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

DEPARTEMENT DE LA MATIERE
FACULTE TECHNIQUES UNIVERSITE DE MEDEA

MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de

MASTER DE GENIE CIVIL

Option : Géotechnique

SUJET

Influence de l'interaction sol – structure sur le comportement des pieux dans les zones sismiques

Réalisé par :

** **AZIRI Djamel**
** **SLIMANI Hicham**
** **SBEAI Slimane**

Dirigé par :
** M^{me} .HARNOUNE

Promotion Juin 2016/2017

Avant propos

Tout d'abord, nous tenons à remercier notre DIEU miséricordieux qui nous a donné la volonté, la force et la patience à achever ce travail.

Nous tenons à exprimer nos plus vifs sentiments et notre profonde gratitude à M^{me}. HARNOUNE Houria. à l'université de Médéa, qui a dirigé ce mémoire. nous lui devons nos premiers pas dans la recherche. Sa disponibilité et ses conseils nous été précieux pour mener à bien ce travail.

Nous voudrais aussi à exprimer nos sincères remerciements à tous les enseignants de l'université de Médéa en particulier de Génie Civil qui ont participé à nos formation.

Nous voudrons à présent remercier ceux qui sont toujours présents dans nos cœur, nos famille, nos parents qui ont été avec nous en tout moment.

Ce mémoire est dédié à nous ces personnes sans oublier nos mères.

SOMMAIRE

AVANT PROPOS ……..I

SOMMAIRE …….II

RESUME ……...…….…….III

ABSTRACT ……...……...…...…IV

RESUME EN ARABE ……V

PRINCIPALES NOTATIONS ……...……..VI

LISTE DES FIGURES ……..……..VII

LISTE DES TABLEAUX ……...…..….…….…VIII

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

I-1 Généralité ……..……...……..1

I-2 Problématique ……..……..1

I.3 Plan de travail ……..……..2

CHAPITRE II : Aperçu général sur le comportement des pieux.

II-1Introduction ……..……..……..3

II-2 Fondation profonde ……3

II-2-1 Définition de la fondation profonde ……...…….3

II-2-2 Nature structurale des pieux ……..…..5

II-2-3 Principe de fonctionnement ……..…....6

II-3-4 les sollicitations ……..…….....**.....**7

II-4 Comportement d'un pieu isolé sous chargement latéral……..……..8

II-4-1 classification des pieux ……..…….....**.....**8

II-4-2 comportement à la rupture ……..9

II-4-2-1 pour les pieux libre en tête ……..9

II-4-2-2 pour les pieux encastré en tête (chevêtres)……10

II-4-3 comportement sous chargement latérale cyclique……....11

II-5 comportement d'un pieu isolé sous chargement latérale cyclique……...12

II-5-1 les essais dans les sables……..12

II-5-2 Les essais dans l'argiles ……..……14

II-6 méthodes d'analyse des pieux sous chargement latéral …….....16

II-6-1 dimensionnement des pieux sous charges latérales …….....16

II-6-2 méthodes analytiques…….. …….....17

II-6-2-1 méthode de winkler…….....…….....17

II-6-2-2 méthode de continuum élastique ..……....20

II-6-2-3 méthode *P-Y* ……...……...…13

II-6-2-4 méthodes numériques…….....24

II-6-2-5 modélisation des pieux par la méthode des éléments finis…..……..24

II-6-2-6 modélisation des pieux par des éléments discrets ……28

CHAPITRE III : Analyse bibliographique Du comportement sismique des pieux.

III-1 Introduction …….30

III-2 les observations post-sismique et les modes de rupture observés…….31

III-3 Interaction sol-pieu-structure ……...……35

III-3-1 phénomène d'interaction……..……35

III-4 Liquéfaction …….37

III- 4-1 définition de la liquéfaction …….37

III-4-2 L'explication du phénomène …….37

III-4-3 susceptibilité à la liquéfaction ……38

III-4-4 Identification des sols liquéfiables …….39

III-5 méthodes d'analyse ……...…40

III-5-1 travaux expérimentaux……41

III-5-2 travaux théoriques……43

CHAPITRE IV : présentation du code élément finis PLAXIS

IV-1 Introduction ……..51

IV-2 Le logiciel plaxis ……..……51

IV-3 options par défaut et solutions approchées …….……51

IV-4 Les modèles de comportements intégrés dans plaxis ……..51

IV-4-1 Introduction……..52

IV-4-2 différentes modèles de comportements…….53

IV-4-2-1 Modèle élastique linéaire……53

IV-4-2-2 Le modèle de Mohr-coulomb (M.C)…… …….53

IV-4-2-3 Modèle de sol avec écrouissages (hardening soil model(H.S.M))…….. ……..56

IV-4-2-4 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model (S.S.M))……59

IV-4-2-5 Modèle pour sol mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model(S.S.C.M))…. ….62

CHAPITRE V : simulation numérique

V.1 généralités ……..64

V.1.1 introduction …….64

V.1.2 caractéristiques des matériaux……..65

V.1.3 maillage…….66

V.1.4 conditions initiales ……...66

V.2 modèle de calcule ……67

V.2.1 étude paramétrique……68

V.2.2 conclusion générale ……..88

V.2.3 références bibliographiques……89

Résumé :

Les fondations profondes (pieux) sont très utilisées pour les ouvrages et devenues une opération primordiale en Algérie vue les problèmes causés par le phénomène de séisme.

À ce jour, plusieurs études sont en cours de réalisation par les universités algériennes pour trouver une solution à ce phénomène, parmi ces études, le comportement des pieux dans les zones sismiques.

La présente étude a pour objectif de mieux comprendre le comportement des pieux tout en présentant d'abord les diverses méthodes disponibles dans la littérature pour l'étude des pieux basées essentiellement sur la méthode du module de réaction.

Pour la partie simulation numérique, on présente un bref aperçu sur le code des éléments finis PLAXIS, suivi d'une étude du comportement des pieux dans les Zones sismiques.

Une étude paramétrique des cas donnés est réalisée à la fin, on fait varier chaque fois des paramètres à comparer. La comparaison est présentée par des courbes pour chaque paramètre.

Mots clé : pieu isolé –déplacement-charge verticale– géotechnique –code éléments finis plaxis2D - charge dynamique.

Abstract :

The deep foundations (piles) are used for books has become a primary operation in Algeria given the problems caused by the earthquake phenomenon.
To date, several studies are being carried out by Algerian universities to find a solution to this phenomenon, among these studies, The behavior of a pile in seismic zones.

This study aims to better understand the behavior of piles while first present the various methods available in the literature to study the piles methods and Based essentially on the method of the reaction module..
For the numerical simulation part presents a brief overview of the finite element code PLAXIS, followed by a study of the response of piles in earthquake zone
A parametric study on a model is chosen as reference was made late, we vary each parameter to compare. The comparison is presented by curves for each parameter

Key words: Piles - Simplified Method Proposed - Geotechnical

PLAXIS - Dynamic load.

ملـــــخص :

أصبحت الأساسات العميقة (الخوازيق) تستخدم كعملية أساسية في الجزائر نظرا للمشكلة الناجمة عن ظاهرة الزلازل.

حتى الأن ، ويجري تنفيذ العديد من الدراسات من قبل الجامعات الجزائرية لايجاد حل لهذه الظاهرة ، من بين هذه الدراسات ، دراسة سلوك الخازوق في منطقة زلزالية .

تهدف هذه الدراسة الى فهم أفضل لسلوك على خازوق فردي وتقديم مختلف الأساليب المتاحة في الأدبيات بناء على طريقة رد فعل التربة التحتية .تليها دراسة لاستجابة خوازيق في منطقة زلزالية.

بالنسبة لجزء المحاكاة نقدم لمحة موجزة عن برنامج العناصر المنتهية بلاكسيس .

يتم اجراء دراسة بارامترية على النموذج الذي تم اختياره كمرجع لهذه الغاية ، نحن تختلف كل معلمة للمقارنة .

ويظهر من مقارنة المنحنيات لكل معلمة.

كلمات المفاتيح : خازوق فردي ، إزاحة ، حمولة عمودية ، جيوتقنية، برنامج العناصر المنتهية PLAXIS ،حمولة زلزالية .

.

Listes des figures

Figure II.1 : le domaine de fondation profonde……...….3

Figure II.2 : définition de la hauteur d'encastrement D et D_e……...4

Figure II.3 : Longueur et diamètre des pieux tubulaires…….….6

Figure II.4 : Frottement négatif et le frottement positif ……..…….7

Figure II.5 : Ruptures des pieux libres en tête (Rakotonindriana,2009)…….…….9

Figure II.6 : Ruptures des pieux liés au chevêtre (BROMS,1964 cité par Rakotonindriana,2009)…….10

Figure II.7 : Schéma des différents types de chargement cyclique (Tali,2011)…….……11

Figure II.8 : Exemple de courbe d'effort déplacement dans le cas d'un chargement latéral d'un pieu (Golait et Katti.1988 ciKhemakhem.2012)……...……..….12

Figure II.9 : Exemple d'évolution de la charge en fonction du déplacement en tête (a-Tali,2011,b-Giannakos et al ,2011)……...13

Figure II.10 : Exemple de moment et de courbe réaction d'un pieu lors de l'application d'un chargement latéral cyclique non alterné (Giannakos et al,2012)… .....……...13

Figure II.11 : Exemple de courbe effort –déplacement dans le cas du chargement latéral d'un pieu,de type alterné (Chai et Hutchinson 2002 cité par Rakotonindriana).....14

Figure II.12 : Exemple d'évolution de la charge en fonction du déplacement en tête (Khemakhem,2012)……..15

Figure II.13 : Déplacement adimensionnel en fonction du nombre de cycles(Khemakhem,2012)……...…..15

Figure II.14 : Evolution du moment avec les cycles- pieu souple (khemakhem,2012)……...….15

Figure II.15 : Pieu mobilisant la réaction latéral du sol,(Frank et al,1992)……...17

Figure II.16 : Force parallèle à la frontière à l'intérieure d'un massif semi- infini, (Mindlin 1936)……...….21

Figure II.17 : (a) Modèle de winkler dans le cas d'une sollicitation transversale (b) Courbe de réaction (P-y)……23

Figure II.18 : Dimension conseillées pour le maillage d'un pieu isolé……..27

Figure III.1 : Dommages de pieux inclinés au niveau de la connexion avec leur chevêtre (Séisme de loma prieta 1989,SEAOC 1991)……..…..33

Figure III.2 : Effondrement du pont de struve près de wastonville et les dommages subis par ses fondation,(Séisme de loma prieta 1989)……..33

Figure III.3 : L'effondrement du pont de l'autoroute (TEM) (Séisme de Kocalei 1999)…….…34

Figure III.4 : Modes de rupture observés lors des tremblements de terr(Wilson 1998)……..35

Figure III.5 : Interaction cinématique sol-pieux et interaction inertielle sol – pieux –structure (Gazetas et Mylonakis.1998)……..…36

Figure III.6 : Illustraction des efforts sismiques induits aux pieux (Wass et Hartemann 1984)……...36

Figure III.7 : Limites dans les courbes de classement séparant des sols liquéfiables et non liquéfiable (d'après CNRC,1985).la ligne rouge représente une courbe granulométrique utilisée dans les essais de centrifugeuses……..…39

Figure III.8 : Procédure générale de l'analyse de l'interaction sismique sol-pieu-fondation structure (Gazetas et Mylonakis 1998). ……..…..44

Figure III.9 : Comparaison des accélération et déplacement calculés au niveau du chevêtre des pieux avec la réponse enregistrée pour l'excitation du séisme de petrolia 1992 (d'après etGazetas,1996)……..……...45

Figure III.10 : Modèle dynamique de Winkler (Gazetas et al.1998)……...……..47

Figure III.11 : Problème avec une pression uniforme agissant sur :(a) pieu avec une tête libre,(b) pieu avec une tête fixe,(c) le sol est à côté de la surface du pieu……..48

Figure III.12 : Maillage type pour l'étude de la réponse inertielle d'un pieu isolé (Chung 2000). ……..50

Figure IV.1 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb……..….54

Figure IV.2 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour c=0……..…54

Figure IV.3 : Définition du module à 50% de la rupture……...…55

Figure IV.4 : Représentation du Hardening soil Model dans le repère contrainte-déformation ……..57

Figure IV.5 : Forme de surface de charge H.S.M……...…57

Figure IV.6 : Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol non cohérent……...….58

Figure IV.7 : Définition du module oedométrique tangent……..……59

Figure IV.8 : Définition de l'angle de dilatance……59

Figure IV.9 : Différentes représentation lors d'un essai œdométrique…….....60

Figure IV.10 : Surface de rupture pour un soft soil model SSM……..…..62

Figure IV.11 : Effet temps sur les essais oedométriques…….....62

Figure V.1 : La géométrie du modèle ……65

Figure V.2 : Maillage du massif……..66

Figure V. 2: Conditions initiales…….66

Figure V.3 : Variation des déplacements en fonction de l'accélération D=0.8m……..….69

Figure V.4 : Variation des déplacements en fonction de l'accélération D=1 m…….71

Figure V.5 : Variation des déplacements en fonction de l'accélération D=1.2m……..73

Figure V.6 : Déformation du pieu……...…74

Figure V.7 : Déplacement totaux……...…….74

Figure V.8 : Moment fléchissant……75

Figure V.9 : Déplacements en tête de pieu en fonction de l'accélération ……76

Figure V.10 : Déplacements en tête de pieu en fonction de diamètre……76

Figure V.11 : Variation des efforts tranchants en fonction de profondeur et accélération Pour D=0.8m……81

Figure V.12 : Variation des efforts tranchants en fonction de profondeur et accélération

Pour D=1 m……...81

Figure V.13 : Variation des efforts tranchants en fonction de profondeur et accélération

Pour D=1.2m……82

Figure V.14 : Variation du moment fléchissant en fonction de profondeur et accélération

Pour D=0.8m……86

Figure V.15 : Variation du moment fléchissant en fonction de profondeur et accélération

Pour D=1 m……...…86

Figure V.16 : Variation du moment fléchissant en fonction de profondeur et accélération

Pour D=1.2m……..……...…87

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV .1 : valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement……60

Tableau V .1 : propriétés des couches de sol ……...…65

Tableau V.2 : propriétés des pieux…….65

Tableau V.3 : Les valeurs de déplacement pour a=.015g et 0.20g et diamètre =0.8m……..68

Tableau V.4 : Les valeurs de déplacement pour a=0.25g et 0.30g et diamètre =0.8m …….69

Tableau V.5 : Les valeurs de déplacement pour a=0.15 et 0.20 et diamètre =1 m……....70

Tableau V.6 : Les valeurs de déplacement pour a=.025g et 0.30 g et diamètre =1 m……...…71

Tableau V.7 : Les valeurs de déplacement pour a=.015g et 0.20 et diamètre =1.2m……....72

Tableau V.8 : Les valeurs de déplacement pour a=.025g et 0.30 et diamètre =1.2m……....73

Tableau V.9 : les valeurs de déplacement en tête de pieu en fonction de l'accélération

Et diamètres……...…76

Tableau V.10 : les valeurs des efforts tranchants de pieu en fonction de l'accélération

Et diamètre =0.8m……...…78

Tableau V.11 : les valeurs des efforts tranchants de pieu en fonction de l'accélération

Et diamètre=1 m……...…79

Tableau V.12 : les valeurs des efforts tranchants de pieu en fonction de l'accélération

