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

Modélisation des pieux sous charges axial et latérale avec interaction sol-pieux sans les soles liquéfiables

---

Présenté par :

Aouf Adel

Aissou Mohamed Islem

Mohamed Ouzzinaoui

Proposée et dirige :

Mme: H. Hernoun

Promotion 2020

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier sincèrement mon directeur de mon travail, Madame HERNOUN HOURIA doctorat à l'université de yahia farés de Médéa pour avoir accepté de m'encadrer, ainsi que pour son soutien, et monsieur Hadi et tous les de direction travaux publique, ses conseils et sa confiance ses encouragements tout au long de la préparation du mémoire.

Dédicace

Je dédie le présent travail

A mes chers parents

A mes frères et sœurs

A mes amis

Résumé

Dans les fondations profondes la caractérisation du contact entre le sol et l'élément structural, le pieu, joue un rôle majeur dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage. On présente dans ce travail une analyse numérique ducomportement mécanique d'un pieu isolé sous chargement combiné (latéral et verticale) statique. On s'intéresse notamment à l'analyse des mécanismes d'interaction entre les différents éléments (sol, pieu) et une attentionparticulière est accordée à l'influence des non linéarités du sol,et l'influence de la liquéfaction du sol sur la réponse du système sol-pieu. L'étude est réalisée en utilisant une modélisationtridimensionnelle par la méthode des éléments finis à l'aide du code de calcul(ABAQUS). Les résultats des études numériques (avec ABAQUS) sur un pieu isolé sous chargement combiné ont montrés ce qui suit :

Augmentation de déplacement en tête du pieu dans le cas d'un chargement combiné.

Les résultats montrent que la liquéfaction du sol induit une augmentation du moment fléchissant et effort tranchant au niveau de la surface entre les deux couches du sol.

Mots-clés : Interaction,liquéfaction du sol, Pieu isolé, Chargement combiné, Méthode des éléments finis, ABAQUS.

INNTTRODUCTION GENERALE……1

INNTTRODUCTION GENERALE……2

CHAPITRE 1 : GENERALETE SUR LES PIEUX

I.1. Introduction……4
I.2. définition……..4
I .3. Classification des pieux……..5
I .3.1. Suivant le matériau de construction…….…5
I .3.1.1. Bois…….……5

I.3.1.2. Acier……..…….5
I .3.1.3.Béton…….……5
I.3.1.4. Composite…….…….5
I.3.2. Suivant la mise en œuvre……..……..5
I.3.2.1. Les pieux façonnés à l' avance……..……..5
I.3.2.2. Les pieux exécutés en place Dans…….……..5
I.3.3. Suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu……5
I.3.3.1. Les pieux colonnes I.3.3.2.Les pieux flottants…….5
I.3.3.3.Les pieux flottants à la base……..5
I.4. Comportement d'un pieu sous chargement axial……5
I.5. Charges liées au comportement du sol…….……..6
I.5.1. Charge de fluage QF ……..…..6
I.5.2. Charge nominale QN ……6
I.5.3. Charge intrinsèque Q_I…….…….7
I.5.4. Charge admissible Q_a……..7
I.6. Evolution de la résistance de pointe qu en fonction de la profondeur……7
I.7. Frottements latéral positifs et négatifs……..…8

I.8. Hauteurs d'action du frottement négatif…….…..9
I.9. Pieux isolés sous sollicitations latérales :…….…..9

I.10. Aperçus sur certains ouvrages sollicites par des charges cycliques……..….10

I.10.1. Introduction……..10
I.10.2. Domaines offshores……..….10
I.10.2.1 Les plates-formes off-shore…….10
A- Plates-formes en treillis métallique……10
I.10.2.2. Les ports maritimes……..….12
I.10.2.3. L'éolien offshore……...12

I.10.3. Domaine on-shore……13
I.10.3.1. L'éolienne on-shore……13
I.10.3.2. Train à grande vitesse (TGV)……14

CHAPITREII : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LIQUIFACTION
II .1 INTRODUCTION……15
II.2 ASPECT FONDAMENTAL DE LA LIQUÉFACTION…….17
II.3 LIQUEFACTION STATIQUE…17
II.4 MÉTHODE GÉNERALE D'ÉVALUATION DE LA LIQUÉFACTION……..19
II. 5 Paramètres influents sur la résistance a la liquéfaction……..…19
II.5.1 Etat de contrainte initial……19
a-Influence de la Densité du sable……..…..21
b -Influence de la Structure du Sol……..…22

c-Influence de la Saturation……23

II.5.2 Influence du confinement…….……25
II.5.3 Influence de la granulométrie……..…27
II.5.4 Présence d'éléments fins……...28
II.5.5 Influence des fines et graves……..…29
II.5.6 Mode de préparation des échantillons…….….31
II.5.7 Sur consolidation…….33

II.6 ETUDE DU COMPORTEMENT DES SABLES SOUS HARGEMENT MONOTONES ET CYCLIQUES……..35
II.6.1 Comportement des sables sous chargement monotone……..….35
II.6.1.1 Essai Drainé……..…35
II.6.1.2 Essai non Drainé……..…..36
II.6.2 Comportement des sables sous chargement cyclique……39
II.6.2.1 Essai Drainé……..39
II.6.2.2 Essai non Drainé……41

II.7 Résistance à la liquéfaction……43

II.8 CONCLUSION……..……44

CHAPITRE III : METHODE ANALYTIQUE

III.1. Introduction…….45

III.2 Comportement d'un pieu sous chargement axial……..…46
III.3 Comportement d'un pieu isole sous chargement axial……47

III.3.1 Détermination du tassement d'une fondation profonde…….…..47
III.3.2 Détermination empirique du tassement…….…..48

III.3.2.1 Pieu compressible…….49

III.3.2 Détermination empirique du tassement……..50

III.4 Comportement d'un pieu isole sous chargement latéral……..…51

III.4.1 Pieux isolés sous sollicitations latérales……...51
III.4.2 Classification des pieux (selon la rigidité) …….51

III.4.3 Comportement à la rupture……..……52

III.4.3.1 Pour les pieux « libre » en tête……..….53

III.4.3.2 Pour les pieux encastrés en tête (chevêtres)……..….53

III.4.3.3 Comportement sous chargement latéral cyclique…….……54

III.5 Comportement d'un pieu isolé sous chargement latéral cyclique……...55

III.5.1. Les essais dans les sables……..55

III.5.2. Les essais dans l'argile…….57

III.6. Méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales……58

III.6.1. Dimensionnement des pieux sous charges latérales statique……...58

III.6.1.1. Méthodes au module de réaction…….58

A. Principe……..….58

B.Expressions du module de réaction du sol ……..….60

III.5.1.2. Méthodes du continuum élastique …… 67

A-Principe ……..… 67

B. Mécanisme de déformation et état ultime dans le sol ……..….67

B.1. Théorie ……. 67

B.2. Critère pour un état ultime dans le sol …….. 69

B.3. Effet de la rigidité des pieux ……..... 69

B.3.1. Effet de la rigidité des pieux dans l'Argile …….. 70

B.3.2. Effet de la rigidité des pieux dans un Sable ……..… 71

III.6. Conclusion ……... 72

IV : MODILISATION NUMERIQUE – VALIDATION DE LA PROCEDURE NUMERIQUE

IV.1 Introduction…… 74

IV.2 Présentationgénerale sur l'Abaques…….…..74

IV.2.1 Introduction ……....74

IV.2.2 Modélisation numérique tridimensionnelle des pieux par EF…….. 74

IV.3. Définition de logiciel de calcul par éléments finis « ABAQUS »……..…..75

IV.4. Caractéristiques de logiciel ABAQUS……...75

IV.4.1. Type d'analyse Domaines physiques ……..…75

IV.4.2. Les éléments utilisent par ABAQUS …….75

IV.4.3. Non-linéarités ……..77

III.4.3.1. Non-linéarités matérielles …….……..77

IV.4.3.2. Non-linéarités géométriques …….…..77

IV.4.3.3. Non-linéarités de contact ……77

IV.5. Structure d'ABAQUS ……...77

IV.6. Modélisation des matériaux utilisés……78

IV.6.1. Modélisation des matériaux granulaires (sols)…….….78

IV.6.1.1. Modèles en mécanique des sols ……..78

. IV.6.1.2. Model de Mohr-Coulomb sous ABAQUS…….…..78

IV.7. Numérisation du contact aux interfaces ……80

IV.7.1. Généralités…….……80

IV.7.2. Approches proposées par ABAQUS……..…81

IV.7.3 .Définition des contacts pairs……..……..82

IV.8 Interprétation des résultats …….…….83

IV.8.1 Pieu sous un chargement vertical…….…….83

IV.8.1.1 La géométrie du modèle …….. 83

IV.8.1.2 Modélisation des éléments de contact avec ABAQUS …….….86

IV.8.2 Pieu sous charge latéral……..…87

IV.8.3 Pieu sous chargement combiné (axial et latérale) …….….88

CONCLUSION GENERALE……..…91

LISTE DES FIGURES

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

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

Figure I.3. Evolution de la résistance de pointe qu en fonction de la profondeur

Figure I.4. Mécanismes du frottement latéral positif et négatif (C. lumelle 2004) [5].

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

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

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

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

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

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

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

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

Figure II. 2: Exemples de désordres causés par la liquéfaction durant le séisme

Figure II.3 : Essai de liquéfaction statique (Canou et al. 1994).

Figure II. 4 : Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos

Figure II. 5 : Influence de K0 sur la résistance à la liquéfaction (Seed et Peacock, 1971)

Figure II.6 : Influence du rapport Ko sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara, 1985).

Figure II. 7 : Influence de la densité relative (Dr) sur la résistance à la liquéfaction (Mulilis et al, 1978)

Figure II.8 : Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al.,1986b)

Figure II. 9 : Influence de la structure sur la résistance (RCC) (d'après Pecker, 1984)

Figure II.10 : Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique,Martin et al. (1978)

Figure II.11 : Influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction du sol résultats expérimentaux d'après Yochimi et al.(1989).

Figure II. 12 : Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (D'après Pecker, 1984)

LISTE DES FIGURES

Figure II. 13: Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995).
Figure II.14 : Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction dessables (Seed et Harder, 1990).

Figure II. 15: Effet des fines et du confinement sur la résistance à la liquéfaction (Bouckovalas et al., 2002).

Figure II. 16 : Fuseau granulométrique des sols liquéfiables d'après différents auteurs (Pecker, 1984)

Figure II. 17 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Ishihara et Kosecki, 1989)

Figure II. 18 : Instabilité initiale des sables lâches avec une faible teneur en éléments fins (Silt)(Yamamuro et Covert, 2001)

Figure II. 19 : Effet de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction, Dr = 50% (Amini et Sama 1999)
Figure II. 20 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mulilis et al., 1977).

Figure II. 21 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 1er série avec 30% gravier (Amini et Sama, 1999).
Figure II. 22 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 2er série avec 10% gravier (Amini et Sama, 1999).

Figure II. 23: Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement nondrainé d'un sable lâche (Benahmed N. et al., 2004)

Figure II. 24 : Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et al.1978).
Figure II. 25: Influence de la sur consolidation sur le comportement cyclique du sable d'Host un (Bouferra, 2000)

Figure II. 26: Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (d'après Lee, 1965)

Figure II.27 : Déformation volumique en fonction de la déformation axiale pour des essais triaxiaux drainés faits sur un sable lâche (Dr initial = 38 %) de la rivière Sacramento (selon Lee, 1965; de Holtz et KovacKs, 1991).

Figure II.28 : Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (d'après Casagrande, 1975)

Figure II.29 : Variation du volume sous chargement monotone

Figure II. 30 : Critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau

granulaire (d'après Luong, 1978

Figure II.31: Comportements cycliques drainés des sables (d'après Luong, 1980)

Figure II.32 : Variation de volume sous chargement cyclique (Luong, 1980)

Figure II.34 : Courbe de résistance à la liquéfaction pour différents sables (Seed 1979)

Figure II. 33: Comportement du sable en condition non drainée (d'après Luong, 1980)

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

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

Figure III.3. Déformation d'un pieu soumis à un chargement latéral et réaction du sol [7].

Figure III.4. Ruptures des pieux libres en tête (Rakotonindriana ,2009) [15]

Figure III.5. Ruptures des pieux liés au chevêtre (BROMS, 1964 cité par Rakotonindriana ,2009) [15].

Figure III.6. Schéma des différents types de chargement cyclique (Tali, 2011) [2]

Figure III.7. Exemple de courbe d'effort déplacement dans le cas d'un chargement latéral d'un pieu (Golait et Katti. 1988 cité par Khemakhem. 2012) [12].

Figure III.8 Exemples d'évolution de la charge en fonction du déplacement en tête (a- Tali, 2011, b- Giannakos et al, 2011) [2,16].

Figure III.9 Exemple de moment et de courbe de réaction d'un pieu lors de l'application d'un chargement latéral cyclique non alterné (Giannakos et al ,2012) [17].

Figure III.10. Exemple de courbe effort-déplacement dans le cas du chargement latéral d'un pieu, de type alterné (Chai et Hutchinson 2002 cité par Rakotonindriana 2009) [15].

Figure III.11. Exemple d'évolution de la charge en fonction du déplacement en tête (Khemakhem, 2012) [12].

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

Figure III.13. Évolution du moment avec les cycles- Pieu souple (Khemakhem, 2012) [12]

Figure III.14. Modèle de Winkler pour le sol (Jin-wei Huang, 2011) [18]

Figure III.15. Distribution de la pression exercée par le sol autour du pieu à une profondeur (Chen. 1994) cité par (T.P.T. Dao 2011) [19].

Figure III.16. Courbe P-y selon le Fascicule 62-Titre V cité par (Remaud, 1999) [20].

Figure III. 17. Coefficients C1- C2- C3 en fonction de l'angle de frottement φ' (Rosquoët, 2004) [13].

LISTE DES FIGURES

Figure III. 18 Valeurs de k (n_h) en fonction de la densité relative et de l'angle de frottement (API, 1993) [13].

Figure III.19. Forme caractéristique de la courbe « P-Y » d'après Norske Veritas (1977)

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

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

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

Figure IV.1 Quelques éléments parmi les plus utilisée (documents abaquse)[25]

Figure IV.2. Structure d'une analyse ABAQUS (ABBAS, 2012) [30].

figure IV.3. Critère de Mohr-Coulomb (Yun-gangZhan et al, 2012) [31].

Figure IV.4. Exemple de la relation cohésion –déformation plastique (ABAQUS 6.10).

Figure IV.5. Schéma de durcissement isotrope d'un matériau (document Abaqus) [26

Figure IV.6. Exemples des cas utilisation des éléments de contact spécifiques (Peng He, 2006) [26]

Figure IV.7 Définition des surface maîtresse et surface esclave (Peng He, 2006) [26]

Figure IV.8. Paramètres réels du système sol-pieu sous chargement vertical

FigureIV.9 : l'interaction sol-pieu(ABAQUS)

Figure IV.10condition au limite (ABAQUS)

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

Figure IV.12. Déplacement vertical du pieu dans un sol élastoplastique de Mohr-Colomb après le chargement (model 3D ABAQUS).

Figure IV.13. Système sol-pieu sous chargement latéral

Figure IV.14 : Déplacement latéral en tête du pieu en fonction de la profondeur

FigureIV.15 : Modèle système sol-pieu sous chargement combiné

Figure IV.16. Déformée du pieu sous chargement vertical et latéral au même temps avec ABAQUS.

Figure IV.17. Distribution descontraintes sur le long du pieu

TABLEAUX

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

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

Tableau III.3. Valeurs représentatives deε_{50} pour une argile normalement consolidée (Thomas Blok, 2010) [21]

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

Tableau IV.1 Input paramètres pour l' anlyse non linéaire

Ay : 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 pressiométrique

ES : module de réaction du sol

$\bar{G}$: 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 la section transversal

K : paramètre du sol donné par Bowles

k0 : coefficient de pression des terres au repos

ka : coefficient de pression des terres active

kc : module de réaction dans une argile

kh : la rigidité normale (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 du pieu

Ls : longueur sur laquelle est calculé le frottement

l_0 : longueur de transfert

p : pression du sol

P : réaction du sol

P'0 : pression effective (après excavation)

Pd : résistance latérale de dimensionnement

Pm : facteur multiplicateur sur les pressions

Pu : réaction ultime du sol a la profondeur z

qc : résistance de pointe

qs : frottement latéral 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 négligeables 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

u_n : déplacement normal relatif

ut : déplacement tangentiel relatif

V : effort tranchant y : le déplacement latéral du sol

y0 : 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

α_{py} : facteur d'interaction effort-déplacement

$\alpha_{m\theta}$ facteur d'interaction moment-rotation

$\alpha_1, \beta_1, \gamma_1, \delta_1$: Canstantes d'integration

β : angle de dispersion

εn : la déformation normale

εc : valeur moitié de la déformation

φ : angle de frottement interne du sol

ρ : le rapport du module de cisaillement

λ : degré de fixation du pie

μ* : coefficient de frottement apparent

μ : coefficient de frottement réel

μL : La compressibilité du pieu

τ : contrainte tangentielle

τ0 : contrainte de cisaillement correspond au rayon du pieu

τmax : contrainte de cisaillement max

σ0 : contrainte normale initiale

σn : contrainte normale

δ : angle de frottement de l'interface

γ : poids volumique du sol

ϒt : la distorsion

Υ_{rz} : La distorsion verticale

ϒmf : coefficient de sécurité caractéristique du matériau

ϒm : facteur multiplicateur sur les déplacements

ψ : angle de dilatance

θ : la rotation

Φ(z) : fonction de déplacement de sol

n_h: constante de réaction du sol

ζ: Un facteur égal au logarithme du rapport du rayon rm au rayon r0

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

A l'heure actuelle, dans le domaine des ouvrages in situ il n'existe pas des méthodes élaborées de calcul des fondations profondes sous chargement combiné implémentées dans les sols liquéfiables. La problématique des sols liquéfiables en géotechnique est très vaste et ne peut pas être abordée de manière globale et succincte.

Les travaux présentés dans ce mémoire ont pour but de modéliser le comportement de pieux isolés (en béton) sous chargement statique combiné (axial et latéral) implanté dans un sol liquéfiable. Le mémoire est structuré comme suit :

Le premier chapitre est consacré à une généralité sur les pieux.

-Le second chapitre présente une synthèse bibliographique assez étoffée et adéquate sur leLes méthodes générales d'évaluation de la liquéfaction

-Le troisième chapitre comporte un aperçu général sur les Méthodes analytique pour le calcul des pieux sous chargement axial et latéral .

-Le quatrième chapitre comporte une modélisation tridimensionnelle du comportement statique du système sol-pieu sous un chargement statique combiné appliqué en tête du pieu tout en intégrant l'effet de la liquéfaction du sol.

.

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

Dans le passé, il était considéré que les charges latérales, dues à l'action du vent ou des sollicitations sismiques, sur les structures étaient reprises par des pieux

inclinés alors que l'effort axial et le moment étaient repris par des pieux verticaux.

L'apparition de nouveaux besoins, comme par exemple, la stabilité des plateformes marines (offshore), structures soumises à des charges latérales de houle considérables, a mis en évidence la nécessité d'établir des méthodes de calcul tenant

compte de la sollicitation latérale dans le dimensionnement de l’ensemble des pieux (Hazzar ,2014) [1].

généralité sur les pieux

I.1. Introduction :

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

I.2. définition :

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

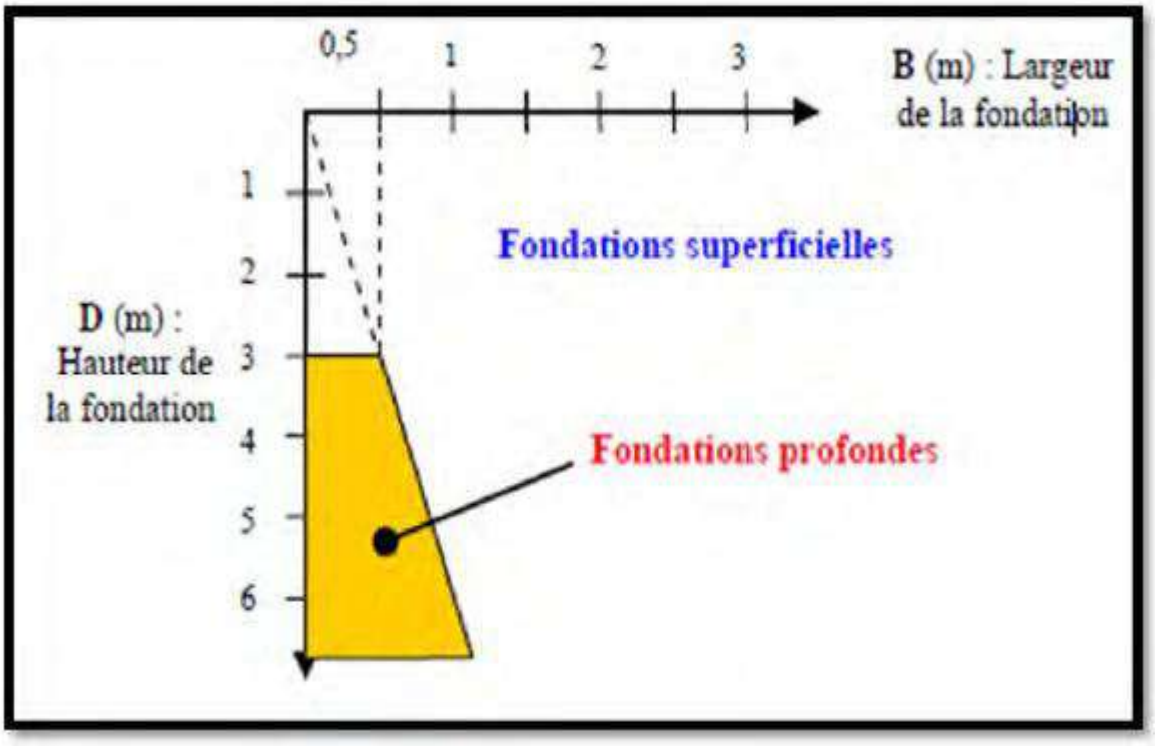


Figure I.1. Schéma présentant les divers types de fondation selon la largeur et la hauteur d'encastrement (DTU 13.11, 1988).

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

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

I .3. Classification des pieux :

I .3.1. Suivant le matériau de construction :

I .3.1.1. Bois :

Les pieux en bois sont très peu utilisés au canada et dans les pays Nordiques.

On utilise les conifères traités dont la section est variable. Ils sont utilisés même comme pieux flottants dans l'argile.

I.3.1.2. Acier :

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

I .3.1.3. Béton :

Il existe des pieux en béton qui peuvent être enfoncés par battage (exemple : pieux Hercules). Ces pieux sont préfabriqués par sections de différentes longueurs et ils sont vissés les uns aux autres.

Les pieux en béton sont le plus souvent coulés sur place avec un béton ordinaire.

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

I.3.1.4. Composite :

Ce sont habituellement des tubes en acier remplis de béton.

I.3.2. Suivant la mise en œuvre :

I.3.2.1. Les pieux façonnés à l' avance :

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

_ Les pieux en béton exécutés à tube fermé battu ou vibro-foncé ou 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.

I.3.3. Suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu :

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

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

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

I.4. Comportement d'un pieu sous chargement axial :

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

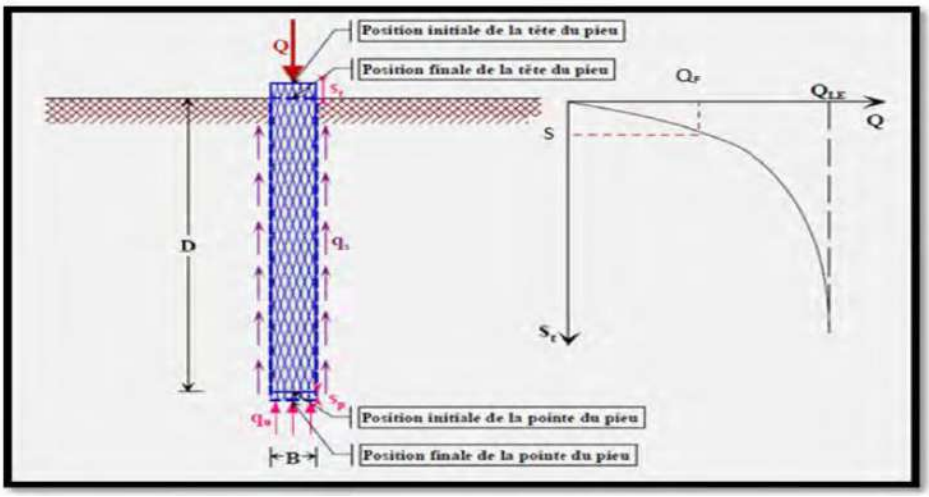


Figure I.2. Essai de chargement du pieu. Courbe effort déplacement en tête (C. Plumelle 2004) [5].

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

- la résistance de pointe q_u qui donne la charge limite de pointe Qp_u.

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

A : section droite de la pointe du pieu.

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

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

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

I.5. Charges liées au comportement du sol :

I.5.1. 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.

I.5.2. Charge nominale QN :

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

$$Q_N = \frac{Q_{Pu}}{fs1} + \frac{Q_{Pu}}{fs2} \qquad \text{(II.4)}$$

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 adoptés selon (G. Philipponnat, 1979) [6] sont :

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

I.5.3. Charge intrinsèque Q_I :

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

I.5.4. Charge admissible Q_a :

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

I.6. Evolution de la résistance de pointe qu en fonction de la profondeur :

Quand on enfonce un pieu à partir de la surface du sol dans un terrain homogène, la résistance de pointe augmente pratiquement linéairement en fonction de la profondeur jusqu'à une profondeur appelée profondeur critique D_c et reste quasi-constante ensuite comme le montre le Figure (II.3). La valeur de D_c varie avec le type de sol, elle augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol.

Pour simplifier et dans les cas courants on pourra adopter les valeurs de D_c préconisées par la norme DTU 13-2 / P 11-212 (C. Plumelle, 2004) [5].

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

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

$$D_C = 25\sqrt{B}\ (1+\frac{Q1}{10}) \qquad \text{(II.5)}$$

Où q_l est la résistance limite du sol.

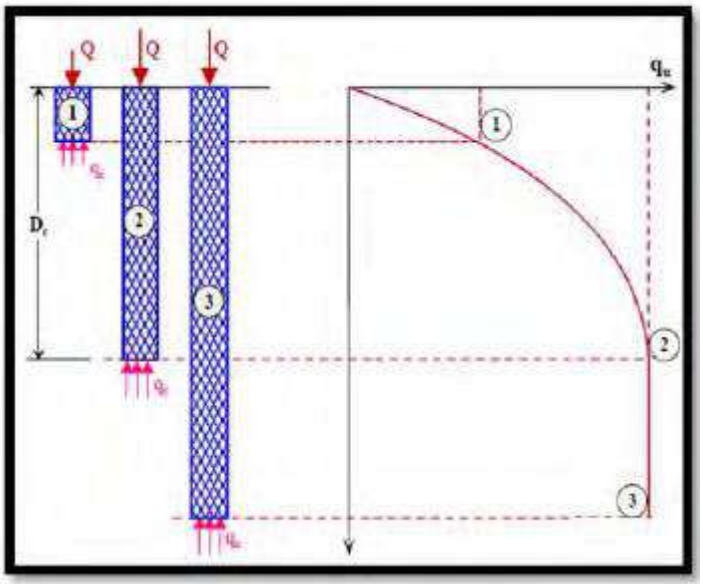


Figure I.3. Evolution de la résistance de pointe qu en fonction de la profondeur

I.7. Frottements latéral positifs et négatifs :

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

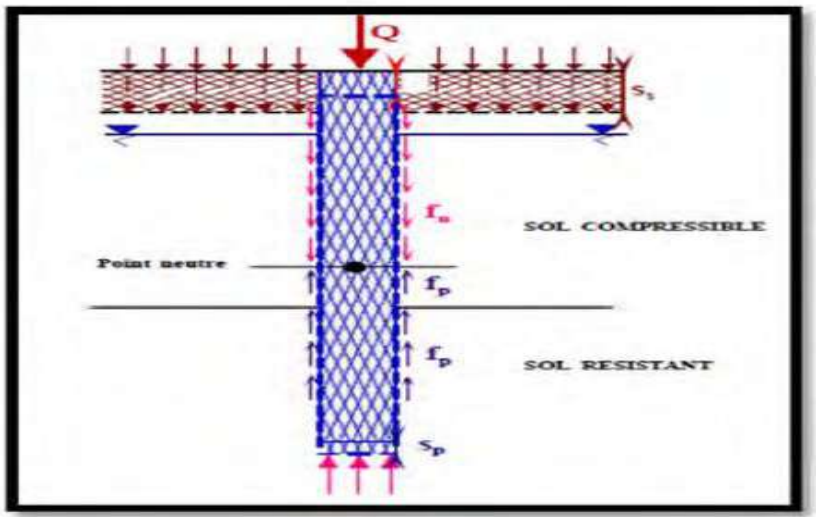


Figure I.4. Mécanismes du frottement latéral positif et négatif (C. lumelle 2004) [5].

