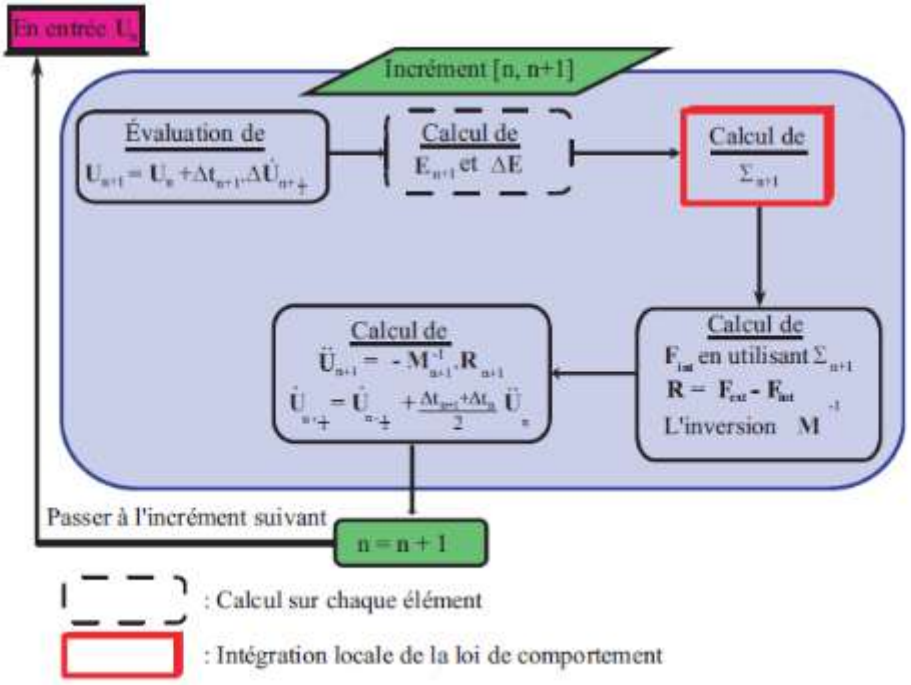


Figure III.3. Organigramme de résolution de schéma explicite [33]

III.3. comparaison

Le tableau présente une comparaison entre la méthode Explicit et Implicite :

Tableau .I . Inconvénients et avantages de module implicite et explicite [33]

Explicite	Implicite
conditionnellement stable	inconditionnellement stable
pas de temps réduit	pas de temps géré par l'utilisateur
précision en Δt^2	précision en Δt^2
inversion de [M], diagonale	inversion de [M] +α[K] , non diagonale
taille mémoire réduite	taille mémoire importante
résolution élément par élément	Résolution globale, nécessite la convergence à chaque itération
robuste	pivots nuls divergence
faible cout CPU	cout CPU important

III.4. Caractéristique de logiciel ABAQUS

Description succincte des possibilités d'ABAQUS :

- Analyses
- Élément
- Non-linéarité

III.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 géo synthétiques

Problèmes :

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

III.4.2 Les éléments utilisant par ABAQUS

On distingue différentes grandes classes d'éléments (Marc Sartor) [29] :

- 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.
- es 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 :

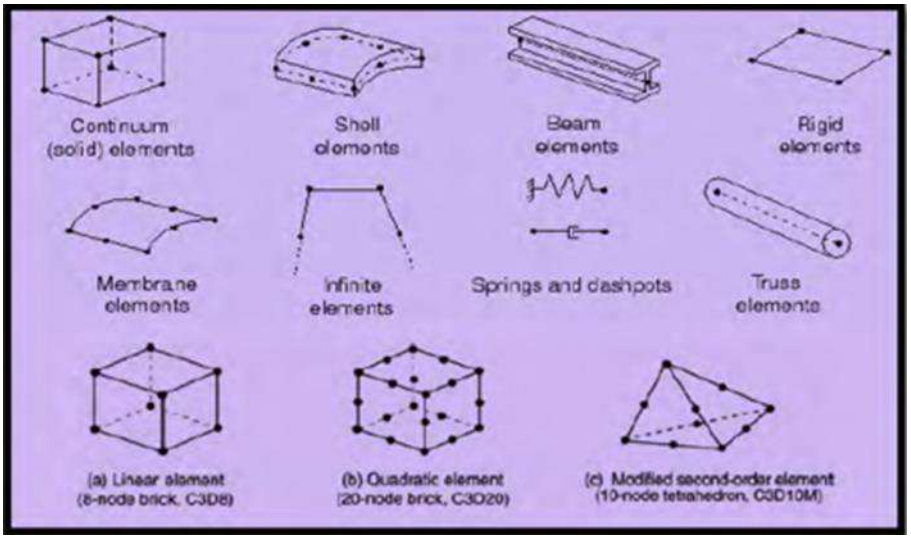


Figure III.4. Quelques éléments parmi les plus utilisés (document Abaqus) [30]

III.4.2. Non-linéarités

Types de non-linéarités :

- Matériaux
- Géométrique
- Contact

III.4.2.1 Non-linéarités matérielles

- Hyper-élasticité.
- Plasticité
- Viscoplasticité
- Endommagement.

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

III.4.2.2. Non-linéarités géométriques

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

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

III.4.2.3. 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.

III.4.3. 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 :

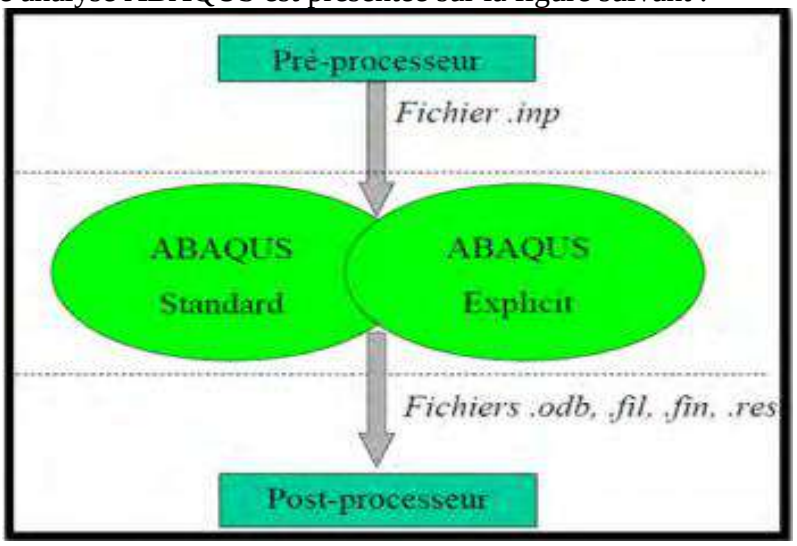


Figure III.5. Structure d'une analyse ABAQUS (ABBAS, 2012) [27].

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.

III.5. Modélisation des matériaux utilisés

III.5.1. Modélisation des matériaux granulaires

III.5.1.1. 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). [26].

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 contraint 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.

III.5.1.2. 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 III.6.)

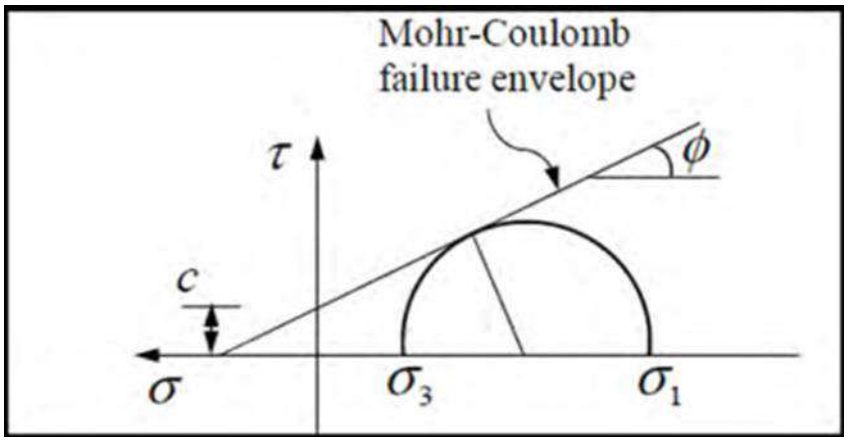


Figure III.6. Critère de Mohr-Coulomb (Yun-gang Zhan et al, 2012) [31]

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 :

$$\tau' = c - \sigma' tang\emptyset = c - (\sigma - u) ang\emptyset (III.1)$$

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 υ doivent être introduits dans le code.
Pour décrire le domaine plastique du comportement, nous devons définir la surface d'écrouissage 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 est réalisée en donnant un exemple de la relation cohésion –déformation plastique où la contrainte d'écrouissage est définie en fonction de la déformation plastique (figure. III.6)