Et diamètres=1.2m……80

Tableau V.13 : les valeurs des moments fléchissant de pieu en fonction de l'accélération

Et diamètre=0.8m……..…83

Tableau V.14 : les valeurs des moments fléchissant de pieu en fonction de

L'accélération Et diamètre=1 m……84

Tableau V.15 : les valeurs des moments fléchissant de pieu en fonction de

L'accélération Et diamètre=1.2m……..……...….85

1. MAJUSCULE LATINES

A aire de la section transversale du pieu (m^2)

B diamètre du pieu ou la largeur de la fondation

C_u coefficient d'uniformité

D fiche du pieu

E module d'Young

E_{crE} force critique d'Euler

E_p module d'élasticité de la plaque

E_pI_p rigidité à la flexion du pieu

F_{cr} force critique du flambement du pieu

G module de cisaillement

G_p module de cisaillement dans le modèle de Pasternak

H épaisseur de la couche

I aire du second moment de la section du pieu sur le plus faible

axe (m^4) K_{ce} coefficient de pression de la terre

L_1 épaisseur de la couche supérieure liquéfiable

L_2 épaisseur de la couche portante inférieure

L_u longueur de la partie libre du pieu

N_ϕ facteur donnée en terme d'angle de frottement interne ϕ

N_u charge ultime

P_0 charge axiale appliquée sur le pieu

T travail nécessaire à fournir pour ramener la poutre ou le pieu à sa position initiale

Z_{max} profondeur adimensionnelle maximale du pieu

[C] matrice des coefficients de déplacement du sol

[F] matrice contenant des coefficients de différences finies

[I] matrice d'identité

2. MINISCULES LATINES

h_f hauteur fictive du talus

h_p hauteur de la plaque

k_1 constante de cisaillement

k_1 module de réaction du sol de la couche supérieure

k_2 module de réaction du sol de la couche inférieure

k_s coefficient de réaction du sol

l_e longueur équivalente du pieu

n entier naturel qui détermine le mode de flambement

n_h paramètre de variation du coefficient de réaction k_s

p_h pression latérale sur le pieu

q charge répartie sur la poutre

q intensité de la surcharge à la surface du sol

r_{min} rayon de giration minimal de la section du pieu autour d'un axe de flexion (m)

s_u résistance au cisaillement du sol

$\bar{w}$ déformation de la poutre

y(z) déplacement du pieu dans la direction latérale à la profondeur z

{ p_h}vecteur de la pression

{y} vecteur de déplacement

{δ} vecteur de déplacement en champ libre

3. MINISCULE GREQUE

I_f facteur d'influence dépend de la forme de la semelle et la profondeur de la couche

ϕ angle de frottement interne du sol

u pression interstitielle de l'eau contenue dans le sol

β pente du talus

γ poids volumique du sol

$\delta(z)$ déplacement du sol à la profondeur z

δ_0 déplacement à la surface du sol

ν_p coefficient de Poisson du matériau constituant la plaque

σ pression non déjaugée

σ_{cr} valeur critique de la contrainte de compression déformable

σ_e limite élastique de l'acier constituant le micro pieu

σ_z incrément de pression verticale au centre de la couche d'argile due au chargement du remblai

τ contrainte de cisaillement

CHAPITRE I
Introduction générale

I-Introduction :

I.1 Généralité :

On fait appel à des fondations sur pieux lorsque le sol de fondation n'a pas les caractéristiques suffisantes pour supporter le poids de la structure et les charges transmises par la structure au sol de fondation.

Les pieux et micro pieux sont utilisés depuis longtemps dans le domaine du génie civil, leurs mises en place est très variée et va de la fabrication en place a l'inclusion ou à l'insertion dans le sol par battage, verinage ou vibrofonçage d'éléments préfabriqués (tubes, pieux en bois, béton ……..ect)

En Algérie, l'ingénieur géotechnicien conçoit ce type de fondation en se basent sur les règles du fascicule 62(titre .V. cahier des clauses technique générales)

Le calcul et la vérification sous chargement sismique sont peu utilisés comme tout autre type de fondation, les fondations profondes peuvent être soumises a des chargements très variées et complexe : monotones et cycliques, verticaux et horizontaux.

Alors se pose le problème de leur dimensionnement afin de résister et de bien se comporter par rapport à ces sollicitations diverses.

I-2 Problématique:

Les fondations sur pieux sont très utilisées pour les ouvrages tels que les bâtiments, tours , les ponts.

En Algérie cependant leur utilisation est restreinte pour les ponts, peu les bâtiments sont fondes sur pieux

Pourtant dans les sites à moyenne et forte séismicité, les pieux peuvent apporter la solution à certains problèmes tels que la liquéfaction des sols et les sols ayant un comportement dynamique faible. D'autre part il y a en l'Algérie:

Absence d'une réglementation pour le dimensionnement et la vérification de ce type de fondation

L'Algérie se trouvant dans une zone de séismicité importante, il est impératif de savoir calculer et dimensionner les pieux sous chargement sismique.

De ce fait le choix du thème concernant la réponse dynamique des pieux en zone sismiquement liquéfiable vise à proposer un outil de calcul et de vérification de ce type de fondation pour les ingénieurs, ainsi une contribution dans ce domaine en vue d'une large vulgarisation en attendant de voir une réglementation apparaitre.

I-3 Plan de travail :

Pour atteindre l'objectif visé, le travail est divisé en cinq chapitres en plus d'une introduction et des conclusions.

Le chapitre 1 concerne une introduction générale qui situe le contexte du sujet, son importance et le plan de travail mis en œuvre

Le chapitre 2 concerne Aperçu générale sur le comportement des pieux

- La 1ere partie concerne des généralités sur les pieux et leurs utilisation ; (définitions –classifications – dimensionnements …..)
- La 2eme partie concerne étude du comportement des pieux sous charges verticales et latérales de type monotones.

Le chapitre 3 concerne l'analyse bibliographique du comportement des pieux dans les zones sismiques.

Quant au chapitre 4 : concernant la présentation du code éléments finis PLAXIS.

Dans le chapitre 5 : on présente la méthode qu'on a utilisée pour déterminer la réponse non linéaire des pieux qui sont soumis à un chargement latéral. Cette approche, est basée sur la méthode des éléments finis, avec des simulations numériques du modèle de calcul sur Plaxis. Ce chapitre contient la modélisation des pieux, au choix des éléments finis, au calcul des contraintes à l'intérieur des éléments finis et aux conseils pour la réalisation des maillages, aux modèles de comportement utilisés dans plaxis, ainsi qu'à la présentation générale du programme de calcul numérique.

CHAPITRE II

Aperçu général sur le comportement des pieux

II-1 Introduction

Les fondations profondes permettent de reporter les charges d'un ouvrage au niveau des couches situées entre profondeur. Elles sont en général utilisées quand la résistance des couches des terrains superficielles n'est pas suffisante pour supporter les charges transmises par une fondation superficielle ou que le tassement induit par ce type est trop important.

Les pieux (ou fondations profondes) permettent d'atteindre des couches résistantes sur des sites susceptibles à la liquéfaction, due au séisme, qui présentent des caractéristiques mécaniques insuffisantes pour la reprise des efforts transmis par les ouvrages.

II-2 Fondation profonde :

II-2-1 Définition de la fondation profonde :

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées.

- Résistante en pointe
- Par frottement latéral
- Résistante de pointe et frottement latéral (cas courant)

Ses dimensions sont définies par :

- longueur de fondation enterrée dans le sol
- B : largeur de la fondation ou diamètre

Au-delà de D/B >6, et D>3, nous sommes dans le domaine des fondations profondes.

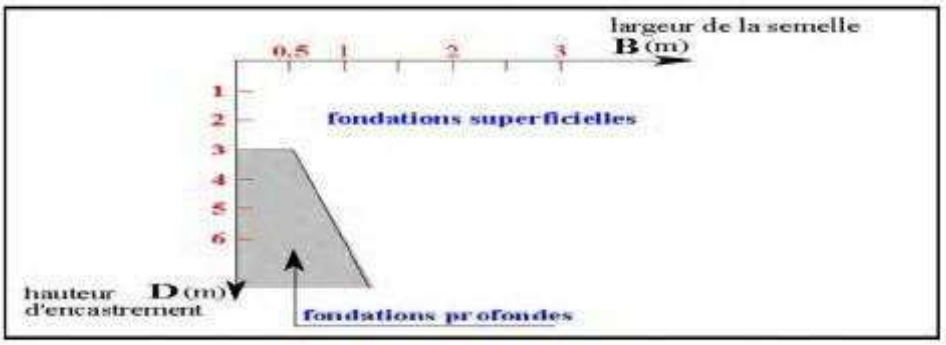


Figure II.1 : Le domaine de fondation profonde.

D'une manière générale les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de « pieu ».

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter des déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage.

Une barrette est un pieu foré de section allongé ou composite (en T ou en croix par exemple).

Les trois parties principales d'un pieu sont :

- La tête ;
- La pointe ;
- La fût compris entre la tête et la pointe.

La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e.

Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couvertures traversés par le pieu (figure.II.2).

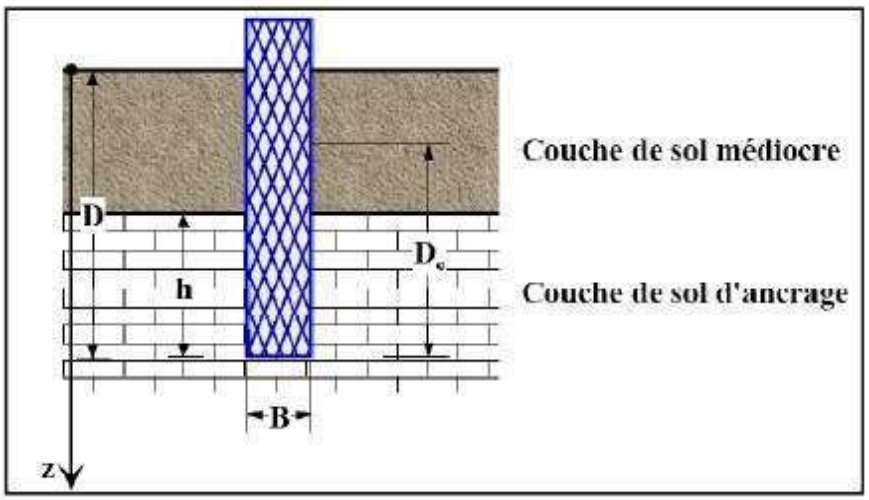


Figure II.2 : Définition de la hauteur d'encastrement D et D_e.

On considère (fascicule 62 titre V) qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif D_e/B est supérieure à 5.

II-2-2 Nature structurale des pieux :

Du point de vue structurel, les pieux chargés axialement sont des colonnes longues minces avec support latéral fourni par le sol environnant. S'ils ne sont pas supportés, ces colonnes se rompent dû à l'instabilité par flambement et non dû à un écrasement du matériau du pieu.

La figure II.3 présente la longueur et le diamètre des pieux tubulaires utilisés dans différents projets à travers le monde d'après Bond (1989). Cette figure montre que les pieux ont des élancements de 25 à 100. Un paramètre r_{min} (rayon de giration minimal) donné par l'équation II.1 est introduit pour représenter des pieux de n'importe quelle forme (carrée, tubulaire ou circulaire). Ce paramètre est utilisé par les ingénieurs structurels pour étudier l'instabilité par flambement des colonnes lancée.

$$I = A.r_{min}^2 \quad \text{Où} \quad r_{min} = \sqrt{\frac{I}{A}} \qquad \textbf{(II.1)}$$

Avec :

I = moment d'inertie de la section du pieu sur le plus faible axe (m^4).

A = aire de la section du pieu (m^2).

r_{min} = rayon de giration minimal de la section du pieu autour d'un axe de flexion (m).

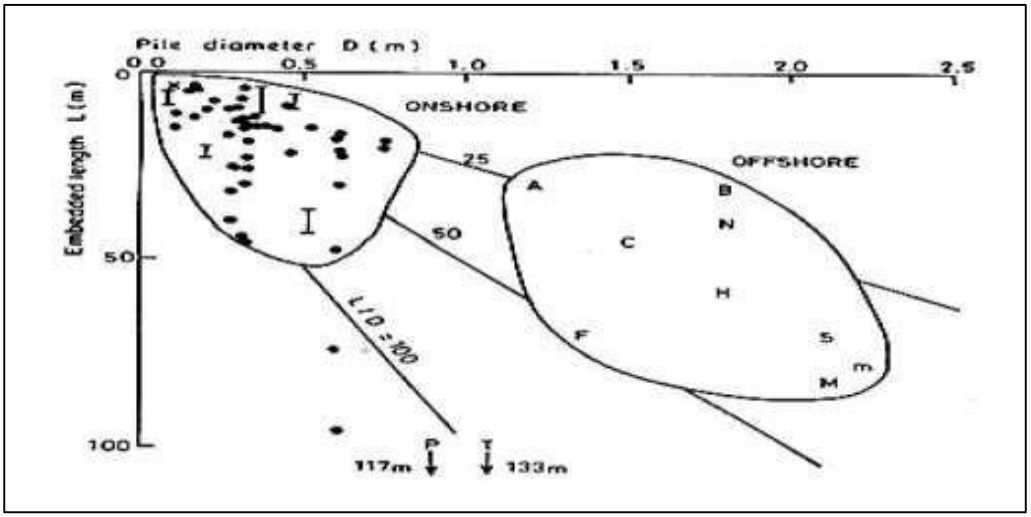


Figure II.3 : Longueur et diamètre des pieux tubulaires.

II-2-3 Principe de fonctionnement :

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte :

- Par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté Q_p)
- Par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté Q_s)

L'effort de pointe est proportionnel à :

- ✓ Section de la base du pieu
- ✓ à la résistance du substratum

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

- ❖ la surface de contact entre le pieu et le sol.
- ❖ Au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient du frottement interne du sol)

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatifs entre le pieu et le sol. Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un Effort vertical ascendant (frottement positif)

Si au contraire le pieu étant immobile, le sol à tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela à pour conséquence de surcharger le pieu. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif figure(II.4).