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

I.8. 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 :

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

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

- **Méthode de calcul**

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

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

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 :

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

II.9. Pieux isolés sous sollicitations latérales :

Pour les chargements latéraux, l'approche est basée sur des calculs de type poutre élastique (représentant le pieu) soumise à une répartition de charge continue représentant l'action du sol.

Cette répartition de charge est estimée sur la base de la méthode du module de réaction, assimilant la force appliquée transversalement par le sol au pieu à celle d'un ressort de raideur k (pouvant évoluer le long du pieu), l'effort étant donc proportionnel au déplacement horizontal (*y*). La résolution du problème en déplacement horizontal (y) est alors faite suivant les méthodes classiques de la résistance des matériaux et fournit la déformée du pieu.

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

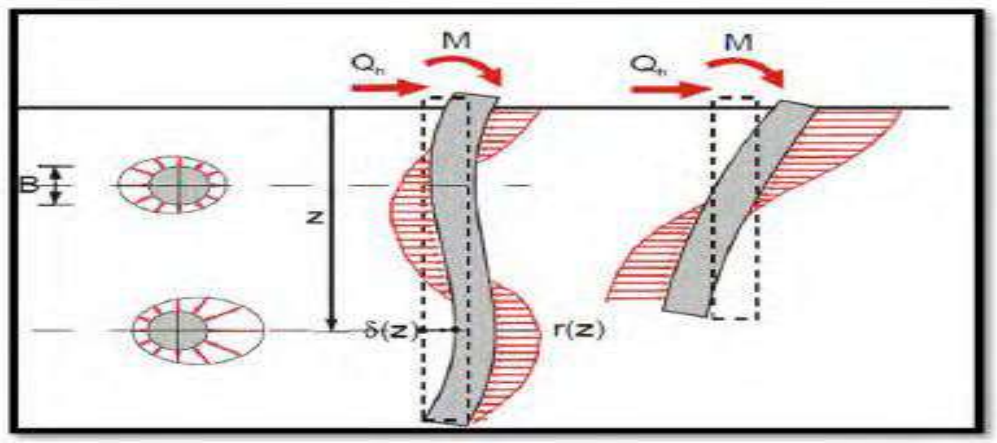


Figure I.5. Déformation d'un pieu soumis à un chargement latéral et réaction du sol [7].

I.10. Aperçus sur certains ouvrages sollicites par des charges cycliques :

I.10.1. Introduction :

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

I.10.2. Domaines offshores :

I.10.2.1 Les plates-formes off-shore : On distingue **:**

A- Plates-formes en treillis métallique : (souvent appelées « jackets »). Elles sont fixées dans le fond marin par des pieux métalliques ouverts de fort diamètre (approximativement 1 à 2 mètres). L'effet de la houle sur la partie supérieure du jacket se traduit par :

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



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

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

_ L'amplitude du déplacement horizontal au niveau du fond, elle-même liée à la raideur du système de fondation qui conditionne la période propre de la structure.

_ la contrainte dans l'acier des pieux qui doit rester inférieure à leur limite élastique.

_ Accessoirement la pérennité du contact sol-pieu en partie haute : on cherche à éviter le risque d'ovalisation en limitant le déplacement horizontal.

B. Les plates-formes gravitaires Ce concept comporte trois ou quatre colonnes supportant le pont et reposant sur un radier de grand diamètre (typiquement > 100 m). Ce type de plate-forme n'a trouvé d'applications que dans des conditions d'environnement bien particulières : sols 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) [2].

I.10.2.2. Les ports maritimes :

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



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

I.10.2.3. L'éolien offshore :

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



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

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.10.3. Domaine on-shore :

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

I.10.3.1. L'éolienne on-shore :



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

I.10.3.2. Train à grande vitesse (TGV) :



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

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

ETUDE BIBIOGRAPHIQUE SUR LIQUIFACTION

CHAPITRE II : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LIQUIFACTION

II .1 INTRODUCTION :

Certains sols constitués de grains fins (sables, silts) dont la granulométrie s'inscrit dans un certain fuseau critique sont susceptibles, lorsqu'ils immergent dans une nappe phréatique et se trouvent 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 cycles de déformations de cisaillements alternées de grandes amplitudes, la pression de l'eau inclue dans les interstices des grains s'élève de cycle en cycle jusqu'à ce quelle équilibre la pression de confinement. Le milieu, perdant 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 est un problème sérieux capable de causes des dégât souvent irréparable .

La liquéfaction des sols nécessite les conditions suivantes:

- Un sol pulvérulent et fin avec un 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).

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 risques naturels tels que, les glissements de terrain, les avalanches, les coulées boueuses et bien d'autres événements naturels (Johansson, 2000).

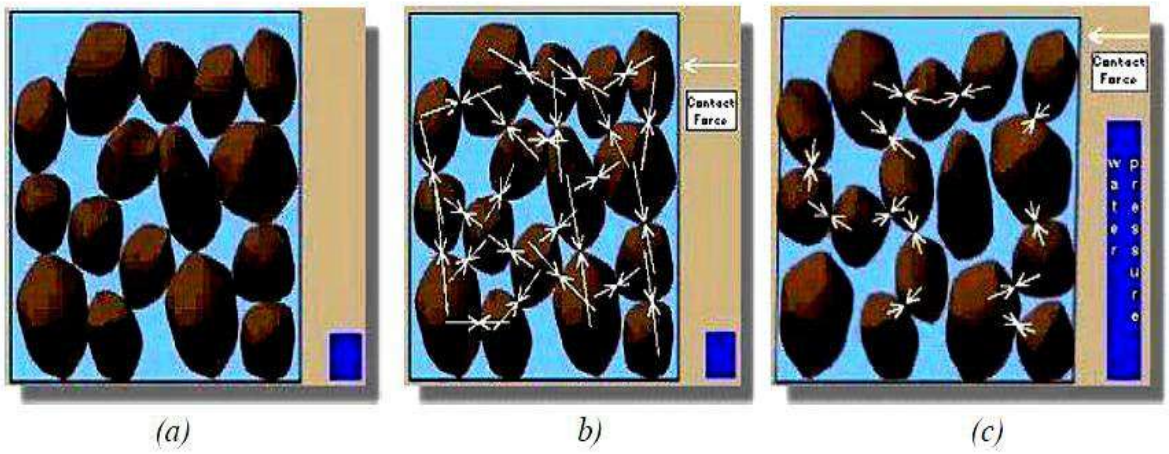


Figure II. 1: Représentation de liquéfaction ; a et b : état initial, c: état à la liquéfaction (d'après Johansson, 2000).

CHAPITRE II : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LIQUIFACTION

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 provoquant une remontée de la nappe vers la surface.

Au niveau des ouvrages, la liquéfaction peut provoquer le basculement ou la flottaison d'immeuble. La figure II.2 montre quelques événements historiques liés à la liquéfaction



Taiwan le 21 septembre 1999 (Magnitude 7.6).



Al Asnam



Nigata, japon ,1964



-Le rez-de-chaussée de cette structure est devenu quasiment souterrain, la liquéfaction du sol a entraîné son enfoncement. (Séisme de Boumerdes, 2003)



Liquéfaction du sol aux abords de l'oued Isser de dellys, liquéfaction des sols sableux, de faible cohésion et saturés en eau. (Séisme 2003 de Boumerdes)

Figure II. 2: Exemples de désordres causés par la liquéfaction durant le séisme

II.2 ASPECT FONDAMENTAL DE LA LIQUÉFACTION :

Il se repose sur la constatation expérimentale suivante:

Un échantillon de sable aussi dense soit-il, soumis à un cycle de chargement alterné, tend à diminuer de volume; si cet échantillon est saturé et si son volume est maintenu constant; cette tendance à la diminution de volume sera compensé par une augmentation de pression interstitielle Δu.

D'après l'équation fondamentale de Terzaghi, une diminution de la contrainte effective Δσ' et donc de la résistance au cisaillement qui est proportionnelle à cette contrainte effective.

$$\Delta\sigma-\Delta u=\Delta\sigma'$$

Soit avec $\Delta\sigma-\Delta u=0 \quad \Delta\sigma'=0$

Pour un échantillon de sable sec, l'application d'un cycle de chargement provoque une diminution de son indice des vides. La répétition d'un nombre suffisant de cycles de chargement diminue la contrainte effective $\Delta\sigma'$' jusqu'à une valeur très faible ou nulle, alors la résistance au cisaillement du sol devient insuffisante pour supporter les charges extérieures.

II.3 LIQUEFACTION STATIQUE :

La liquéfaction statique est un phénomène observé notamment dans les sables lâches. Il correspond à une perte importante et rapide de la résistance au cisaillement du matériau, lors de l'application d'un chargement rapide sur un milieu granulaire saturé et généralement lâche. Il se manifeste par une augmentation de la surpression interstitielle qui provoque une

diminution des contraintes effectives. On dit que le matériau s'effondre, dans le cas extrême, la surpression atteint la valeur de la pression de consolidation initiale. Le matériau se comporte alors comme un liquide, on dit qu'il se liquéfie, c'est le phénomène de liquéfaction totale. La liquéfaction n'est pas nécessairement associée à l'annulation de la pression moyenne effective. Castro (1975), Castro et Poulos (1977) définissent la liquéfaction comme phénomène dans lequel un sable perd une partie de sa résistance au cisaillement sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique.

Ce phénomène a provoqué plusieurs glissements de terrain comme:

- le glissement de l'aéroport de Nice (octobre 1977) (Seed et al. 1988).
- le glissement d'un massif de sable destiné à recevoir des plates formes dans la mer canadienne de Beaufort (1982/1983) (Sladen et al. 1985b et 1987; Been et al., 1987; Konrad, 1991; et Lade, 1993).

La figure II.3 illustre le résultat typique d'un essai de liquéfaction statique monotone, obtenu par Canou et al. (1994) sur le sable d'Hostun Rf. Le plus souvent, la liquéfaction est induite par le chargement cyclique résultant des séismes ou de la houle (Niigata 1964, San Fernando 1971, Kobé 1995...)

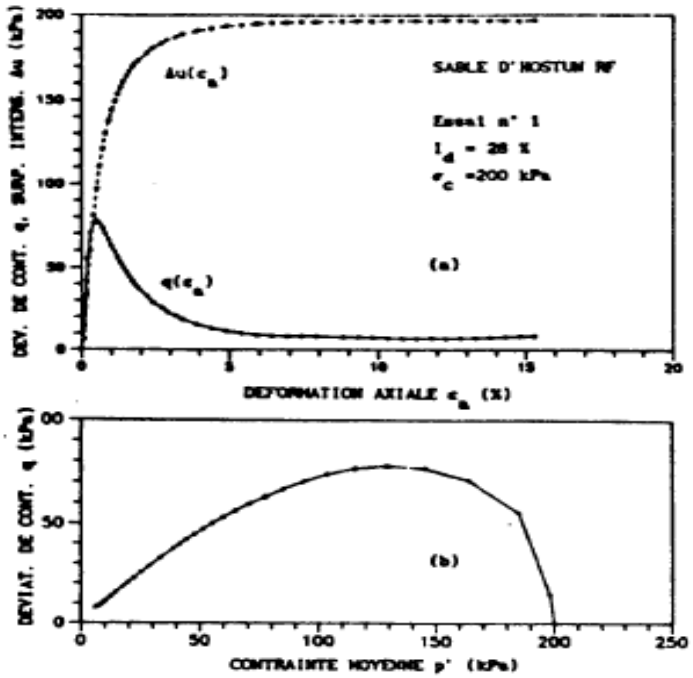


Figure II.3 : Essai de liquéfaction statique (Canou et al. 1994).

II.4 MÉTHODE GÉNERALE D'ÉVALUATION DE LA LIQUÉFACTION

Seed et Idriss (1971) ont proposé une méthode générale d'évaluation de la possibilité de liquéfaction composée des étapes suivantes :

-1- Détermination du diagramme en fonction du temps des contraintes de cisaillement induites par les mouvements sismiques du sol à différentes profondeurs dans la couche.

-2- Conversion du diagramme des contraintes en fonction du temps en un nombre équivalent de cycles de contraintes uniformes et tracer le niveau de contrainte uniforme

équivalent en fonction de la profondeur (on prend en considération l'intensité de la secousse du sol, la durée de la vibration et la variation de la contrainte de cisaillement avec la profondeur de la couche).

-3- Avec les données disponibles in situ, les essais de sol au labo sur des échantillons types, faits pour différentes pressions confinées, on détermine les contraintes cycliques de cisaillement qui devraient se produire à différentes profondeurs pour provoquer une liquéfaction en nombre égal à celui des cycles de contraintes déterminées dans la 2° étape; à cet effet, on utilise soit des essais de compression triaxiale cyclique, soit des essais de cisaillement simple cyclique.

-4- En comparant les contraintes de cisaillement induites par le séisme avec celles nécessaires pour provoquer une liquéfaction, on détermine une zone dans la couche où la liquéfaction peut se produire (contraintes induites dépassant celles provoquant la rupture).

II. 5 Paramètres influents sur la résistance a la liquéfaction :

La résistance au cisaillement monotone et cyclique non drainé, c'est à dire la résistance à la liquéfaction d'un échantillon, dépend principalement de plusieurs paramètres. Parmi les principaux paramètres on peut citer, l'état de contrainte initial, l'histoire des contraintes et des déformations, le degré de saturation, le confinement, la granulométrie et présence des fines.

II.5.1 Etat de contrainte initial :

L'état de contrainte initial d'un élément de sol au repos à une profondeur H, est défini par les contraintes effectives σ'h et σ'v régnant à cette profondeur. Ces contraintes effectives s'appliquent respectivement sur la facette verticale et sur la facette horizontale. (Voir figure II. 4).

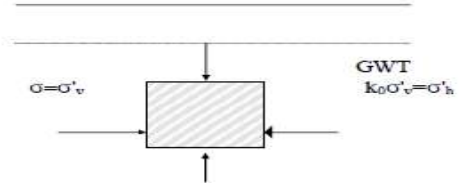


Figure II. 4 : Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos

K0= Coefficient des terres au repos.

σ'h= Contrainte effective horizontale.

σ'v= Contrainte effective verticale.

La résistance au cisaillement cyclique est fortement influencée par le coefficient K_0, on peut remarquer sur la figure II.5 établie par Seed et Peacock (1971) que la résistance au cisaillement cyclique augmente avec K_0.

Comme le coefficient K_0 croit avec la compacité du sol et que celle-ci augmente avec la profondeur, ceci va procurer une amélioration de la résistance au cisaillement cyclique pour les couches de sol les plus profondes.

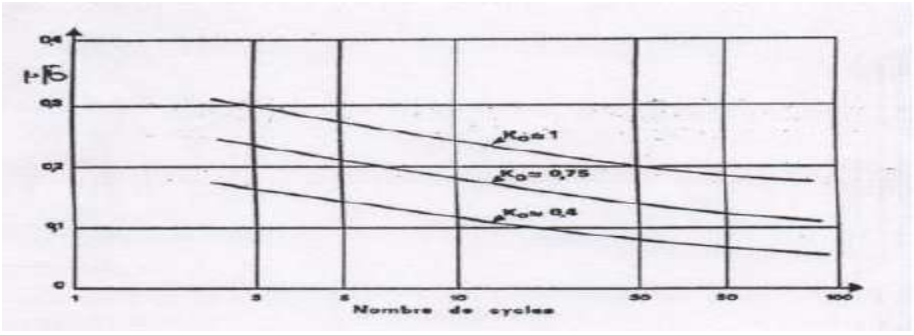


Figure II. 5 : Influence de K0 sur la résistance à la liquéfaction (Seed et Peacock, 1971)

ŧhv: Contrainte de cisaillement cyclique.

σ'0: Contrainte effective verticale.

N : Nombre de cycles nécessaires pour atteindre la liquéfaction de l'échantillon.

De même Ishihara (1985) a effectué des essais de torsion sur le sable de Fuji pour différentes valeurs du coefficient des terres au repos Ko. Les résultats obtenus sont représentés dans la figure II.6a, il ressort de cette analyse que la résistance à la liquéfaction croît avec le coefficient des terres au repos Ko. La figure II.6b montre les résultats obtenus par Ishihara dans un diagramme qui donne l'évolution de la résistance cyclique rapportée à la contrainte effective

moyenne $\sigma'0 = ((1+2Ko)\sigma'_v/3)$ en fonction du nombre de cycle menant à la liquéfaction. On note que les résultats obtenus sont sur une courbe, ceci permet de prendre en compte d'une manière simple l'influence de K_0 sur le potentiel de liquéfaction.

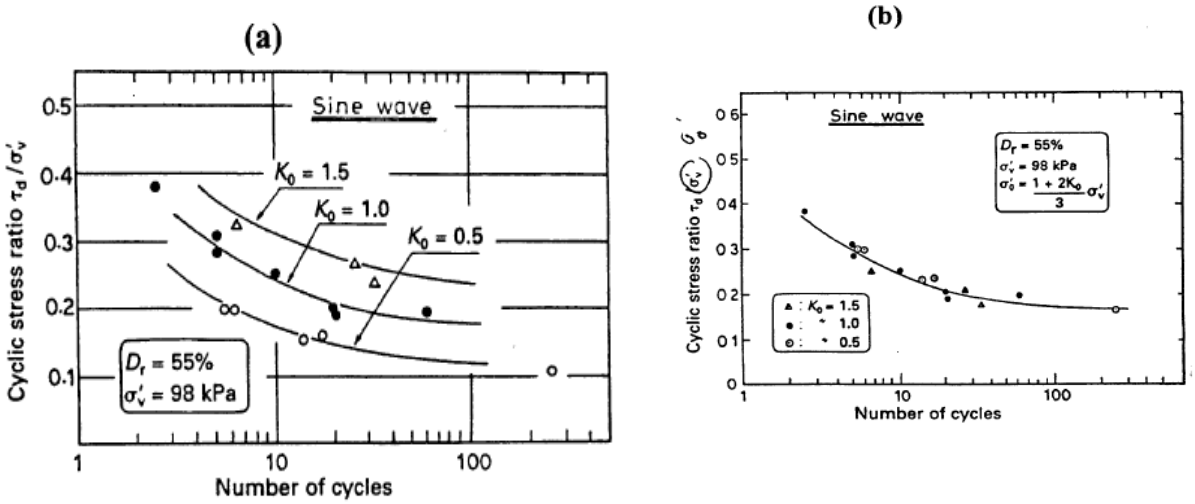


Figure II.6 : Influence du rapport Ko sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara, 1985).

L'Histoire des Contraintes procure au sol une structure caractérisée par une certaine densité et un certain arrangement des grains.

a-Influence de la Densité du sable :

La résistance au cisaillement cyclique est d'autant plus élevée que la densité deL'échantillon du sable est élevée. La figure II.7 établie par Mulilis et al. (1978), met en évidence l'influence de la densité relative du sable sur la résistance à la liquéfaction.

La condition de liquéfaction est définie par $\Delta U = \sigma'3$ (quand la variation de la pression interstitielle sera égale à la pression effective initiale de confinement).

Cette condition de liquéfaction est atteinte par le sable dense et par le sable lâche, mais pour le premier les déformations sont limitées, par contre pour le second ces dernières peuvent atteindre des grandes valeurs.

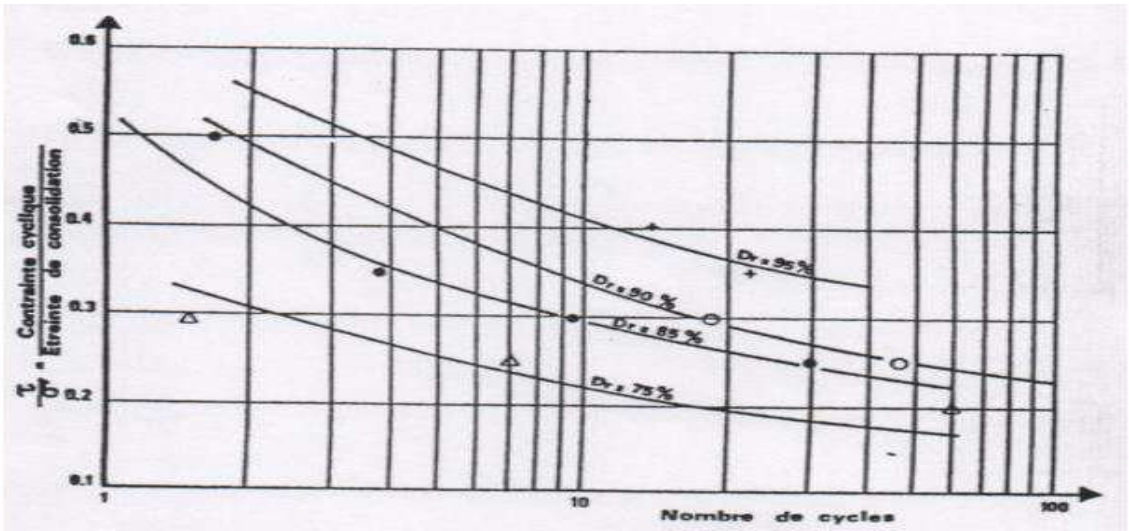


Figure II. 7 : Influence de la densité relative (Dr) sur la résistance à la liquéfaction (Mulilis et al, 1978)

La densité relative affecte d'une manière très sensible le potentiel de liquéfaction des sols. La figure II.8 donne les résultats obtenus par Tatsuoka et al. (1986b) sur le sable de Toyoura. On constate que la résistance à la liquéfaction augmente de façon linéaire avec la densité relative jusqu'à une valeur de densité relative Dr=0,70. Après cette valeur, on remarque une augmentation importante de la résistance avec l'augmentation de la densité relative.

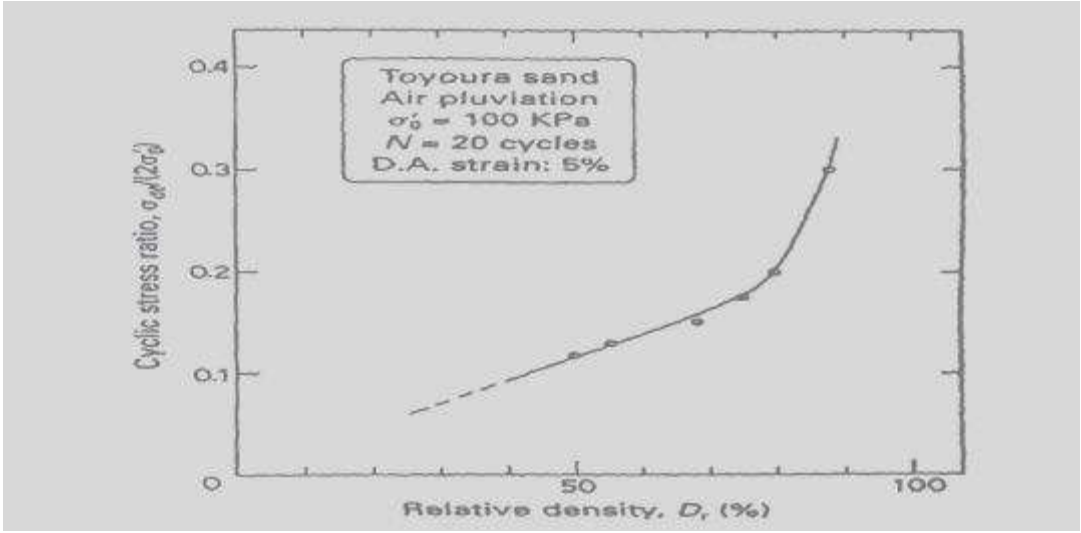


Figure II.8 : Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al.,1986b)

b -Influence de la Structure du Sol :

L'Histoire des contraintes et des déformations subies par un dépôt de sable, ainsi que son mode de déformation, confèrent à celui-ci une structure caractérisée par un certain type d'arrangement et une certaine forme des grains.

Ainsi pour une même densité relative du sable, on peut avoir au laboratoire plusieurs arrangements des grains, obtenus par différents modes dans la confection des échantillons de sables. D'après Alain Pecker (1984), la figure II.9 met en évidence l'influence de l'arrangement des grains sur la résistance à la liquéfaction (R.C.C). Nous remarquons que la résistance au cisaillement cyclique peut passer du simple au double entre un arrangement minimal et un

arrangement maximal.

L'arrangement minimal est obtenu par un déversement à sec sans vibration, et au contraire l'arrangement maximal est obtenu par vibration sous haute fréquence de l'échantillon déjà humide.

On peut aussi constater sur la figure II.9 que la différence entre la résistance à laliquéfaction est beaucoup plus prononcée pour les contraintes de cisaillement élevées, et que la liquéfaction instantanée n'est observée que pour les échantillons dont les grains ont subi un arrangement minimal.

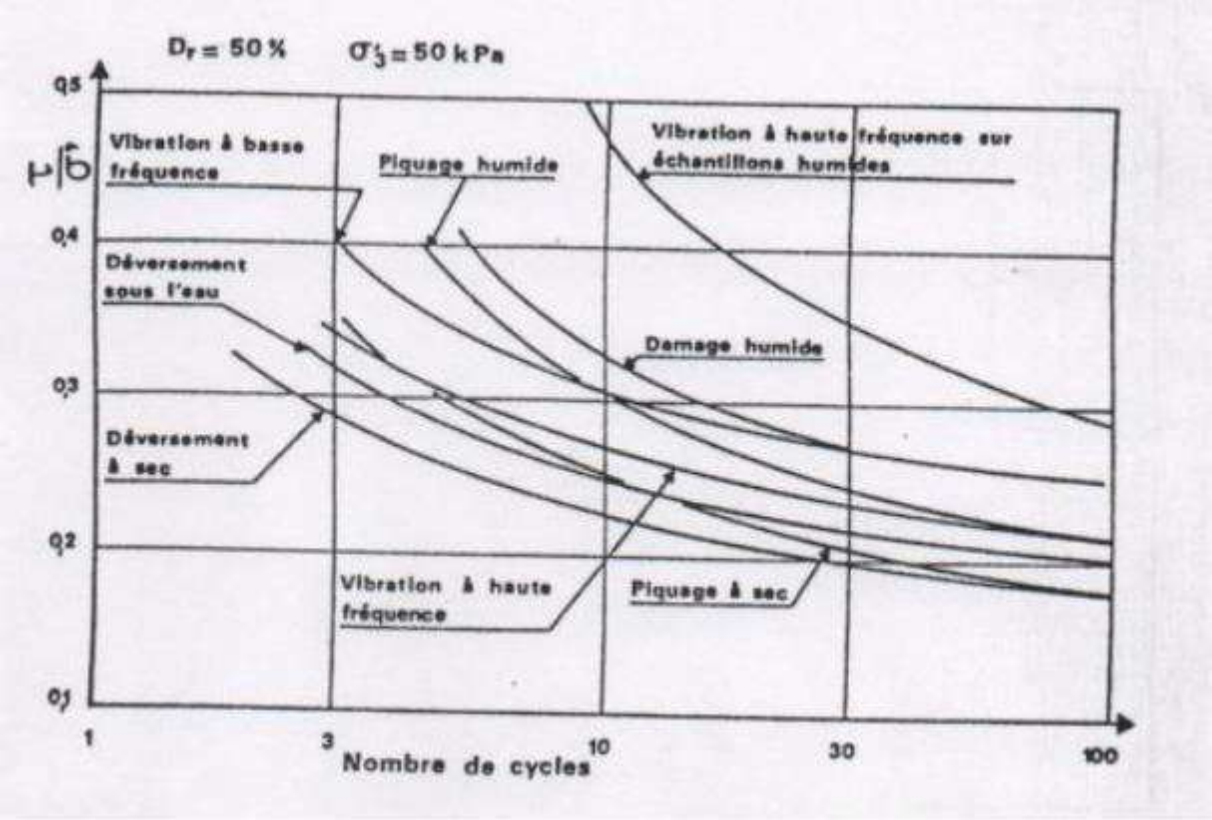


Figure II. 9 : Influence de la structure sur la résistance (RCC) (d'après Pecker, 1984

c.Influence de la Saturation

Le degré de saturation est contrôlé lors d'un essai triaxial par le coefficient de Skempton (B). qui peut être lié au degré de saturation par la relation suivante (Lade et Hermandy 1977).

$$B = \frac{1}{1 + nK_S}\left(\frac{S_r}{K_W} + \frac{(1 - S_r)}{U_a}\right)$$

K_w et s K_s désignent les modules de déformation volumiques de squelette solide et de l'eau pure; n est la porosité du sol , U_a est la pression interstitielle.

Mulilis et al. (1978) et Tatsuoka et al. (1986) ont montré que dans le cas des sables lâches, une bonne saturation requiert des valeurs élevées du coefficient B. Par contre, pour des

matériaux plus raides, le problème semble moins critique. Shérif et al. (1977) montrent qu'un sable fin ou argileux peut être considérés saturé si la valeur de B dépasse 0,8., Chaney (1978) précise que le coefficient B doit dépasser 0,96 pour que le sol soit bien saturé. Par contre, P.Giroud et D.Cordary dans les annales de ITBTP N°335 de Janvier 1976 notent que pour des valeurs de B supérieurs à 0,85 le degré de saturation est très voisin de 1. La figure II.10 montre l'incidence d'une saturation partielle sur la résistance au cisaillement cyclique, cette influence a été étudiée par Martin et al. (1978). On constate que la résistance à la liquéfaction augmente d'une manière sensible avec la diminution du degré de saturation.