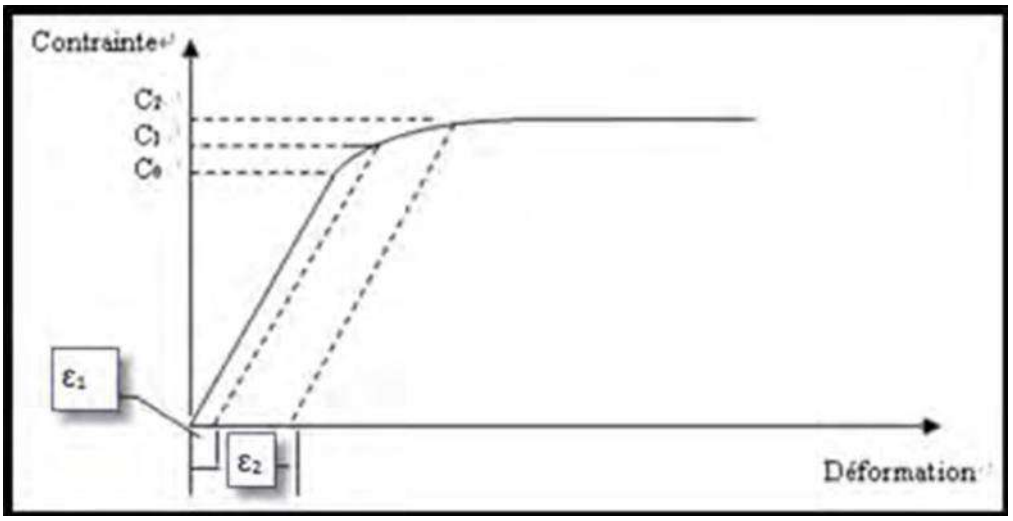


Figure III.7. Schéma de durcissement isotrope d'un matériau (document Abaqus) [30]

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

- Le module d'Young *E* et le coefficient de poisson *υ* (pour décrire le comportement élastique).
- L'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ.
- Un tableau donnant la relation entre les déformations plastiques (εp) et les contraintes correspondantes cohésion c (pour décrire l'écrouissage du matériau).

III.5.1.3. Modélisation du pieu (Modèle élastique linéaire isotrope)

La majorité des projets, l'élément pieu ont été modélisé par comportement linéaire élastique (Figure III.9)

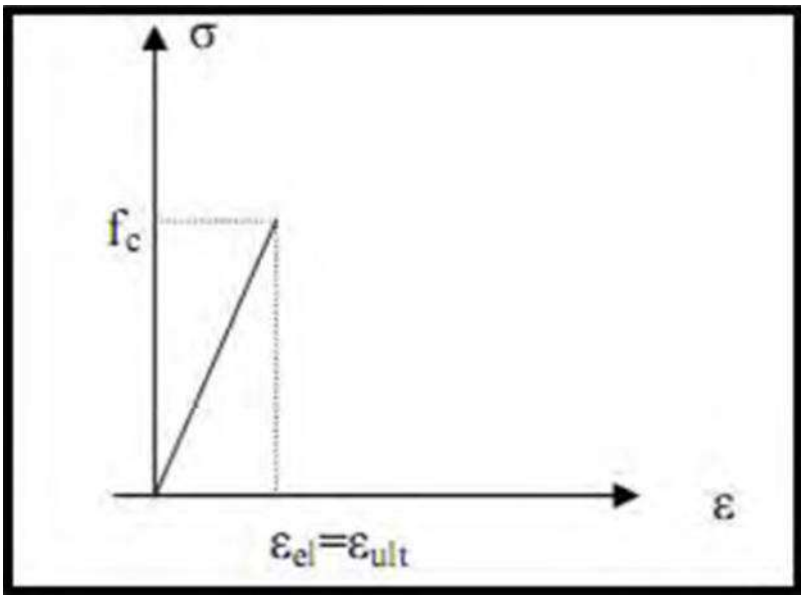


Figure III.8. Courbe contrainte – déformation d'une loi élastique

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

III.6. Numérisation du contact aux interfaces

III.6.1 Introduction

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.

III.6.2 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 III.10)

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

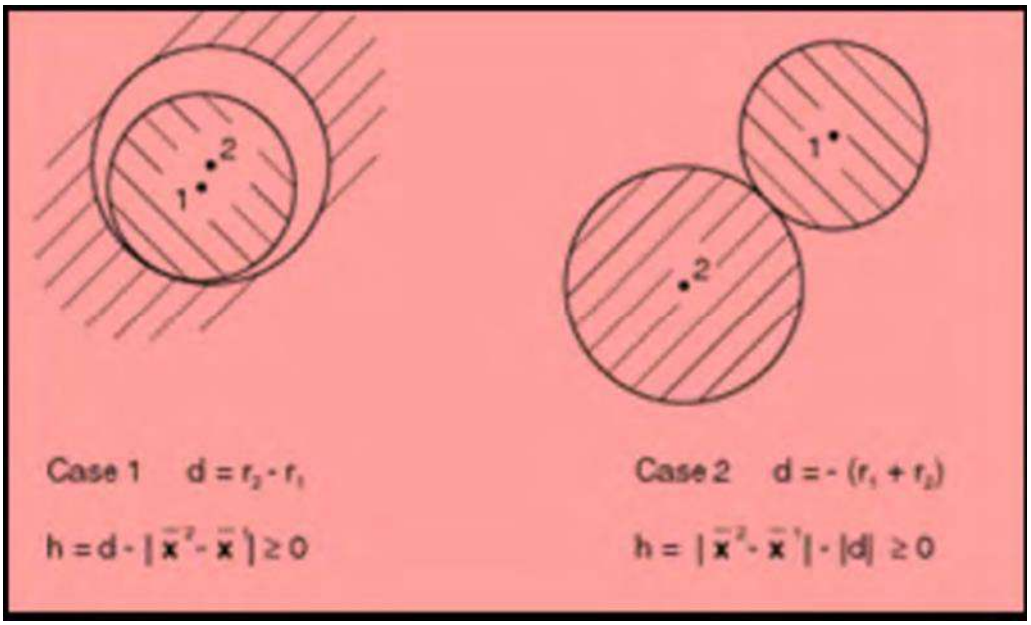


Figure III.9. Exemples des cas utilisation des éléments de contact spécifiques (Peng He, 2006) [26].

III.6.3 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 est petit.

III.6.3.1. Contact de 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.).

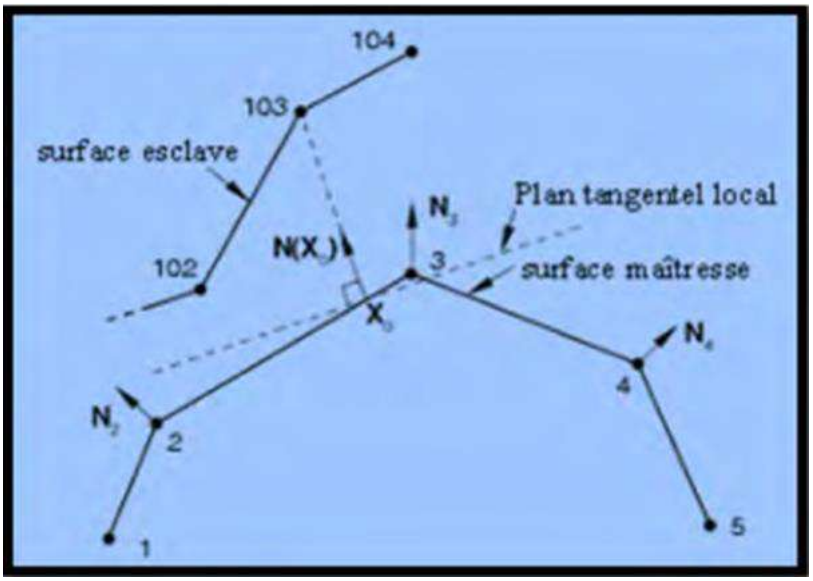


Figure III.10. Définition du point d'ancrage et plan tangentiel [29]

Dans une analyse en petit déplacement, chaque nœud esclave est en contact avec son plan tangentiel local (figure. III.10). Chaque plan tangentiel, qui est une ligne en deux dimensions, est défini par un point d'ancrage (X0) 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.