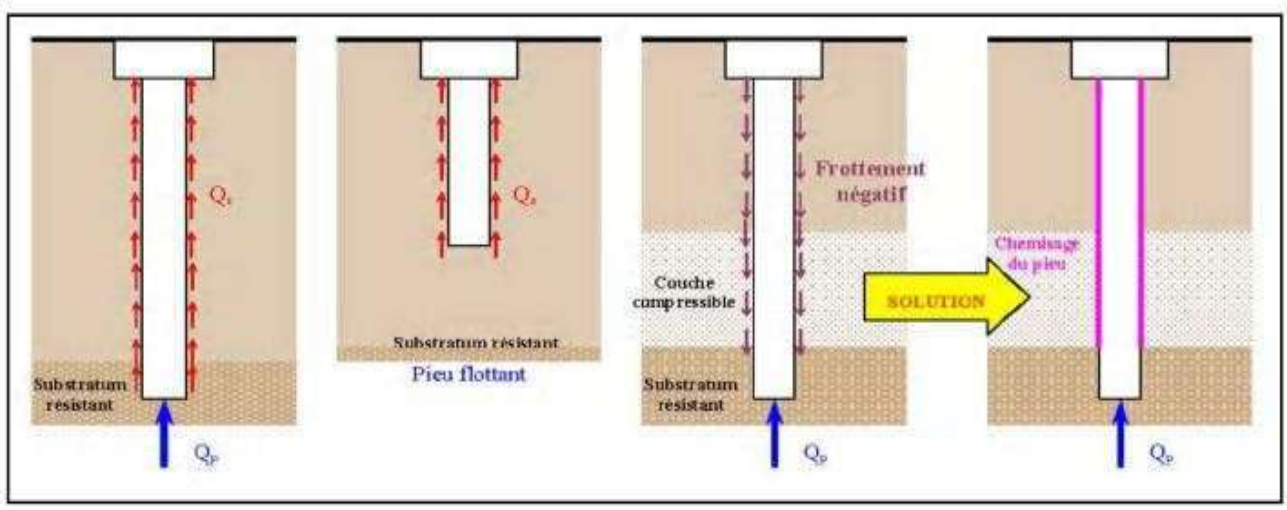


Figure II.4 : Frottement négatif et le frottement positif

II-3-4 Les sollicitations :

En plus des charges verticales de pesanteur (du haut vers le bas dans les cas les plus fréquents) et des actions du vent, des poussées des terres, des poussées hydrostatiques, l'action sismique engendre sur les fondations des efforts :

- Horizontaux directs (composantes verticales)
- Verticaux induits (moment de renversement)
- Des déplacements imposés (tassements différentiels, mouvements de sol).

II.3. Comportement d'un pieu isole sous chargement latéral

II.3.1. Classification des pieux (selon la rigidité)

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

Les critères utilisent dans la littérature pour classer les pieux sont classifiés dans le Tableau II.1

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

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

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

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

$$K_r = E_pI_p/(Es_l\, D^4) \quad \text{(II.2)}$$

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

$$l_c = 4\,(E_pI_p/k_h)^{1/4} \quad \text{(II.3)}$$

Avec l_c la longueur critique.

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4\,E_pI_p}{E_S}} \quad \text{(II.4)}$$

Avec l_0 longueur de transfert.

II.3.2. Comportement à la rupture

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

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) .

II.3.2.1. Pour les pieux « libre » en tête

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

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

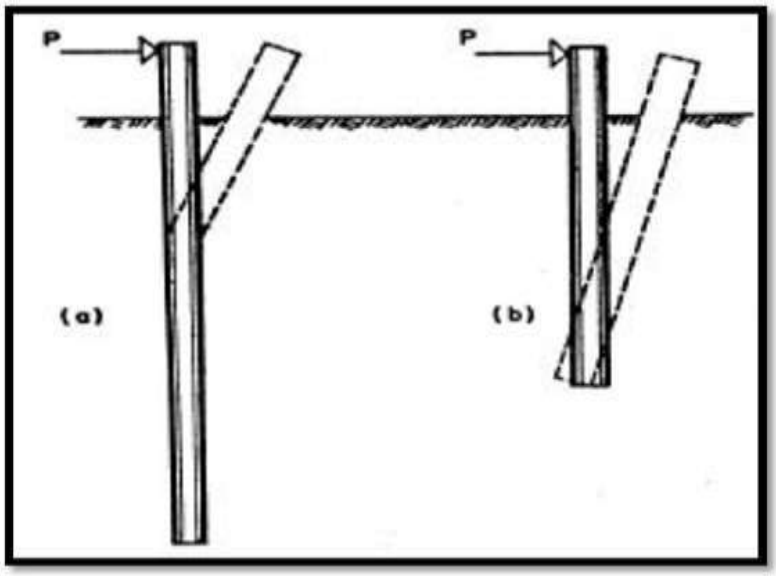


Figure II.5. Ruptures des pieux libres en tête (Rakotonindriana ,200

II.3.2.2. Pour les pieux encastrés en tête (chevêtres)

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

Figure. II.3 (b) : La rupture survient aussi après la formation de la première rotule plastique à la tête du pieu si les réactions transversales du sol dépassent la capacité portante du sol le long du pieu, le pieu tourne alors Autour du point situé à une certaine profondeur sous la surface du sol.

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

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

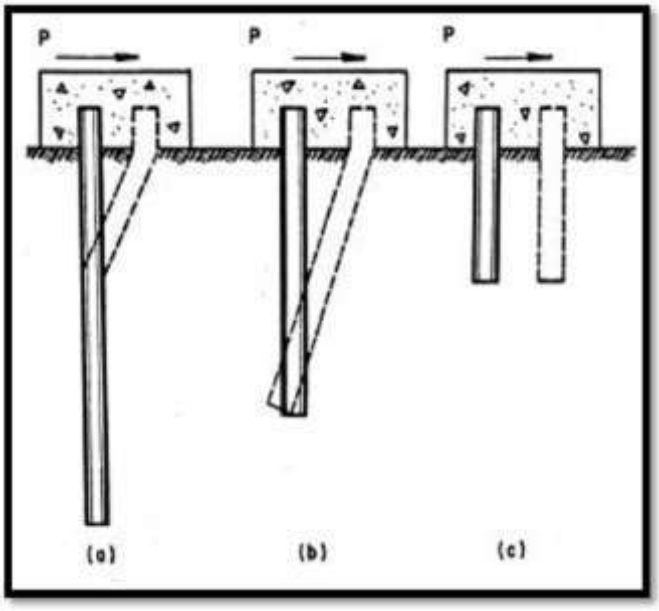


Figure II.6. Ruptures des pieux liés au chevêtre (BROMS, 1964 cité par Rakotonindriana ,2009)

II.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).

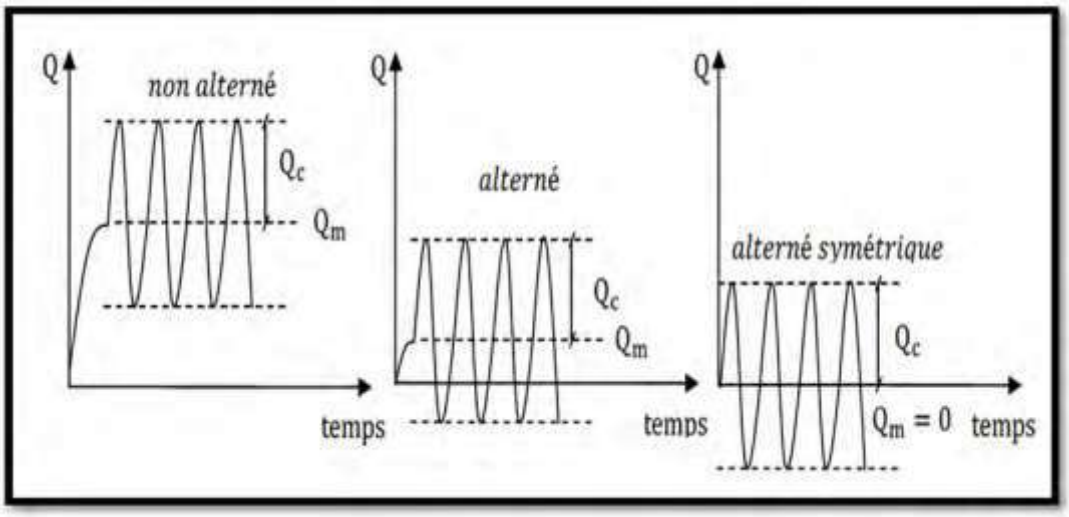


Figure II.7. Schéma des différents types de chargement cyclique (Tali, 2011)

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

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

II.4.1. Les essais dans les sables

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

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

Golait et Katti (1988) ont réalisés des essais en cuve sur des pieux sous charges latérales cycliques dans les sables carbonatés. Leurs essais ont montrés notamment que le chargement cyclique provoque la dégradation de la rigidité du système pieu-sol et par conséquent des déplacements latéraux supérieurs par rapport une même charge appliquée de manière statique. Figure (II.8).

Sur la figure (II.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) .

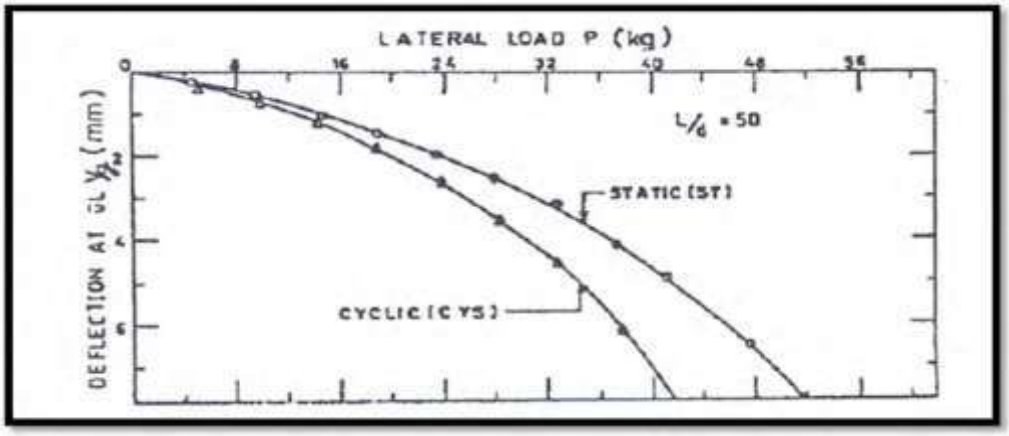


Figure II.8. Exemple de courbe d'effort déplacement dans le cas d'un chargement latéral d'un pieu (Golait et Katti. 1988 cité par Khemakhem. 2012)

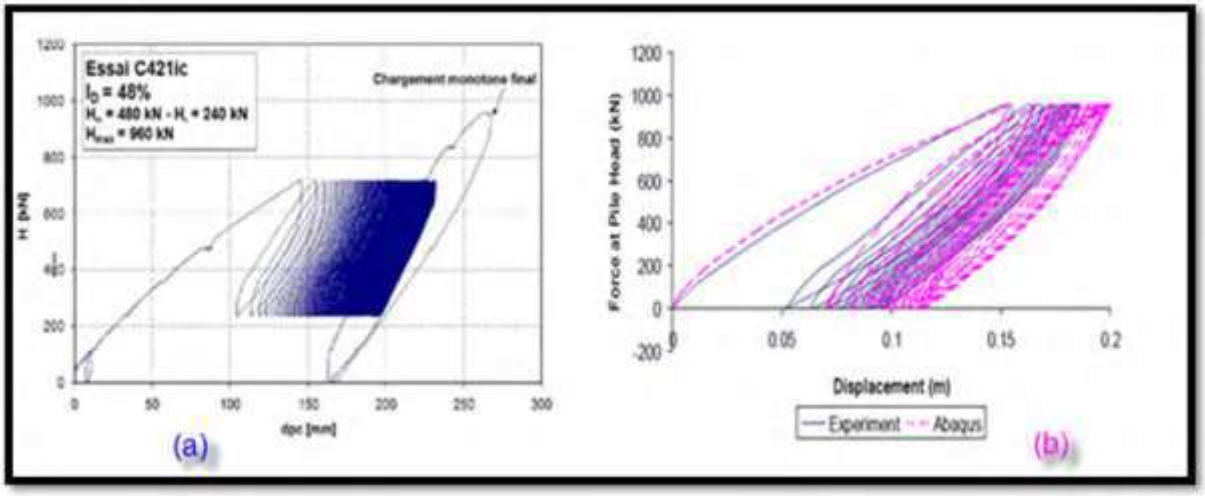


Figure II.9. Exemples d'évolution de la charge en fonction du déplacement en tête

(a- Tali, 2011, b- Giannakos et al, 2011)

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 (II.10) 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.

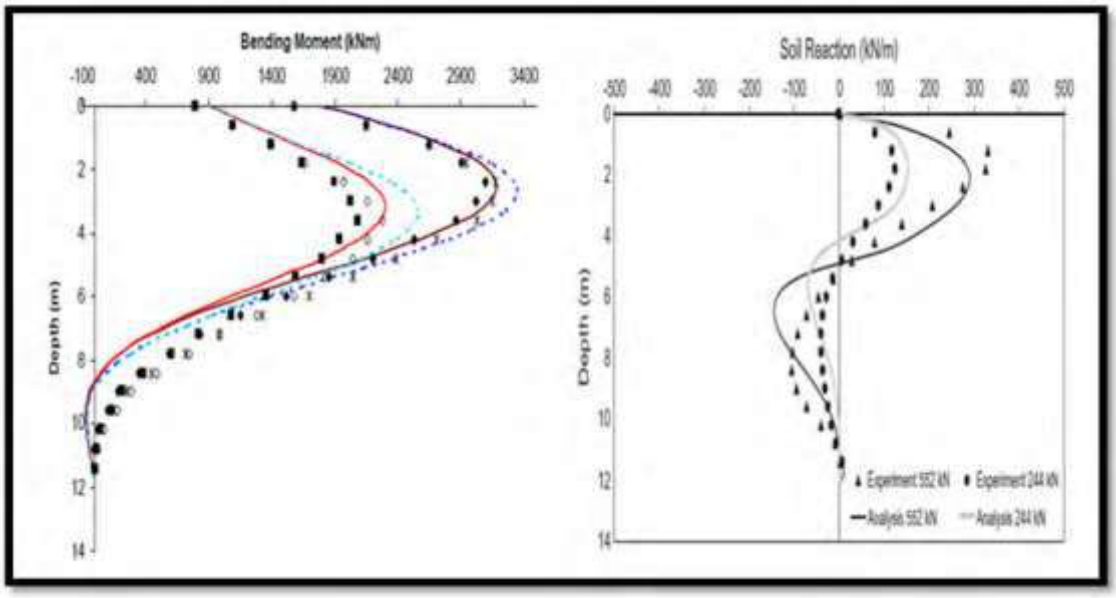


Figure II.10. Exemple de moment et de courbe de réaction d'un pieu lors de l'application d'un chargement latéral cyclique non alterné (Giannakos et al ,2012)

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 (II.11). 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.