Des essais de liquéfaction ont été effectués sur le sable de Toyoura de densité moyenne (Dr = 0,60) avec des échantillons ayant différents degrés de saturation. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure II.11. On note que le degré de saturation affecte d'une manière sensible la résistance à la liquéfaction des sols: Avec un coefficient B supérieur à 0,8, il suffit d'appliquer trois cycles pour la liquéfaction; par contre, il faut huit cycles pour la liquéfaction du sol ayant un coefficient B proche de 0,5.

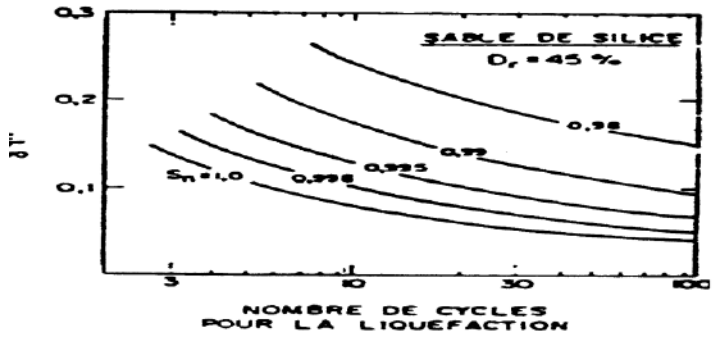


Figure II.10 : Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique,Martin et al. (1978)

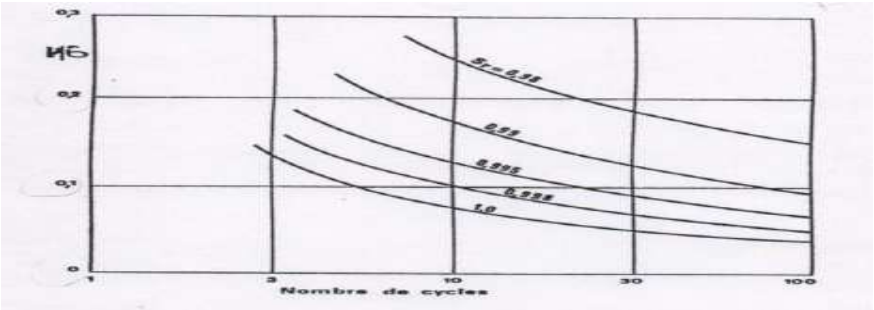


Figure II.11 : Influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction du sol résultats expérimentaux d'après Yochimi et al.(1989).

La figure II.12 élaborée par Pecker (1984) montre que pour une diminution de 2% du degré de saturation, la résistance à la liquéfaction croit de 50%. Donc au cours des essais à effectuer au niveau du laboratoire, il est impératif de s'assurer de la parfaite saturation des échantillons.

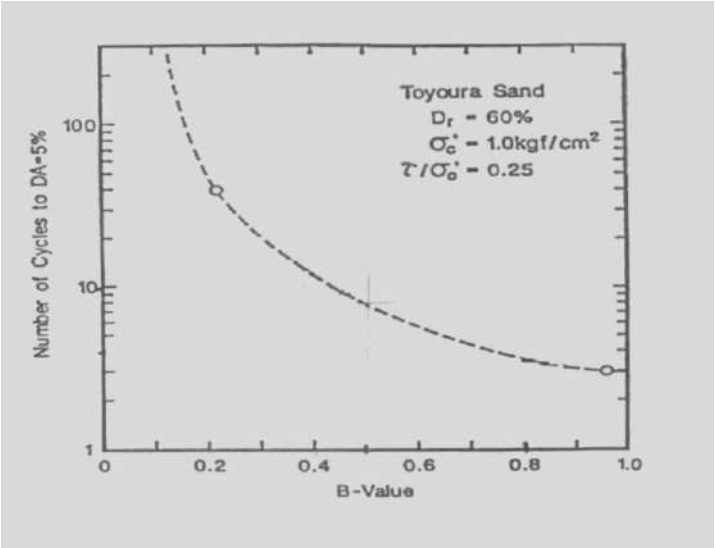


Figure II. 12 : Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (D'après Pecker, 1984)

II.5.2 Influence du confinement :

Le potentiel de liquéfaction des sables est influencé par la contrainte de confinement. Les résultats obtenus par Vaid et Sivathayalan (1995) montrent que la contrainte de confinement n'influe pas beaucoup sur la résistance à la liquéfaction des sables lâches (Dr = 0.31); par contre pour les sables denses, on remarque que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement (figure II.13). En effet, on sait que la dilatance des sols denses augmente avec la diminution du confinement.

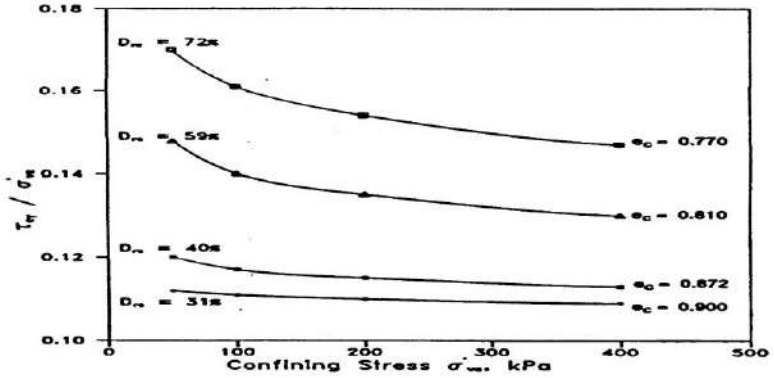


Figure II. 13: Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995).

D'autre part, afin de prendre en compte l'influence du confinement sur la résistance à la liquéfaction, Seed et Harder (1990) ont introduit la notion de facteur de correction K_σ qui désigne le rapport entre la résistance à la liquéfaction pour un confinement donné ($\sigma'vc$) et la résistance à la liquéfaction pour σ'_{vc} = 100 kPa. La résistance à la liquéfaction est définie par le niveau de contrainte causant la liquéfaction après dix cycles de chargement. La figure II.14 montre la variation $K_\sigma$avec la contrainte de confinement et pour différentes densités relatives. On remarque que le facteur K_σ est proche de l'unité pour les sables lâches. Pour les sables denses, on note une diminution de K_σ avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Cette diminution s'amplifie avec la densité relative. On remarque que pour les sables lâches, le facteur K_σ est proche de l'unité ; par contre, pour les sables denses, le facteur K_σ diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement. La diminution s'amplifie avec la densité relative.

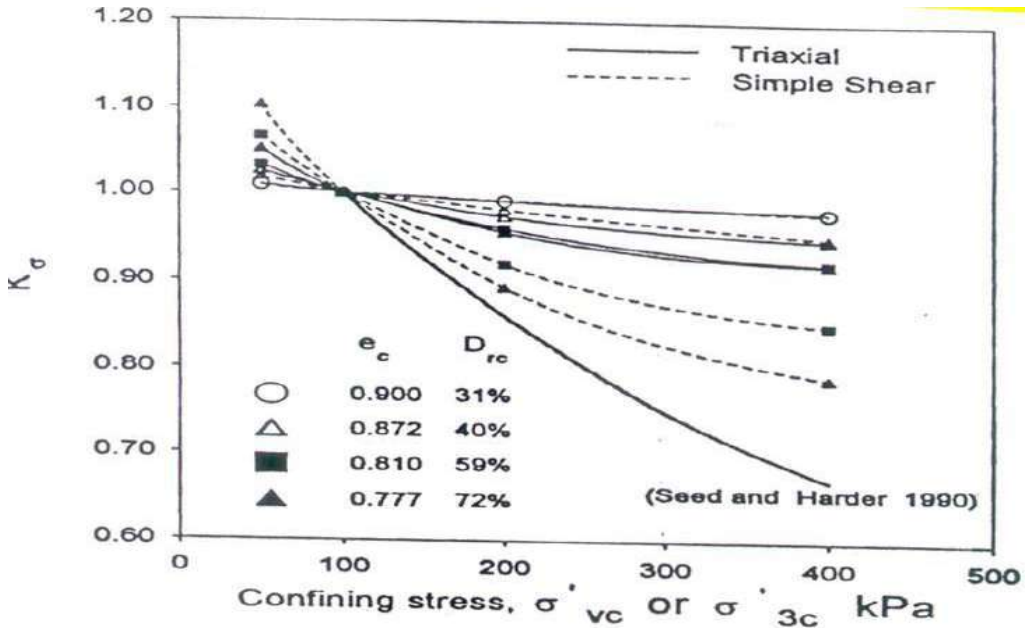


Figure II.14 : Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction dessables (Seed et Harder, 1990).

Bouckovalas et al., (2002) ont trouvé que la résistance à la liquéfaction est très influencée par la contrainte de confinement. La figure II.15 montre l'évolution de la résistance à la liquéfaction en fonction du nombre de cycles (contrainte de confinement de 49kPa). On note que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de teneur en fines. Par contre pour un confinement de 196kPa, on observe la tendance inverse, la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines.

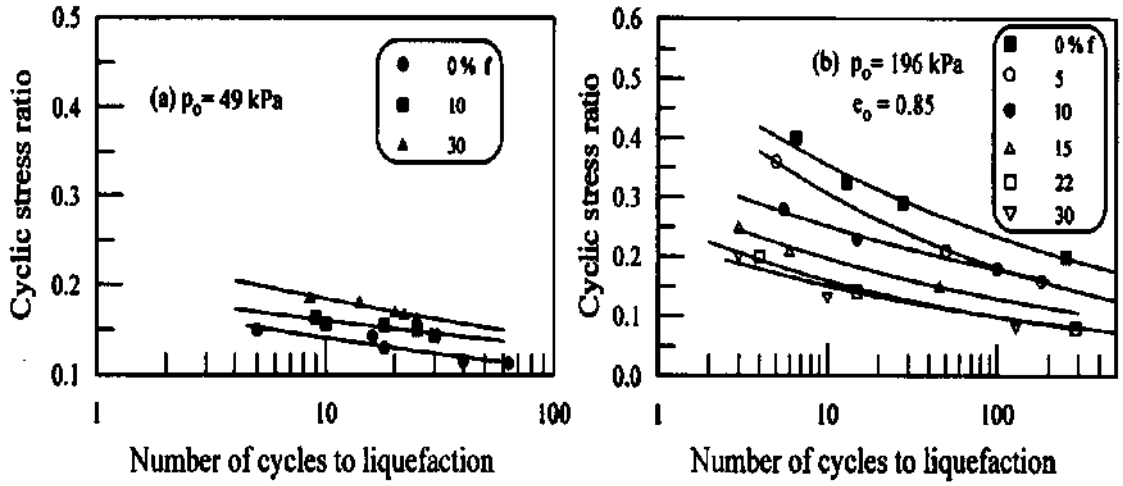


Figure II. 15: Effet des fines et du confinement sur la résistance à la liquéfaction (Bouckovalas et al., 2002).

II.5.3 Influence de la granulométrie :

Il est connu dans la littérature que la granulométrie affecte d'une manière significative la résistance à la liquéfaction des sols. Que ce soit à partir des études menées au laboratoire (Lee et Fitton, 1968) ou des observations in-situ (Tsuchida, 1970; Seed et Idriss 1971). Plusieurs fuseaux ont été proposés pour les sols liquéfiables. La figure II. 15 montre des exemples de ces courbes. On note que les graves et sols avec de gros éléments ne présentent pas de risque deliquéfaction grâce à leur grande perméabilit.

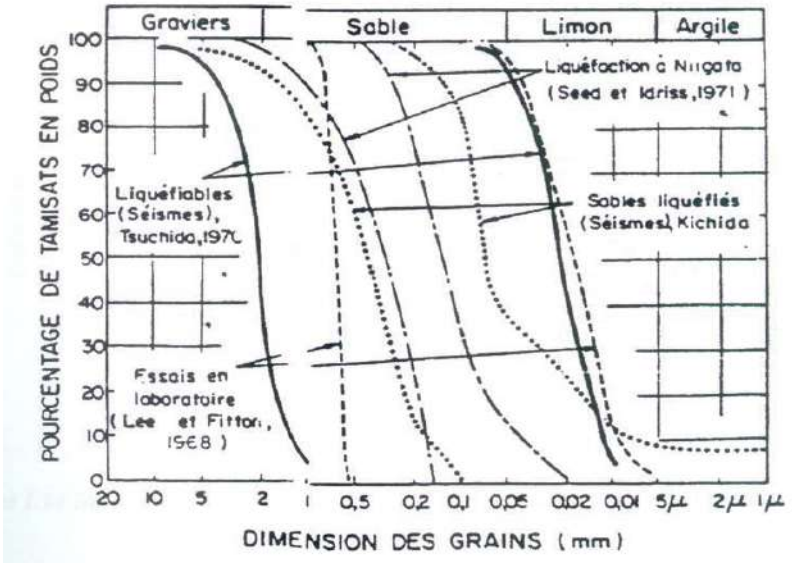


Figure II. 16 : Fuseau granulométrique des sols liquéfiables d'après différents auteurs (Pecker, 1984)

II.5.4 Présence d'éléments fins :

La résistance à la liquéfaction des sables dépend aussi de la présence d'éléments fins. Ishihara et Kosecki (1989) ont montré que pour des teneurs élevées en éléments fins, l'indice de plasticité est un paramètre significatif pour la liquéfaction des sables. Ces résultats sont illustrés dans la figure II.17. La résistance à la liquéfaction est constante jusqu'à une valeur inférieure à 10%, au delà de cette valeur, la résistance augmente d'une manière significative avec l'indice de plasticité. D'autre part Lade et Yamamuro (1997) ont mené une étude à l'appareil triaxial sur un mélange de sable lâche de Nevada et 20% ATC silt, la figure II.18 donne les résultats de cette expérience. On note qu'au début du chargement les deux échantillons (Dr = 40 et 44%) présentent une instabilité initiale; seule la liquéfaction statique est observée pour l'échantillon avec une densité Dr = 40%. A partir de ces résultats, Yamamuro et Covert (2001) concluent que la présence de petites quantités de silts semble induire un comportement contractant pendant le cisaillement initial. L'échantillon ayant une densité Dr = 44% ne subit pas la liquéfaction statique, en effet le sol mobilise le caractère dilatant dû à la présence de larges grains de sables ; ce qui conduit à une augmentation de la résistance à la liquéfaction.

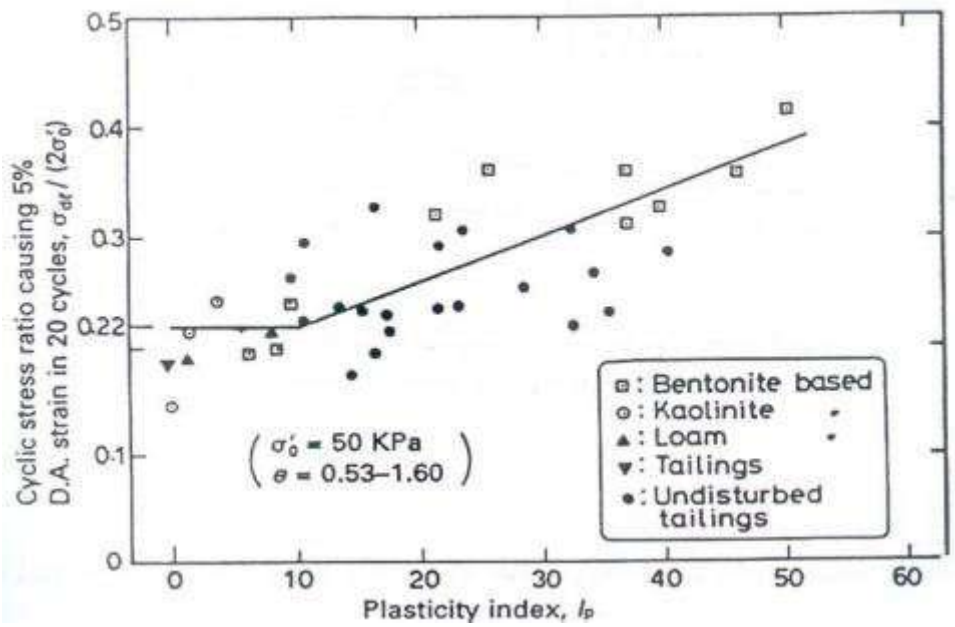


Figure II. 17 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Ishihara et Kosecki, 1989)

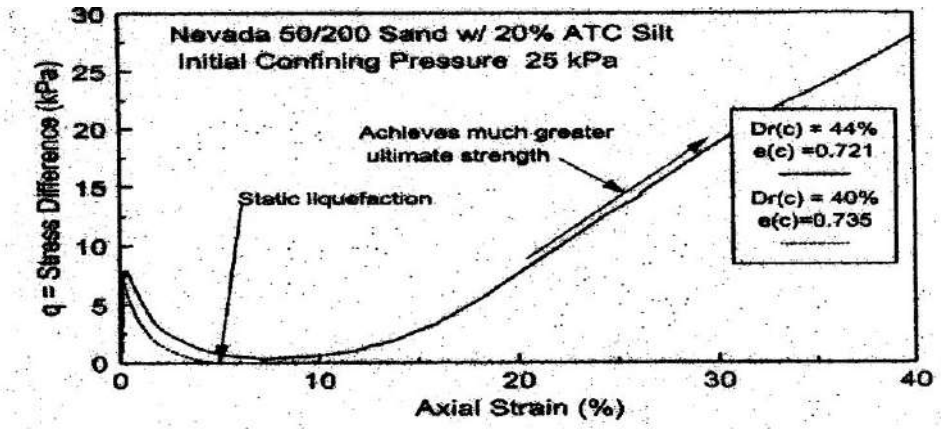
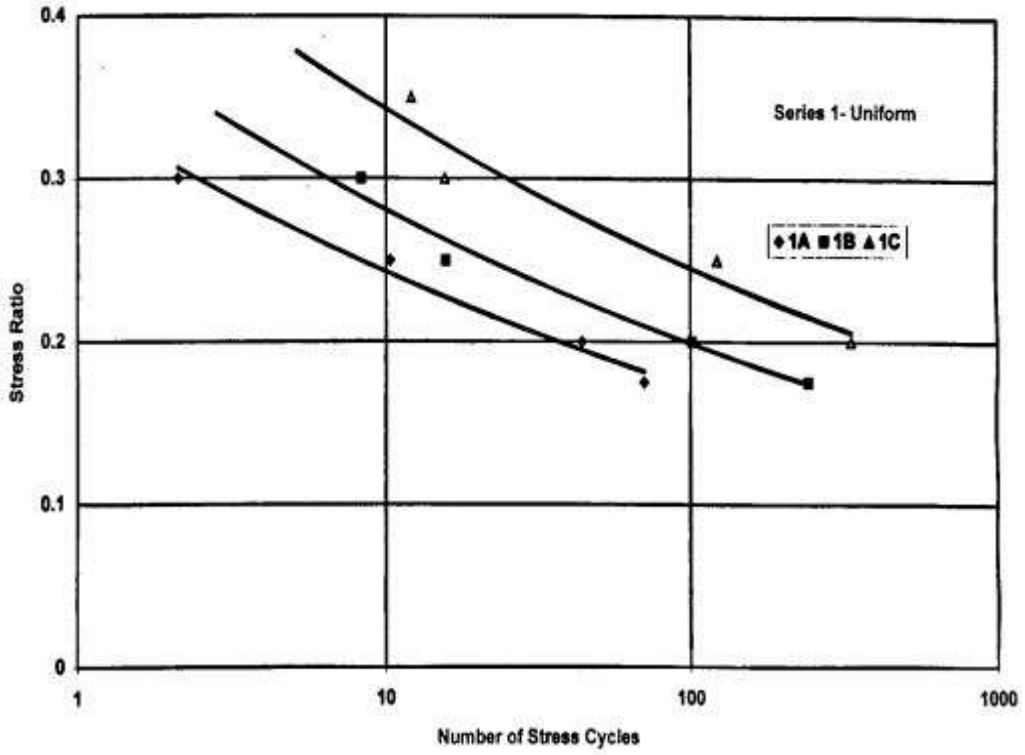


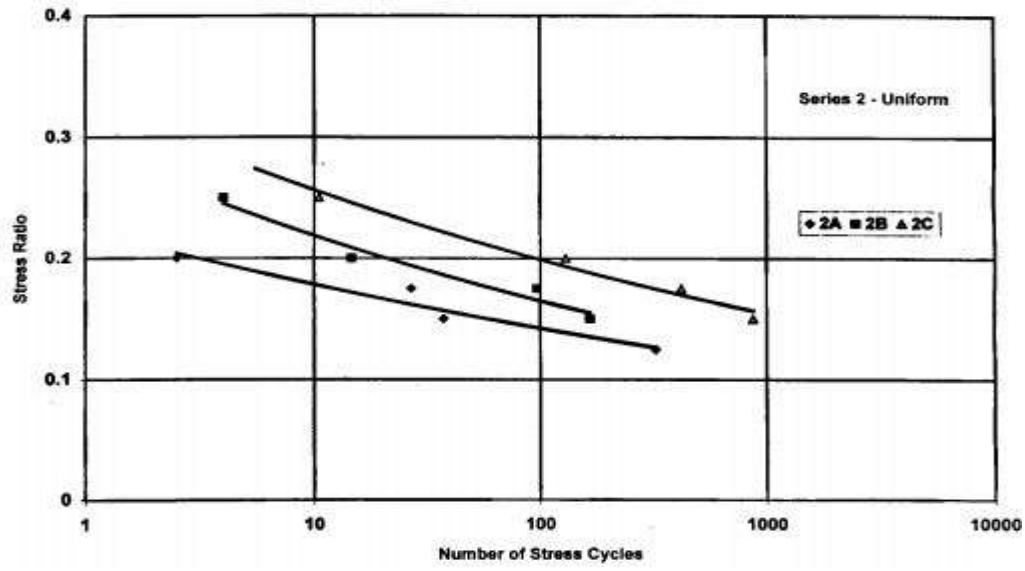
Figure II. 18 : Instabilité initiale des sables lâches avec une faible teneur en éléments fins (Silt)(Yamamuro et Covert, 2001)

II.5.5 Influence des fines et graves :

Plusieurs travaux de recherches ont été menés sur le comportement des sables et sables argileux. Cependant, nombreux cas de liquéfaction de sables graveleux (mélange de sable avec gravier) ont été enregistrés (Harder et Seed, (1986); Wang, (1984); Tamura et Lin, (1983); Youd et al., (1985), Andrus et Youd, (1986), Evans et Harder, (1993)). Récemment, plusieurs chercheurs ont étudié au laboratoire le comportement des sables avec graves (Nicholson et al., (1993); Evans, (1992); Evans et al., (1992); Seed et al., (1989); Hynes, (1988); Benerjee et al., (1979) et aussi par Evans et Zhou (1995), Siddiqi (1984), Wang (1984) et Haga (1984)). Evans et Zhou (1995) ont conclu que la résistance à la liquéfaction des sables graveleux augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la teneur en gravier. Amini et Sama (1999) ont étudié le comportement stratifié d'une composition de sable, argile et gravier. Le but de cette recherche était de comparer le comportement stratifié et homogène argile-sable-gravier durant un séisme. Les teneurs considérés sont dans une gamme de 0-50% (1B et 2B= 25%, 1C et 2C = 50%) pour les fines (limon) et 10-30% (1A = 30%, 2A = 10%) pour les graves. Ces résultats sont reportés dans la figure II.19 On note que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la teneur en éléments fins. On remarque aussi sur la 1er série, que le changement de la teneur de 25 à 50% a causé une augmentation de 23% dans le rapport de contrainte ; causant la liquéfaction au bout de 10 cycles; pour la 2ème série, il a causé une augmentation de 16%.



(a)



(b)

Figure II. 19 : Effet de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction, Dr = 50% (Amini et Sama 1999)

(a) Echantillons 1A, 1B et 1C

(b) Echantillons 2A, 2B et 2C

II.5.6 Mode de préparation des échantillons :

Plusieurs chercheurs ont analysé l'influence du mode de préparation des échantillons sur le potentiel de liquéfaction (Ladd, (1974); Mulilis et al., (1977); Tatsuoka et al.,(1986a); Amini et Sama., (1999)). La figure II.20 montre que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons préparés par damage humide que par pluviation à sec (Mulilis et al., 1977).

Amini et Sama (1999) lors de leur étude sur le comportement d'un mélange d'argile-sablegrave, ont utilisé deux méthodes pour la préparation des échantillons à savoir la préparation par damage humide et sédimentation. La préparation humide (damage) est utilisée pour obtenir des échantillons homogènes tandis que la sédimentation entraîne une stratification du sol. Les
résultats montrent que pour la 1ere série (30% graviers), la résistance à la liquéfaction au début du chargement est plus élevée pour les échantillons obtenus par damage (compactage) humide que par sédimentation, puis elle diminue avec l'augmentation du nombre de cycles (figure II.21). La 2ème série (10% graviers) montre que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour les
échantillons obtenus par damage humide que par sédimentation; et elles ne sont
significativement différentes malgré le fait que le mode de préparation des échantillons est totalement différent; cela peut être expliqué par le fait que la perméabilité horizontale est plus élevée que la perméabilité verticale dans le cas des échantillons stratifiés. On remarque qu'il n'y a pas de différence notable pour les courbes de résistance à la liquéfaction (figure II. 22).

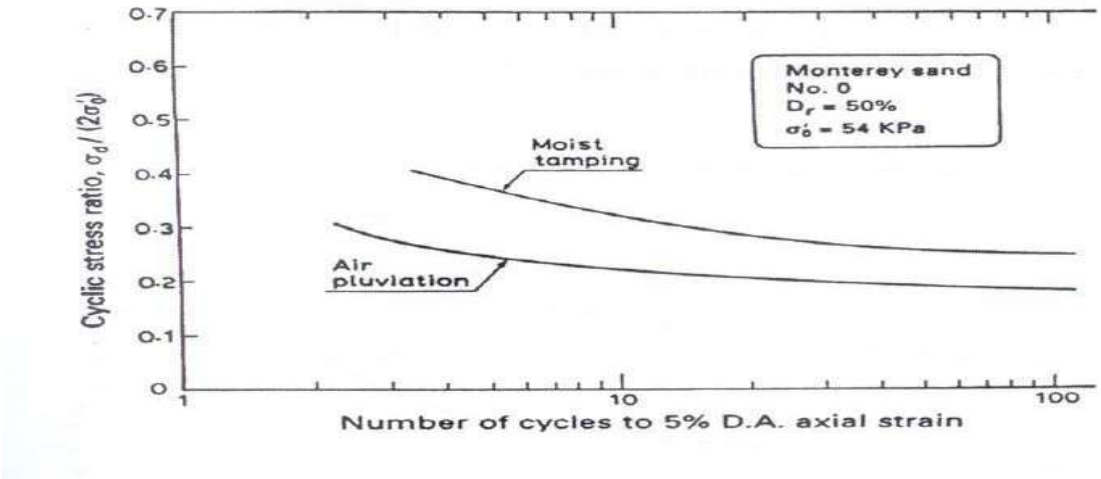


Figure II. 20 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mulilis et al., 1977).

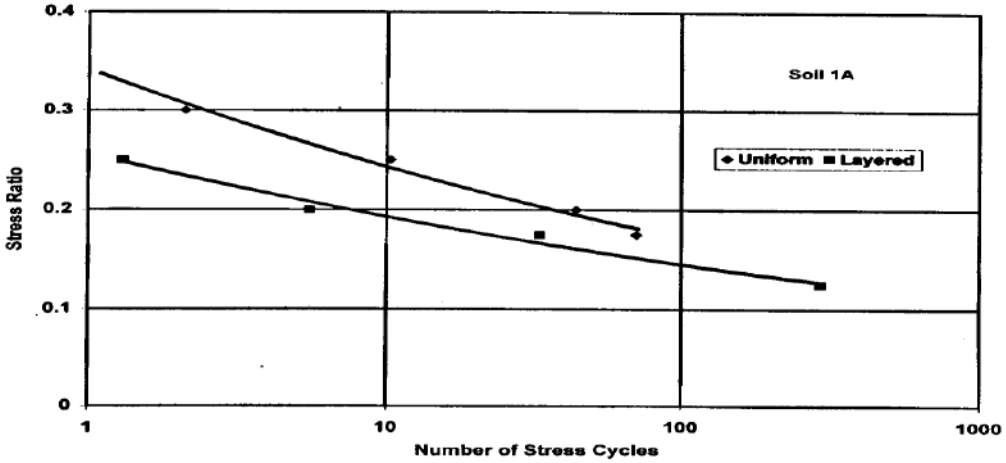


Figure II. 21 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 1er série avec 30% gravier (Amini et Sama, 1999).