III.6.3.2 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 :

a. définir les conditions de contact possibles en identifiant et en associant les surfaces de contact potentielles.
b. 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 (III.11) 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 (III.11) Le nœud 101 est en contact avec la surface de l'élément composé par les nœuds 201 et 202 à l'instant (t1) ; 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 (t2), 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.

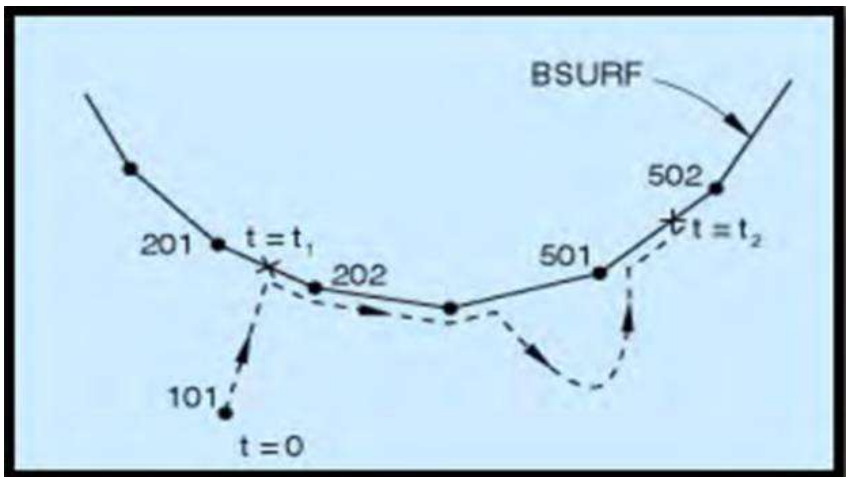


Figure III.11. Exemple d'une évolution d'un nœud esclave sur la surface maitresse (document ABAQUS) [30]

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.

III.7. 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 comportement 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 III.12)

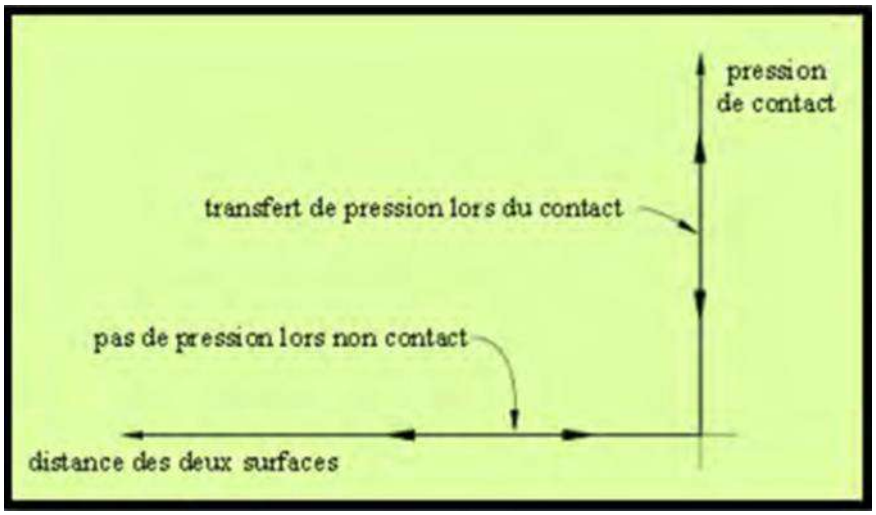


Figure III.12. Relation pression-pénétration du contact "dur" [26].

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 ($\tau = \mu * \sigma n$, figure III.14) pour lequel le glissement irréversible des surfaces se produit. La fraction μ 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. III.14). Pour prévoir ces cas, deux paramètres de l'interface, un coefficient de

Frottement, μ et un déplacement élastique doivent être définis $Eslip$ dans le modèle de Coulomb. Pour une contrainte normale donnée σnle frottement τ est déterminé par :

$$\tau = \sigma_n * \frac{\Delta}{Eslip} * \mu \quad lors\ de \Delta < Eslip \qquad (III.2)$$

$$\tau = \tau_crit = \sigma_n * \mu\ lors\ de\ \Delta \leq E_(slip\ ) (III.3)$$

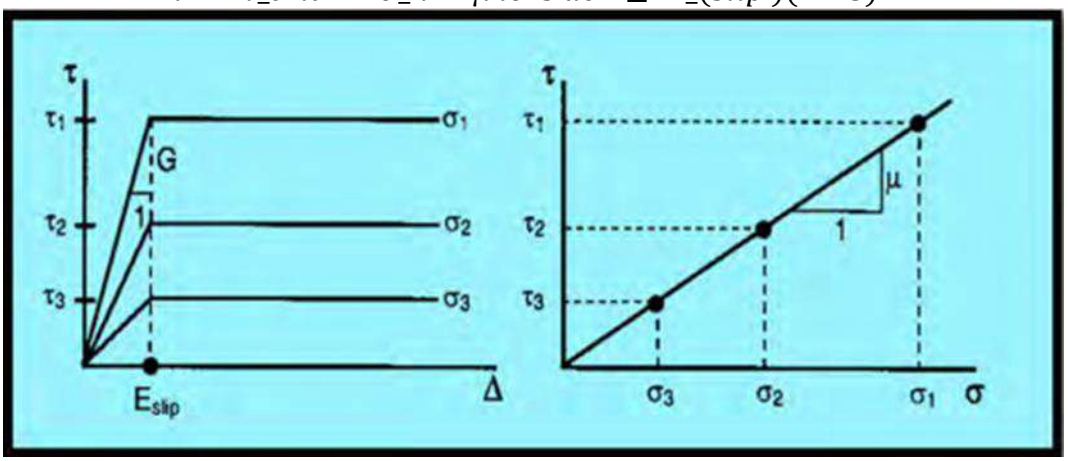


Figure III.13. Schéma du modèle de Mohr-Coulomb aux interfaces (Perkins. 2005) cité par (Peng HE et al, 2006) [32]

Le déplacement élastique $Eslip$est la limite du déplacement de cisaillement relatif avant que la résistance de cisaillement critique soit mobilisée.

III.8 Conclusion

Dans ce chapitre on intéresse à la présentation le code de calcul ABAQUS avec leur caractéristique et avantages ainsi les différent type de calcul, en suit on présentera les modèles intégrer dans le code de calcul ainsi la modélisation des matériaux granulaires (sols) et Numérisation du contact aux interfaces.

Chapitre IV :

Modélisation numérique

IV.1. Introduction

Le but de ce travail est étudié le comportement du système pieu-sol sous chargement latéral cyclique .Il est utile de signaler que le sol a été défini en comportement élasto-plastique 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 17.

IV.2. Étude sur pieu isolé sous chargement latéral cyclique

IV.2.1. 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 suivent

Tableau IV.1. Différentes éléments utilisent dans la modélisation par ABAQUS 17

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

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

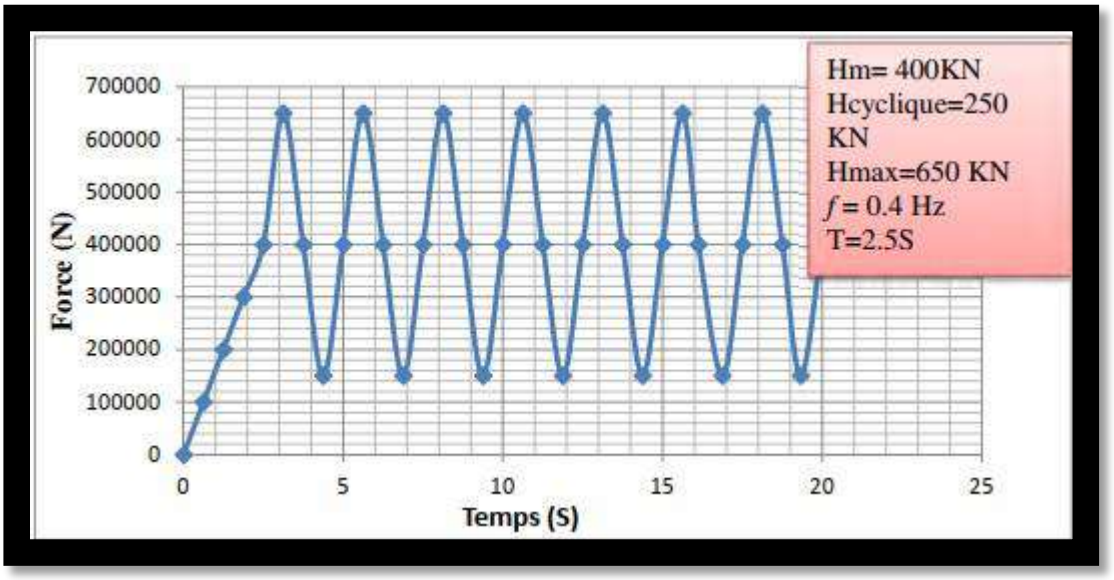


Figure IV.1. Caractéristiques de chargement latéral cyclique en tête du pieu.