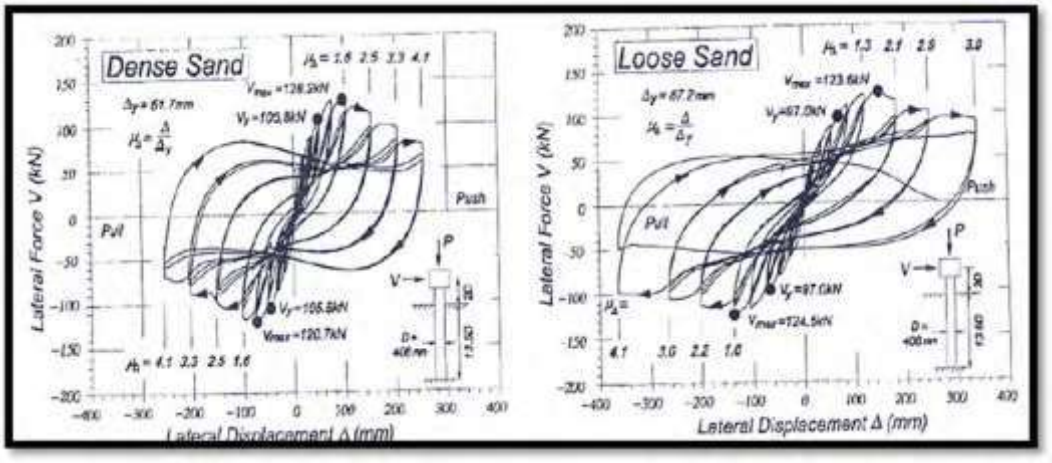


Figure II.11. Exemple de courbe effort-déplacement dans le cas du chargement latéral d'un pieu, de type alterné (Chai et Hutchinson 2002 cité par Rakotonindriana 2009)

II.4.2. Les essais dans l'argile

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

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

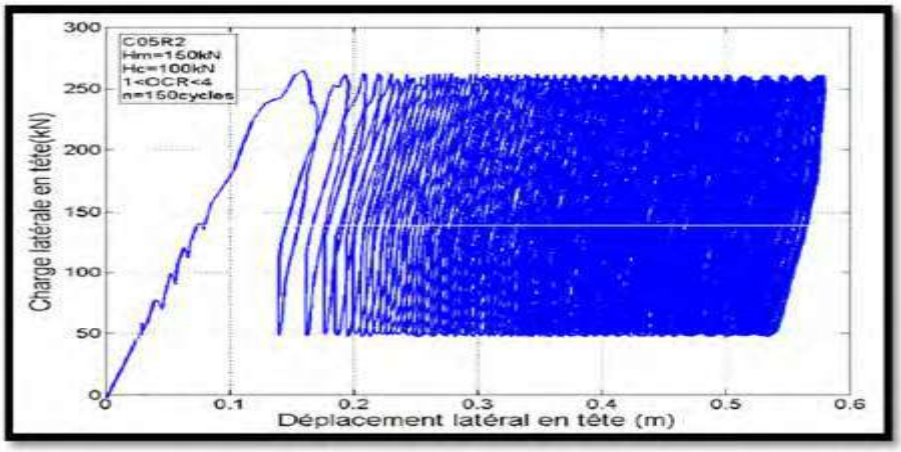


Figure II.12. Exemple d'évolution de la charge en fonction du déplacement en tête (Khemakhem, 2012)

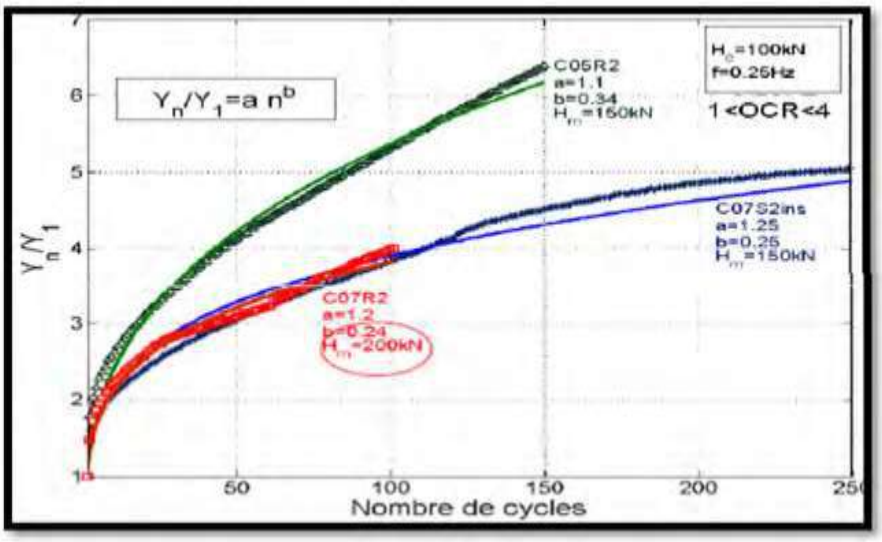


Figure II.13. Déplacement adimensionnel en fonction du nombre de cycles (Khemakhem, 2012).

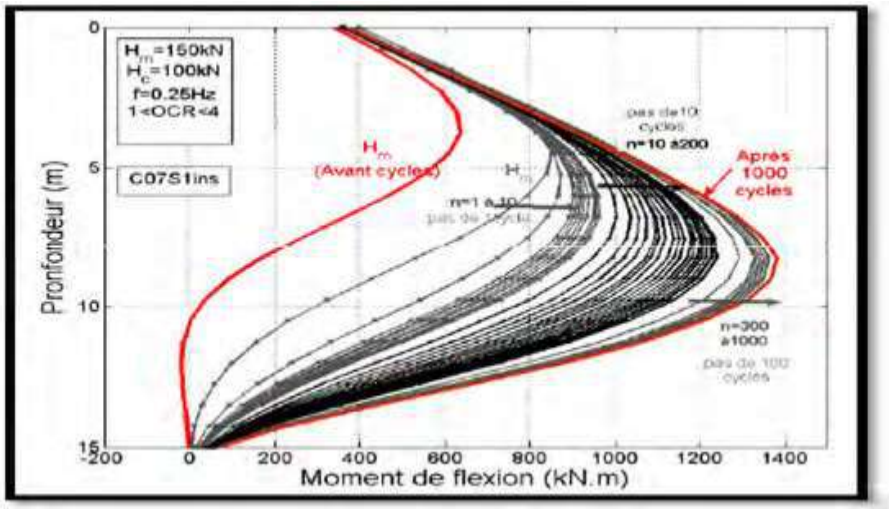


Figure II.14. Évolution du moment avec les cycles- Pieu souple (Khemakhem, 2012)

II.5. Méthodes d'analyse des pieux sous chargement Latéral

II.5.1. Dimensionnement des pieux sous charges latérales :

On utilise les pieux comme fondations profondes dans plusieurs ouvrages qui sont soumis aux charges horizontales : structure de bâtiments, culées de pont, murs de soutènements, murs de quais, plates-formes marines, etc. Ces charges sont statiques ou dynamiques. La réponse d'un pieu soumis à une charge latérale est influencée par les caractéristiques mécaniques du pieu, par la nature et le comportement linéaire et non linéaire du sol et par la loi de chargement. Les paramètres à étudier lors du dimensionnement sont donc variés et nombreux. Ils concernent les conditions aux limites, la géométrie, la nature du pieu et du sol.

Une méthode efficace pour le dimensionnement nécessite donc :

une loi de comportement du sol (linéaire ou non linéaire);

modélisation de l'interaction sol-pieu (courbes P-y) : avec prise en compte de la géométrie du pieu et du sol ainsi que du mode de chargement et des conditions aux limites.

programmation numérique et résolution du problème avec l'utilisation d'un logiciel de calcul ;

Dans la majorité des cas, le critère de dimensionnement n'est pas la capacité latérale ultime du pieu mais les déplacements maximum en tête. Sur ces bases, diverses méthodes ont été établies pour l'analyse de pieux sous charges latérales. En général, il existe 3 types de

méthodes :

- Méthodes analytiques
- Méthodes numériques
- Méthodes expérimentales

II.5.2. Méthodes analytiques :

II.5.2.1 Méthode de Winkler

a. Equation différentielle :

La méthode de Winkler (1867) est la plus ancienne méthode analytique permettant de prédire la réaction latérale du sol. Elle suppose que le comportement du sol est linéaire et représenté par des séries de ressorts rapprochées sans couplages entre elles. Cette méthode est simple d'utilisation car Elle relie directement le comportement du sol (réaction ou pression *p*) au comportement du pieu (déplacement y) sous chargement latéral (figure 4.1).

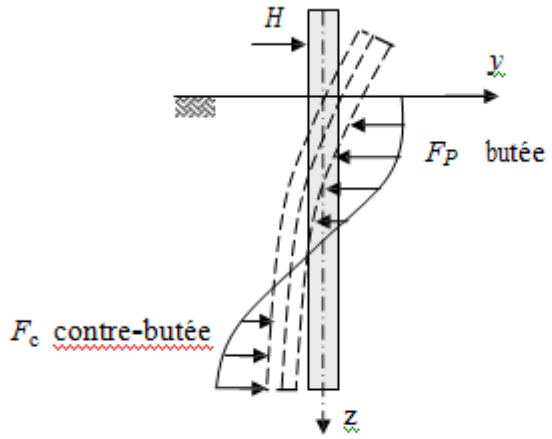


Figure.4.1 : Pieu mobilisant la réaction latérale du sol, (Frank et al, 1992).

Dans le modèle défini par Winkler, une poutre verticale sur une fondation élastique est utilisée, des ressorts horizontaux linéaires transmettent les efforts au sol. La pression *p* et le déplacement y en un point du massif sont reliés par un coefficient de réaction du sol, appelé k_h dans le cas d'un chargement horizontal :

$$p = k_h .z.y \qquad (4.1)$$

Où k_h est exprimé en N.m^{-3}

Cette équation est aussi exprimée sous la forme

$$P = E_S.y \qquad (4.2)$$

Avec :

P : réaction du sol par unité de longueur du pieu [N/m]

E_S : module de réaction du sol, ($E_S = k_h.B$) [N/m^2]

B : diamètre ou largeur du pieu [m]

Le pieu est idéalisé comme une poutre élastique chargée latéralement. Le sol est modélisé par des ressorts horizontaux, indépendants les uns des autres, et de raideur E_S. Ainsi le comportement du pieu est gouverné par l'équation d'une poutre sur appuis élastiques :

$$E_P I_P \frac{d^4 y}{dz^4} = -pB \qquad (4.3)$$

E_p : module d'élasticité du pieu

I_p : moment d'inertie de la section transversale du pieu

Z : profondeur dans le sol

Lorsqu'on néglige le chargement axial sur le pieu. d'après (4.1) et (4.3), l'équation décrivant le déplacement d'un pieu sous charge latérale est :

$$\frac{E_s}{E} = \frac{1}{1.35} = 0{,}74 \qquad \textit{pour les sables} \qquad (4.4)$$

Les solutions de cette équation peuvent être obtenues soit par une méthode analytique soit par une méthode numérique.

b. Module de réaction :

La valeur du module de réaction est la difficulté principale de la méthode. Il dépend de nombreux paramètres ; rigidité du pieu, niveau du chargement, nature du sol, etc.

Hadjadji [1993] présente des formulations publiées dans la littérature. Il conclut que le module de réaction E_S du sol peut être déterminé à partir du module d'Young E par des essais en laboratoire ou à partir du module pressiométrqiue E_M par des essais en place. Ces valeurs sont :

$$\frac{E_S}{} = \frac{1}{} = 0{,}74 \qquad pour\ les\ sables$$

$E_S/E = 1/1.35 = 0.74$ pour les sables .

avec $E = A.\gamma.z$ où γ est le poids volumique du sol et A est un coefficient adimensionnel fonction de la densité du sable.

Ménard, Bourdon et Gambin (1969)

$$\frac{E_S}{E_M} = \begin{cases} \dfrac{3}{\dfrac{2}{3}\left(\dfrac{B_0}{B}\right)\left(2{,}65.\dfrac{B}{B_0}\right)^{\alpha} + \dfrac{\alpha}{2}} & pour \quad B > B_0 \\ \dfrac{18}{4.2{,}65^{\alpha} + 3\alpha} & pour \quad B < B_0 \end{cases}$$

Où B_0 : Diamètre de référence égale à 0,6 m

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol

Où B_0 : Diamètre de référence égale à 0,6 m

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol

Poulos (1971)

$$\frac{E_s}{E} = 0{,}82$$

Gilbert [1995] relie aussi le module de réaction à la résistance de pointe Q_c de l'essai pénétrométrique par une formule empirique couramment utilisée :

$$E_s = 4{,}5.q_c$$

Dans le cas d'un sol homogène Frank [1999] présente un formulaire des solutions générales de l'équation (4.4) dans le cas de pieu souple ou rigide pour diverses conditions aux limites.

II.5.2.2 Méthode du continuum élastique :

La méthode du continuum élastique est au contraire basée sur la solution des équations de Mindlin [1936]. Celui-ci a établi le déplacement induit par une force ponctuelle dans un massif semi infini élastique. Le massif de sol est considéré comme un matériau élastique continu. Pour une charge latérale P appliquée à l'intérieur du sol, le déplacement se calcule par la formule de Mindlin :

$$U_y = \frac{P}{16\pi G(1-\upsilon)}\left\{\frac{y^2}{R_1^3} + \frac{3-4\upsilon}{R_1} - \frac{3-4\upsilon}{R} + \frac{-y^2+2C(Z-C)}{R^3} - \frac{6Cy^2(Z-C)}{R^5}\right\} \qquad (4.5)$$

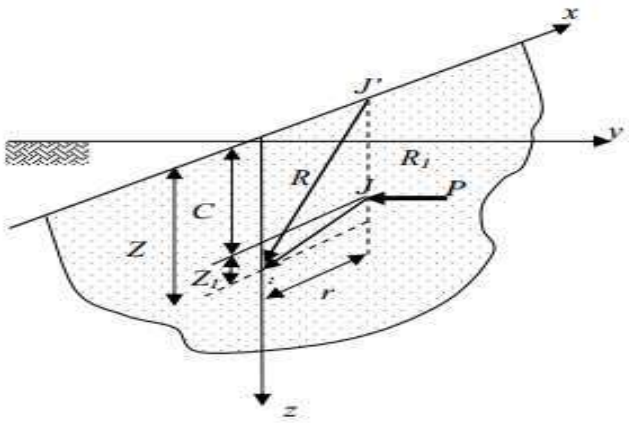


Figure.4.2 : Force parallèle à la frontière à l'intérieur d'un massif semi-infini, (Mindlin 1936).

Poulos [1971a] décrit le pieu dans ce massif comme une plaque verticale rectangulaire de largeur d, de longueur L et raideur constante E_pI_p. Le pieu est divisé en n+1 éléments d'égales longueur, chaque élément étant soumis à une contrainte horizontale *p* constante sur sa largeur. A partir de cette modélisation et après résolution des équations de Mindlin, Poulos donne une expression du déplacement ρ et de la rotation θ du pieu. Les paramètres régissant ces expressions sont principalement l'élancement du pieu L/d et le facteur de flexibilité du pieu K_R défini par :

$$K_R = \frac{E_P I_P}{E_S L^4} \qquad (4.6)$$

Des abaques établis en fonction de ces paramètres ainsi que des conditions de liaison et chargement en tête du pieu permettent de calculer le déplacement et la rotation du pieu en tête. Poulos's (1971a, 1971b) suppose que le sol est une masse semi-infinie idéale, élastique, homogène, isotrope, ayant les paramètres élastiques E_s et v_s. Le pieu est idéalisé comme faisceau mince, avec des débattements horizontaux de pieu évalués à partir de l'intégration de l'équation classique de Mindlin pour le chargement à fleur de terre horizontal.

On suppose que Les déplacements horizontaux des pieux sont égaux aux déplacements horizontaux du sol. Les déplacements de sol sont exprimés comme :

$$\{y_s\} = \frac{d}{E_s}[I_d]\{p\} \qquad (4.7)$$

où { y_s } est le vecteur de colonne des déplacements de sol, {p} est le vecteur de colonne du chargement horizontal entre le sol et le pieu, et [I_d] est le n+1 par la matrice n+1 des facteurs d'influence de déplacement de sol déterminés en intégrant l'équation de Mindlin, en utilisant des analyses d'élément de frontière (Poulos 1971a).La méthode peut être adaptée pour expliquer le comportement non-linéaire du sol et fournit des moyens de la détermination immédiate et les mouvements totaux finals de la méthode du pieu.