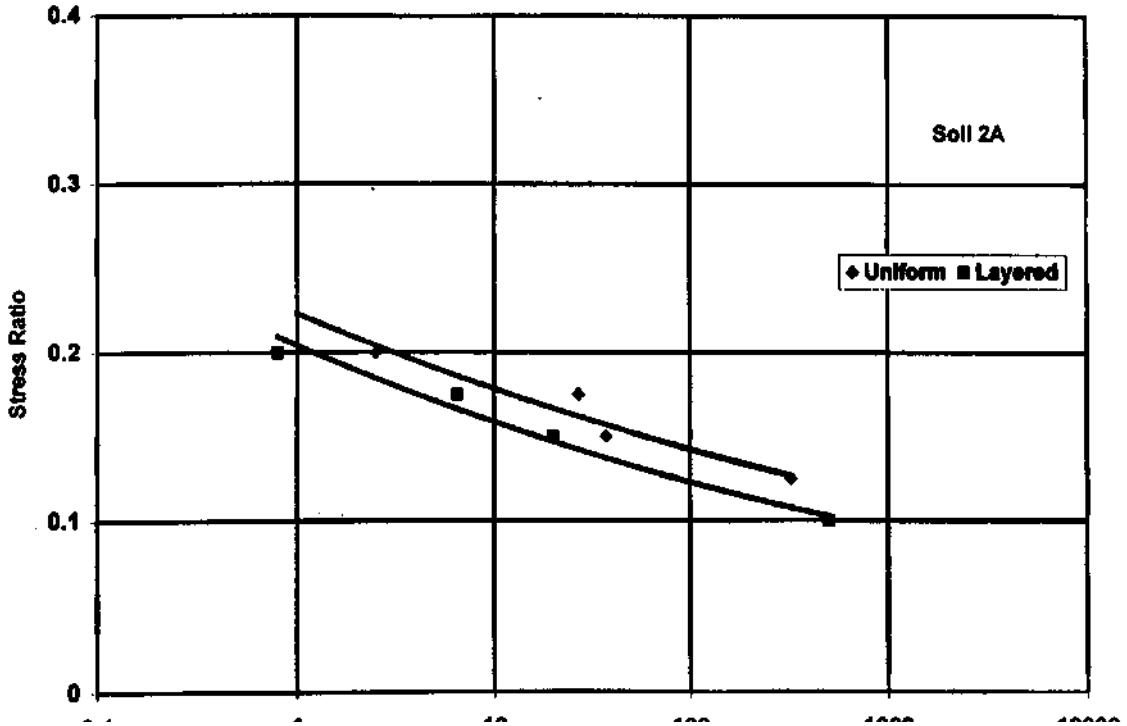


Figure II. 22 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 2er série avec 10% gravier (Amini et Sama, 1999).

Benahmed et al., (2004) ont mis en évidence, sur le sable Hostun Rf, des différences de comportement significatives vis-à-vis du phénomène de liquéfaction statique. Le damage humide favorise l'initiation de l'instabilité par liquéfaction alors que la pluviation à sec favorise un comportement plus stable (figure II.23).

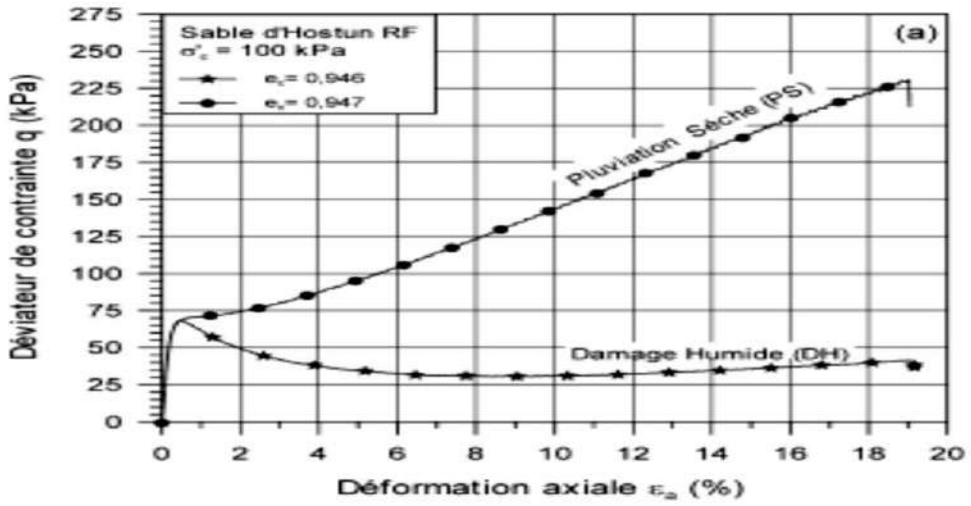


Figure II. 23: Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement nondrainé d'un sable lâche (Benahmed N. et al., 2004)

II.5.7 Sur consolidation :

Plusieurs chercheurs ont montré que le rapport de sur consolidation a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et takatsu, 1979, Seed et al. 1975; Seed et Peacock, 1971). La figure II.24 montre les résultats obtenus par Ishihara et al. (1978) sur des sols ayant différentes teneurs en éléments fins. On constate que la résistance à la liquéfaction augmente avec le rapport de sur consolidation. Cet effet s'accentue avec l'augmentation du pourcentage d'éléments fins. En réalisant des essais cycliques sur le sable d'Host un, Bouferra (2000), a trouvé qu'avec un coefficient de sur consolidation de 7, la liquéfaction est obtenue au bout de 17 cycles ; alors qu'avec un échantillon normalement consolidé, il fallait 6 cycles pour obtenir la liquéfaction (figure II.25).

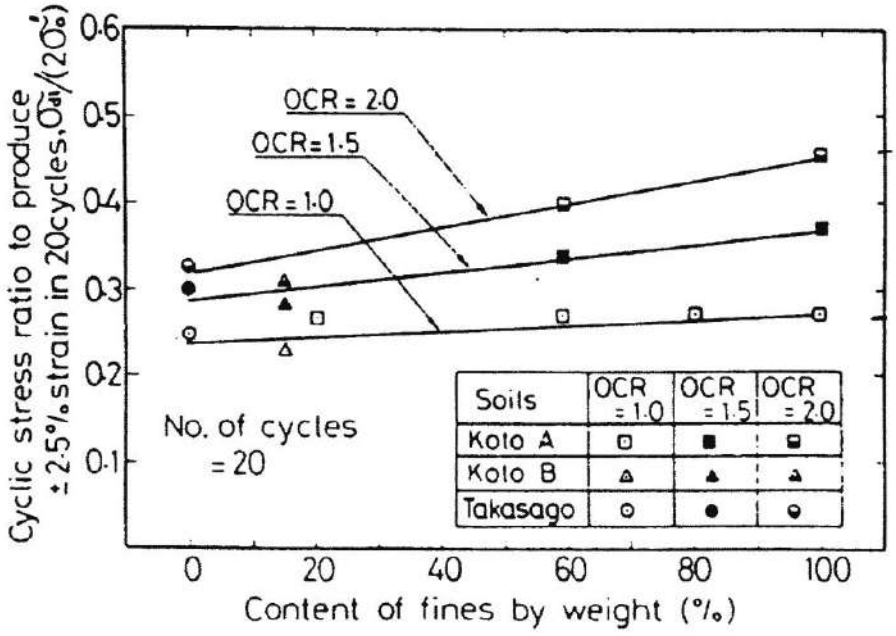


Figure II. 24 : Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et al.1978).

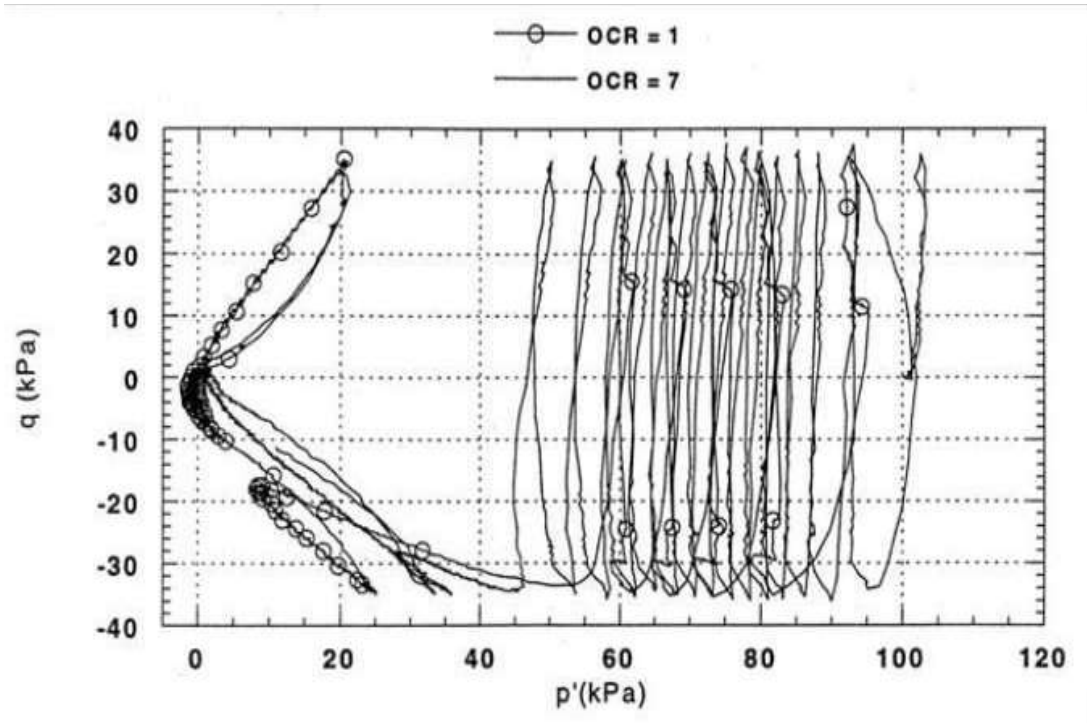


Figure II. 25: Influence de la sur consolidation sur le comportement cyclique du sable d'Host un (Bouferra, 2000)

II.6 ETUDE DU COMPORTEMENT DES SABLES SOUS HARGEMENT MONOTONES ET CYCLIQUES :

II.6.1 Comportement des sables sous chargement monotone :

II.6.1.1 Essai Drainé :

Lors d'un essai triaxial conventionnel où nous appliquons une contrainte $\sigma1>\sigma2=\sigma3$ en compression monotone drainé, l'échantillon de sable verra initialement son volume diminuer lorsque la valeur du divinatoire ($q=\sigma1 -\sigma3$) augmente , c'est la phase de contractance. Cette dernière est 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 et change de signe, alors le matériau devient dilatant. Cette phase de dilatance est due essentiellement au dés enchevêtrement des grains de sable.

La phase de contractance et la phase de dilatance dépendent principalement de la densité du sable et de la pression de confinement (σ_3) Les figures II.26-a et 26-b établies par Lee (1965), mettent bien en évidence l'influence de la densité du sable et de la pression de confinement sur les variations du volume. En effet si nous observons sur l'une des deux figures ainsi que la figure II.27; nous remarquons que la phase de dilatance diminue et devient inexistante avec l'accroissement de la contrainte de confinement, et si nous comparons les deux figures II.26-a et 26-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 contractance et au contraire une augmentation de la phase de dilatance.

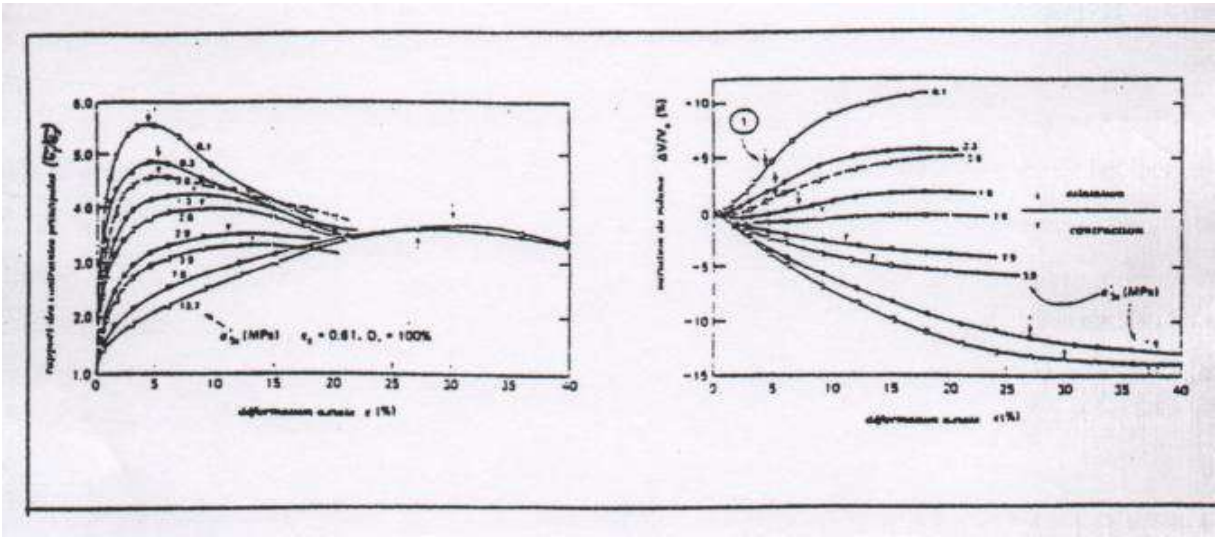


Figure II. 26: Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (d'après Lee, 1965)

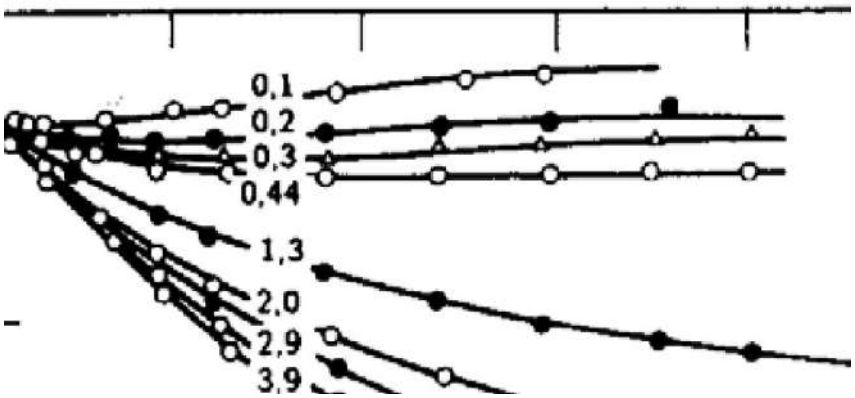


Figure II.27 : Déformation volumique en fonction de la déformation axiale pour des essais triaxiaux drainés faits sur un sable lâche (Dr initial = 38 %) de la rivière Sacramento (selon Lee, 1965; de Holtz et KovacKs, 1991).

II.6.1.2 Essai non Drainé :

Lors d'un essai triaxial en compression monotone non drainé sur un échantillon de sable saturé, le volume de celui-ci reste constant, par contre la pression interstitielle varie au cours de l'essai, de ce fait la phase de contractance et celle de dilatance peuvent être observées 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 dilatance, elle va se manifester par une diminution de la pression interstitielle engendrée par une tendance à l'augmentation du volume solide.

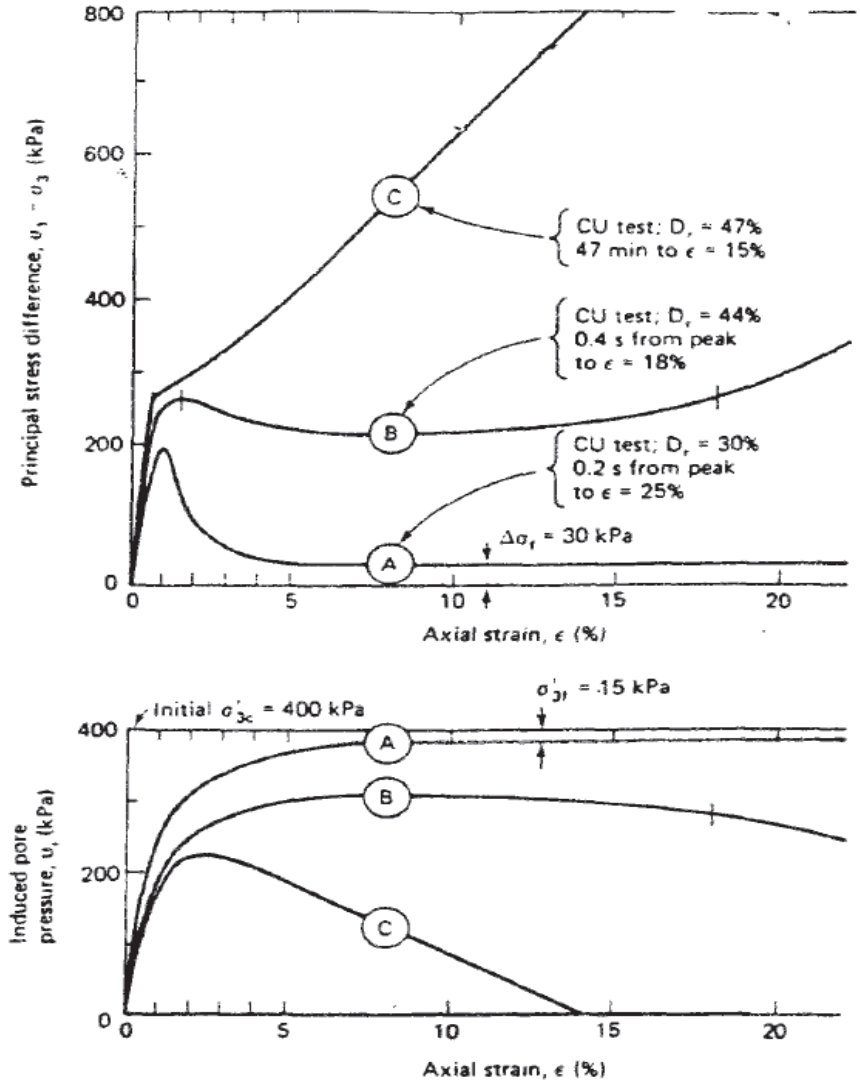


Figure II.28 : Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (d'après Casagrande, 1975)

Au début du chargement, nous constatons sur la figure II.28 établie par Casa grande (1975), une augmentation de la pression interstitielle pour les 3 essais non drainés (A), (B), et (C), puis une annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle pour les sables lâches (A), tandis que pour les sables plus denses (B) et (C), nous observons 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 signe 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.29). Ce niveau de contrainte a été défini par Habib et Luong (1978), comme étant l'état caractéristique du matériau.

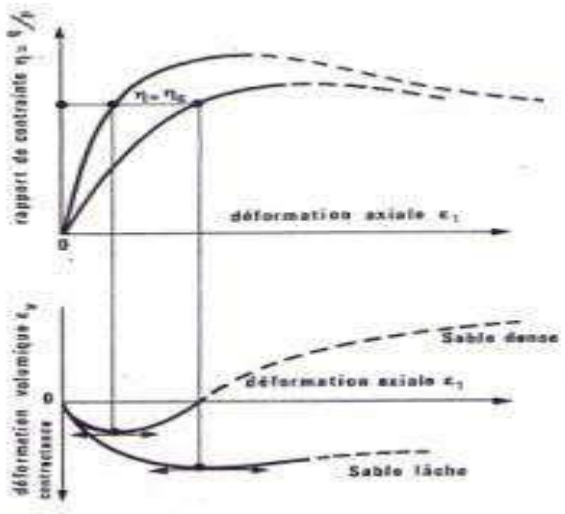


Figure II.29 : Variation du volume sous chargement monotone

A ce niveau de contrainte est associé :

- Une vitesse de variation de volume nulle εv =0.
- Le seuil entre l'enchevêtrement et le 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 contractance est limité par deux droites

Caractéristiques L_c (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 rupture L_r (Voir figure II.30), 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 déviatoires au palier sont confondues avec les contraintes déviatoires au pic.

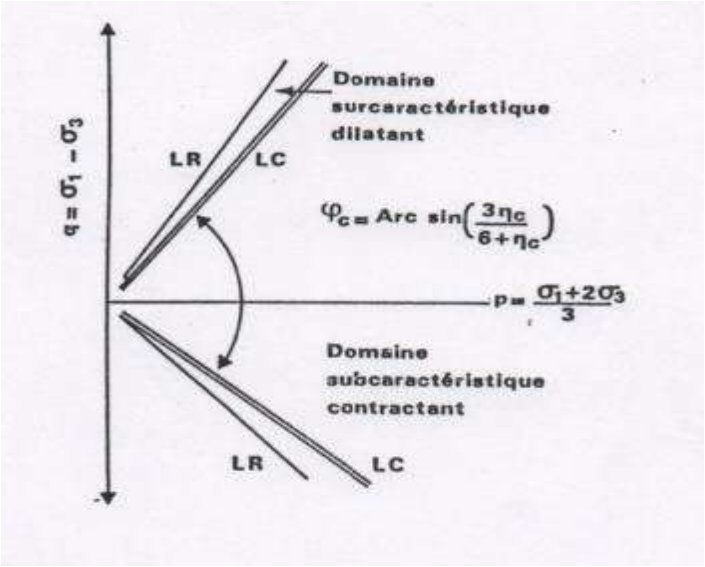


Figure II. 30 : Critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire (d'après Luong, 1978)

Ainsi défini 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 $\eta_c = (q/p)_c$. Cette droite sépare le domaine su caractéristique contractant du domaine sur caractéristique dilatant (figure II.30), est qualifiée de ligne de transformation de phase par Ishihara et al. (1975).

II.6.2 Comportement des sables sous chargement cyclique :

II.6.2.1 Essai Drainé :

Lors d'un essai triaxial cyclique où la contrainte divinatoire ($q= \sigma_1-\sigma_3$) oscille autour d'une valeur moyenne fixe, nous distinguons trois types de comportement, soit :

- Accommodation : Nous obtenons ce type de comportement pour des contraintes divinatoire situées 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 élevé de cycles (Voir figure II.31, établie par Luong, 1980).

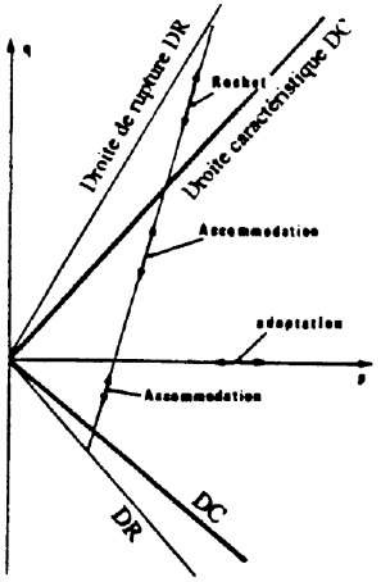


Figure II.31: Comportements cycliques drainés des sables (d'après Luong, 1980)

-**Le Rochet** : Ce comportement est obtenu par des contraintes déviatoires situés dans le domaine sur caractéristique. Dans ce cas le comportement se caractérise par une dilatance progressive qui mène à la rupture du matériau (Voir figure II.31).

- **L'adaptation** : après un certain nombre de cycles, la courbe contrainte-déformation présente un chemin réversible, donc on a un matériau parfaitement élastique (Voir figure II.31).

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.32, établie par Luong, 1980).

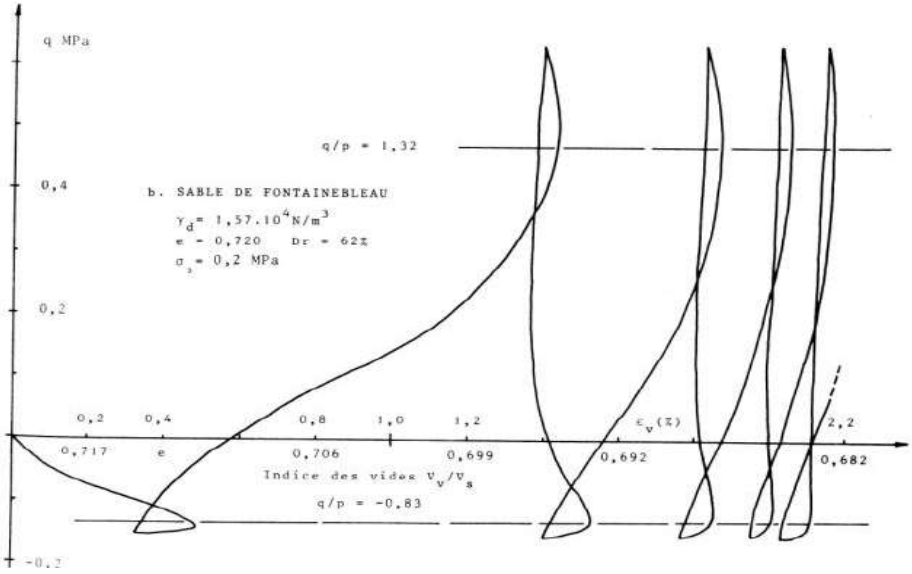


Figure II.32 : Variation de volume sous chargement cyclique (Luong, 1980

L'état caractéristique constitue un phénomène important dans le comportement des sables sous chargement cycliques. Luong (1980) a montré que l'on avait accommodation ou rochet selon que le comportement du sable était contractant ou dilatant (figure II.31). 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 est d'autant plus importante que le sable est lâche. Si le matériau est soumis à des chargements de forte amplitude (au-delà de l'état caractéristique), 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.6.2.2 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 subcaractéristique et pour des cycles de contrainte déviatoire de faible amplitude (la contrainte déviatoire (Q) ne dépasse pas la droite Lc), nous avons une augmentation de la pression interstitielle à chaque cycle. Ceci va engendrer après chaque cycle une diminution de la contrainte moyenne effective P'=P-U. En conséquence le chemin des contraintes déviatoires (Q) en fonction des contraintes moyennes effectives (P') dans le plan (P', Q), va se déplacer vers l'origine puis se stabiliser sur la ligne caractéristique. En effet lorsque le chemin de contrainte rencontre le ligne Lc et pénètre dans le domaine surcaractéristique, la dilatance de la phase solide fait diminuer la pression interstitielle, et par conséquence, 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.33).

Dans le domaine sur caractéristique, nous avons après 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.33).

Lorsque nous effectuons des cycles alternés 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 L_c 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 ya 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 par la 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.

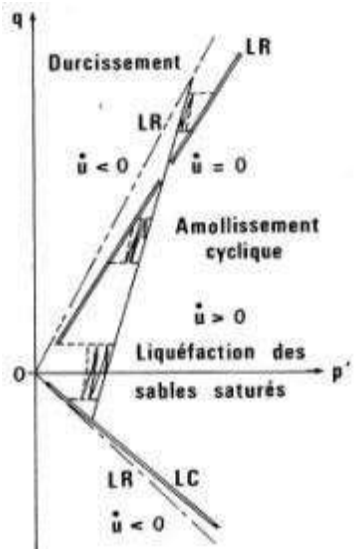


Figure II. 33: Comportement du sable en condition non drainée (d'après Luong, 1980)

Le comportement des sables sous un chargement cyclique non drainé présente des phases de contractance et dilatance. Ce phénomène a été étudié par de nombreux auteurs (Tatsuoka et Ishihara, 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.33). 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 au niveau de la ligne caractéristique, la tendance à la dilatation fait diminuer la pression interstitielle et fait augmenter la pression moyenne effective p'. Il s'établit donc un état d'équilibre sur la ligne caractéristique; le comportement est alors appelé "mobilité cyclique". Dans le domaine sur caractéristique, on 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.7 Résistance à la liquéfaction :

Le potentiel de liquéfaction est défini par l'amplitude de la contrainte cyclique de cisaillement Ʇcyc conduisant pour un nombre de cycles donné à la liquéfaction totale pour un sable lâche où à une déformation donnée pour un sable dense. Pour caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol, on reporte dans le plan (Ʇcyc/σc, nombre de cycles) les points Correspondants à différentes amplitudes de déformations (5%, 10%, 20%).

Le lieu de ces points pour une déformation donnée est appelé "courbe de résistance à la liquéfaction". Pour une amplitude de chargement, cette courbe donne le nombre de cycles nécessaire à la génération des grandes déformations. La figure II.34 donne l'allure de ces courbes pour différentes valeurs de la densité relative (Seed 1979). On ne constate que le nombre de cycle augmente sensiblement lorsque l'amplitude des cycles diminue. On observe également que la résistance à la liquéfaction augmente d'une manière sensible avec la densité relative du sable.