Tableau IV.2. La charge cyclique

0	0.8	1.2	1.9	2.5	3	3.8	4.4	5	5.6
0	100000	200000	300000	400000	650000	400000	150000	400000	650000

6.2	6.9	7.5	8.2	8.9	9.4	10	10.6	11.2	11.9
400000	150000	400000	650000	400000	150000	4000000	650000	400000	150000

12.5	13.1	13.8	14.4	15	15.7	16.2	16.8	17.5	18.2
400000	650000	400000	150000	4000000	650000	400000	1500000	400000	650000

18.8	19.3	20
400000	150000	400000

IV.3. 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 .

IV.4. 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 élasto-plastique du type Mohr-Coulomb.

IV.5. Caractéristiques du modèle Élément fini

Ce system sol-pieu est discrétisé en espace à l'aide des options de maillage du logiciel en éléments finis Pour les éléments utilisent dans le maillage de système sol pieu sont représentent dans le tableau VI.2

Tableau IV.1. Différentes éléments utilisent dans la modélisation par ABAQUS.

Sol	**C3D8R 8 nœuds**
Pieu (élément solide)	C3D8R 8 nœuds

IV.6. La géométrie du modèle

L'exemple consiste à modéliser avec logiciel ABAQUS 3D, un pieu isolé en tenant compte du frottement à l'interface sol-pieu. Le pieu est en béton armé de poids volumique γ , Le pieu est de diamètre d et d'une longueur L. Les caractéristiques mécaniques et géométrique utilisé dans cet exemple sont illustrée dans le tableau 4 .Dans l'ensemble d'analyse le pieu est modélisé comme élastique linéaire qui nécessite la détermination de deux paramètre d'élasticité qui sont module de Young (Ep) et le coefficient de poisson (vp) .Le pieu est ancré dans un sol multicouches non linéaire élasto-plastique et soumis une pression uniforme imposé en tête de pieu .Pour le sol environnant le modèle élasto-plastique de Mohr coulomb serait appliqué .Dans cette étude le pieu est implanté dans un sol multicouche Trois couches de sol composant la géologie de site :

- Une couche limon argileux
- Une couche argile molle limoneuse
- Une couche limon argileux rigide

En dessous, on trouve le substratum rocheux pour lequel les déformations sont nulles.

Les principaux résultats sont résumés ci-après :

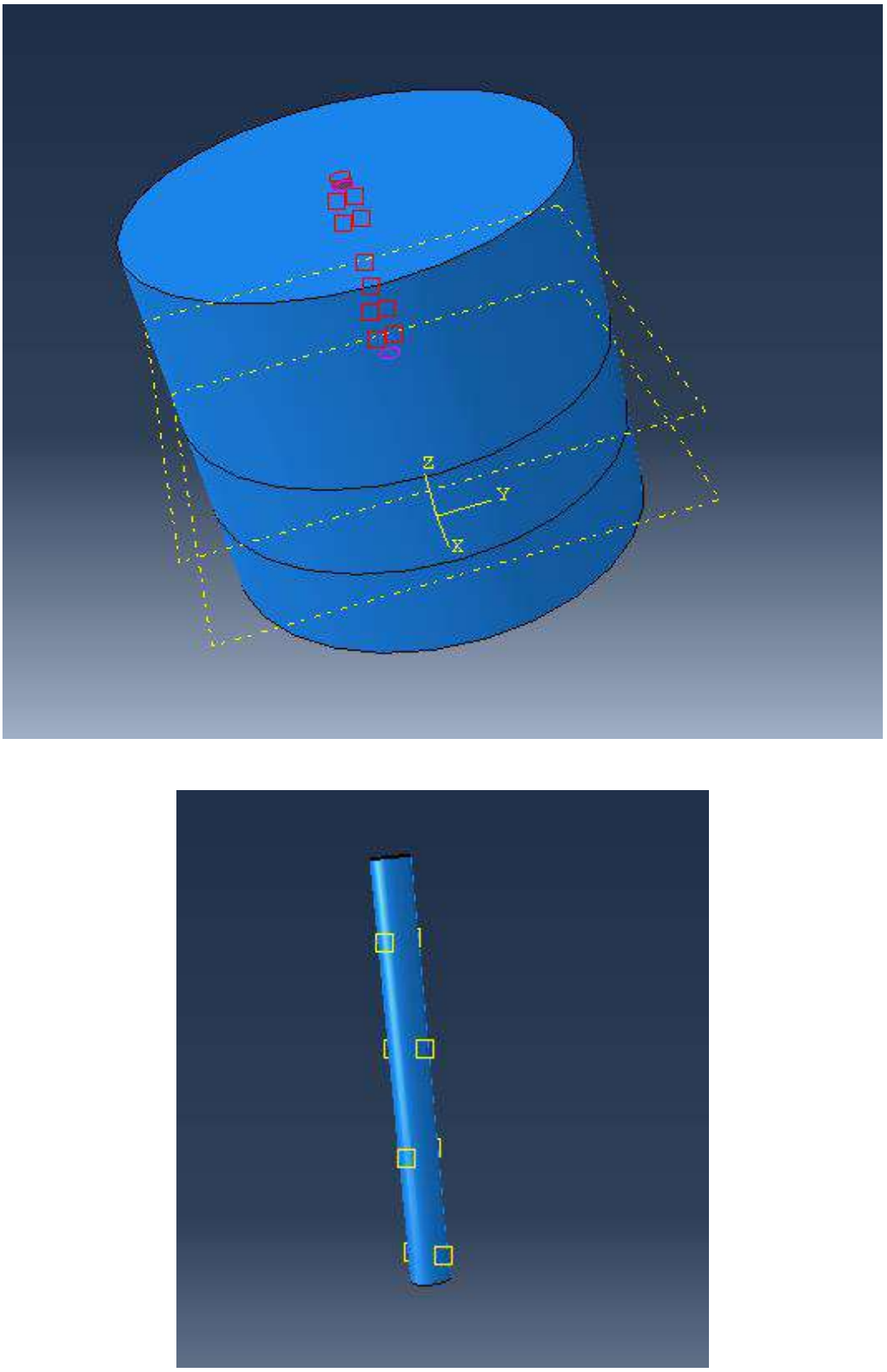


Figure IV.2. Interaction sol-pieu (ABAQUS 17)

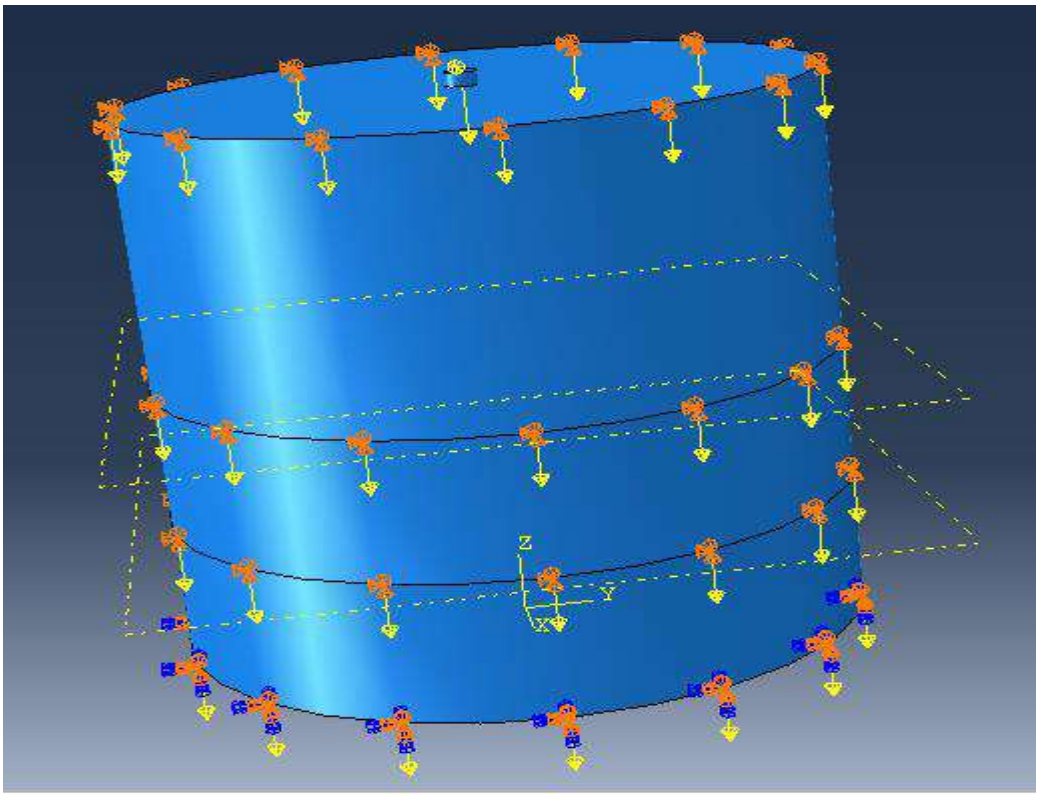


Figure IV.3. Condition aux limites (ABAQUS.17).