Poulos et Davis [1980] proposent diverses solutions pour le pieu isolé correspondant à différentes conditions aux limites. Ainsi dans le cas de contraintes planes, on considère que l'ensemble sol-pieu se comporte comme un bloc rigide et que la charge limite de l'ensemble est celle d'une semelle enfouie verticalement. Un des plus grandes limitations de la méthode (en plus des complexités informatiques) est la difficulté en déterminant un module approprié de sol, *Es*.

II.5.2.3 Méthode *P-y* :

La méthode *p-y* est une généralisation du modèle de Winkler. Elle est pratique pour tenir compte du comportement non linéaire des sols pour étudier les pieux sous les charges latérales. C'est une méthode semi-empirique parce que, la prévision et la construction des courbes de réaction pour l'étude d'un pieu isolé se fait à partir d'essais au laboratoire ou d'essais de charge de pieux sur chantier. Chaque sol est représenté par une série de courbes p-*y* non linéaires qui varient avec la profondeur et avec la nature du sol. Cette méthode contient aussi des limites : les courbes sont indépendants les unes des autres et sont pour un seul type de sol.

Le sol est assimilé à des appuis élastiques linéaires ou non-linéaires (communément appelés ressort), traduit par des diagrammes (*p*, *y*) (Fig.4.3), c'est-à-dire par des relations entre la pression de réaction globale p et le déplacement *y* Ces diagrammes sont appelés courbes de réaction P-Y.

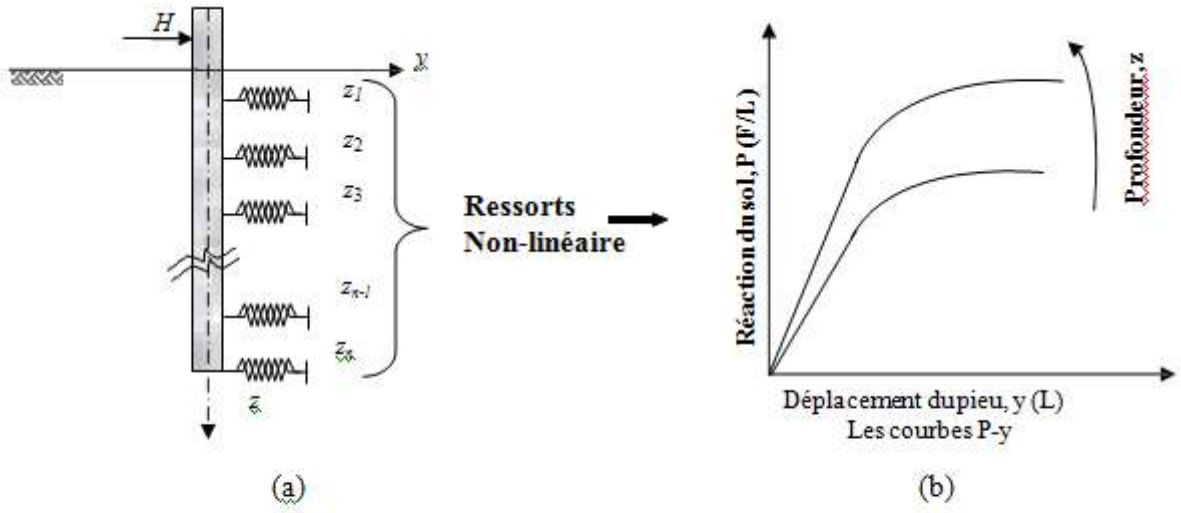


Figure.4.3 : (a) Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation transversale
(b) Courbes de réaction : (P-y)

Comme la réaction du sol n'est pas linéaire, le module de réaction horizontale est aussi une fonction non linéaire du déplacement ou des contraintes dans le sol autour du pieu, qui se dégrade de plus avec l'augmentation du déplacement.

Cette méthode a été élaborée et développée par de nombreux chercheurs par diverses approches : essais in situ, essais de laboratoires, modélisation physique ou modélisation numérique. La diversité de ces approches conduit à autant de courbes de réaction *P-y*.

a. Prévision des courbes P-*y* pour un pieu isolé

La prévision des courbes de réaction transversale peut se faire :

Soit à partir d'essais en laboratoire sur des échantillons de sol ; Il s'agit le plus souvent d'essais de compression simple ou des essais triaxiaux. Ces méthodes présentent l'inconvénient du prélèvement de l'échantillon, pouvant causer une modification des caractéristiques du sol.

Soit à partir d'essais pressiométrqiue à divers profondeur ; En effet, une analogie a été constatée entre le type de sollicitation du sol chargé transversalement et l'expansion d'une cavité cylindrique, sur laquelle est fondée l'essai pressiométrqiue. De ce fait, ces essais fournissent à l'ingénieur des sols des informations non seulement sur la résistance mais aussi sur la déformabilité du sol [BUSTAMANTE & al., 1987].

La formulation des équations permettant la construction des courbes de réaction associées au pieu isolé a été le plus souvent obtenue de manière empirique à partir d'essais en vraie grandeur. Certains auteurs se sont basés sur des résultats numériques ou d'essais en centrifugeuse. Pour en savoir plus, on peut se référer aux thèses de HADJADJI [1993] et de REMAUD [1999]. Certaines approches sont reconnues et adoptées dans des codes de dimensionnement (Fascicule 62, A.P.I., P.H.R.I. ...).

II.5.2.4. Méthodes numériques

Dans la réalité, la prédiction de la réponse d'un pieu sous les charges latérales est en général difficile à évaluer analytiquement parce que la réponse du sol n'est pas toujours une fonction linéaire de la charge .Un grand nombre d'études existe dans la littérature pour l'analyse numérique linéaire de l'interaction du sol avec la structure.

C'est seulement ces dernières années qu'on a commencé les études sur le comportement non linéaire du sol pour le cas des fortes charges, à cause de l'évolution de la technologie et des conditions de sécurité rigoureuses. Pour réaliser ces projets et vu les limitations des méthodes analytiques, les concepteurs ont recours aux méthodes numériques qui modélisent mieux le comportement sol-pieu.

II.5.2.5. 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.

La méthode des éléments finis est utilisée depuis longtemps pour étudier le comportement linéaire ou non linéaire des sols. Les solutions dépendent du modèle des éléments de l'interface sol-pieu, du modèle rhéologique introduit pour le sol et des conditions imposées sur les éléments de l'interface sol-pieu. Elle a la capacité de modéliser des interactions sol-pieu sous des cas de charge quelconques. Elle convient également pour l'analyse des groupes de pieux.

a. Modélisation bidimensionnelle:

La majorité des études sont effectuées en utilisant une modélisation bidimensionnelle ou "axisymétrique" (en symétrie de révolution). Beaucoup d'auteurs ont modélisé numériquement, par la méthode des éléments finis, le comportement des pieux sous chargement latéral en tenant compte de l'interface au contact sol-pieu.

En pratique il n'est malheureusement pas possible de décrire avec précision le mécanisme qui caractérise l'élément interface. L'interface n'est ni parfaitement lisse, ni parfaitement rugueuse mais elle est dans une situation intermédiaire. Il est donc nécessaire de considérer successivement ces deux cas extrêmes ou bien en faisant varier dans une plage raisonnable les caractéristiques de l'interface. La présence de l'élément interface influe considérablement sur la réponse du système sol-pieu.

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 (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels

PLAXIS : (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) Logiciel 2D dédie à la géotechnique.

GROUP : logiciel développé par (Reese et al, 2000).

ABAQUS : un programme en éléments finis, (HKS, 1989).

Pour ce travail, on va utiliser le logiciel PLAXIS 2D.

b. Modélisation axisymétrique :

La modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée par un modèle en symétrie de révolution 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.

Lors d'une modélisation axisymétrique, le pieu est supposé cylindrique et plein. Des caractéristiques équivalentes sont alors cherchées pour les surfaces, les modules et les densités pour les pieux à section non circulaire ou non pleine, en conservant généralement les rigidités axiales et les diamètres extérieurs ou les longueurs des pieux réels. En général, une équivalence de la surface latérale est privilégiée par rapport à la surface en pointe ou la surface de la section moyenne. En connaissant le rayon équivalent du pieu, il faut affecter au matériau constituant le pieu un module d'Young tel qu'il assure une rigidité équivalente à celle du pieu réel. Pour la modélisation d'un pieu isolé, il convient de fixer les limites verticales du maillage (u = 0) à au moins deux fois la longueur Lp du pieu et la limite horizontale inférieure à au moins 2,5 fois la longueur Lp en dessous de la pointe (condition v

= 0 ou $u = v = 0$), soit 3,5 L depuis la surface (Mestat et Prat 1999). Par ailleurs, le maillage d'un pieu isolé doit être relativement resserré au voisinage des interfaces, c'est-à-dire à la pointe et le long du fût.

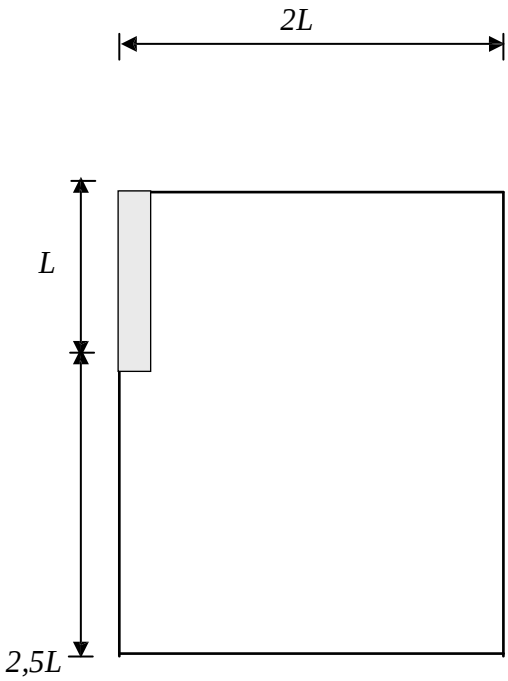


Figure.II.18 : dimensions conseillées pour le maillage d'un pieu isolé

c. Modélisation tridimensionnelle :

Pour les cas tridimensionnels surtout pour des sols non linéaire, la méthode des éléments finis est difficiles à utiliser à cause de la préparation des données du problème et aussi du temps de calcul qui devient élevés. Dans la majorité des cas on utilise les modèles bidimensionnels.

Cette approche requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. La modélisation de l'interface entre le pieu et le sol par des éléments adéquats augmente également le nombre de nœuds 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.

II.5.2.6. Modélisation des pieux par des éléments discrets:

Cette catégorie de solutions utilise des fonctions d'influence de déplacements appropriées pour la modélisation du sol. Elles sont basées sur la théorie de Mindlin qui donne les coefficients d'influence à l'intérieur d'un milieu semi infini suite à l'application des charges ponctuelles. Elles utilisent la combinaison de la théorie du continuum et de la discrétisation du milieu. Les outils de calcul numérique sont devenus plus développés et on peut faire des discrétisations plus fines pour des temps de calcul acceptable. On peut tenir compte de l'inhomogénéité du sol en adoptant des modules de déformation moyens entre deux éléments discrets.

Dans ces méthodes le comportement non linéaire est pris en compte avec une méthode équivalente linéaire itérative. Par rapport à la méthode des éléments finis, ces méthodes (éléments frontières) sont plus pratiques car on discrétise seulement l'interface sol-pieu dans l'étude. Le nombre des inconnues du problème devient beaucoup plus réduit. La relation force-déplacement est donnée par les équations intégrales qu'on transforme en système d'équations linéaires à plusieurs inconnues qui sont les déplacements.

a. Méthode des éléments frontières (BEM)

Dans la méthode des éléments frontières, seule l'interface verticale sol-pieu est discrétisée en éléments cylindriques, la base est modélisée par un disque sur lequel la répartition des contraintes est uniforme. La solution du problème s'obtient en imposant les conditions d'équilibre et de compatibilité des déplacements du sol avec ceux du pieu qui sont caractérisés par une équation de mouvement unidimensionnel.

En utilisant cette approche, les premières études de la réponse des pieux sont dues par Benerjee et Driscoll (1976), Ces solutions fondamentales, sont ensuite introduites dans une formulation éléments frontières.

b. Méthodes combinées (BEM-FEM)

L'inconvénient majeur de la solution de la méthode des éléments frontières, est l'imprécision du calcul des fonctions d'influence, du fait que les équations intégrales sont très difficiles à évaluer d'une manière précise. Pour palier à cet inconvénient, on a développé ces dernières décennies, une autre approche qui consiste en la combinaison des deux méthodes (éléments finis, éléments frontières). Nous citons les travaux de H. R. Masoumi et al 2006, Mendoça et al 2003. Dans cette approche le pieu est modélisé comme un élément unidimensionnel au moyen de la méthode des éléments fini, et le sol par la méthode des éléments frontières en combinaison avec la méthode des couches minces.

L'objectif de cette méthodes est la détermination de la matrice de rigidité qui relie les charges appliquées avec les déplacements du pieu tout on imposant pour le système sol-pieu discrétisé les deux conditions de compatibilités et d'équilibres. La procédure générale du calcul est présentée ci dessous (Maouche H. 2003).

CHAPITRE **III**

Analyse bibliographique

Du Comportement sismique de pieux

III.1. Introduction :

Les pieux sont largement utilisés comme éléments de fondation pour les structures situées dans des zones sismiques. A travers leur ancrage dans les sols, ils permettent d'assurer la stabilité des structures par rapport aux efforts latéraux ou de basculement induits par le chargement sismique. Les efforts sismiques sont particulièrement dangereux lorsque les ouvrages sont construits sur des sols mous, qui présentent des fréquences fondamentales basses et qui amplifient d'une manière sensible le mouvement sismique du sol mettant en danger la stabilité et le fonctionnement de ces ouvrages.

Un nombre conséquent d'études analytiques et numériques a été réalisé sur le comportement sismique des pieux (Tajimi 1969, Novak et al. 1978, Kagawa & Kraft 1980, Mizuno et al.
1984, Tazoh et al. 1987, Kaynia & kausel 1982, Gazetas & Dobry 1984, Shahrour et Ata 1995, Gazetas et al. 1997, Shahrour et Chung 2000, Cai et al. 2000, Maheshwari et al. 2004). Ces travaux montrent que le comportement des pieux sous chargement sismique constitue un problème fort complexe, car il fait intervenir les interactions sol-pieux, pieux-pieux, pieux chevêtre et l'ensemble pieux–chevêtre–sol avec la superstructure. Il dépend également des fréquences mises en jeu telles que la fréquence du chargement, la fréquence de la structure, la fréquence du massif du sol.

Les études expérimentaux sur les pieux ont été également très nombreuses. Elles ont fait un large appel à la technique de la table vibrante (Mizuno et al. 1984, Kana et al. 1986, Lieu et Chen 1991, Nomura et al. 1991, Yan et al. 1991, Sreerama 1993, Dou et Byrne 1996, Reimer et Meymand 1996, Makris et al. 1997, Tao et al. 1998, Meymand 1998, Li et al. 2006). Les essais en centrifugeuse ont permis de mieux se rapprocher des conditions de terrain (Barton et Bande 1982, Baton 1984, Chang et Kutter 1989, Gohl 1991, Fiegel et al. 1994, Fiegel 1995, Anandarojah et al. 1995, McVay et al. 1998, Boulanger et al. 1999, Mahadevan & Bruce 2005).