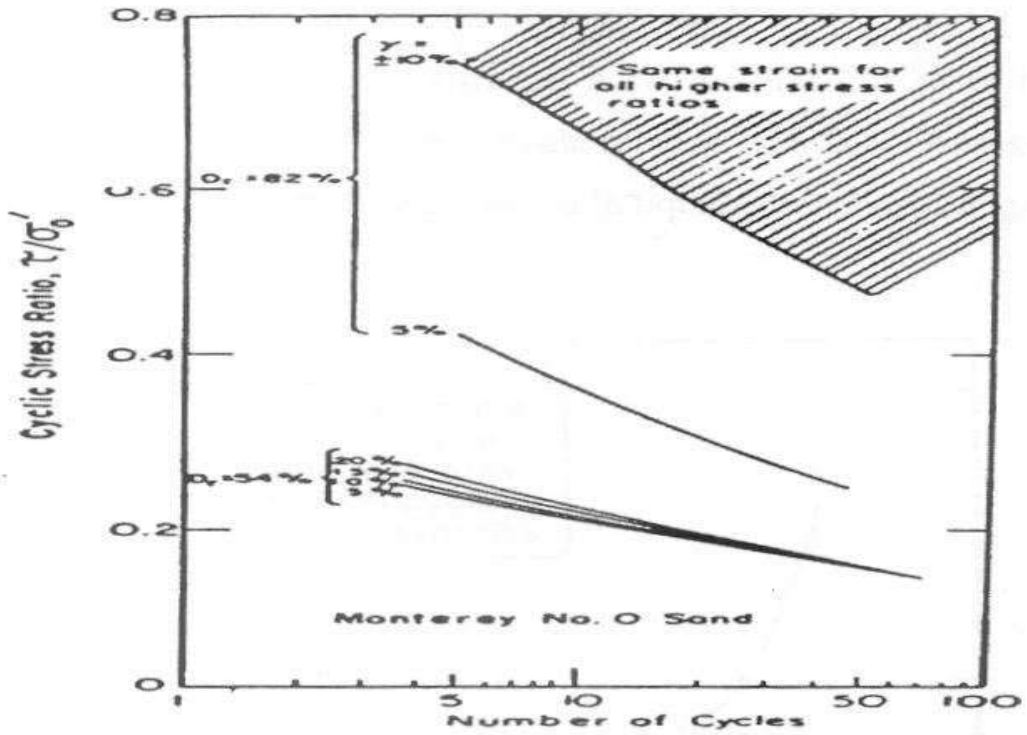


Figure II.34 : Courbe de résistance à la liquéfaction pour différents sables (Seed 1979)

II.8 CONCLUSION :

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

Influents sont d'une plus grande importance pour l'analyse, l'aménagement et la stabilité des sols.

METHODE ANALYTIQUE

III.1. Introduction :

Lorsque les ouvrages (bâtiments, ouvrages d'art, tours, éoliennes) sont fondés sur des fondations profondes, les pieux reprennent tout ou partie des charges latérales. La réponse d'un pieu soumis à une charge Latérale ou axiale est influencée par les caractéristiques mécaniques du pieu, Par la nature et le comportement du sol etpar la loi de chargement. Les paramètres à étudier lors du dimensionnement sont
donc varies et nombreux. Ils concernent les conditions limites et initiales, lageométrie, la nature du pieu et du sol.

Une méthode efficace pour le dimensionnement nécessite donc :

(I) une loi de comportement du sol pertinente ;

(II) un modèle pour définir l'interaction sol-pieu (courbes *P*-*y*) ;

(III) une technique pour la résolution numérique ;

(IV) une modélisation réaliste de la géométrie du pieu et du sol, des conditions
de chargement aux limites.

Dans la majorité des cas, le critère de dimensionnement n'est pas la capacité
latérale ou axiale ultime du pieu mais les déplacements maximaux en tête.

Le déplacement est conditionné par des limitations tolérées par la superstructure et le moment maximal doit rester inférieur au moment de plastification du matériau constituant le pieu. Dans le cas où le chargement est monotone, il existe principalement trois types d'approche selon (Khemakhem, 2012) [12] et (Gerolymos et al, 2009) [4].

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

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

- Le décollement progressif de l'argile du pieu souvent observé en surface qui traduit l'effet de la surface libre du sol. Ce phénomène caractérise en particulier les pieux installés dans un sol cohésif (Figure III.1.a). Ce vide est en effet rempli par les grainsde sable si le sol est non cohésif comme l'illustre la (Figure III.1.b) (Khemakhem, 2012) [12].
- pour le sable, le chargement cyclique alterné du pieu induit une densification beaucoup plus importante que dans le cas non alterné. une densification du massif de sable enserrant le pieu conduit à une augmentation de la résistance du sol (Rosquoët ,2004) [13].

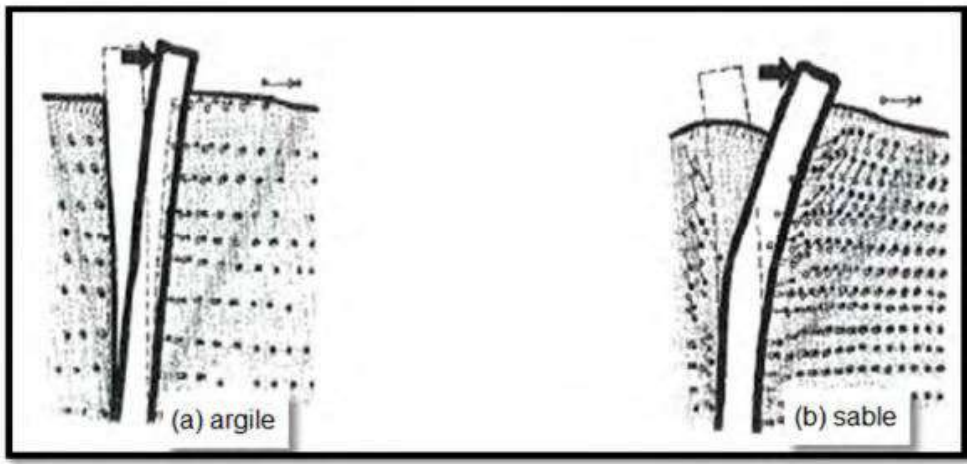


Figure III.1. Pieu isolé sous charge latérale cyclique en tête (Kishida, 1985) et (Khemakhem, 2012) [12].

III.2 Comportement d'un pieu sous chargement axial :

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

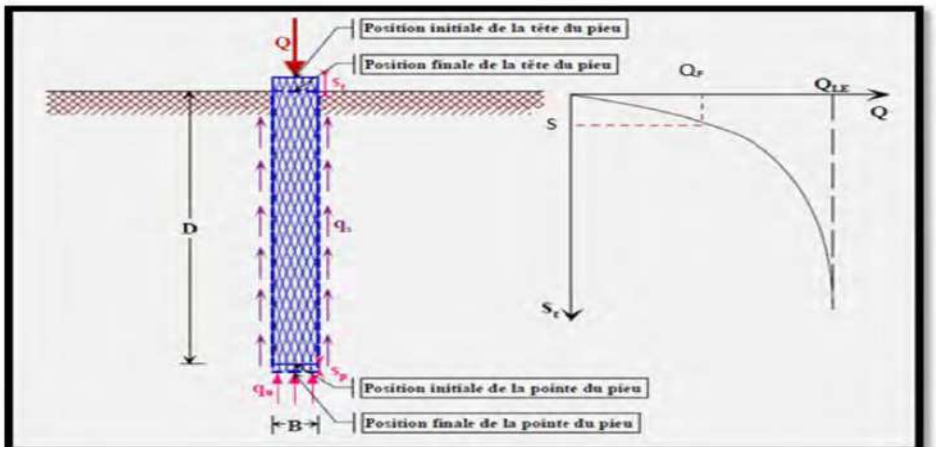


Figure III.2. Essai de chargement du pieu. Courbe effort déplacement en tête (C. Plumelle 2004) [5].

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

- la résistance de pointe q_u qui donne la charge limite de pointe Qp_u.

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

A : section droite de la pointe du pieu.

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

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

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

III.3 Comportement d'un pieu isole sous chargement axial :

III.3.1 Détermination du tassement d'une fondation profonde :

D'une manière générale, le tassement vertical d'un pieu est dû :À la déformation du pieu sous la charge qu'il supporte. Ce tassement dépend des caractéristiques du pieu (géométrie rhéologie du matériau et technique déconstruction) et de la distribution du frottement latéral le long du pieu. Pour les pieux travaillant en pointe, ce tassement est prépondérant aux tassements des couches de sol au voisinage et sous la pinte du pieu. Ce tassement est le plus important pour les pieux flottants Une évaluation réaliste du tassement nécessite donc de prendre en compte ces deux composantes. Mais comme il n'existe pas de solution analytique à ce problème, il faut avoir recours à des approximations théoriques (utilisation de solutions élastiques) à des logiciels spécifiques (de type différences finies ouéléments finis), ou à des règles emperruquées issues de l'analyse d'essai in situ.

Le tassement d'un pieu isolé est souvent faible et n'excède que rarement le centimètre sous une charge de référence égal à 40% de la charge limite. Des formules empiriques simples ont étés proposées pour estimer le tassement « S » sous cette charge de référence :

- pour des pieux forés : s 0.006D (avec pour valeur extrêmes 0.003D et 0.010D)
- pour les pieux battus : s 0.009D (avec pour valeur extrêmes 0.008D et 0.012D)

Ces résultats sont valables pour une très large gamme de pieux (de longueurcomprise entre 6 et 45 m, de diamètre compris entre 0.3 et 1.5 m).

Note – conventionnellement, l'interprétation des essais en vrai grandeur est effectués en considérant que la charge de rupture correspond à un tassement égal à $0.1d_e$, ou d_e est le diamètre équivalent de la fondation (/ ou $A_c$et P_c sont respectivement l'aire et le périmètre du plus petit contour convexe circonscrit à l'élément) (BOURGES & FRANK, 1989)

III.3.2 Détermination empirique du tassement :

Pour des chargements d'intensité pas trop proche de la charge de rupture, le tassement du pieus peut être estimé par la formule empirique suivante (d'après (VESIC, 1977) cité par le manuel canadien des fondations (1994)) :

$$S = \frac{D}{100} + \frac{LQ_0}{AE_{PIEU}}$$

- D : est le diamètre du pieu en (cm) ;
- Q0 : la charge appliquée en tête,
- A : la section moyenne du pieu ;
- L : la longueur du pieu et
- Epieu : le module d'élasticité du matériau qui le constitue.

Pour leur part (RANDOLPH & WROTH , 1978) ont développé une solution approchée, fondée sur une étude par éléments finis des modes de déformation liés et frottements latéral et à la résistance à la pointe. (COOKE & FRANK, 1974) ont également réalisé de telles études. Les calculs par éléments finis ont montré que pour un pieu rigide :

la variation de la contrainte de cisaillement vertical $\boldsymbol{\tau}$ autour du fût des pieux est essentiellement proportionnel a l'inverse de rayon r, soit :

$$\tau = \tau_0 r_0/\mathrm{r}$$

τ_0 : est la contrainte de cisaillement correspondant au rayon r0.

r_0 : le diamètre moyen entre la tête el le pied du pieu.

La distorsion verticale γ_{rz} est prédominante dans le mode de déformation au voisinage du pieu.

La loi de comportement élastique linéaire de Hooke permet ensuite d'écrire :

$$\gamma_{rz} \approx \frac{d_w}{d_r} = \frac{\tau}{G} = \tau_0 r_0/\mathrm{r}$$

- G est le module de cisaillement, éventuellement variable avec la profondeur, L'intégration de cette équation différentielle conduit à l'expression du tassement du pieu du au frottement latéral

$$s = \frac{\tau_0 r_0}{R} ln \frac{r_m}{G} = \tau_0 r_0/\mathrm{r}\zeta$$

r_m : est le rayon à partir duquel les déplacements verticaux son négligeables dans le sol.

ζ: Un facteur égal au logarithme du rapport du rayon rm au rayon r0.

s: le tassement du pieu. Les calculs et l'expérience montrent que ξ varie entre 3 et 5, avec une valeur moyenne autour de 4 (FLEMING, WELTMAN, RANDOLPH, & ELSON, 1992).

III.3.2.1 Pieu compressible :

Le cas d'un pieu compressible a également été traité (RANDOLPH & WROTH ,1978). Les équations de base sont alors :

-l'équation de compressibilité du pieu :

$$\varepsilon_{zz} = \frac{d_s}{d_z} = \frac{Q}{E_{PIEU}\pi r_0}$$

- Q est la charge axiale dans le pieu a la profondeur z

-E_{PIEU} Epieu, le module d'Yong du matériau qui constitue le pieu

L'aquatirons qui gouverne la variation de la axiale en fonction du cisaillement :

$$\frac{d_Q}{d_z} = -2\pi\tau r_0$$

La combinaison de ces équations conduit à l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d^2 s}{d^2 z} = \frac{2G}{r^2\, \xi E_{PIEU}} \mathrm{S}$$

$\boldsymbol{\xi = \frac{G_L}{G_b}}$: est le rapport du module de cisaillement du sol à la cote L, $\mathbf{G_L}$, au module de cisaillement du sol sous la pointe du pieu $\mathbf{G_b}$.

Le comportement en pointe est introduit comme une condition à la limite pour la profondeur z=L. cette condition s'exprime à l'aide de la solution pour un poinçon rigide (TIMOSHENKO ET GOODIER, 1970)mais modifier afin de tenir compte d'une certaine interaction entre la couche de sol qui est adjacente au pieu et la couche inferieur. La condition à la limite s'écrit :

$$S = \frac{Q_p(1-v)}{4r_p G_p}\text{n}$$

Q_p, r_p, G_p: représente la valeur de ces quantités à la base du pieu

n=$\frac{r_1}{r_0}$. : le rayon est introduit pour tenir compte de l'interaction en pointe. En fait ce coefficient permet de considérer dans la solution du poinçon rigide une surface de sol de rayon plus important à la base du pieu. Pour un pieu très rigide est proche de 1. Sinon semble varie entre 0.5 et 0.85 lorsque cette solution théorique est calée sur des mesures in situ (RANDOLPH & WROTH , 1978), La résolution de l'équation différentielle conduit à l'expression du tassement « s » en fonction de la charge appliquée en tête Q_0 :

$$\frac{\boldsymbol{Q_0}}{\boldsymbol{G_l r_0 s}} = \frac{\frac{\boldsymbol{4n}}{\boldsymbol{(1-v)\xi}} \frac{\boldsymbol{2\pi\rho}}{\boldsymbol{\zeta}} \frac{\boldsymbol{tanh(\mu l)}}{\boldsymbol{\mu l}} \frac{\boldsymbol{l}}{\boldsymbol{r_0}}}{\boldsymbol{1} + \frac{\boldsymbol{4n}}{\boldsymbol{\pi\lambda(1-v)\xi}} \frac{\boldsymbol{tanh(\mu l)}}{\boldsymbol{\mu l}} \frac{\boldsymbol{l}}{\boldsymbol{r_0}}}$$

$\rho = \frac{G_-}{G_L}$: le rapport du module de cisaillement moyen G ¯entre les cotes 0et L au moduleG_L à la cote L. -l : longueur du pieu.

- $\boldsymbol{\lambda} = \frac{\text{E}_{\text{PIEU}}}{\text{G}_\text{l}}$: le rapport de module d'Young du pieu au module de cisaillement du sol GL.

$\boldsymbol{\mu L} = \frac{\boldsymbol{l}}{\boldsymbol{r_0}}\sqrt{\frac{\boldsymbol{2}}{\boldsymbol{\xi\lambda}}}$ Une quantité qui caractérise la compressibilité du pieu et v, le coefficient de poisson du sol.

Pour un sol homogène, ($\mathbf{n = \xi = \rho = 1}$) et pour un pieu rigide ($\frac{L}{r_0} < 0.5\sqrt{\frac{\text{E}_{\text{PIEU}}}{\text{G}_\text{l}}}$) l'expression du tassement s se réduit à la relation suivante :

$$\frac{\boldsymbol{Q_0}}{\boldsymbol{r_0 G s}} = \frac{\boldsymbol{4}}{\boldsymbol{(1-v)}} + \frac{\boldsymbol{2\pi l}}{\boldsymbol{r_0}}$$

En revanche, pour un sol homogène et un pieu élancé et souple

$\frac{L}{r_0} > 3\sqrt{\frac{\text{E}_{\text{PIEU}}}{\text{G}_\text{l}}}$ l'expression du tassement s devient :

$$\frac{\boldsymbol{Q_0}}{\boldsymbol{r_0 G s}} = \boldsymbol{\pi}\sqrt{\frac{\boldsymbol{2\lambda}}{\boldsymbol{\xi}}}$$

III.3.2 Détermination empirique du tassement :

D'une manière générale, le tassement vertical d'un pieu est dû : À la déformation du pieu sous la charge qu'il supporte. Ce tassement dépend des caractéristiques du pieu (géométrie,

rhéologie du matériau et technique de construction) et de la distribution du frottement latéral le long du pieu. Pour les pieux travaillant en pointe, ce tassement est prépondérant aux tassements des couches de sol au voisinage et sous la pinte du pieu. Ce tassement est le plus important pour les pieux flottants Une évaluation réaliste du tassement nécessite donc de prendre en compte ces deux composantes. Mais comme il n'existe pas de solution analytique à ce problème, il faut avoir recours à des approximations théoriques (utilisation de solutions élastiques) à des logiciels spécifiques (de type différences finies ou éléments finis), ou à des règles emperruquées issues de l'analyse d'essai in situ. Le

III.4 Comportement d'un pieu isole sous chargement latéral :

III.4.1 Pieux isolés sous sollicitations latérales :

Pour les chargements latéraux, l'approche est basée sur des calculs de type poutre élastique (représentant le pieu) soumise à une répartition de charge continue représentant l'action du sol.

Cette répartition de charge est estimée sur la base de la méthode du module de réaction, assimilant la force appliquée transversalement par le sol au pieu à celle d'un ressort de raideur k (pouvant évoluer le long du pieu), l'effort étant donc proportionnel au déplacement horizontal (*y*). La résolution du problème en déplacement horizontal (y) est alors faite suivant les méthodes classiques de la résistance des matériaux et fournit la déformée du pieu.

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

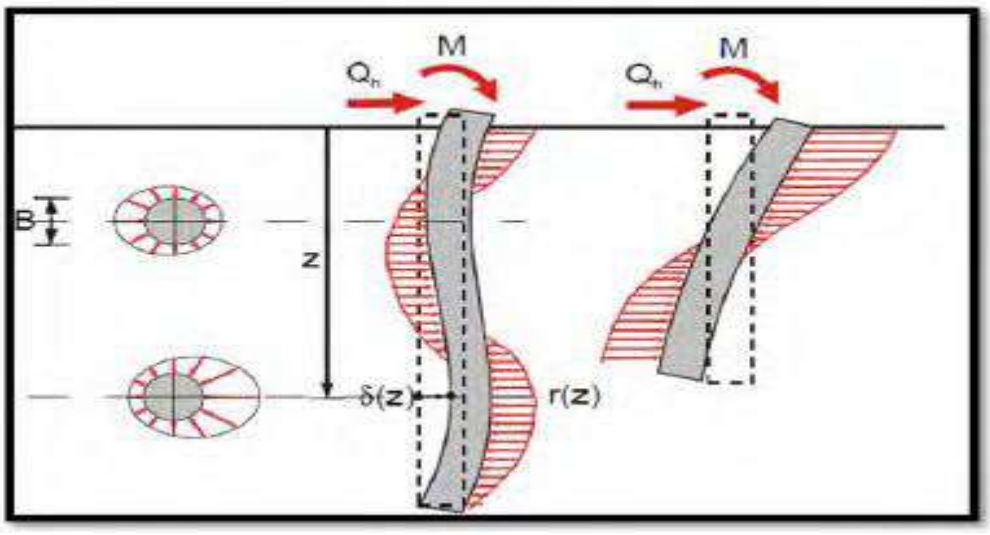


Figure III.3. Déformation d'un pieu soumis à un chargement latéral et réaction du sol [7].

III.4.2 Classification des pieux (selon la rigidité) :

La distinction entre un pieu souple et un pieu rigide ou semi rigide est basé sur la notion de la rigidité du sol par rapport au pieu. Les critères utilisent dans la littérature pour classer les pieux sont classifiés dans le Tableau III.1

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

Auteurs	Pieu regide	Pieu souple
Broms(1964)	$\beta_r D < 1.5$	$\beta_r D > 1.5$
Poulos (1982)	Kr > 0,1	Kr < 10-5
Hsiung & Chen (1997)	**Non indiqué**	D >lc
Briaud (1997) et Frank (1999)	D <I_0	D > 3I_0

βr = (K_pB/4E_p L_p) 0,25 **(III.1)**

Avec (K_h) le coefficient du module de réaction du sol

K_h=Es/B. Kr =$E_p L_p$/(Esl D4) **(III.2)**

Avec Esl le module de la réaction du sol en pointe du pieu.

lc = 4 ($E_p L_p/K_h$) ¼ **(III.3)**

Avec **lc** la longueur critique.

I_0=$\sqrt[4]{4\frac{E_p L_p}{E_s}}$(III.4)

AvecI_0 longueur de transfert.

III.4.3 Comportement à la rupture :

Quand le pieu est chargé transversalement, les réactions du sol se développent le long du pieu afin de permettre l'équilibre du système. Le pieu fléchit et le sol est soumis à des déformations. Sous l'augmentation du niveau de chargement, la réaction du sol à une profondeur donnée continuera à croître, alors que le déplacement du pieu à cette profondeur augmente aussi. La relation entre le déplacement du pieu et la résistance est généralement non-linéaire (Perlo-Mevellec, 2003) [14]. Lorsque la charge continue d'augmenter le système n'est plus en équilibre. En fonction de la longueur du pieu, de la rigidité de la section et des caractéristiques de charge-déformation du sol, le mode de rupture varie comme le présente (Perlo-Mevellec, 2003) [14].

III.4.3.1 Pour les pieux « libre » en tête :

Figure. III.4 (a): Le moment de flexion maximum dans le pieu excède le moment causant le fléchissement où la rupture de la section du pieu. Ce type de rupture arrive plutôt quand la fiche du pieu est relativement grande ou élancée.

Figure. III.4 (b) : Les pressions latérales résistantes des terres sont supérieures à la résistance latérale du sol le long du pieu et il tourne autour d'un point localisé à une certaine distance sous la surface du sol. Ce type de rupture survient plutôt quand la longueur du pieu et sa profondeur de pénétration est relativement petite.

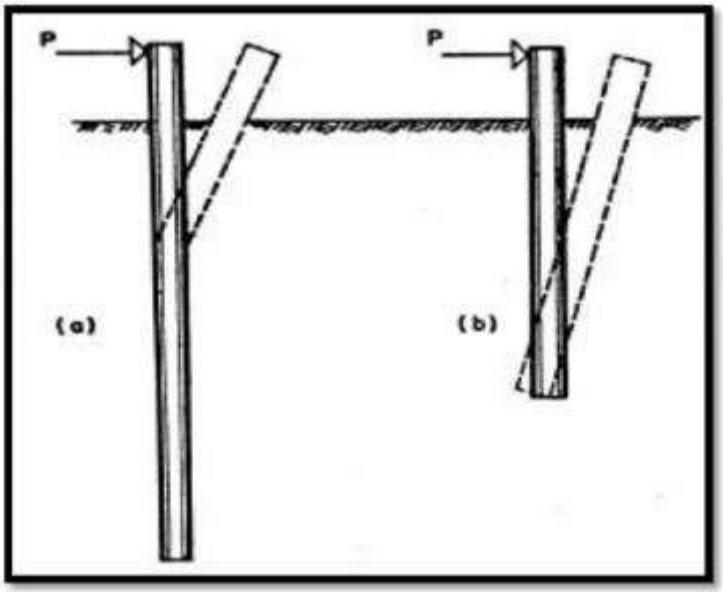


Figure III.4. Ruptures des pieux libres en tête (Rakotonindriana ,2009) [15]

III.4.3.2 Pour les pieux encastrés en tête (chevêtres) :

Figure. III.5 (a) : Pour des conditions réellement fixes en tête, le moment négatif maximum est plus important que le moment positif maximum, ainsi l'effort seuil de la section du pieu est généralement dépassé en commençant par la tête du pieu. Cependant le pieu est encore capable de résister à des charges transversales supplémentaires après formation de la première rotule plastique, et la rupture ne survient pas jusqu'à ce qu'une seconde rotule plastique ne se forme au niveau du moment le plus important. Cette seconde rotule plastique se crée quand la valeur de ce moment est égale au moment causant le fléchissement de la section de pieu (Perlo-Mevellec, 2003) [14].

Figure. III.5 (b) : La rupture survient aussi après la formation de la première rotule plastique à la tête du pieu si les réactions transversales du sol dépassent la capacité portante du sol le long du pieu, le pieu tourne alors Autour du point situé à une certaine profondeur sous la

surface du sol. Ce mode de rupture survient pour des longueurs de pieu et une profondeur de pénétration intermédiaire.

Figure. III.5 (c) : Quand les longueurs de pieu et les profondeurs de pénétration sont petites, les ruptures surviennent au moment où les charges transversales appliquées dépassent la résistance, du sol supportant.

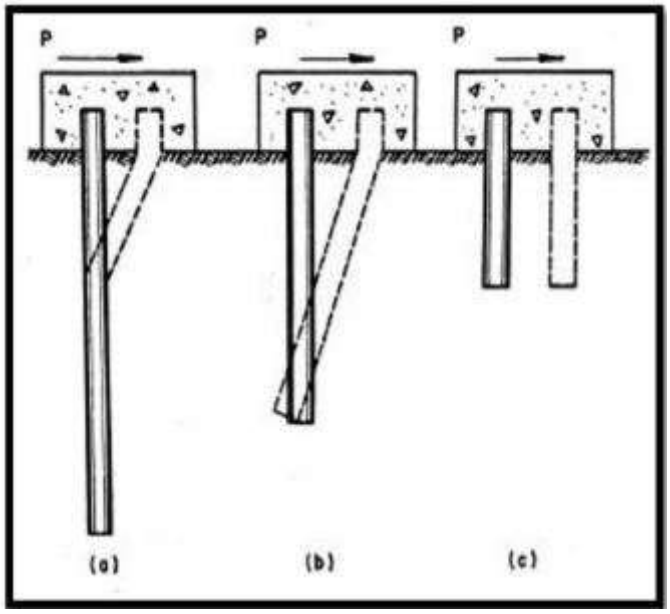


Figure III.5. Ruptures des pieux liés au chevêtre (BROMS, 1964 cité par Rakotonindriana ,2009) [15].

III.4.3.3 Comportement sous chargement latéral cyclique :

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

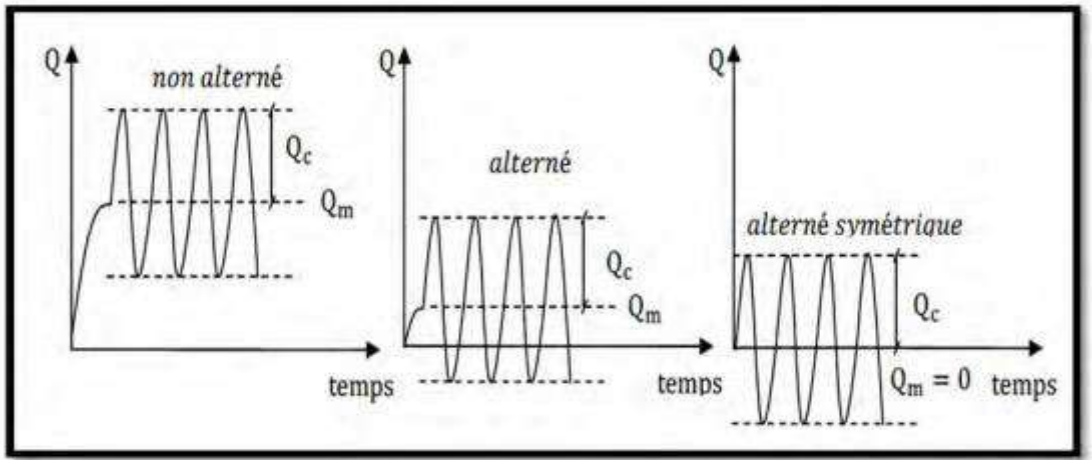


Figure III.6. Schéma des différents types de chargement cyclique (Tali, 2011) [2]

III.5 Comportement d'un pieu isolé sous chargement latéral cyclique :

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

III.5.1. Les essais dans les sables :

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

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

Golait et Katti (1988) ont réalisés des essais en cuve sur des pieux sous charges latérales cycliques dans les sables carbonatés. Leurs essais ont montrés notamment que le chargement cyclique provoque la dégradation de la rigidité du système pieu-sol et par conséquent des déplacements latéraux supérieurs par rapport une même charge appliquée de manière statique. Figure (III.5). Sur la figure (III.6), on présente deux courbes typiques effort-déplacement montrant l'accumulation des déplacements en tête lors du chargement cyclique d'un pieu. Ces essais ont réalisés en centrifugeuse sur des sables (a- Tali, 2011, b- Giannakos et al, 2011) [2,16].