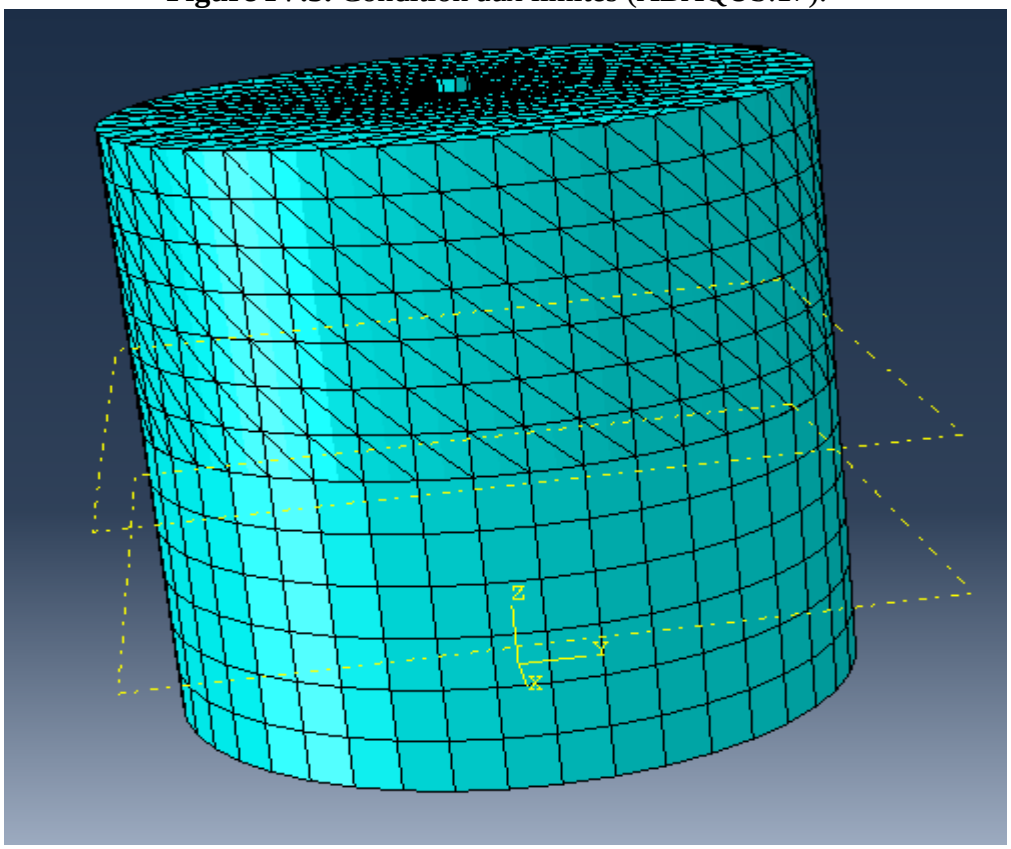


Figure IV.4. Maillage en 3D avec des éléments tétraédriques du système sol –pieu (ABAQUS 17)

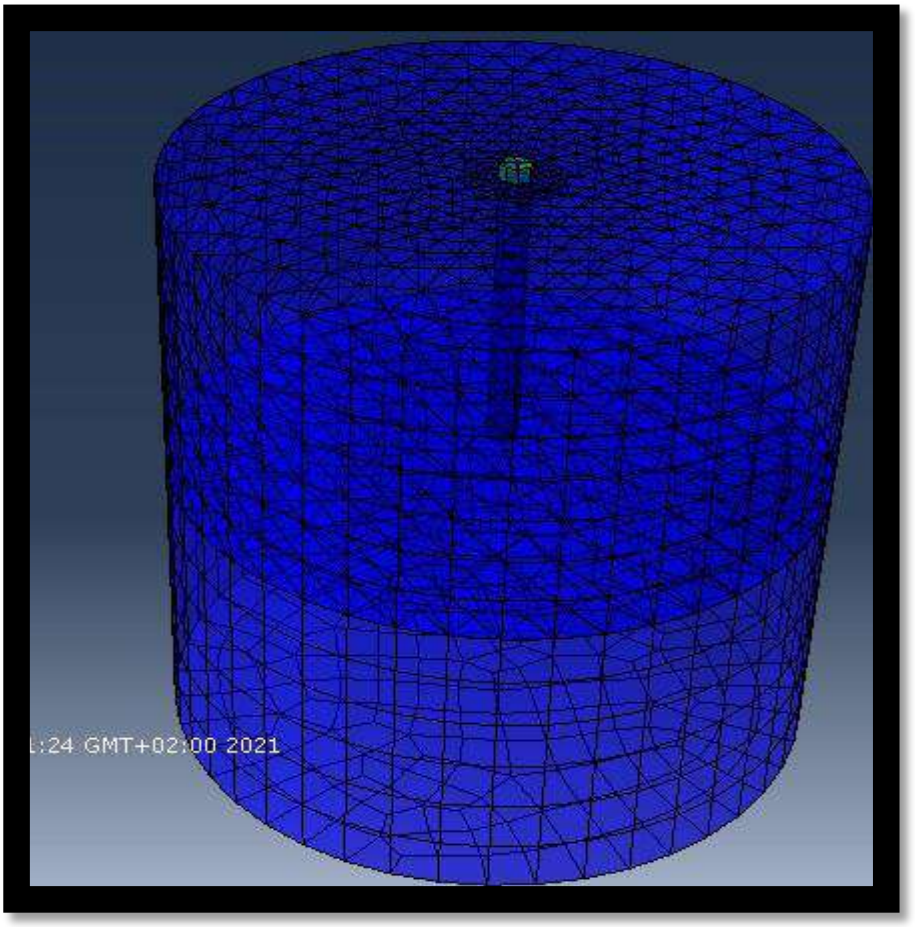
Les données de ces couches sont obtenus par S.BHATTACHARYA (2017) .Les paramètres des couches de sol induits dans le calcul numérique sont reportés dans le tableau IV .4 pour le comportement non-linéaire. [41].

Tableau IV.4. Input paramètre pour l'analyse non linéaire

Paramètre	Unité	Limon argileux	Argile molle limoneuse	Limon argileux rigide
Poids volumique sec γ_d	KN/m^3	18,20	19,10	18,40
Coefficient de poisson v_s		0.48	0.35	0.48
Module de Young E	KPA	2500	25000	25000
Angle de frottement φ		0	0	0
Angle de dilatation Ψ		2	2	2
Coefficient des terres au repos K_0		-	-	-
Cohésion c	KPA	23	40	49

IV.6 Modélisation des éléments de contact avec ABAQUS

L'interface a été pris avec des éléments sans épaisseurs 'surface to surface ' avec un comportement tangentiel de type frictionnel pour prendre en considération des frottements latéraux, un comportement normal pour prendre en compte la poussée des terres le long du fut ainsi que l'effort de pointe.