Les observations et les analyses post-sismiques montrent que l'interaction sol-fondation-superstructure joue un rôle primordial dans les dommages sismiques subis par les pieux et les structures (Kagawa 1980, Mizuno 1987, Boulanger et al. 1998-1999, Miura 2002,..). Une synthèse de travaux expérimentaux réalisés en centrifugeuse, et des travaux de modélisation numérique sont très utiles pour comprendre le mécanisme d'interaction sol-pieu- superstructure. Vis-à-vis d'une excitation sismique, deux phénomènes importants apparaissent :

- Les pieux, forcés à suivre le mouvement du sol, tendent à résister par leur rigidité. En conséquence, des réflexions et dispersions d'ondes prennent naissance et les pieux peuvent avoir

un déplacement différent de celui du sol en champ libre.

- Le mouvement de la fondation induit des vibrations dans la superstructure; les forces d'inertie, générées dans la superstructure, produisent des efforts dynamiques qui seront transmis aux pieux et au sol en contact.

Ces deux phénomènes prennent naissance simultanément avec un petit décalage de temps. Ils correspondent respectivement à l'*interaction cinématique* et l'*interaction inertielle*.

En raison de la complexité de l'analyse non linéaire de l'interaction sol-pieux-structure, la plupart des recherches dans ce domaine ont été réalisées dans le cadre de l'élasticité avec une liaison rigide entre les pieux et le sol. Néanmoins, sous un chargement sismique à forte intensité, le comportement non linéaire du sol est très prononcé et la rupture de l'interface sol- pieux est très probable. Par conséquence, une analyse de ce problème est nécessaire pour prendre en compte la non-linéarité du sol et la possibilité de glissement à l'interface sol-pieux.

Les travaux de recherche menés dans le cadre de cette thèse fournissent une analyse de différentes interactions du système sol-pieux-structure sous chargements sismiques. On s'intéresse notamment à l'analyse des mécanismes d'interaction entre les différents éléments (sol, pieu, chevêtre, structure) et une attention particulière est accordée à l'influence des non linéarités du sol, le développement des rotules plastiques dans les pieux et le comportement de l'interface sol-pieux sur la réponse sismique du système sol-pieu-structure.

L'étude est réalisée en utilisant une modélisation tridimensionnelle à l'aide du code de calcul FLAC 3D. Les effets des principaux paramètres sont analysés comme le nombre de pieux, leurs espacements et dispositions, la rigidité sol/pieu, le chargement sismique (contenu fréquentiel et amplitude) tout en tenant compte de la plasticité de sol et en examinant la résistance de l'interface sol-pieux.

III.2. Les observations post-sismiques et les modes de rupture observés

Les observations post-sismiques donnent une excellente indication sur la performance des ouvrages durant un tremblement de terre. C'est d'ailleurs une source précieuse pour évaluer le comportement des ouvrages et faire évoluer le règlement parasismique. Ces observations montrent que l'effondrement d'un ouvrage résulte d'un ou plusieurs problèmes liés à ses trois principales composantes; la superstructure, les fondations ou encore la perte de résistance du sol.

Par ailleurs, les observations sur les séismes dévastateurs (Bhuj 2001, Chi-Chi 1999 et Kocaeli

1999, Kobe 1995, Loma Prieta 1989, ..) ont révélés que différents degrés de dommage ont été enregistrés sur des pieux supportant ou non une superstructure. Nous présentons dans la suite un recueil des observations et conclusions tirées de quelques séismes comme Loma Prieta 1989, Kobe 1995et Kocaeli 1999.

Séisme de Loma Prieta (17 octobre 1989, Magnitude Mw =7.1)

Le séisme de Loma Prieta en 1989 donne des observations importantes sur la performance des Pieux. Le SEAOC (Structural Engineers association of California) (1991) a rapporté des dommages importants dus à une traction excessive au niveau de la liaison des pieux inclinés avec le chevêtre. Les pieux en béton précontraint avec une section carrée d'environ 40 cm de côté (figure 1.1) supportaient le quai "Public Container Wharf on 7th Street Terminal Complex". Des dommages similaires on été également enregistrés sur des pieux verticaux sur un autre quai (Matson Terminal Wharf on 7 Street). Le sol est constitué d'un sable lâche qui a été liquéfié.

Parmi les dommages causés par ce séisme, on recense également l'effondrement d'une grande partie d'un pont sur l'autoroute 1, dans la région de Wastonville. Les experts ont constaté que les dégâts ont été causés par la pénétration des pieux dans le tablier. Il semble que ce n'est pas la liquéfaction du sol qui a causé ces dommages étant donné que la couche supérieure du sol est formée d'argile molle. On a constaté un grand écartement du sol de 30-45 cm autour des pieux (figure 1.2). La grande déformation des pieux avec une défaillance en flexion et en cisaillement en tête, a entraîné la rupture de ces pieux incapables de supporter la charge latérale induite par ce séisme (Seed et al, 1990).

Puisque la plupart des dommages se sont produites au niveau de la liaison pieux-superstructure, ces dommages étaient le plus probablement provoqués par une concentration des sollicitations au niveau de la connexion pieux-chevêtre et/ou à des dispositions constructives insuffisantes.

Par ailleurs, l'analyse des dommages causés par ce séisme (Bardet et al. 1996) a montré que des structures fondées sur des pieux inclinés ont subi des dommages moins prononcés que ceux d'autres structures.

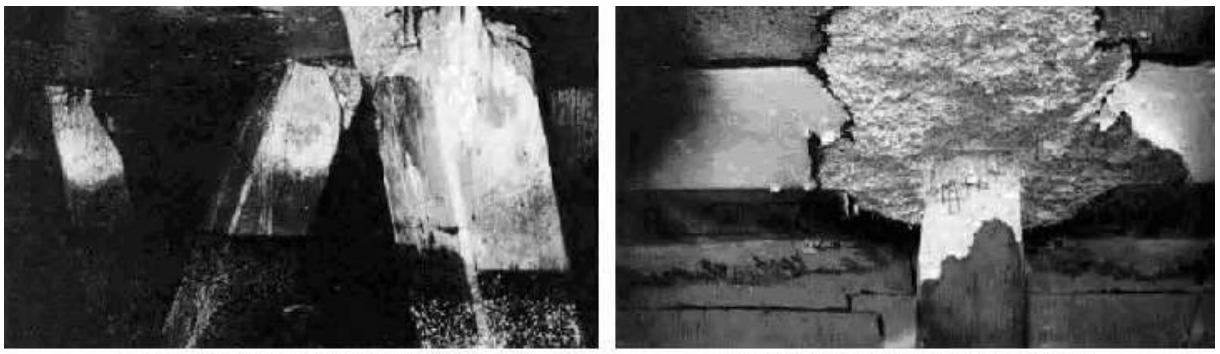


Figure III.1. Dommages de pieux inclinés au niveau de la connexion avec leur chevêtre (Séisme de Loma Prieta 1989, SEAOC 1991).



Figure 1.2. Effondrement du pont de Struve Slough près de Wastonville et les dommages subis par ses fondations, (Séisme de Loma Prieta 1989).

Séisme de Hyogoken-Nanbu (Kobe, 17 Janvier 1995)

Le tremblement de terre de Kobe en 1995 a provoqué des dommages destructifs aux ponts.
Les piles des ponts en béton armé ont souffert des dégâts sévères causés par des contraintes de cisaillement très élevés. La liquéfaction de sol durant ce séisme a provoqué des tassements et une inclinaison des fondations et des sous structures. L'expansion latérale du sol causée par la liquéfaction a entrainé des mouvements des fondations. A titre d'exemple, 18 travées du viaduc Fukae de l'autoroute de Hanshin se sont complètement effondrées. La rupture prématurée des piles était essentiellement due à un dépassement de la résistance au cisaillement. Les

colonnes étaient supportées par des pieux en béton armé de 1m de diamètre et de 10 à 15m de longueur implantés dans un sol moyennement résistant.

Un grand nombre de ruptures a été constaté pour des pieux sans superstructure. Elles étaient dues soit à la liquéfaction, soit à la présence d'une interface de deux couches de rigidités différentes. En d'autres termes, on ne doit pas considérer uniquement l'effet inertiel induit par la superstructure, mais aussi la répercussion du déplacement du sol lors du séisme sur les efforts dans les pieux.

Séisme de Kocalei (17 Août 1999, Mw=7,4)

Ce séisme a provoqué des dommages conséquents dans plusieurs ponts fondés sur des pieux. Parmi les dommages les plus fréquents, on reporte la chute des tabliers provoquée par une amplification importante du déplacement latéral au niveau du tablier et l'insuffisance de la zone d'appui. La figure 1.3 illustre un exemple d'effondrement d'un pont de l'autoroute (TEM).

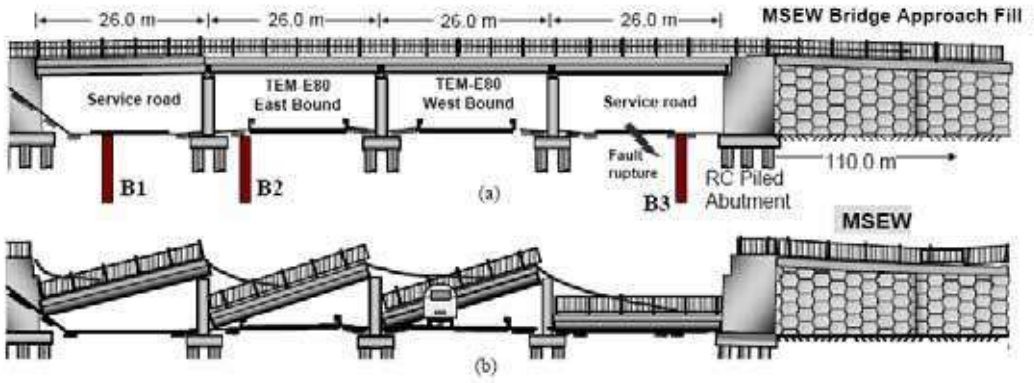


Figure III.3. L'effondrement du pont de l'autoroute (TEM)
(Séisme de Kocalei 1999).

En se basant sur les observations précédentes, on peut résumer les principales causes de rupture du système sol-pieux-superstructure par (figure III.4):

1. Mauvaise connexion avec le chevêtre provocant l'arrachement des pieux de leur chevêtre.
2. Rupture en tête ou près de la pointe de pieux par cisaillement et/ou flexion excessifs.
3. Concentration des efforts à l'interface entre deux couches de sol de rigidités différentes.
4. Concentration des efforts dans le pieu à l'interface des deux couches une liquéfié et l'autre non.
5. Rupture du chevêtre par dépassement de la contrainte limite au cisaillement et/ou à la flexion.
6. Déplacement excessif latéral et/ou vertical causant la perte de la résistance de groupe par rotation ou par glissement.

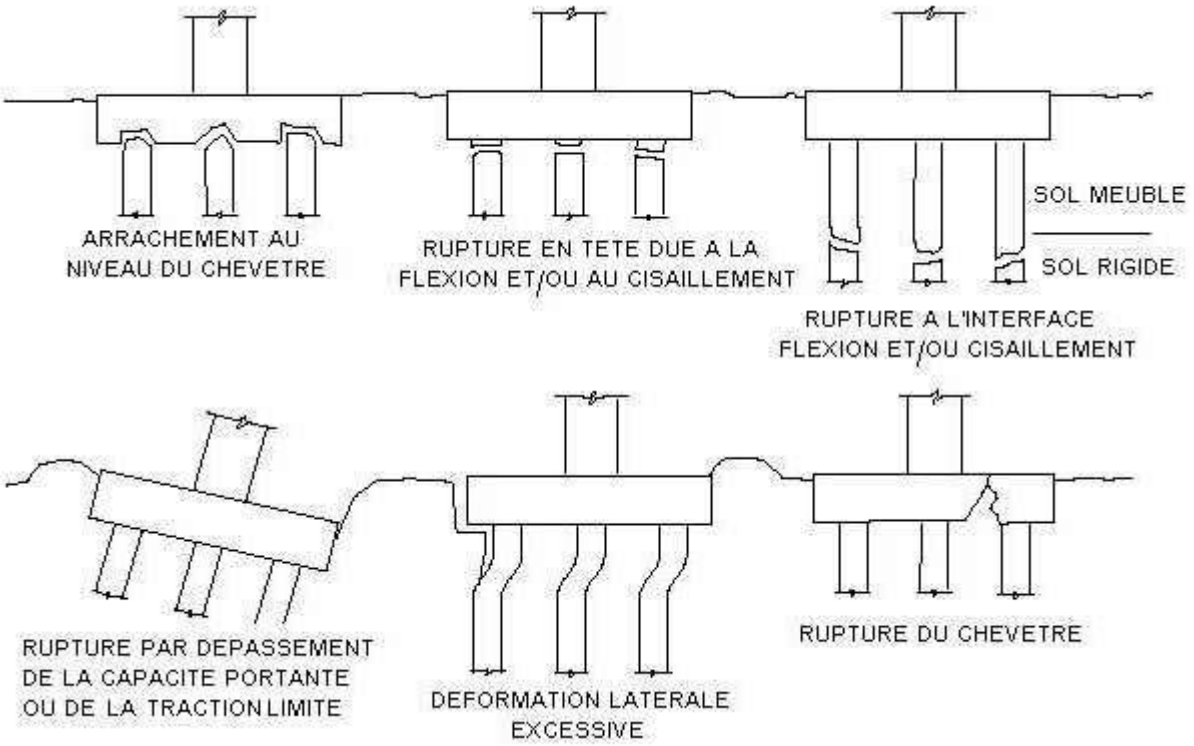


Figure III.4.Modes de rupture observés lors des tremblements de terre (Wilson 1998).

III.3. Interaction sol-pieux-structure

III.3.1. Phénomène d'interaction :

La réponse sismique d'une structure est influencée par la réponse du site, du chargement sismique et des propriétés mécaniques du sol et de la structure. Les observations et des analyses post-sismiques montrent que l'interaction sol-fondation-superstructure joue un rôle primordial dans les dommages sismiques subis par les pieux et les structures (kagawa 1980, Mizuno 1987, Boulanger et al. 1998-1999, Miura 2002,…).

Le phénomène d'interaction sol-pieux-structure est fort complexe car il fait intervenir les interactions sol-pieux, pieu-pieu, pieux-chevêtre et l'ensemble pieux-chevêtre-sol avec la structure figure (III.5).

En général, dans l'analyse dynamique sol-pieux-structure, on distingue essentiellement deux phénomènes qui apparaissent simultanément (figure III.6) :

1- Les pieux, forcés à suivre le mouvement du sol, tendent à résister par leurs caractéristiques dynamiques (rigidité et capacité). En conséquence, des réflexions et dispersions d'ondes prennent naissance et les pieux peuvent avoir un déplacement différent de celui du sol en champ libre, cet effet est appelé interaction cinématique.

2- Le mouvement de la fondation induit des vibrations dans la superstructure. Des forces d'inertie, générées dans la superstructure, produisent des efforts dynamiques qui seront transmis aux pieux et au sol en contact, cette interaction est appelée l'interaction inertielle.