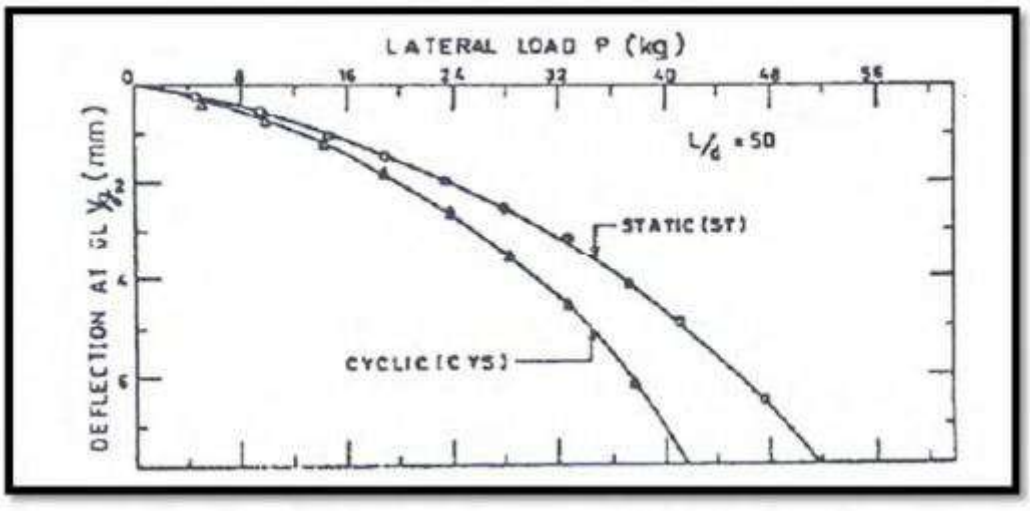


Figure III.7. Exemple de courbe d'effort déplacement dans le cas d'un chargement latéral d'un pieu (Golait et Katti. 1988 cité par Khemakhem. 2012) [12].

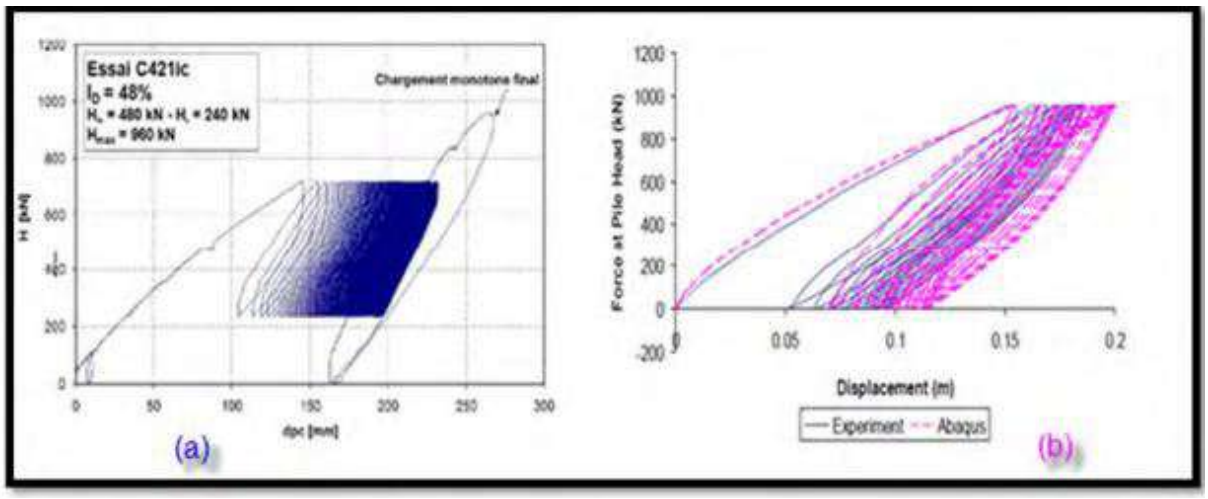


Figure III.8 Exemples d'évolution de la charge en fonction du déplacement en tête (a- Tali, 2011, b- Giannakos et al, 2011) [2,16].

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

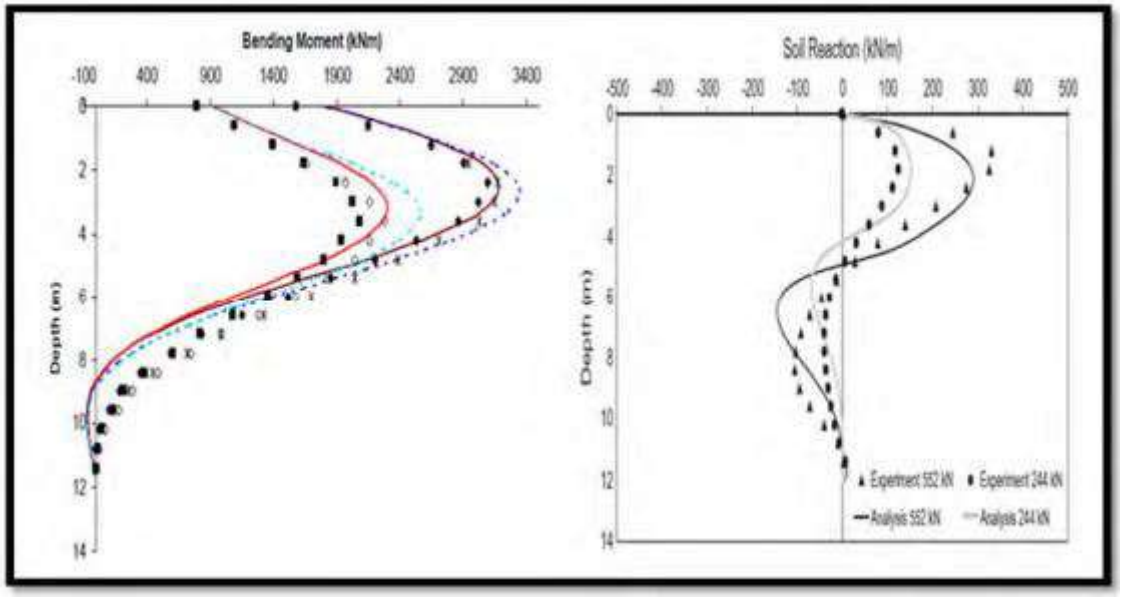


Figure III.9 Exemple de moment et de courbe de réaction d'un pieu lors de l'application d'un chargement latéral cyclique non alterné (Giannakos et al ,2012) [17].

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

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

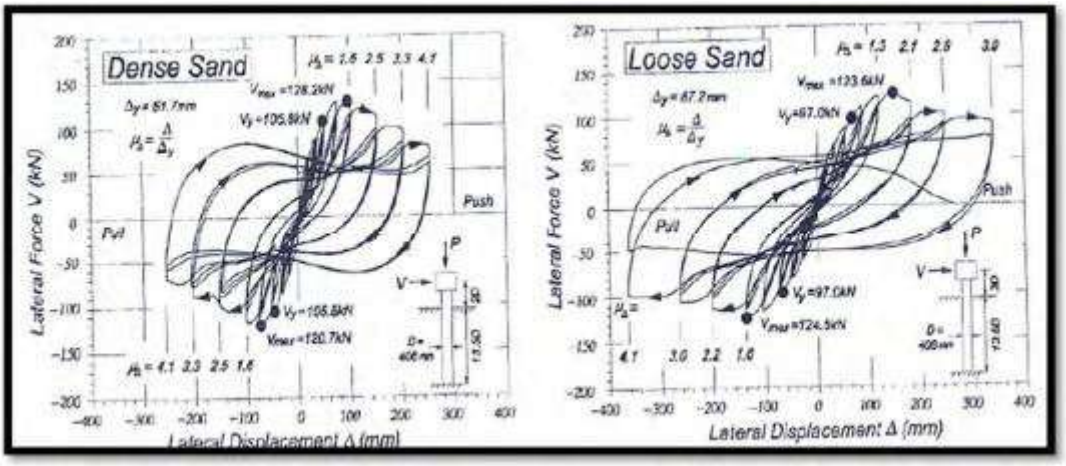


Figure III.10. Exemple de courbe effort-déplacement dans le cas du chargement latéral d'un pieu, de type alterné (Chai et Hutchinson 2002 cité par Rakotonindriana 2009) [15].

III.5.2. Les essais dans l'argile :

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

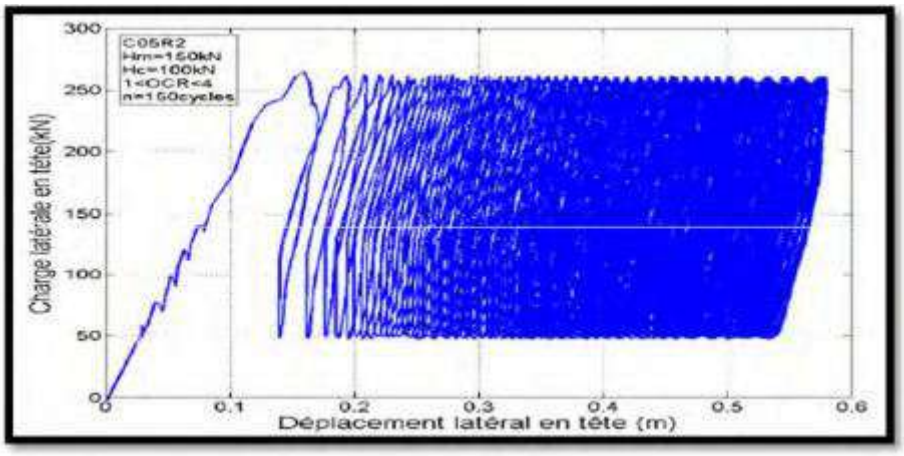


Figure III.11. Exemple d'évolution de la charge en fonction du déplacement en tête (Khemakhem, 2012) [12].

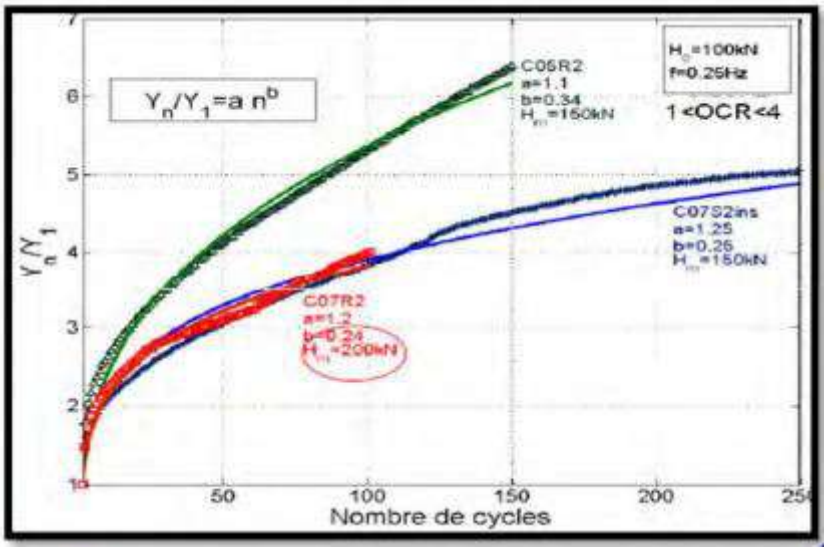


Figure III.12. Déplacement adimensionnel en fonction du nombre de cycles (Khemakhem, 2012) [12].

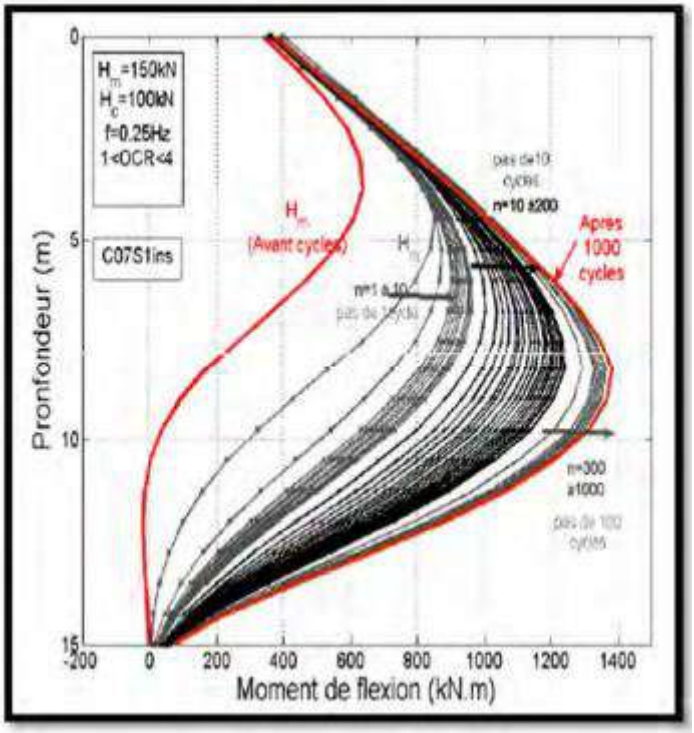


Figure III.13. Évolution du moment avec les cycles- Pieu souple (Khemakhem, 2012) [12]

III.6. Méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales :

III.6.1. Dimensionnement des pieux sous charges latérales statique :

III.6.1.1. Méthodes au module de réaction :

A. Principe :

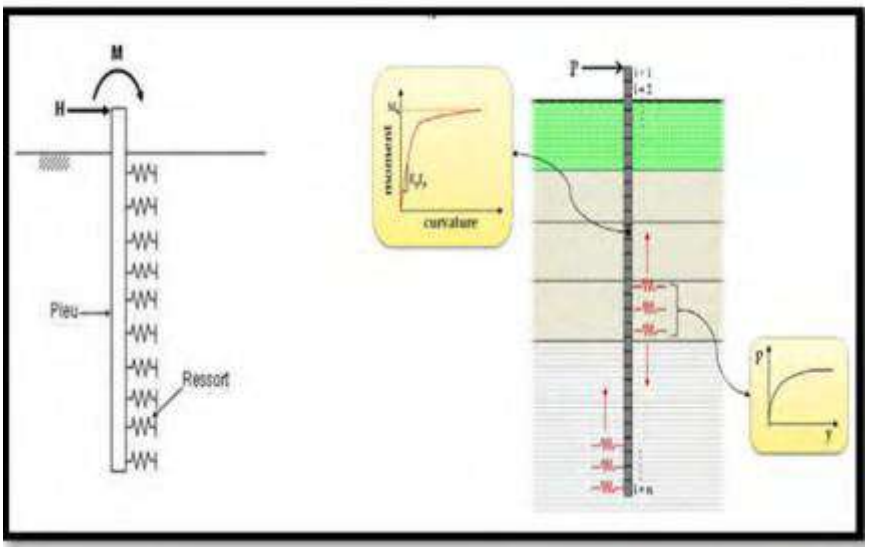


Figure III.14. Modèle de Winkler pour le sol (Jin-wei Huang, 2011) [18]

Le modèle de Winkler (1867) considère le sol comme un empilement de couches indépendantes, chaque couche est modélisée par un ressort linéaire et élastique qui s'appuie sur la tranche du pieu correspondante (Figure III.14). La pression (P) exercée par le sol est liée au déplacement latéral du pieu (y) par le coefficient de réaction du sol (K_h).

$$P = k_h y \qquad \text{(III.5)}$$

Pour un pieu de diamètre (B) , on définit le module de réaction du sol Es (KN/m2) relié au coefficientk_h ($kn/$m3)

$$E_S = k_h B \text{ B} \qquad \text{(III.6)}$$

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

$$E_P I_P = \frac{d_{y^4(Z)}}{dZ^4} + E_S Y(Z) = 0 \qquad \text{(III.7)}$$

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

Es : le module de réaction du sol.

y : le déplacement du pieu.

z : la profondeur sous la surface du sol.

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

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

B. Expressions du module de réaction du sol :

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

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

• **Terzaghi (1955)** : Terzaghi détermine le module de réaction du sol (Es) à partir du module d'Young du matériau E constituant le sol. Terzaghi propose la relation pour le sable

Terzaghi propose la relation pour le sable

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

$$\boldsymbol{E = A\gamma Z}\textbf{(III.10)}$$

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

$\boldsymbol{\gamma}$: la densité volumique du sol (KN/m3).

z : la profondeur (m).

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

$$\begin{cases} E_s = \dfrac{3E_m}{\dfrac{B}{\frac{3}{2}\,0(2.65\frac{B}{B_0})\,B}} & B \geq B_0 \text{et } B \leq B_0 \text{(III.11)} \\ E_s = \dfrac{18E_m}{4(2.65)^{\alpha}+3\alpha} \end{cases}$$

$\boldsymbol{B_0}$: diamètre du pieu de référence (B0= 0,6m).

$\boldsymbol{E_M}$:module pressiométrique Ménard.

α: coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol.

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

$$\boldsymbol{E_s = 0{,}82E}\textbf{(III.12)}$$

(III.14) C. Les courbes P-y

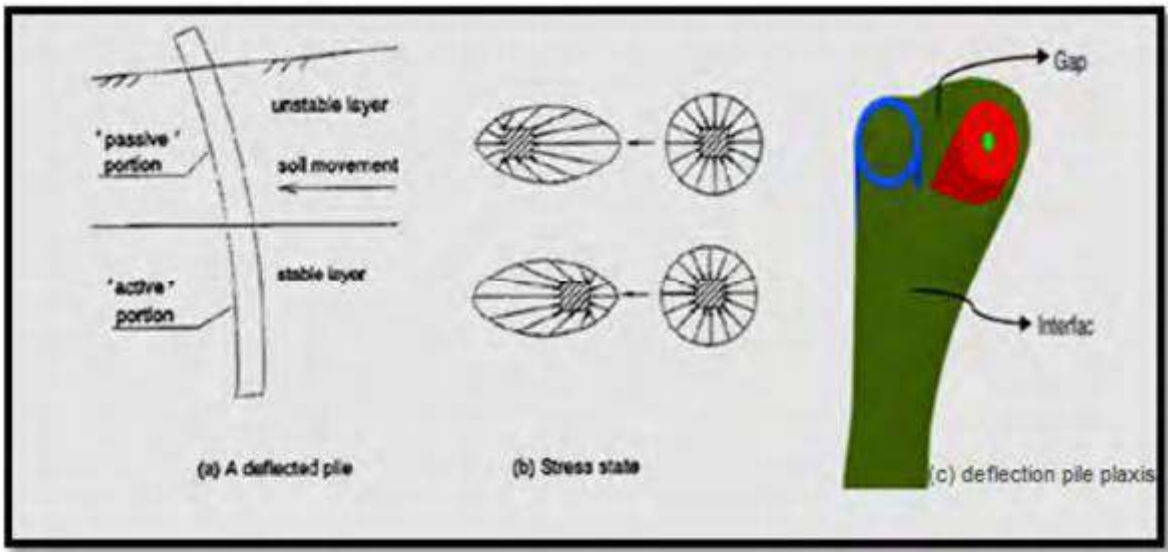


Figure III.15. Distribution de la pression exercée par le sol autour du pieu à une profondeur (Chen. 1994) cité par (T.P.T. Dao 2011) [19].

• Fascicule 62 (1993) et Normes AFNOR (2011) :

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

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

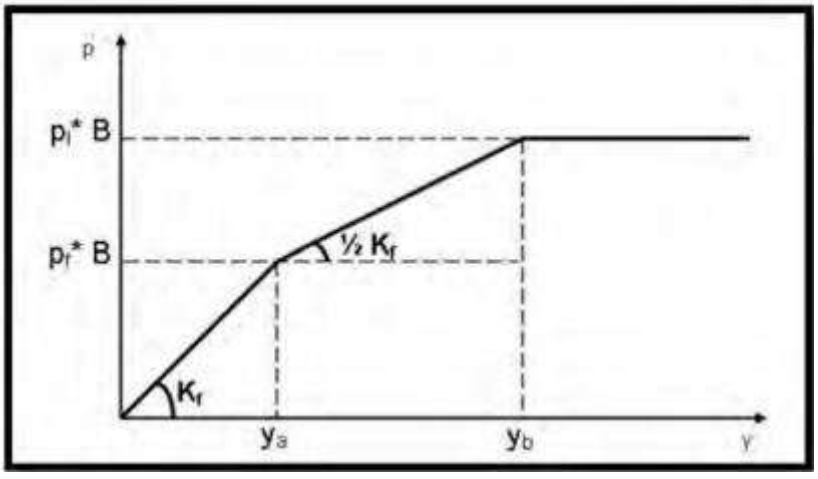


Figure III.16. Courbe P-y selon le Fascicule 62-Titre V cité par (Remaud, 1999) [20].

Le module de réaction latéral Kf est donné par les équations suivantes

$$K_f \begin{cases} \frac{12E_m}{\frac{4B_0}{3B}(2.65\frac{B_0}{B})^{\alpha}+\alpha} & \text{B} \geq B_0 \text{et B} \leq B_0 \text{(III.13)} \\ \frac{12E_m}{\frac{4}{3}(2.65)^{\alpha}+\alpha} \end{cases}$$

Avec

$\boldsymbol{E_M}$: le module pressiométrique [KN/m²].

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

D : Coefficient du sol (Tableau III.2).

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

Type d'argile	$\frac{\boldsymbol{E_M}}{\boldsymbol{P_l}}$	$\boldsymbol{\alpha}$
SUR consolidée ou très serrée	**16**	**01**
Normalement consolidée	**9-16**	**2/3**
Sous consolidée (altérée et remaniée)	**7-09**	**½**

La construction des courbes **« P-y »** nécessite la connaissance de la pression de fluage nette **(Pf)** et la pression limite nette ($\boldsymbol{P_l}$).

• A.P.I (American Petroleum Institute)

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

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

$$p_c \begin{cases} (3c_u+\gamma' Z)B + JC_u Z \\ 9C_u B \end{cases} \quad Z \leq Z_c \text{ et } Z \geq Z_c \textbf{(III.14)}$$

Avec

γ' : poids volumique déjaugé (KN/m3).

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

Zc: profondeur critique (m).

$$Z_c = \frac{6C_u B}{\gamma' \text{B} + C_u} \textbf{(III.15)}$$

Y_{50} : le déplacement relatif à la déformationε_{50}

Tableau III.3. Valeurs représentatives deε_{50} pour une argile normalement consolidée (Thomas Blok, 2010) [21]

Consistence de l'argile	Cohésion non drainée moyenne (kPa)	$\boldsymbol{\varepsilon_{50}}$
Molle	< 48	0.02
Moyenne	48-96	0.01
Raide	96-196	0.005

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

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

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

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

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

$$P=AP_U \tanh\left(\frac{kz}{AP_U}Y\right) \quad \textbf{(III.19)}$$

Avec :

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

A = 0.9 pour un chargement cyclique.

A=(3-0.8$\frac{Z}{B}$)≥ 0.9 pour un chargement statique.P_U : la réaction ultime du sol à la profondeur z (KN/m).

P_U = la plus grande valeur de $\begin{cases} P_{us=}(C_1Z + C_2B)\gamma\ Z(\text{proche de la surface}) \\ P_{ud=}C_3B\gamma\ Z\ (\text{en profondeur}) \end{cases}$ **(III.20)**

C1, C2 et C3 des coefficients déterminés à partir d'abaques qui sont fonction de l'angle de frottement du sable (Figure. III.19).

k : le module initial de la réaction du sol (KN/m3) comme une fonction de l'angle de frottement interne et de la densité relative Dr (Figure. III.18).

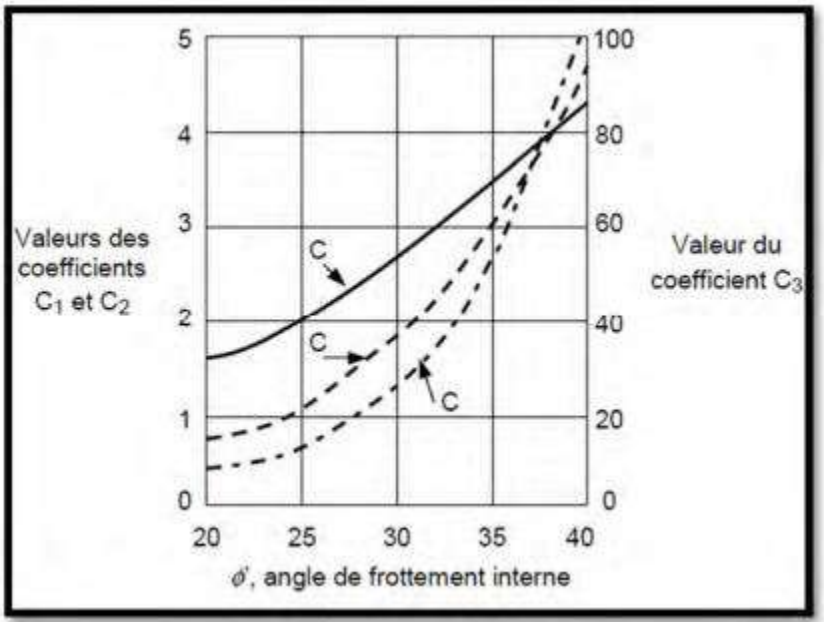


Figure III. 17. Coefficients C1- C2- C3 en fonction de l'angle de frottement φ' (Rosquoët, 2004) [13].

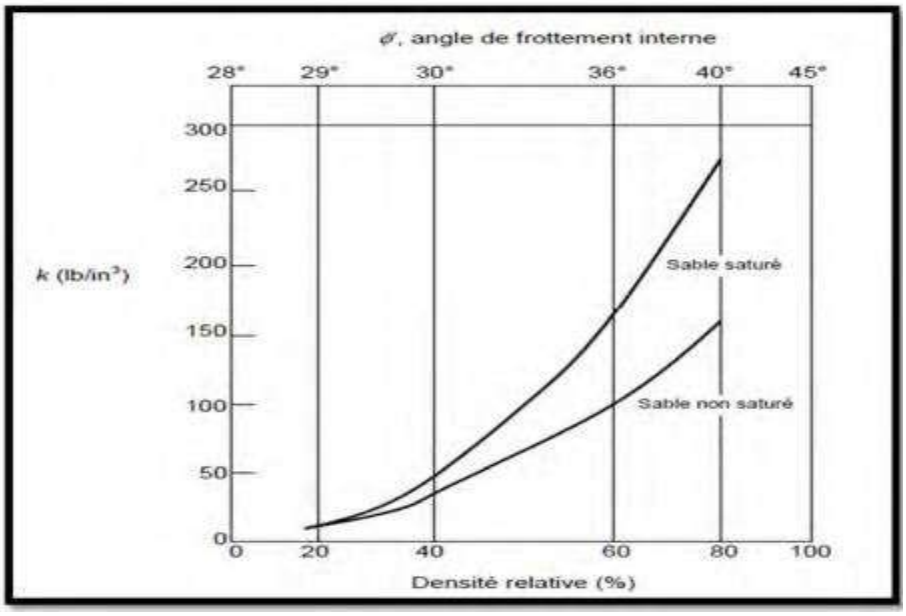


Figure III. 18 Valeurs de k (n_h) en fonction de la densité relative et de l'angle de frottement (API, 1993) [13].

• PHIRI (Poert And Harbour Research Institute ,1980)

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

P=$K_s ZY^{0.5}$pour le sable (III.21)

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

KS : module de réaction latéral dans un sable.

KC : module de réaction latéral dans une argile.

• D.N.V (1977)

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

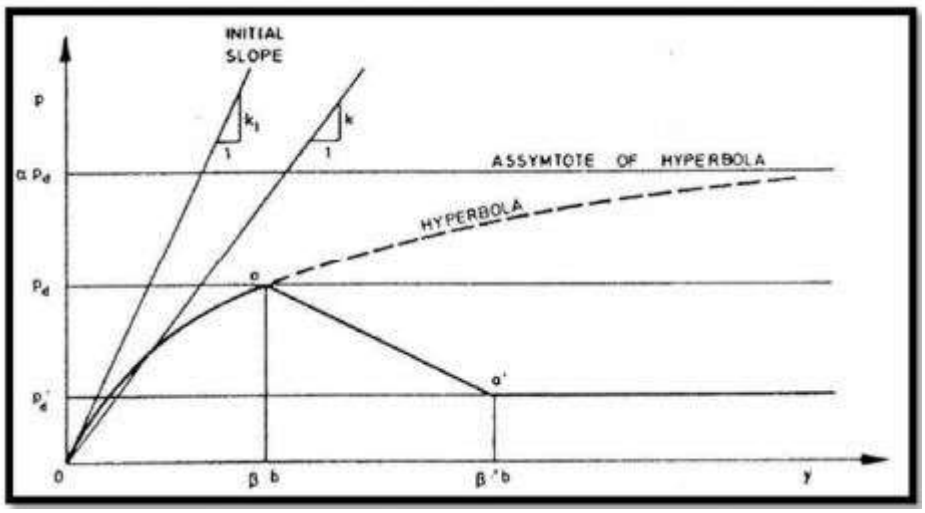


Figure III.19. Forme caractéristique de la courbe « P-Y » d'après Norske Veritas (1977)

La partie initiale, pour p ≤ P_d et y ≤ β b, est une hyperbole d'expression

$$\frac{y}{p} = \frac{1}{k_1} + \frac{\gamma}{\alpha p_d} \textbf{(III.22)}$$

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

$$\alpha = \frac{1}{1-\beta b\frac{P_d}{K_1}} \text{(III. 23)}$$

Où

P_d : résistance latérale.

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

P_{lim}: valeur asymptotique de l'hyperbole pour y ω K1 : pente initiale de la courbe.

β : coefficient dépendant du sol et des conditions de chargement.

Si : β b ≤ Pd/K1 l'hyperbole peut être remplacée par une droite de pente K1.

Pour des déplacements supérieurs (après le point D ′ de la courbe P-y, Figure III.17), des effets spécifiques peuvent conduire à une détérioration de la résistance latérale. Une résistance résiduelle

(P'_d) est définie sur la base d'essais de laboratoires.