FigureIV.5. Représentation du système sol-pieu isolé par le code de calcul (ABAQUS 17)



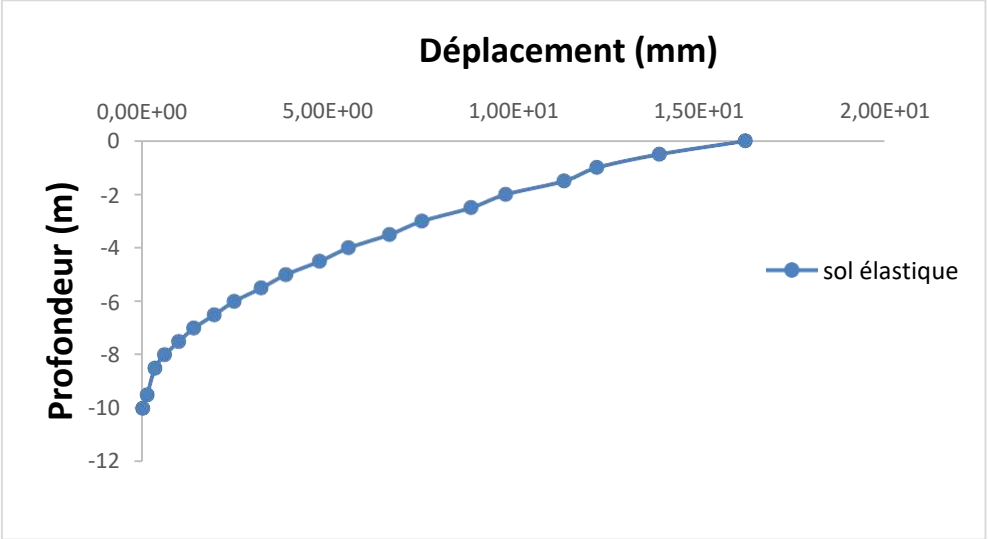
Figure IV.6. Pieu isolé sous chargement latéral cyclique (ABAQUS 17).

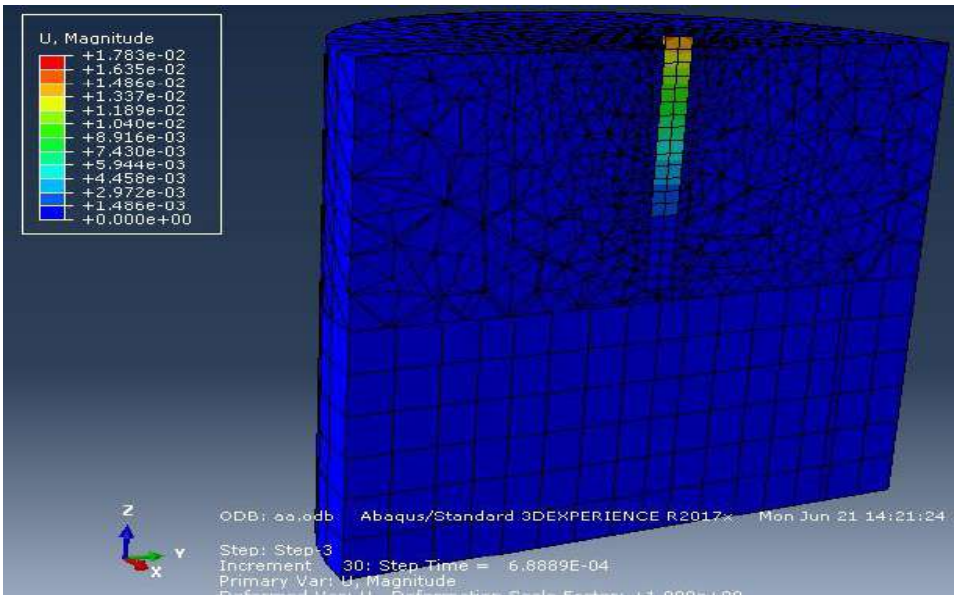
IV.7. Déplacement latéral en fonction de la profondeur du pieu :

Afin d'illustrer le déplacement horizontal le long du pieu sous chargement latéral les résultats obtenues sont présentés ci-après :

- ✓ Cas de sol élastique

Le pieu sera implanté dans un sol élastique et les résultats obtenus ainsi que l'étude réalisée sont illustrés dans la figure ci-après :





FigureIV.7. Distribution de déplacement horizontale sur le long du pieu.

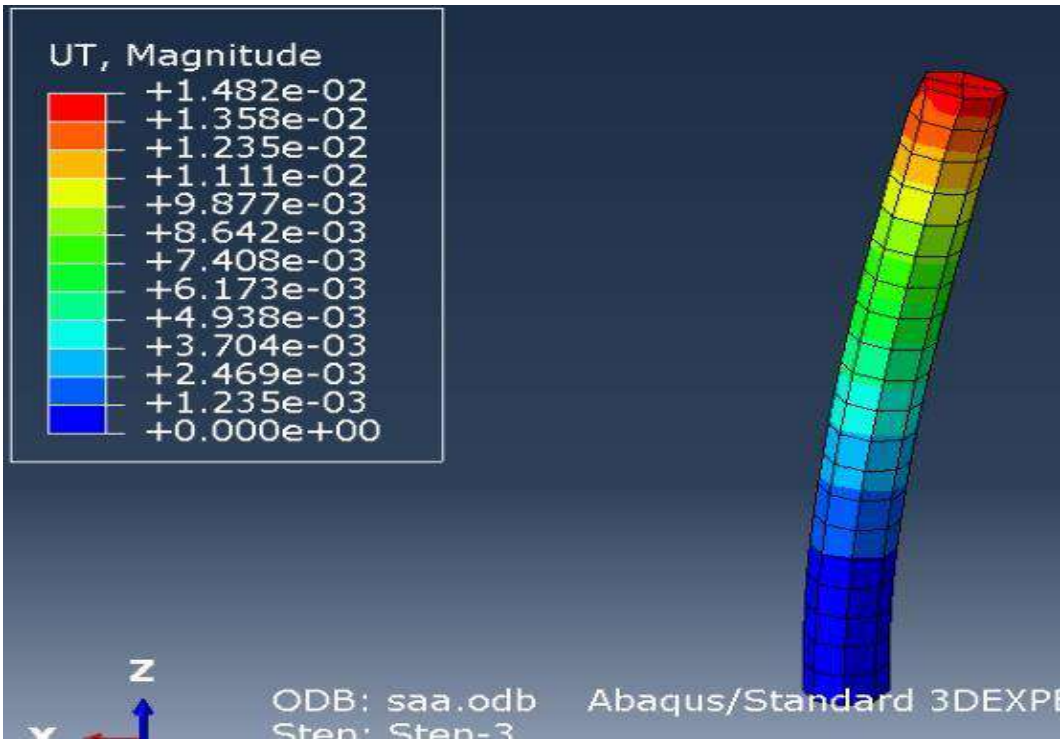
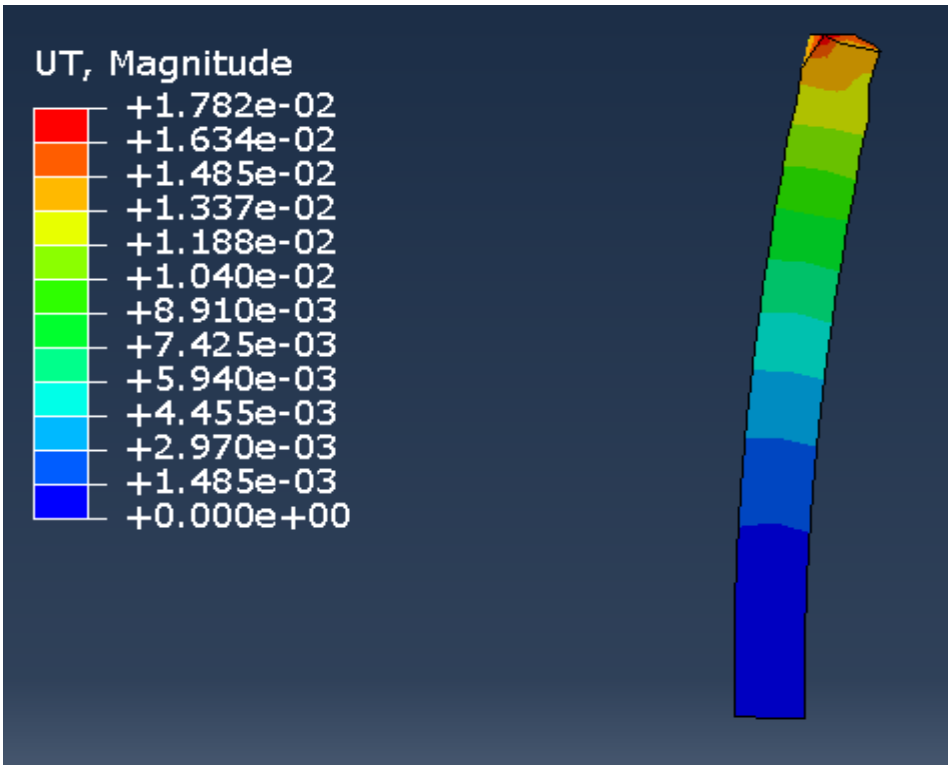