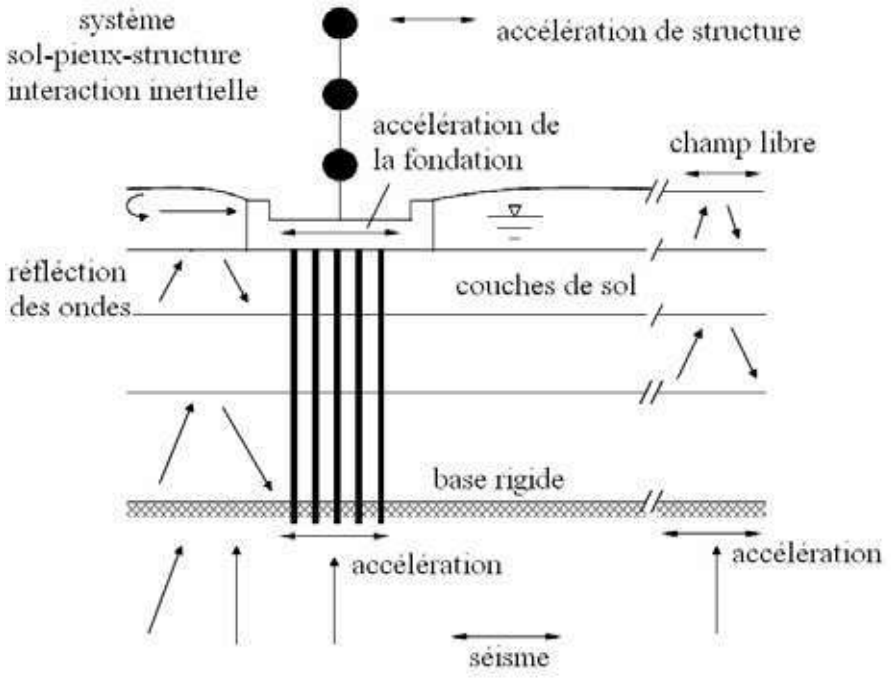
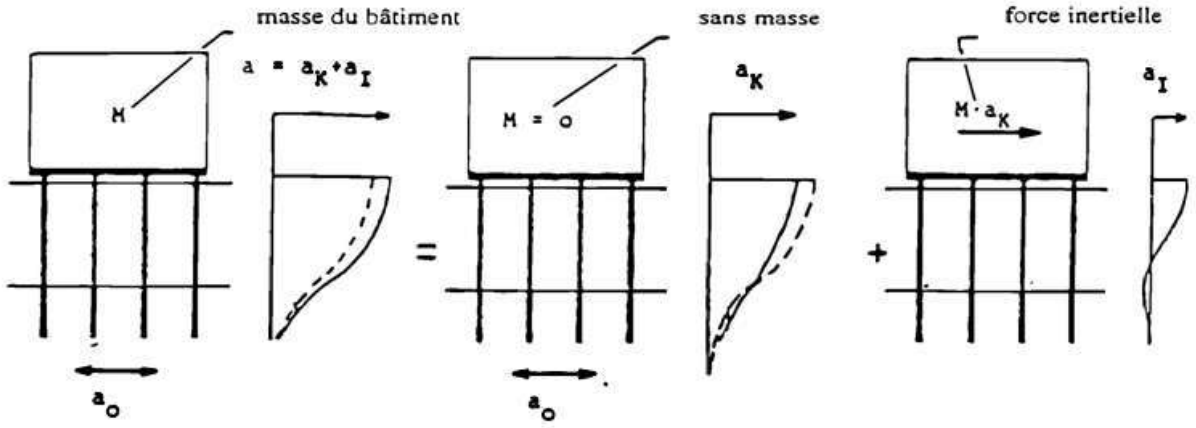


Figure III.5. Interaction cinématique sol-pieux et interaction inertielle sol-pieux-structure (Gazetas et Mylonakis. 1998).



Problème entier **Interaction cinématique** **Interaction inertielle**

Figure III.6. Illustration des efforts sismiques induits aux pieux (Wass et Hartemann 1984)

La réponse sismique du système sol-pieux-structure est également influencée par le comportement de l'interface entre la structure et l'ensemble sol-fondation. En réalité, les liaisons ne sont pas parfaites et un mouvement relatif comme le glissement et le décollement

sur cette interface peut avoir lieu. Ce mouvement induit une non-linéarité de l'interaction sol-structure.

- **Liquéfaction :**

Les sables fins saturés en eau peuvent être le siège d'un phénomène encore plus spécifique au contexte sismique : la **liquéfaction** des sols.

III-3-3-1 Définition de la liquéfaction :

Le mot «liquéfaction» désigne la transformation à l'état liquide, comme dans la fusion, et dans ce cas, il se réfère à un changement de «sol étant à l'état solide" en cours de conversion à l'état liquide en maintenant sa densité initiale. La caractéristique qui définit un liquide, c'est qu'il n'offre pas de résistance à l'écoulement ou de cisaillement. Ainsi va par sens littéral, le sol liquéfié ne nécessiterait pas de contrainte de cisaillement significative pour produire des contraintes de cisaillement importantes.

III-3-3-2 L'explication du phénomène : est la suivante :

La résistance au cisaillement d'un sol est donnée par la relation :

$$\tau_R = (\sigma - u)\text{tg}\phi \qquad \textbf{(III.2)}$$

Avec :

- ϕ : angle de frottement interne du sol
- $(\sigma - u)$: pression effective
- σ : pression non déjaugée
- u : pression interstitielle de l'eau contenue dans le sol.

Comme la mise en mouvement du sol entraine une montée de la pression interstitielle u, il y a réduction de la résistance τ_r du sol jusqu'à son annulation :

$$\tau_R = (\sigma - u)\ \text{tg}\ \phi = 0 \qquad \textbf{(III.3)}$$

Un matériau sans résistance au cisaillement se comporte comme un liquide d'où le terme de « liquéfaction » du sol.

Ce phénomène peut entrainer des effets catastrophiques :

-une couche non liquéfiable située au dessus d'une couche liquéfiée peut glisser sur celle-ci, si des pentes existent. Des déplacements de sol de grande amplitude sont possibles.

III-3-3-3 Susceptibilité à la liquéfaction :

Dans la pratique, l'ingénierie ou dans la recherche sur la liquéfaction des sols, il est souvent nécessaire d'évaluer si l'échantillon de sol a un potentiel de liquéfaction. À cet égard, plusieurs tentatives ont été faites pour classer les sols basés sur des essais en laboratoire et des essais in-situ.

Les essais de laboratoire visent principalement à l'évaluation basée sur la distribution granulométrique du sol, tandis que les essais sur le terrain comprennent SPT (Test de Pénétration Standard), CPT (essai de pénétration au cône) et les ondes de cisaillement dans le dépôt de sol.

H. Tsuchida en 1970 a proposé des courbes limites de la distribution des taille des grains pour identifier les sols susceptibles à la liquéfaction et publiées à l'Institut de recherche en japonais. Elles sont présentées dans la figure II.5 qu'elle est traduise en anglais et obtenue à partir du CNRC (1985).

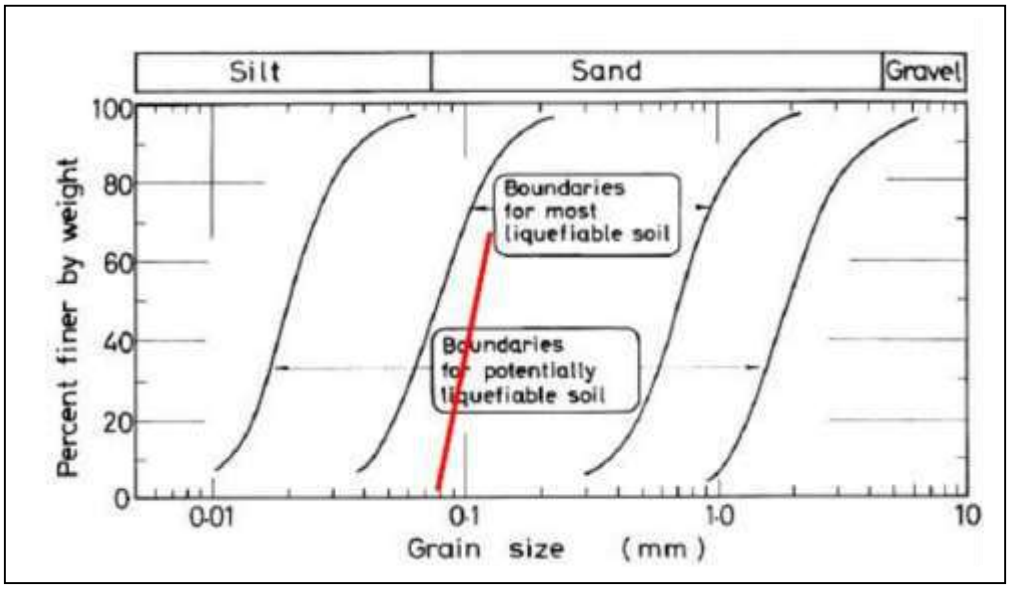


Figure III.7 : Limites dans les courbes de classement séparant des sols liquéfiables et non liquéfiable (d'après CNRC, 1985). La ligne rouge représente une courbe granulométrique utilisée dans les essais de centrifugeuses.

III-3-3-4 Identification des sols liquéfiables :

Les sols susceptibles de se liquéfier sont en général :

a) Sables, sables vasards et silts situés dans les vingt (20) premiers mètres de profondeur présentant les caractéristiques suivantes :

- Degré de saturation S_r voisin de 100%
- Granulométrie assez uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité C_u inférieur à 15 : $C_u = D_{60} / D_{10} < 15$
- Diamètre à 50%, D_{50} compris entre 0.05 et 1.5mm
- Et soumis à l'état final du projet à une contrainte verticale effective σ'_v inférieure aux valeurs suivantes :
  - 0.20 MPa en zone I_a et I_b
  - 0.25 MPa en zone II
  - 0.30 MPa en zone III

Avec les expressions D_{60}, D_{10} et D_{50} représentent les diamètres des tamis correspondant aux passants des 60%, 10% et 50% respectivement des échantillons de sols considérés.

b) Sols argileux présentent les caractéristiques suivantes :

- Diamètre à 15%, D_{15} supérieur à 0.005mm,

- Limite de liquidité w_l inférieur à 35%,
- Teneur en eau w supérieure à 0.9 w_l,
- Point représentatif dans le diagramme de plasticité se situant au dessus de la droite "A"dudit diagramme.

Peuvent à contrario considérés comme exempts de risque :

- Les sols dont la granulométrie présente un diamètre à 10%, D_{10} supérieur à 2mm
- Ceux dans lesquels on a simultanément
  - $D_{70} < 75$ µ
  - I_P>10%

Les sols sont réputés liquéfiables lorsque le rapport de la résistance de la liquéfaction sur la contrainte de cisaillement engendrée par le séisme est inférieur à 1.25.

La contrainte effective verticale σ'_v à prendre dans les calculs est celle régnant dans le sol après la réalisation du projet.

III.4 Méthodes d'analyse

Les procédures expérimentales utilisées pour modéliser le comportement sismique des pieux comme les essais en centrifugeuses sont très couteuses et nécessite des précautions particulières dans le traitement des mesures. C'est pour cela, un nombre important de travaux de recherche sur le comportement dynamique des pieux a été consacré aux approches théoriques et en particulier à la modélisation numérique.

Toutefois, la modélisation dynamique en centrifugeuse reste un outil très performant pour étudier ces problèmes sismiques. Les données mesurées fournissent des indications importantes pour l'analyse de la réponse du système et pour la validation des codes numériques.

Avant d'aborder les différentes approches théoriques, nous présentons d'abord un recueil des principaux travaux qui ont été réalisés sur le plan expérimental.

III.4.1 Travaux expérimentaux :

En dehors de quelques essais en vraie grandeur où les pieux ont été soumis à des chargements dynamiques en tête, l'analyse expérimentale du comportement sismique des pieux en vraie grandeur a été peu abordée. Les travaux expérimentaux dans ce domaine comportent essentiellement les essais sur tables vibrantes et les essais en centrifugeuses. Toutefois, l'un des soucis principaux liés à ces techniques reste l'effet du bord qui peut induire une simulation fausse d'une situation de terrain avec une étendue latérale infinie.

III.4.1.1 Essais sur tables vibrantes

Mizuno et al. (1984) étaient parmi les premiers à réaliser des essais à la table vibrante pour étudier l'effet de l'interaction inertielle sur le comportement des pieux. Dans son modèle, les pieux de 71,7 cm de longueur étaient enfoncés dans un sol bi-couche. Il a mis en évidence que la présence de la superstructure peut induire des forces inertielles importantes qui varient avec la fréquence de chargement, et que des fortes sollicitations sont apparues à l'interface des deux sols. Plus récemment, Meymand (1998) a également réalisé une série d'essais sur table vibrante avec un groupe de (4) pieux supportant une masse en tête pour analyser l'influence de l'interaction inertielle.

Tazoh et al. (1987-1988) ont réalisé des tests à l'aide d'une table vibrante sur des groupes de 9 pieux fabriqués en plâtre. L'objectif de l'étude était de quantifier le ratio de sollicitations induites dans les pieux en fonction de leur position et de l'effort inertiel induit par la superstructure.

L'effet des non linéarités de sol sur le comportement sismique de micropieux isolés sous un chargement sismique a fait l'objet d'une série de tests sur tables vibrantes réalisés par Yang et al. (2000). Kishishita et al. (2002) ont étudié le comportement des pieux renforcés par des micropieux verticaux et inclinés dans un sol liquéfiable afin d'analyser l'efficacité de renforcement.

III.4.1.2 Essais en Centrifugeuses

Les essais sismiques sur les modèles sont complexes et des recherches plus approfondies sont nécessaires pour que les données obtenues des essais en centrifugeuse puissent être appliquées directement en pratique. Toutefois, elles restent une bonne source d'information et ont le mérite par rapport aux tables vibrantes de produire des modèles qui se rapprochent mieux des conditions réelles du terrain.

Miyamoto et al. (1992) ont réalisé des essais en centrifugeuse pour étudier le comportement dynamique d'un groupe de 4 pieux liés par un chevêtre et implantés dans un sol saturé liquéfiable soumis à des fortes excitations. Ils ont examinés mesuré l'évolution de la pression de l'eau dans la zone proche des pieux pour différentes amplitudes et fréquences de chargement.

Wilson (1998) a effectué des tests en centrifugeuse sur des pieux implantés dans un sable liquéfié avec un niveau de chargement (prototype) variant entre 0,04 - 0,6 g. D'autres auteurs ont réalisé des essais similaires mais avec un chargement cyclique uniforme (Kobayashi 1991, Liu & Dobry 1995, Dou & Byrne 1996).

Juran et al. (2001) ont réalisé une série d'essais en centrifugeuse sur des micropieux isolés, des groupes et réseaux de micropieux. Différents paramètres ont été analysés pour plusieurs niveaux de chargements en particulier, ils ont examinés l'influence de l'influence de l'inclinaison des micropieux sur la réponse sismique du système. Les mesures ont été confrontés aux résultats d'une modélisation par différences finies en utilisant le programme LPILE ET GROUPE.

Le comportement de micropieux dans des sols liquéfiables a été également étudié en centrifugeuse (Hanna et Juran, FOREVER 2002). Des essais ont été réalisés sur des groupes de micropieux avec des éléments verticaux et inclinés. Ces essais ont montré que lors du chargement sismique les micropieux limitent le mouvement du sol. Ils réduisent l'augmentation de la pression interstitielle et le risque de liquéfaction.

Dans le cadre du programme européen Quaker, des essais en centrifugeuses ont été réalisés par Escoffier et al (2006, 2008) pour analyser la performance des pieux inclinés en zone

sismique. Ils ont constaté que l'inclinaison des pieux entraine une réduction du moment fléchissant et une forte augmentation de l'effort axial dans les pieux.