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

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

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

Cette résistance latérale dépend du type de chargement.

• En statique :

$$P_d = P_{ds} = 4\ K_p \quad \textbf{(III.24)}$$

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

$$P_{dc} = 3\frac{Z}{2B} KpP'_0 \quad \textbf{(III.25)}$$

P'_0 : pression effective (après excavation).

• En cyclique :

Pour un chargement cyclique la résistance latérale est

$P_{dc} = 3\ K_p P'_0$ **(III.26)**

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

$P_d = P'_d$

$K_1 = n_h$(Z/B) Où

n_h: le coefficient de réaction du sol

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

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

$$P_d = N_p(C_u/F_s) \quad \text{(III.27)}$$

Où

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

N_p coefficient adimensionnel de la résistance ultime

F_s est un Coefficient de sécurité caractéristique du matériau.

L'interaction argile-pieu est représentée par la courbe P-y (III.15) avec pour pente initiale

$$K_1 = \xi P_d / B_{\varepsilon c}^{0.25} \qquad \text{(III.29)}$$

Où

ξ : Coefficient empirique.

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

n_h : coefficient de réaction du sol.

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

	Densité relative du sable		
	lâche	**Moyen**	**Dense**
$\boldsymbol{n_h}$ **(KPa/m)**	5	12	18
B	0.004	0.004	0.004

III.5.1.2. Méthodes du continuum élastique :

A-Principe :

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

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

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

$K_r = E_p I_p / E_s D^4$ **(III.30)**

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

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

B.1. Théorie : Pour un déplacement donné du pieu, la réaction du sol mobilisé à une profondeur donnée, peut être influencé par la surface libre du sol (Broms 1964, Matlock 1970). On distingue deux zones (Figure III.18).

• dans les couches de surface et jusqu'à une profondeur estimée à trois (03) fois le diamètre du pieu, le sol remonte vers le haut à l'avant du pieu (et peut se décoller à l'arrière).

• au-delà de cette profondeur (3B), le sol se déplace latéralement dans le sens du chargement du pieu.

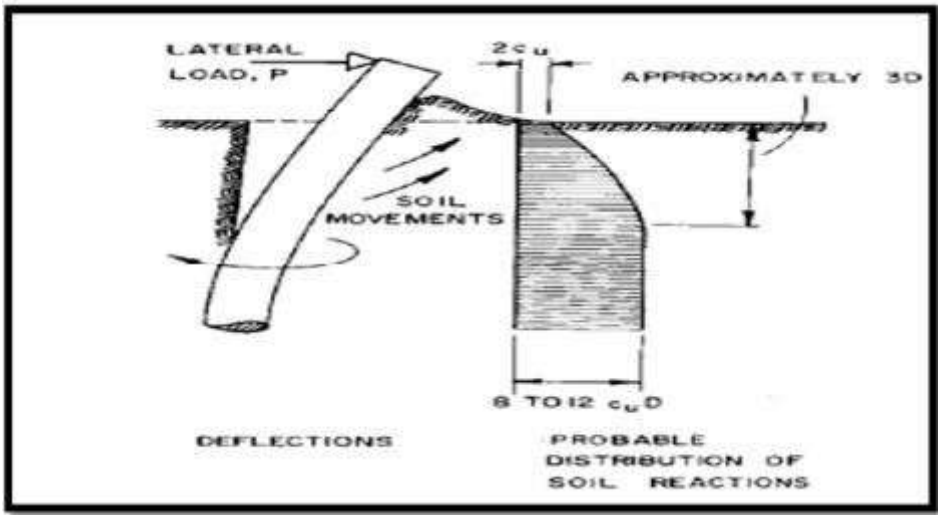


Figure III.18. Profil de réaction du sol supposé par Broms (1964) cité par (Khemakhem, 2012) [12].

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

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

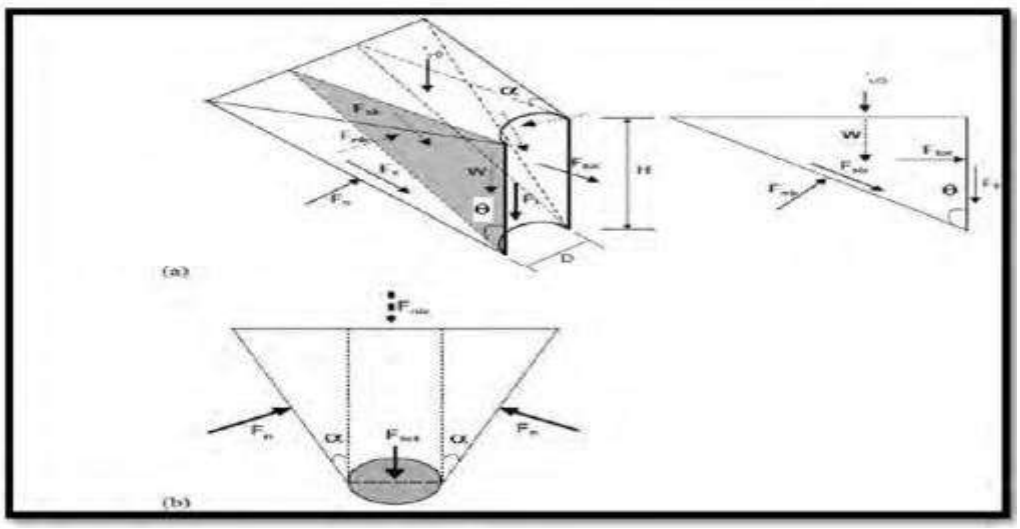


Figure III.19. Coin du sol en rupture en trois dimensions (Kim et al, 2011) [12].

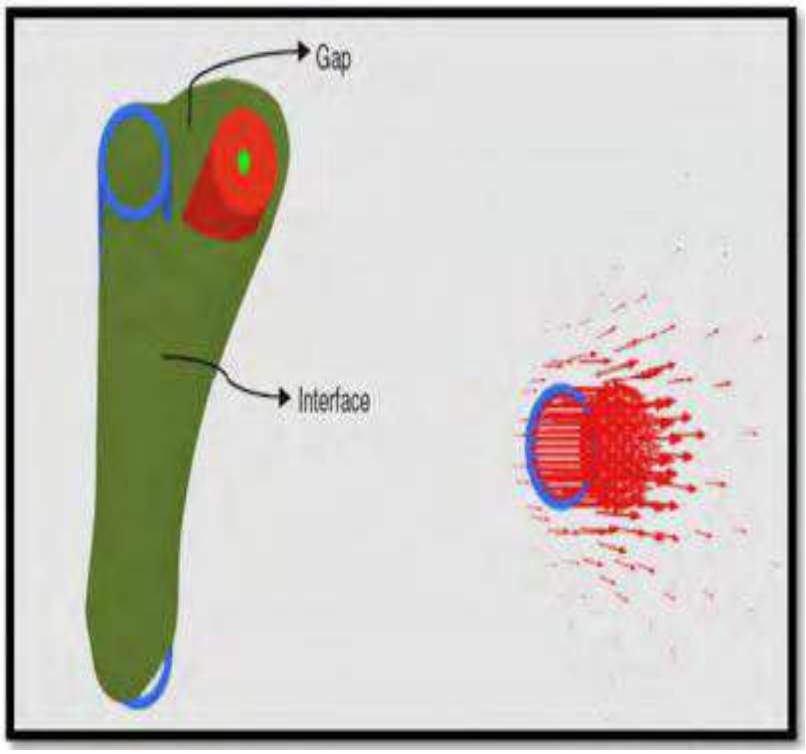


Figure III.20. déformation du pieu étudier par (T.P.T Dao, 2011) en utilisant le code de calcul Plaxis 3 D [19].

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

D'après Matlock (1962), le sol atteint un état ultime pour un déplacement en tête du pieu égal à 20% de son diamètre, Broms (1964) retient le même critère. Un autre critère est proposé par Meyerhof et al. (1988), les auteurs supposent que l'état ultime est atteint quand le déplacement en tête du pieu atteint 2 à 4% de sa longueur de fiche D. Si le pieu est souple, une longueur de fiche équivalente estD_{eu} considérée, elle dépend de la rigidité relative du système pieu-sol K_{rc}.

$$D_{eu}=1.5\ D\ {K_{rc}}^{0.12} \quad \text{(III.31)}$$

$$\text{Où } K_{rc}=\frac{I_P E_P}{E_s D^4}(\quad \text{(III.32)}$$

B.3. Effet de la rigidité des pieux :

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

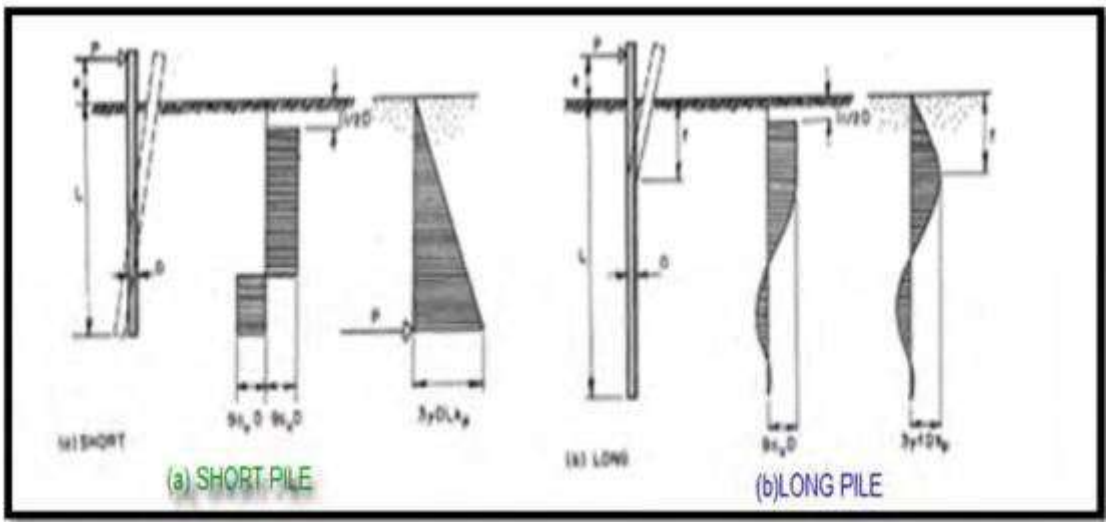


Figure III.21. les mécanismes de réaction sol-Pieu et modes de rupture pour des pieux libres en tête et en pied (Broms,1964) [22].

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

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

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

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

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

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

$$H_{US} = 0.4\ B\ C\ D_{eu}K_c \textbf{III.34)}$$

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

$$H_{US} = 0.8H_{ur} \textbf{III.35)}$$

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

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

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

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

Avec

P_u (z)=la distribution des pressions ultimes (KN/m2).

K_p = tan2 (45+$\frac{\emptyset}{2}$)

σ_v: La contrainte verticale (KN/m2).

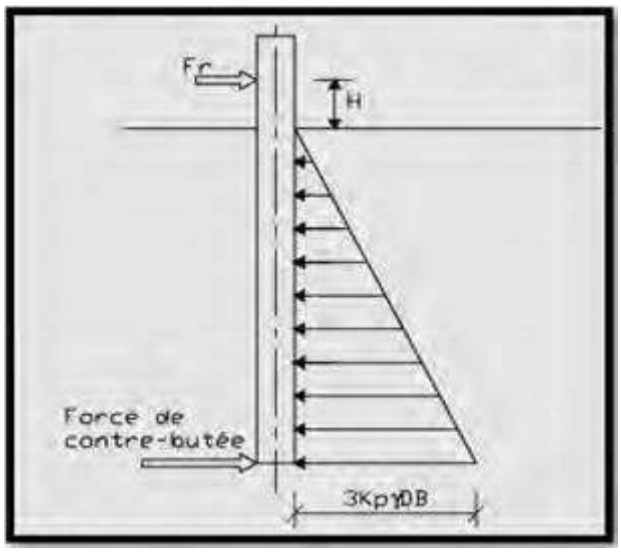


Figure III.22. Schéma de rupture selon Broms (1964) [13].

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

F_R : La charge de rupture (KN).

γ : Le poids volumique (KN/m3).

B : le diamètre du pieu (m).

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

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

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

La méthode des éléments finis (MEF) est la plus performante des méthodes numériques. Elle est utilisée largement dans différents domaines : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc. (Maouche)[24]. Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels aux éléments finis utilisés pour les calculs des ouvrages en interaction avec le sol. Chaque logiciel aux éléments finis a ses propres algorithmes, méthodes de résolutions et paramètres de modélisation. Les paramètres géotechniques ne sont pas les mêmes pour chaque méthode de calcul. Les principaux logiciels utilisés, sont :

- **CESAR et Z_SOIL (LCPC)**.
- **PLAXIS** : logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer.
- **GROUP** : logiciel développé par (Reese et al, 2000).
- **ABAQUS** : logiciel Américain (1978). Pour ce qui est du présent travail l'utilisation du logiciel ABAQUS a été introduire et ce à cause de plusieurs avantages talque la rapidité dans l'exécution et l'analyse.

III.6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les méthodes analytiques et les méthodes numériques. la méthode au module de réaction est une méthode analytique aisément applicable , elle permet de calculer les déplacements, les moments, efforts tranchants et la réaction du sol autour du pieu.

Nous avons exposé l'application de cette méthode pour les sols cohérents dont le module de réaction est constant, les sols pulvérulents avec le module de réaction qui varie linéairement avec la profondeur, et enfin les sols sableux avec un comportement non linéaire.

L'inconvénient de cette méthode est que le module de réaction est un paramètre de la méthode et non un paramètre intrinsèque du sol, de plus la géométrie réelle du problème n'est pas prise en compte.

Nous avons passé d'une revue en citant les formules analytiques utilisées dans le cas d'un chargement axial et latérale.

Il est souvent conseiller d'utilisé la modélisation numérique pour le traitement des problèmes en géotechnique car elle prend en considération l'élément de contact, et cela pour avoir un bon comportement et une simulation correcte du problème. Au terme de cette étude, nous pouvons dire que chaque méthode présente désavantages et des inconvénients qui diffèrent selon la méthode utilisée.

Une méthode idéale serait une méthode en éléments finis qui pourrait tenir compte des effets de l'interaction sol-pieux et fournir tous les résultats nécessaires au dimensionnement du projet

MODELISATION NUMURIQUE-VALIDATION DE LA PROCEDURE NUMURIQUE

CHAPITRE IV : MODELISATION NUMURIQUE – VALIDATION DE LA PROCEDURE NUMURIQUE

IV.1 Introduction :

L'approche par la méthode des éléments finis permet de déterminer le comportement du pieu

Ainsi que du massif du sol l'entourant. La modélisation du comportement des pieux exige la Connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux ainsi que le choix d'un bon modèle d'interface sol-pieu et d'une loi de comportement adéquate du sol. La modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée par une schématisation en symétrie de révolution ou tridimensionnelle. La condition de symétrie de révolution (ou "axisymétrie") est généralement utilisée dans le cas d'un pieu cylindrique isolé, l'axe de symétrie étant l'axe du pieu. La condition tridimensionnelle reste l'approche la plus réaliste ; en revanche, elle requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux.

Dans le premier cas on fera l'étude sous un chargement axial en considérant que le pieu est installé dans un sol élastoplastique de MohrColomb, ensuite on réalisera une étude sous chargement latéral tout en considérant que le pieu est installé dans des milieux de mêmes conditions que le premier cas.a la fin on réalisera une étude sous chargement combiné(Axial et latéral)

IV.2. Présentation générale sur l'Abaques :

IV.2.1. Introduction :

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

IV.2.2 Modélisation numérique tridimensionnelle des pieux par EF :

Cette approche requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour despieux. La modélisation de l'interface entre le pieu et le sol par des éléments adéquats augmenteégalement le nombre de noeuds du maillage. Le calcul est relativement long et

d'une durée parfois excessive. Les utilisateurs de cette approche cherchent assez souvent à réduire leur maillage, mais cette réduction risque d'être effectuée au détriment de la précision des résultats. Pour éviter de telles modélisations grossières, la section du pieu (circulaire ou non, creuses ou non) est fréquemment remplacée par une section polygonale pleine équivalente. Cette approximation est utilisée pour la commodité qu'elle procure dans la réalisation des maillages tridimensionnels. Les essais déchargement de pieux isolés sous chargement axial ont été rarement modélisés par la méthode des éléments finis tridimensionnels et l'interface a été rarement prise en compte.

Le but de cette étude est de constituer une compréhension du comportement de ce type d'ouvrage (pieux), et s'intéresse plus particulièrement à la contribution de

L'étude du comportement des pieux dans les sols liquéfiables.

Pour cela, on peut simuler et étudier un pieu isolé en trois dimensions dans un sol multicouche

Dans ce présent chapitre, après la description du modèle utilisé, les conditions aux limites et la procédure de calcul on présente les résultats numériques sous forme de tableaux suivis d'une discussion.

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

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

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

IV.4. Caractéristiques de logiciel ABAQUS :

Description succincte des possibilités d'ABAQUS :

- Analyses
- Éléments
- Non-linéarités

IV.4.1. Type d'analyse Domaines physiques :

- Mécanique.
- Thermique.
- Electrique (Piézo et thermique).

- Problèmes couplés.
- Une bibliothèque de matériaux de pointe, y compris l'habituel élastique et solides plastique - élastique ; modèles pour les mousses, le béton, les sols, les géosynthétiques.Problèmes :
  - Statique et dynamique.
  - Linéaires et non linéaires.
  - Dynamique des corps rigides.

IV.4.2. Les éléments utilisent par ABAQUS :

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

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

On peut résumer les différents éléments sur la figure suivante :

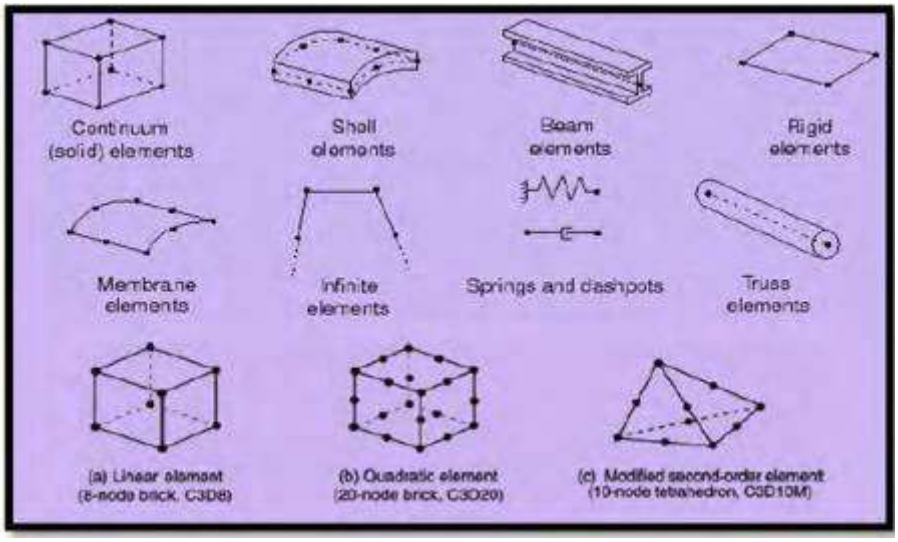


Figure IV.1 Quelques éléments parmi les plus utilisée (documents abaquse)[25]

IV.4.3. Non-linéarités :

Types de non-linéarités :

- Matériaux.
- Géométriques.
- Contact.

III.4.3.1. Non-linéarités matérielles :

Hyper-élasticité.

Plasticité.

Visco-plasticité.

Endommagement.

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

IV.4.3.2. Non-linéarités géométriques :

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

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

IV.4.3.3. Non-linéarités de contact :

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

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

IV.5. Structure d'ABAQUS :

Le logiciel ABAQUS (Standard ou Explicit) est basé sur une formulation Lagrangienne des équations de mouvement. Malgré les grands avantages que possède cette technique,

elle a l'inconvénient de présenter de fortes distorsions du maillage par éléments finis dans les problèmes à grandes déformation.

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

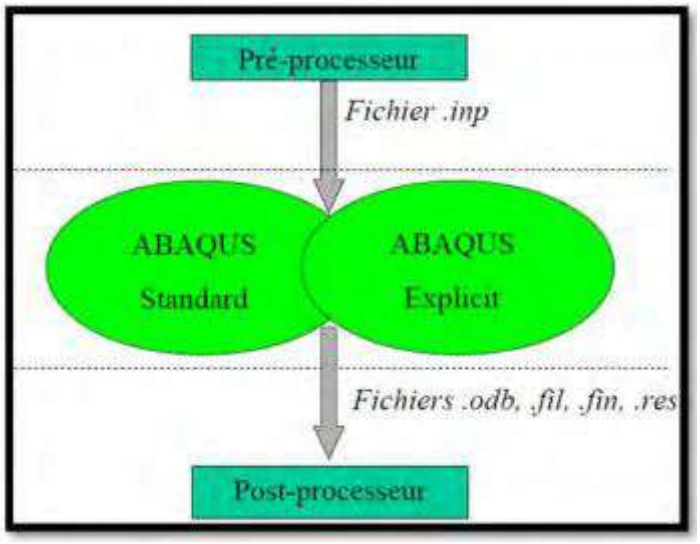


Figure IV.2. Structure d'une analyse ABAQUS (ABBAS, 2012) [30].

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

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

IV.6. Modélisation des matériaux utilisés :

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

IV.6.1.1. Modèles en mécanique des sols :

. IV.6.1.2. Model de Mohr-Coulomb sous ABAQUS :

Introduction du Critère de rupture Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb considère que la rupture se produit lorsque le cisaillement d'un point quelconque du matériau aboutit à une valeur critique qui dépend linéairement de la contrainte normale sur le même plan. Le modèle Mohr-Coulomb peut s'exprimer en

représentant le cercle de Mohr à partir des contraintes principales maximum et minimum. La ligne de rupture est la ligne droite tangente aux cercles de Mohr (figure. IV.4).

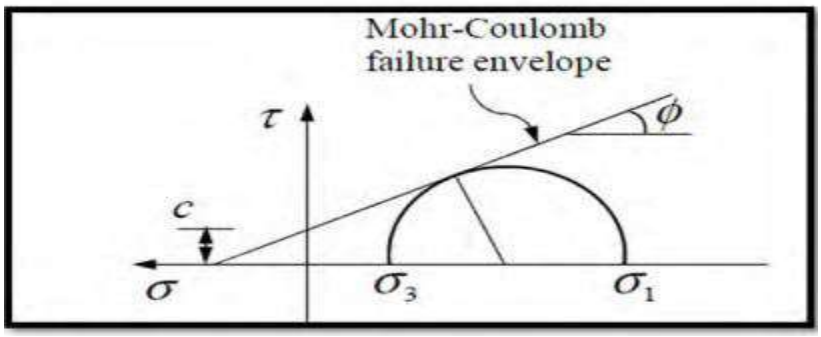


figure IV.3. Critère de Mohr-Coulomb (Yun-gangZhan et al, 2012) [31].

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 :

$$\boldsymbol{\tau' = c - \sigma' \tan \emptyset = c - (\sigma - \mu) \tan \emptyset} \textbf{(IV-1)}$$

Dans le modèle de Mohr-Coulomb proposé par ABAQUS, la partie du comportement élastique du matériau est décrite par une loi de comportement linéaire élastique isotrope. Le module d'Young E et le coefficient de Poisson 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 (figure. IV.6) 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. IV.5).

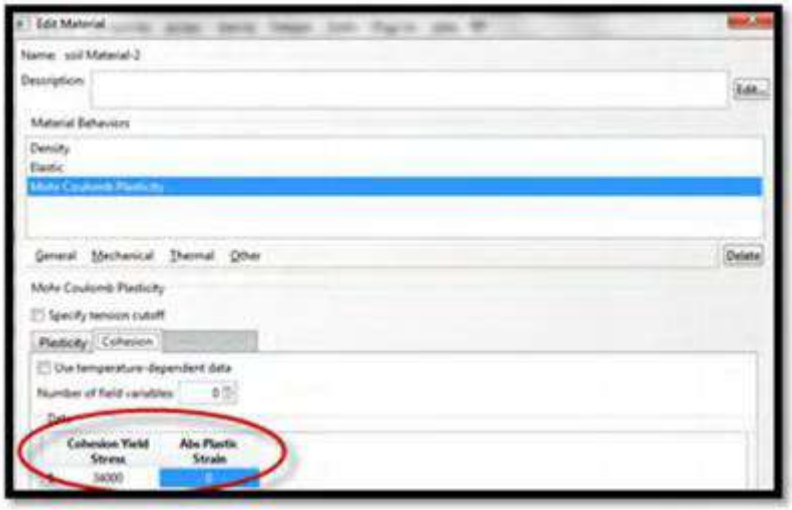


Figure IV.4. Exemple de la relation cohésion –déformation plastique (ABAQUS 6.10).

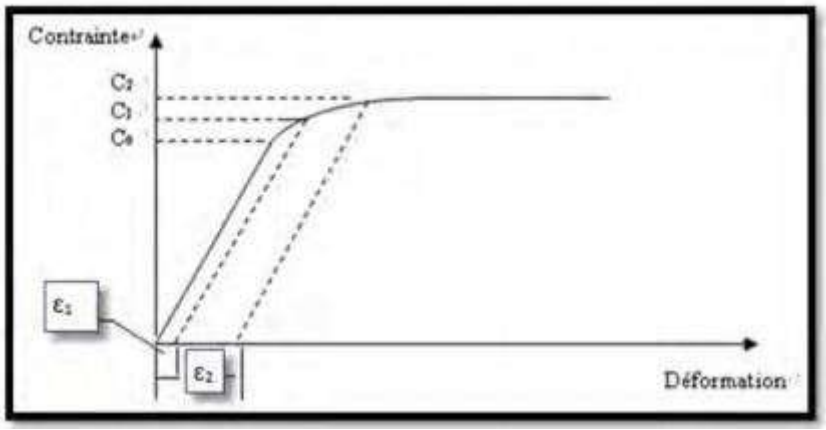


Figure IV.5. Schéma de durcissement isotrope d'un matériau (document Abaqus) [26

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

- Le module d'Young E et le coefficient de poisson 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).

IV.7. Numérisation du contact aux interfaces :

IV.7.1. Généralités :

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

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

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

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

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

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

IV.7.2. Approches proposées par ABAQUS :

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

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

Dans cette méthode, toutes les surfaces en contact doivent être définies au début de la simulation et ne peuvent être changées au cours de l'analyse, ensuite l'utilisateur doit indiquer quelles paires de surfaces peuvent potentiellement entrer en contact pendant l'analyse et enfin des lois de comportement aux interfaces doivent être définies, soit par les modèles proposés par ABAQUS, soit par des modèles développés par l'utilisateur mieux adaptés aux interfaces étudiées. Dans certains cas particuliers où la méthode de surface n'est pas utilisable, ABAQUS propose des éléments de contact spécifiques pour des problèmes tels que le contact

entre deux tuyaux de canalisation ou des tubes modélisés par des éléments poutres, éléments barres où l'un se positionne dans l'autre (figure. IV.8).