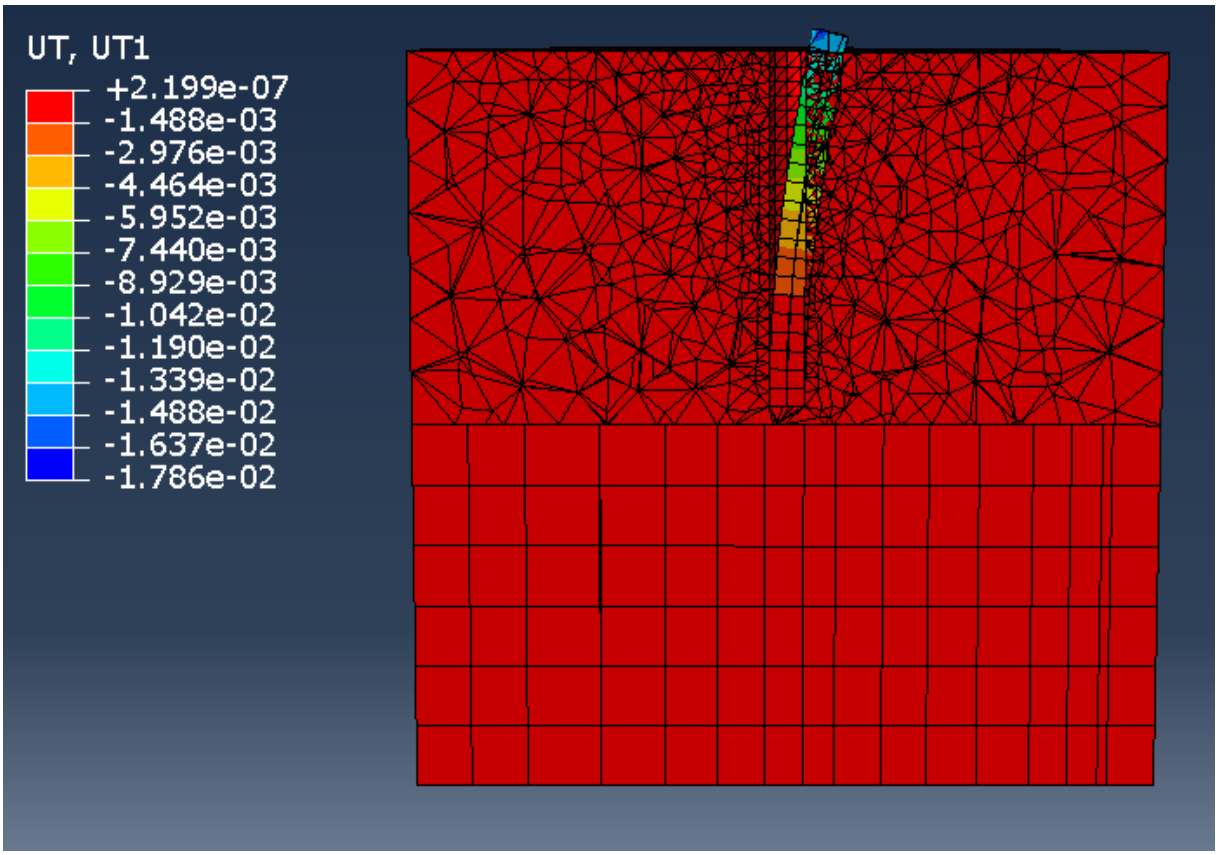
Figure VI.8.Déplacement de tête du pieu sous chargement latéral ABAQUS 17



FigureIV.8.Déplacement latéral du pieu en fonction de sa profondeur dans le sol élastique

- ✓ Cas de sol élasto-plastique

Le pieu sera implanté dans un sol élasto-plastique et Les résultats obtenus dans la figure ci-après :



FigureIV.9.Déplacement latéral du pieu en fonction de sa profondeur dans le sol élasto-plastique

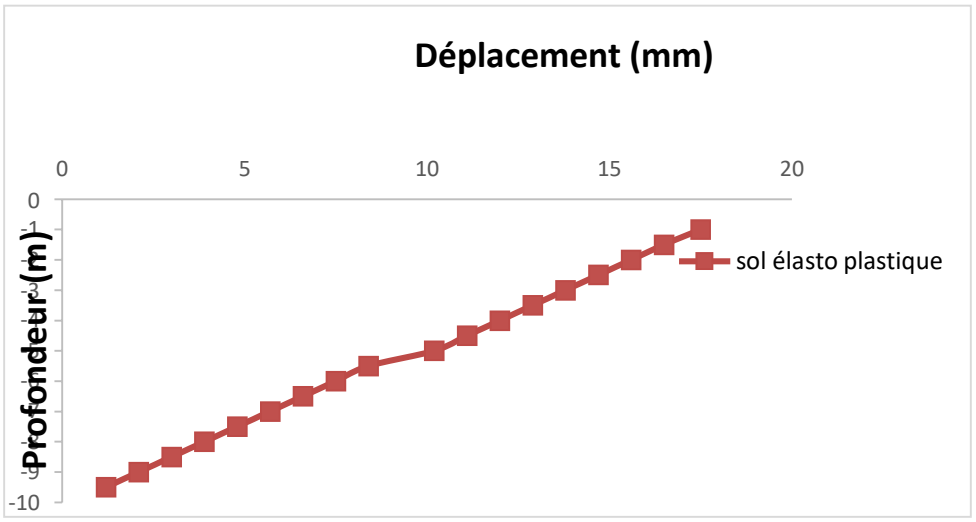


Figure IV.4. Déplacement latéral du pieu en fonction de sa profondeur dans le sol élasto-plastique

L'objectif de cette étude est de comparer le déplacement du pieu obtenu dans un sol élastique et un sol élasto-plastique.

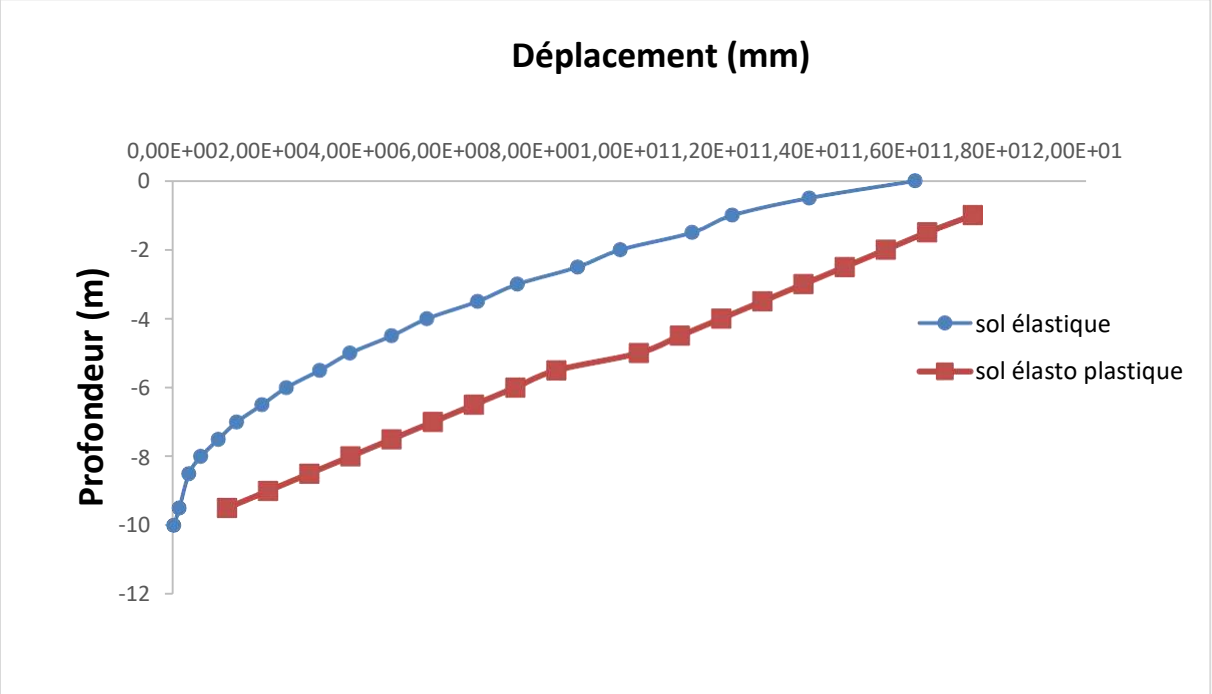


Figure IV.10. Combinaison entre le déplacement du pieu dans un sol élastique et élasto-plastique.

Après avoir étudié les déplacements à chaque profondeur on n'a constaté que le déplacement maximal dans le sol élastique est 16 (mm) alors que dans le sol élasto-plastique est 17 (mm). On voie que le déplacement augmente dans le sol élasto-plastique.

IV.8. Conclusion

Dans ce chapitre on voie l'effet de la charge cyclique et on fait une comparaison des résultats de déplacement en tête des pieux dans un sol linéaire avec le déplacement en tête des pieux dans un sol non-linéaire.

Alors le déplacement augmente dans le sol élasto –plastique

Conclusion Général

Conclusion Général

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

A travers l'étude bibliographique, un travail de recueil de données expérimentales d'essais sur des pieux sous chargement latéral cyclique a été faite. L'étude a porté sur la détermination du déplacement, à la tête du pieu et le long de la longueur du pieu
.L'étude a été faite avec sol-multicouche, le profil de sol est constitué de : une couche limon argileux mou, une couche de argile molle limoneuse une couche de limon argileux rigide.

Parmi ces études, nous avons décrit le comportement de l'interface sol-structure ,d'après les modèles rhéologique .On constate qu'une bonne modélisation nécessite ,d'une part ,un bon modèle de comportement basé sur les caractéristiques expérimentale de l'interface et d'autre part une mise en œuvre numérique appropriée de l'élément d'interface qui dépend du choix de type de l'élément (sans épaisseur , couche mince).

Les résultats mécaniques obtenus du pieu : la non linéarité, le type de chargement ainsi qu la nature du sol .Les résultats obtenus sont acceptable, pratiquement ABAQUS 3D donne une bonne estimation de comportement linéaire et non linéaire d'un pieu .Ce qui confirme la fiabilité de l'approche numérique utilisée.

Bibliographique

[1] (DTU 13.11, 1988)

[2] (C. Plumelle 2004) «Fondations profondes, Chapitre18», CNAM-Paris-Géotechnique.

[3] (G.Philipponnat, 1979)méthode pratique de calcul d'in pieu isolé à l'aide du pénétromètre statique pp1-10

[4] (Philippe Reiffsteck 2010)Cours Fondation des ouvrages, Laboratoire Central des Ponts etChaussées

[5] (Tali 2011)Comportement de l'interface sol-structure sous sollicitations cycliques. Application au calcul des fondations profondes » Thèse de doctorat, laboratoire NAVIER -Géotechnique (CERMES)

[6] (Templeton, J. S 2012) Finite Element Analysis in Offshore Geotechnics A Thirty-Year Retrospective. SIMULIA Customer Conference USA p1-19

[7] (Hermime, 2012)« ETUDE l'interaction du sol de fondation avec les ouvrages Portuaires utilisent des pieux » Mémoire de Magister, Université de TIZIO OUZO.

[8] (Z.Li et al ,2011) Bolton Centrifuge modelling of mono-pile under cyclic lateral loads". 7thInternational Conference on Physical Modelling in Geotechnics, Zurich, Vol. 2, 965-970

[9] (Benzaria, 2013)« Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux » Thèse de doctorat, l'université paris-Est.

[10] (Johansson ,2000)

[11] (Tsuchida, 1970)

[12] (Seed, 1968, Ishihara, 1985, Andrus et al, 1991)

[13] (Ross et al, 1969, Lee et Fitton, 1969)

[14] (Sherif et al. 1977)

[15] (Ishihara, 1985, Dobry, 1989)

[16] Castro (1975), Castro et Poulos (1977)

[17] Nice (octobre1977) (Seed et al .1988)

[18] Beaufort (1982/1983) (Sladen et al)

[19] Lee 1965

[20] Holtz et Kovacks 1991

[21] Casagrande 1975

[22] Habib et Luong (1978)

[23] Ishihara et al (1975)

[24] Luong (1980)

[25] Seed 1979

[26] (Peng He, 2006) « modélisation numérique du comportement mécanique sur pente des dispositifs géo synthétiques » Thèse de doctorat, l'université Bordeaux 1

[27] (ABBAS, 2012)Introduction au logiciel ABAQUS**.**

[28] Hibbit, Karlsson et Sorensen (HKS).

[29] (Marc Sartor)« Eléments finis **»** Notes de cours –Chapitre 1

[30] (document Abaqus)Standard user's manuel. Abaqus Analysais Volume V: prescribed condition,contraint and interaction 2010

[31] (Yun-gang Zhan et al, 2012) "Dynamic behavior of blow out preventer (soil and conductor system)"Norwegian University of Science and Technology

[32] (Peng HE et al, 2006) Numerical Modeling of the Mechanical Behavior of Geomembrane LinerSystems (GLS) Installed On Slopes". *Journal.* 191-198

[33] GOUMGHAR Amirouche. Caractérisation expérimentale et simulation numériquedu comportement mécanique de tubes renforcés soumis à un écrasement axial promotion 2016/2017

[34] (Brown et al, 2001)CHAPTER 4 – pile-soil interaction (PSI) Finiteelement code

[35] Reese et Matlock (1960).

[36] (Khemakhem, 2012)

[37] (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 desSols (CERMES).

[38] (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.

[39] (Bague lin et Gézéquel, 1972)« Étude expérimentale du comportement de pieux sollicités horizontalement. ». Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, n° 62.

[40] (Shakhirev et al. 1997)

[41] S.BHATTACHARYA (2017)

Forme générale du modèle Mohr-coulomb dans ABAQUS
Critère de rupture
Le critère de Mohr-Coulomb est écrit **:**

$$\tau = c + \sigma tang\emptyset$$

Où 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 :

$$\tau = scos\varphi$$
$$\sigma = \sigma_m + ssin\emptyset$$

Où (s) est la moitié de la différence entre la contrainte principale maximale et la contrainte principale minimale σ_3. $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ .Est la moyenne de $\sigma_1 et \sigma_3$ Le critère de Mohr-coulomb est devenue : $s + \sigma_m sin\emptyset - ccos\varphi = 0$
Pour la forme générale des contraintes (soit égale respectivement il est ($\sigma_1, \sigma_2 et \sigma_3$) convenable d'exprimer le modèle par trois invariants de contrainte comme le suivant :

$$F = R_{mc} q - p\ tang\varphi - c$$

Ou $R_{mc}(\theta, \varphi) = \frac{1}{\sqrt{3}cos\varphi} \sin(\theta + \frac{\pi}{3}) + \frac{1}{3} cos\theta + \frac{\pi}{3}\ tang\varphi$
φ est la pente de la surface de rupture Mohr-coulomb sur le plan p _Rmcq (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

θ Est l'angle polaire déviatorique défini par :

$$\cos(3\theta) = (\frac{r}{q})^3$$

Et
S est la contrainte déviatorique :

$$s = \sigma + pI$$

P est la pression hydrostatique :

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

q est la contrainte de Von Mises équivalente

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

r est le troisième invariant de la contrainte déviatorique

$$r = \sqrt[3]{\frac{9}{2}(s.s.s)}$$

L'angle de frottement φ contrôle la forme de la surface de rupture sur le plan déviatorique (figure. 1). Cet angle varie de 0° à 90°. En cas de φ = 0°, le modèle Mohr-coulomb est réduit à un modèle de Tresca avec une section déviatorique parfaitement hexagonale. Dans le cas où φ = 90°, 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.

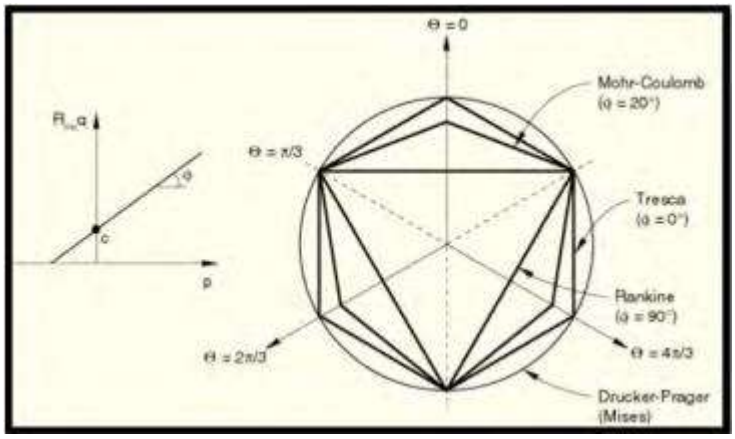


Figure .1 Surface de la rupture sur le plan méridional et le plan déviatorique.

ANNEX