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

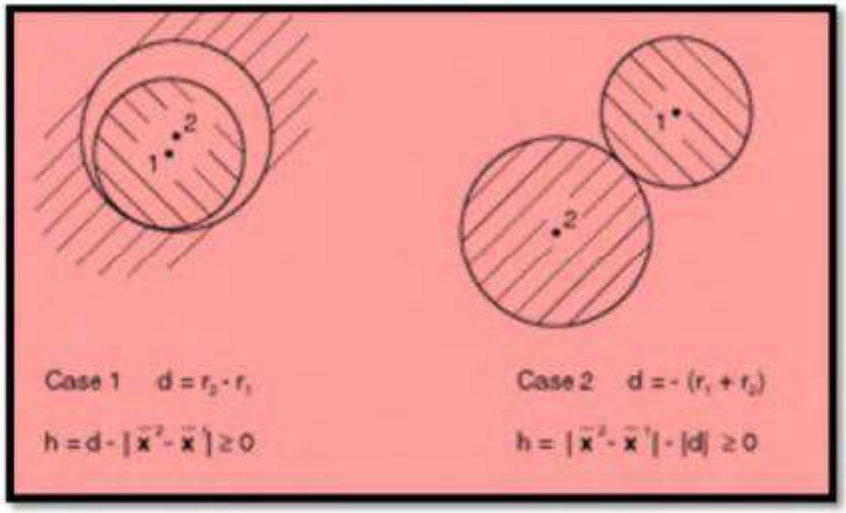


Figure IV.6. Exemples des cas utilisation des éléments de contact spécifiques (Peng He, 2006) [26]

IV.7.3 .Définition des contacts pairs :

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

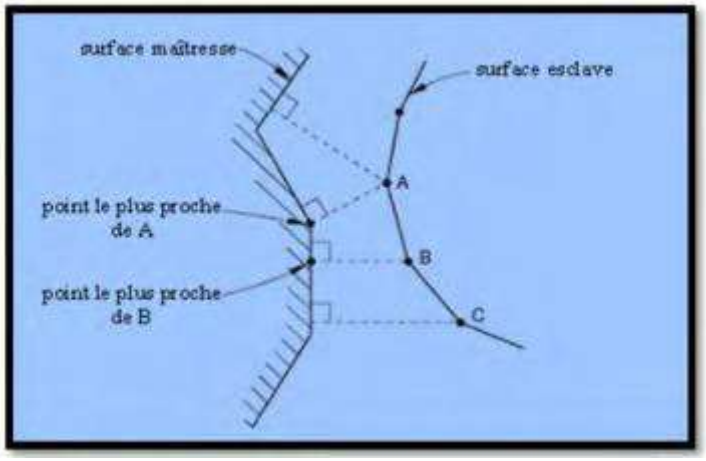
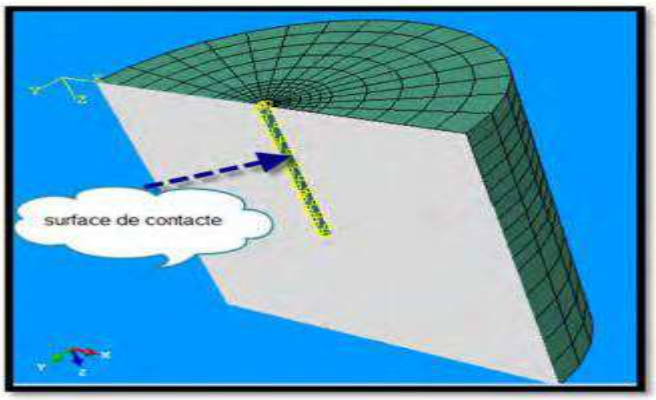


Figure IV.7 Définition des surface maîtresse et surface esclave (Peng He, 2006) [26]

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



IV.8 Interprétation des résultats :

IV.8.1 Pieu sous un chargement vertical :

IV.8.1.1 La géométrie du modèle :

L'exemple consiste à modéliser avec les logiciels ABAQUS 3D, un pieu isolé en tenant compte du frottement à l'interface sol-pieu. Le modèle sol-pieu utilisé dans cette étude est représenté par la figure. IV.1 Le pieu est en béton armé de poids volumique γp , le pieu est de diamètre d et d'une longueur L. Les caractéristiques mécaniques et géométriques utilisées dans cet exemple sont illustrées dans les tableaux (9) et (10). Dans l'ensemble d'analyse le pieu est modélisé comme élastique linéaire qui nécessite la détermination de deux paramètres d'élasticité qui sont le module de Young (E p)et le coefficient de Poisson (np). Le pieu est ancré dans un sol d'un sol multicouches non linéaire élasto-plastique et soumis à une pression uniforme imposé en tête du 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, la géométrie du Modèle est présenté sur la figure 6.13.

Trois couches de sol composent la géologie du site :

- une couche argile limoneuse 3 m
- une couche limon lâche 4 m
- enfin une couche limon argileux 2 m

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

. Les paramètres de sol introduit dans le calcul numérique sont reportés dans le tableau ……

Après avoir fixé le modèle, les principaux résultats sont résumés ci-après.

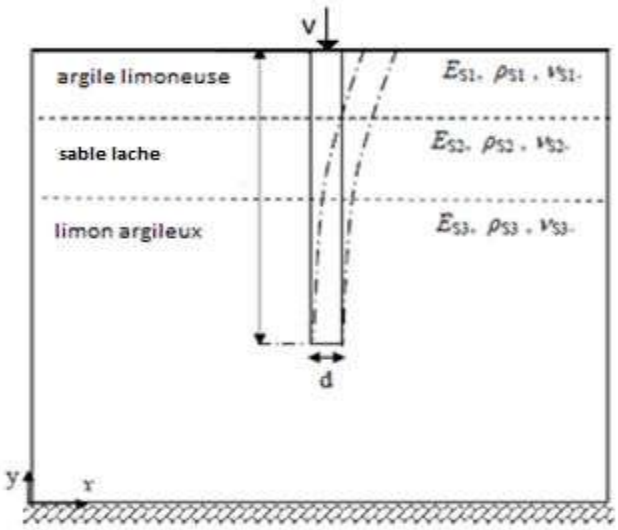
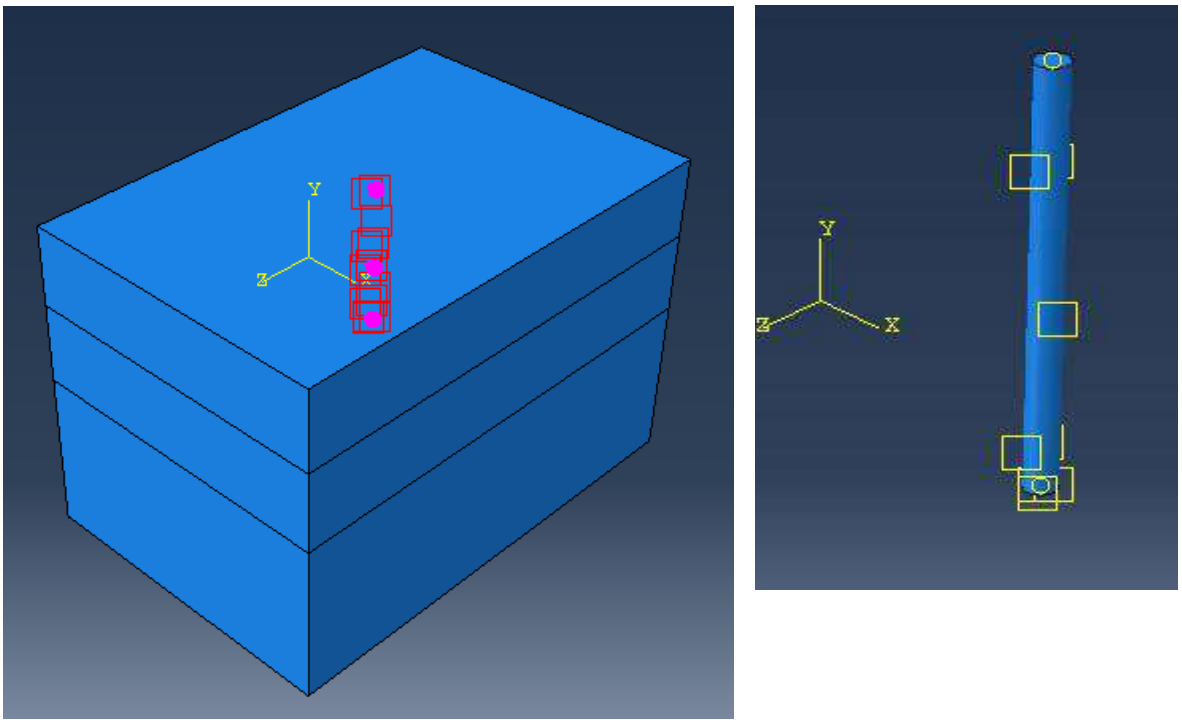


Figure IV.8. Paramètres réels du système sol-pieu sous chargement vertical



FigureIV.9 : l'interaction sol-pieu(ABAQUS)

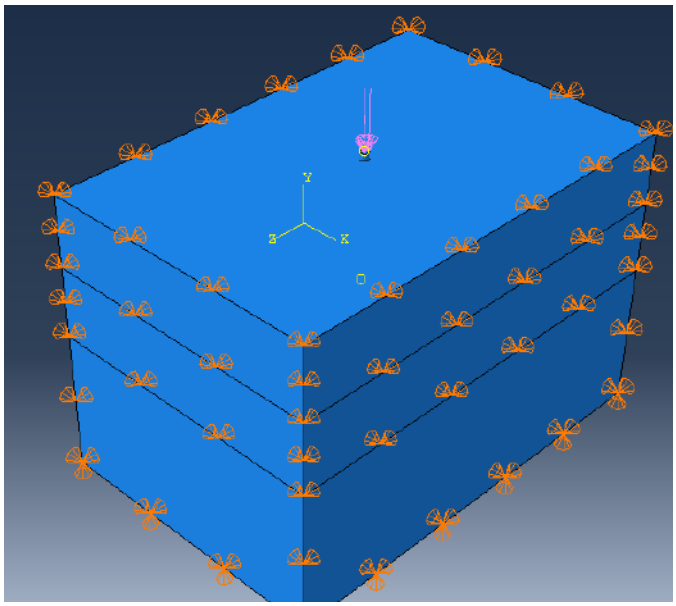


Figure IV.10condition au limite (ABAQUS)

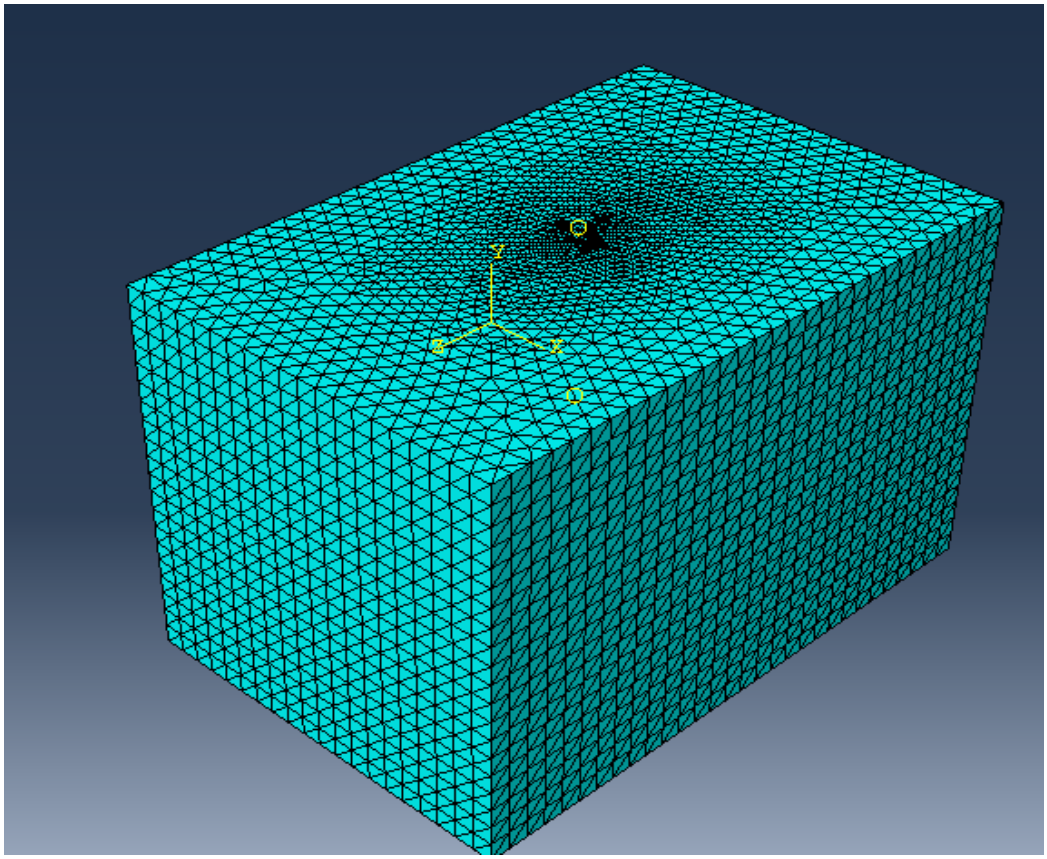


Figure IV.11. Maillage en 3D avec des éléments tétraédriques du système sol-pieu (ABAQUS)

Les données de ces couches sont obtenues par S.BHATTACHARYA (2017) Les paramètres des couches de sol introduits dans le calcul numérique sont reportés dans le **tableau IV.1**pour le comportement non-linéaire

Tableau IV.1 Input paramètres pour l'analyse non linéaire

Input paramètres pour l'analyse non linéaire

Paramètres	Unité	argile limoneuse	sable lache	limon argileux
Poids volumique sec γ_d	N/m3	1910	1800	1820
Coefficient de Poisson v_s	-	0.35	0.485	0.35
Module de Young E_s	PA	25000000	2500000	25000000
Angle de frottement φ	°	0	28	0
Angle de dilatation Ψ	°	2	2	2
Coefficient des terres au repos K_0	-	-	-	-
Cohésion C	PA	40000	-	23000

IV.8.1.2 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 poussé des terres le long du fut ainsi que l'effort de pointe.

La Figure (IV.12) présente Les déplacement vertical du pieu (*U2*)

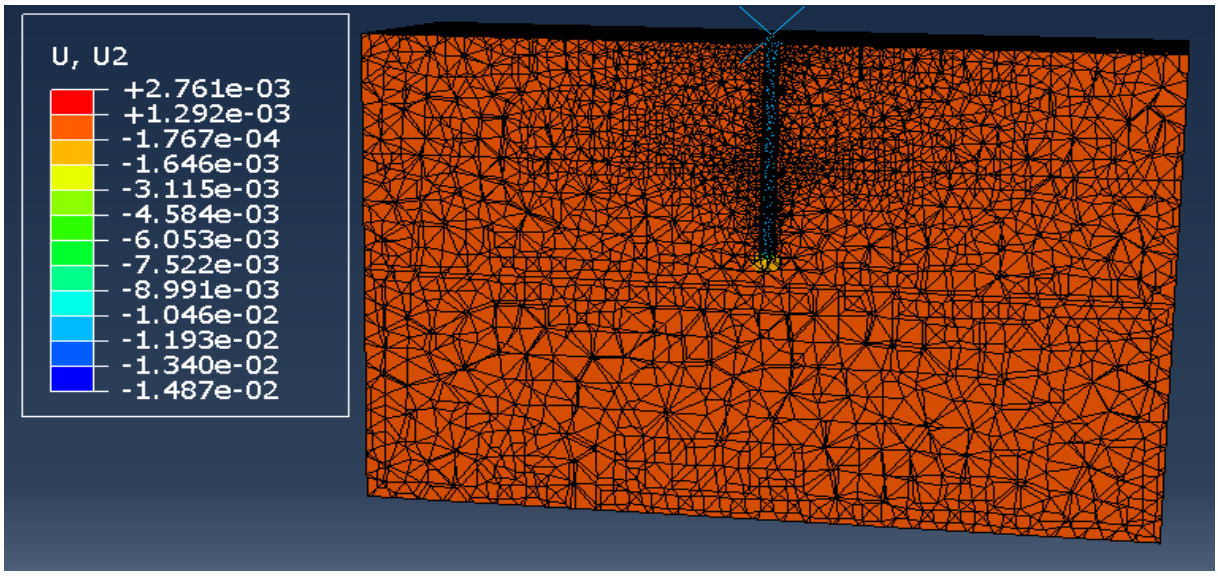


Figure IV.12. Déplacement vertical du pieu dans un sol élastoplastique de Mohr-Colomb après le chargement (model 3D ABAQUS).

IV.8.2 Pieu sous charge latéral :

Le pieu est ancré dans un sol composé de trois couches et soumis à une force horizontale H.Le modèle sol-pieu utilisé dans ce cas est représenté par la figure…

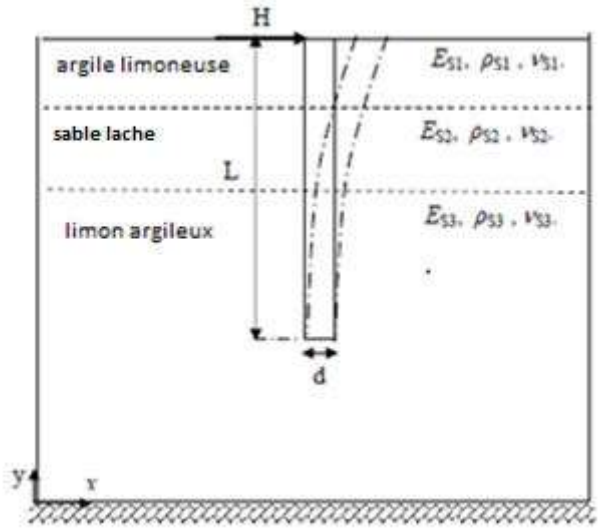


Figure IV.13. Système sol-pieu sous chargement latéral

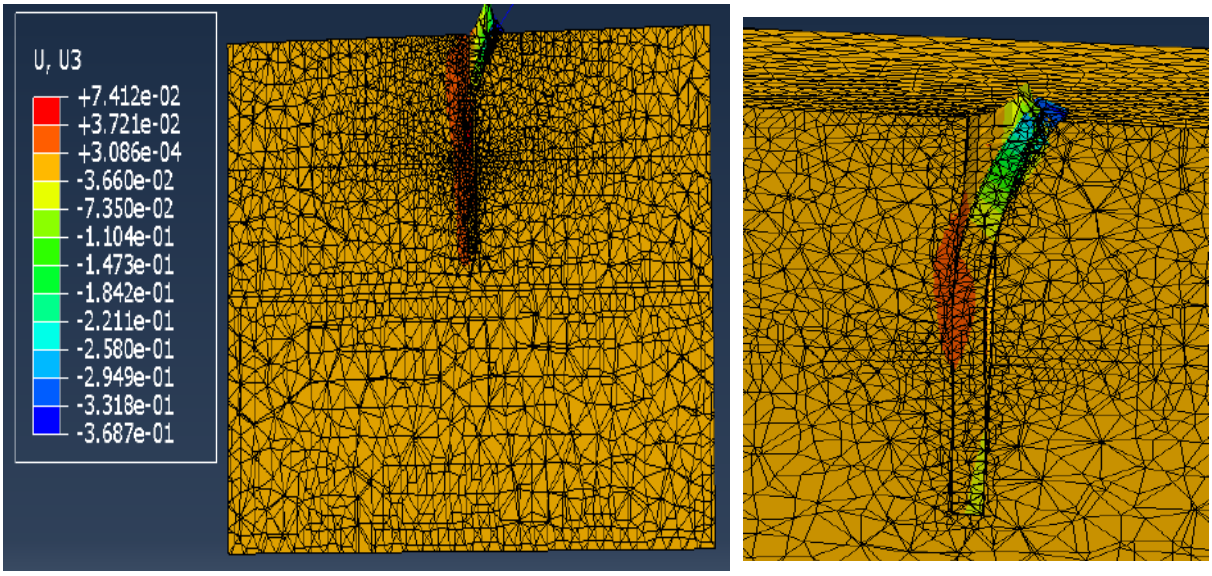
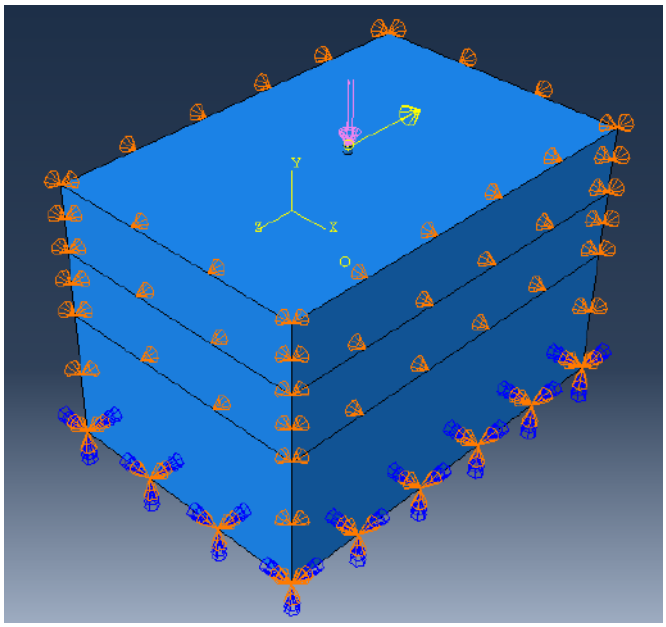


Figure IV.14 : Déplacement latéral en tête du pieu en fonction de la profondeur

La figure …. illustre la variation non-linéaire des déplacements en tête du pieu (*U3*) et l'effet du contact sur le comportement sol-pieu, et montre bien le décollement de la surface du contact, et bien visible à proximité de la couche liquéfiable là où la concentration des contraintes est plus grande.

IV.8.3 Pieu sous chargement combiné (axial et latérale) :



FigureIV.15 : Modèle système sol-pieu sous chargement combiné

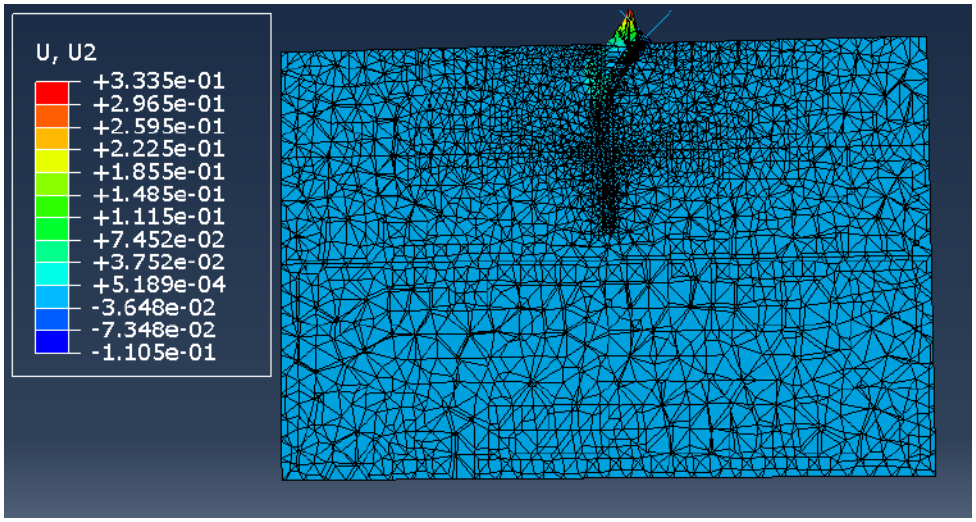


Figure IV.16. Déformée du pieu sous chargement vertical et latéral au même temps avec ABAQUS.

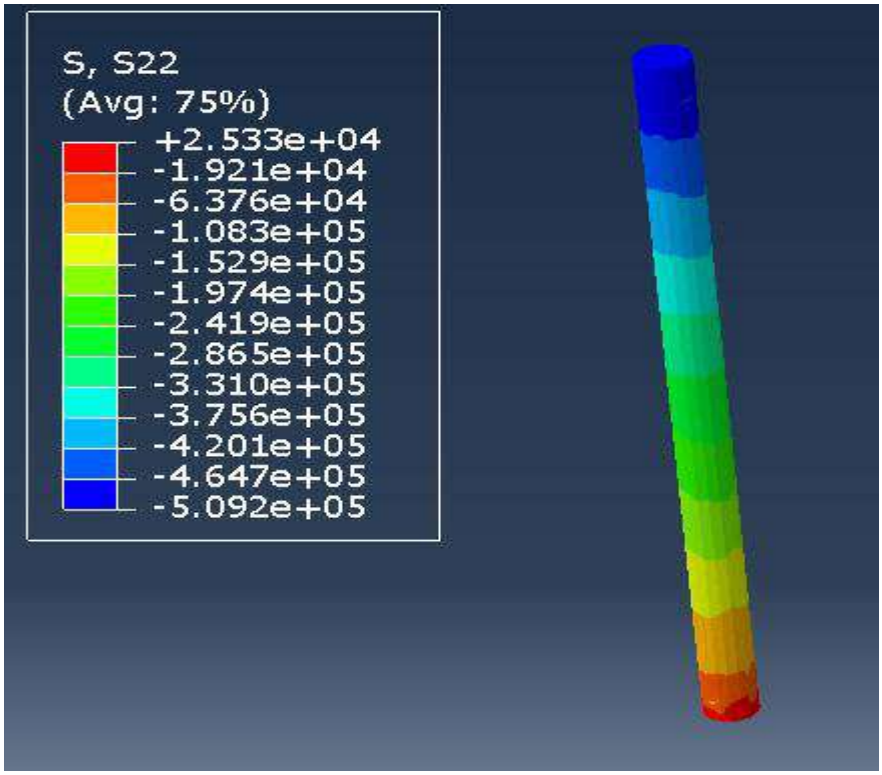


Figure IV.17. Distribution descontraintes sur le long du pieu

La comparaison entre les déplacements en tête trouvé l'hors d'un chargement latéralet chargement combiné pour un sol multicouches montre que l'effet du chargementvertical est relativement faible pour les charges modérées. Bien quecet effet devienne important avec

l'augmentation de l’effort latérale. Cependant, les grandes valeurs de déplacements sont obtenues lorsque le pieu est soumis à un chargement combiné. Cette différence entre les deux modèles devient sensible aux grandes charges. Il est clairement remarqué que les déplacements développés dans la couche liquéfiable sont importants que celles développés dans un sable moyen dense.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L’objectif de ce travail est l’analyse non linéaire de la réponse d’un pieu sous sollicitations combinée(latérales et vertical). L’étude est conduite en élasto-plasticité ; le comportement desmatériaux est décrit par le critère de Mohr Coulomb.

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 un solmulticouche.leprofile de sol est constitué de : une couche d’argile limoneuse ,une couche de limon lache ,une couche de limon argileux

A travers l’étude bibliographique, nous avons décrit le comportement de l’interface sol-structure, d’après les modèles rhéologiques. On constate qu’une bonne modélisation nécessite, d’une part, un bon modèle de comportement basé sur la caractérisation expérimentale de l’interface et, d’autre part, une mise en œuvre numérique appropriée de l’élément d’interface qui dépend du choix du type de l’élément (sans épaisseur/couche mince).

Les résultats numériques obtenus dans ce travail, nous permis de caractériserl'effet de plusieurs paramètres sur le déplacement du pieu :lanonlinéarité,le type de chargement ainsi que la nature dusol.Les résultats obtenus sont acceptables, Pratiquement ABAQUS 3D donne une bonneestimation du comportement linéaire et non linéaire d'un pieu. Ce qui confirme Lafiabilité de l’approche numérique utilisée.

Par conséquent ce travail de recherche peut être étendu à l’analyse non linéaire de la réponse d’un pieu sous sollicitations combinée pour différent type de chargement, cyclique, statique ou dynamique. Ceci reste une perspective pour d'autres chercheurs.

(Hazzar ,2014) [1].

(Tali, 2011) [2].

(DTU 13.11, 1988). (C. Plumelle 2004) [5].

(G. Philipponnat, 1979) [6]

DTU 13-2 / P 11-212 (C. Plumelle, 2004) [5].

(Philippe Reiffsteck 2009) [7].

Templeton, J. S., 2012

(Hermime, 2012) [9].

((Benzaria, 2013) et (Z. Li et al, 2011)

(Benz aria, 2013) [10]./(Johansson, 2000).

(Séisme de Boumerdes, 2003)

Castro (1975), Castro et Poulos (1977)

Nice (octobre 1977) (Seed et al. 1988)

Beaufort (1982/1983) (Sladen et al. 1985b et 1987; Been et al. 1987; Konrad, 1991; et Lade, 1993).

Canou et al. (1994/ D'Hostun Rf/ (Niigata 1964, San Fernando 1971, Kobé 1995...)

Seed et Idriss (1971)

Canou et al. 1994

Seed et Peacock (1971)

Ishihara (1985) / Mulilis et al. (1978)

Tatsuoka et al.,1986b / (d'après Pecker, 1984)

Lade et Hermandy 1977

Shérif et al. (1977)/ Chaney (1978)

Martin et al. (1978)./ cyclique,Martin et al. (1978)

Yochimi et al.(1989)./ Pecker (1984

Vaid et Sivathayalan (1995)

(Seed et Harder, 1990).

Bouckovalas et al., (2002)

Lee et Fitton, 1968)

(Tsuchida, 1970; Seed et Idriss 1971).

Lade et Yamamuro (1997)/ (Ishihara et Kosecki, 1989

Yamamuro et Covert, 2001)

(Harder et Seed, (1986); Wang, (1984); Tamura et Lin, (1983); Youd et al., (1985), Andrus et Youd, (1986), Evans et Harder, (1993)).

(Ladd, (1974); Mulilis et al., (1977); Tatsuoka et al.,(1986a); Amini et Sama., (1999)).

Benahmed et al., (2004)

Bouferra, 2000

Lee, 1965; de Holtz et KovacKs, 1991

Casagrande, 1975/ Luong (1978/ Luong, 1980

Khemakhem, 2012) [12] et (Gerolymos et al, 2009) [4].

Winkler 1867),/ Hetenyi 1946/(Poulos 1971).

(BOURGES & FRANK, 1989)/ (VESIC, 1977)

RANDOLPH & WROTH , 1978

FLEMING, WELTMAN, RANDOLPH, & ELSON, 1992/(RANDOLPH & WROTH ,1978)/ Rakotonindriana ,2009) [15]

(BROMS, 1964 cité par Rakotonindriana ,2009) [15].

Bea et Audibert (1979),

- Craig et Kan (1986), Little et Briaud (1988), Levacher et Kotthaus (1992)

Chai et Hutchinson 2002 cité par Rakotonindriana 2009) [15/ (Chen. 1994) cité par (T.P.T. Dao 2011) [19]./ Thomas Blok, 2010)

Fascicule 62 (1993/(Marc Sartor) [25]/(Rod ou Trus)

Peng He, 2006) [26]./ Yun-gang Zhan et al, 2012) [31].