III.4.2 Travaux théoriques

Les méthodes d'analyse développées pour les pieux sont très variées, mais on peut toutefois les classer en deux grandes catégories:

- Les approches simplifiées: les méthodes empiriques, les méthodes des modèles équivalents, et les abaques simplifiés basés sur la théorie de l'élasticité.
- Les approches numériques : méthode des éléments finis et différences finies, et la méthode des équations intégrales;

Les méthodes simplifiées sont validées elles-mêmes par des méthodes numériques et la confrontation avec l'expérimentation.

III.4.2.1 Approches simplifiées

Différentes approches simplifiées ont été élaborées pour évaluer le comportement d'un pieu isolé ou en groupe comme les méthodes empiriques et les méthodes des modèles équivalents (Baguelin et Jézequel 1972, Meimon et al.1986, Brown et al.1988, Hadjadji 1993, Bowles 1996, Patra et Pise 2001, Meyerhof et al. 1981, Barton 1982, Poulos et Davis 1990, Randolph 1994), et les abaques simplifiés basés sur la théorie de l'élasticité (Poulos 1971 et 1972, Banerjee et Davies 1978, Poulos et Davis 1990).

III.4.2.1.a) Approche de la sous-structuration

Le principe de cette méthode consiste à traiter le problème global en plusieurs étapes dont chacune est plus facile à traiter que le problème global (figure III.8).

1. La première phase concerne l'interaction cinématique où l'on détermine l'interaction entre le sol et les pieux en l'absence de la superstructure (figure III.7.a) et où le mouvement de la fondation probablement différente du mouvement du champ libre. Cette différence est due au mécanisme cinématique d'interaction qui est essentiellement liée à la rigidité des pieux. Les effets cinématiques sont généralement décrits par des fonctions de transfert dépendant de la fréquence.

La fonction de transfert est définie par le rapport du mouvement de fondation au mouvement en champ libre en l'absence de la superstructure.

2. La deuxième phase porte sur le calcul de l'impédance des fondations Figure (III.8. b1), elle consiste à remplacer le système sol-fondation par des éléments ressorts-amortisseurs linéaires

ou non-linéaires. Dans la plupart des cas pratiques, ces impédances sont estimées, par des expressions approchées ou à l'aide des abaques construites en utilisant des méthodes analytiques ou numériques (Luco 1974, Kausel et Roesset 1975, Gazetas 1983, Wong et Luco 1985, Dobry et Gazetas 1988, Makris et al. 1994..)

3. La dernière phase concerne l'interaction inertielle Figure (III.8.b2) qui comporte le calcul de la structure sous l'effet du mouvement déterminé dans la première phase en intégrant les impédances déterminées dans la seconde phase, et éventuellement le calcul de contraintes supplémentaires induites par les forces inertielles et qui sont appliquées sur la fondation.

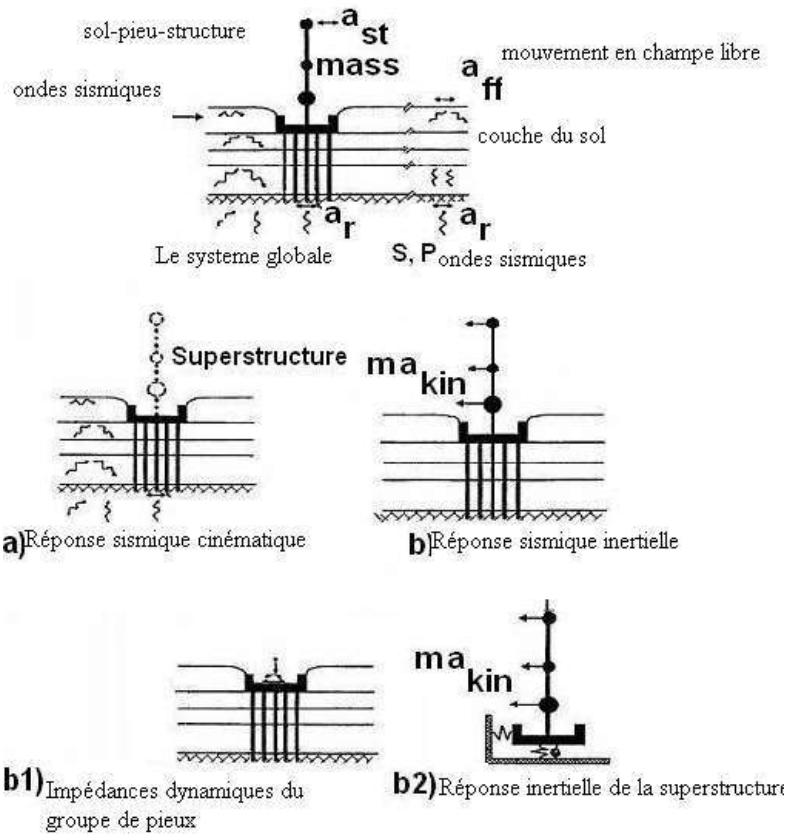


Figure III.8.Procédure générale de l'analyse de l'interaction sismique sol-pieu-fondation structure (Gazetas et Mylonakis 1998).

Makris & Gazetas (1996) ont utilisé la méthode de sous-structures pour analyser le pont du Rio Dell en Californie qui a été soumis en 1992 au séisme de Pétrolia. Trois approches ont été examinées (A, B et C). La figure 1.8 compare les résultats obtenus en utilisant ces trois approches avec la réponse enregistrée. Elle montre que la première approche reproduit mieux les valeurs des déplacements et des accélérations en comparaison avec les approches B et C où les accélérations sont respectivement sous-estimées et surestimées. Les auteurs ont conclu qu'une pauvre modélisation de la fondation affecte radicalement la réponse de la superstructure. En effet, avec l'approche C les résultats sont erronés ; ceci est dû à l'absence de la dissipation d'énergie à travers la fondation (pas d'énergie d'amortissement radial). Toutefois, pour des fortes excitations, l'analyse nécessite un modèle non-linéaire plus représentatif de la réalité.

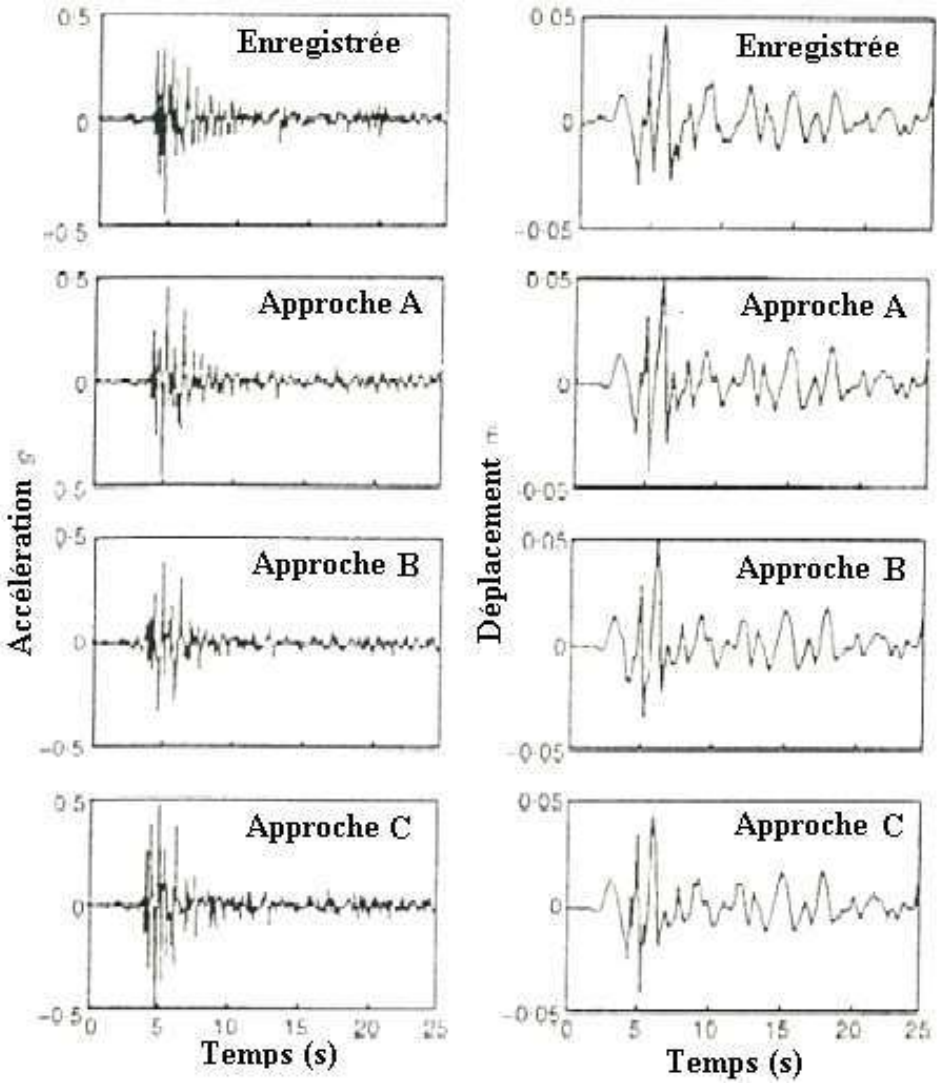


Figure III.9.Comparaison des accélérations et déplacements calculés au niveau du chevêtre des pieux avec la réponse enregistrée pour l'excitation du séisme de Petrolia 1992 (d'après Makris et Gazetas, 1996).

- A : les impédances dynamiques sont dépendantes de la fréquence ;

- B : la rigidité et l'amortissement sont calculés à la fréquence dominante de l'excitation sismique ;
- C : la fondation est considérée comme un support fixé et monolithique.

Les nombreux résultats publiés dans la littérature en utilisant la méthode de sous-structures montrent que cette méthode tend à surestimer la réponse du système (Abghari & Chai 1995, Tabesh 1997..).

III.4.2.1.b) Approche des fonctions de transfert de charge (modèle de Winkler)

Le modèle de Winkler a été largement utilisé dans le calcul sismique de pieux. Ce modèle a été initialement conçu pour des applications en statique, ensuite il a été étendu avec succès aux problèmes dynamiques Figure (III.9), (Penzien 1970). Le sol est modélisé par des ressortset des amortisseurs répartis le long du fût du pieu et sous sa base. En dynamique, on constate l'apparition de la notion de l'impédance dynamique qui prend en compte l'amortissement dû à la radiation d'énergie et au frottement. Elle comporte une partie réelle k (rigidité) et une partie imaginaire C (amortissement) : $K = k + i\omega C$ (ω est la fréquence de sollicitation). Les modules des courbes de mobilisations ('t-z' pour le frottement axial et 'q-z' pour la réaction en pointe) de ces ressorts sont définis à partir d'essais divers (essais pressiométriques, pénétrations statiques..) ou à partir de des résultats analytiques ou numériques, telles que la solution élastodynamique de Novak et al. (1978) et la méthode des éléments finis (Makris et Gazetas 1992, Gazetas et al. 1992-1993, Kavvadas et Gazetas 1993..).

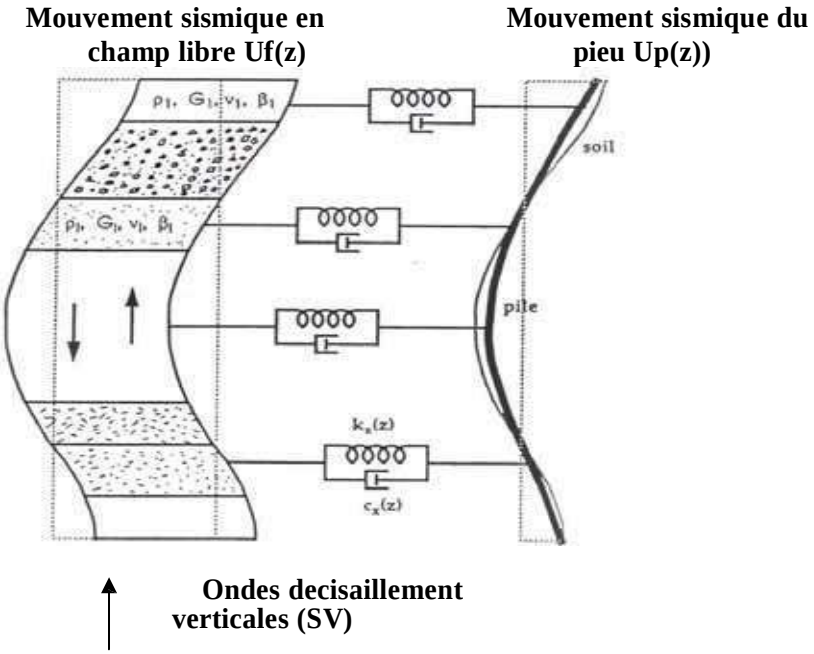


Figure III.10. Modèle dynamique de Winkler (Gazetas et al. 1998).

En général, les pieux sont utilisés en groupe. Sous chargement statique, l'interaction pieu-pieu réduit la rigidité et la capacité portante. Les données statiques sont utiles pour la dynamique puisque pour des basses fréquences, la rigidité dynamique est proche de la rigidité statique. Des solutions analytiques et numériques ont été développées pour déterminer la réponse dynamique d'un groupe de pieux en s'appuyant sur l'interaction pieu-pieu (Wolf & Von Arx1978, Dobry et al. 1988..). Cette approche a été également étendue au domaine non linéaire où l'interaction sol-pieu est modélisée par des ressorts non-linéaires (Matlock 1978, Abghari & Chai 1995, Wang et al. 1998..).

III.4.2.2 Approches numériques

Parallèlement aux approches simplifiées, des méthodes numériques plus sophistiquées ont été développées. Un calcul tridimensionnel pour le système entier, prenant en considération l'interaction sol-fondation-structure, est devenu possible vue l'avancée rapide des technologies numériques par ordinateur. Elles permettent la prise en compte du caractère tridimensionnel du problème, et des aspects particuliers du problème d'interaction sol-pieu-structure (non-linéarité du sol, interface sol-pieu). Ces méthodes font appel principalement à deux techniques de résolution à savoir:

- les méthodes des équations intégrales de frontières.
- les méthodes aux éléments finis et différences finies.

III.4.2.2.a) Méthode des éléments aux frontières (Boundary Element Method)

Ces méthodes utilisent des développements semi-analytiques et peuvent décrire la radiation de l'énergie vers l'infini. Basée sur le principe des équations intégrales, elle consiste à ramener la résolution de ces équations à l'interface pieu-sol. La méthode a été développée à l'origine pour un pieu isolé ou en groupe chargé statiquement (Poulos 1971, Butterfield et Banerjee 1971, Kaynia 1982, Kausel & peek 1982, Ahmad &Mamoon 1991). Mandolini et Vigiani (1997) présentent une méthode numérique pour l'évaluation du tassement d'un groupe de pieux reliés en tête par une semelle de liaison.

S. Basack (2008) a utilisé cette méthode pour analyser l'effet de chargement cyclique des vagues sur les pieux des structures côtières. Une pression uniforme a été appliquée sur l'ensemble du modèle, l'objectif était d'évaluer les déplacements du sol et du pieu au niveau de leurs points centraux, ce qui permet par la suite de calculer les moments fléchissant et les efforts tranchants induits dans les pieux (figure III.10).

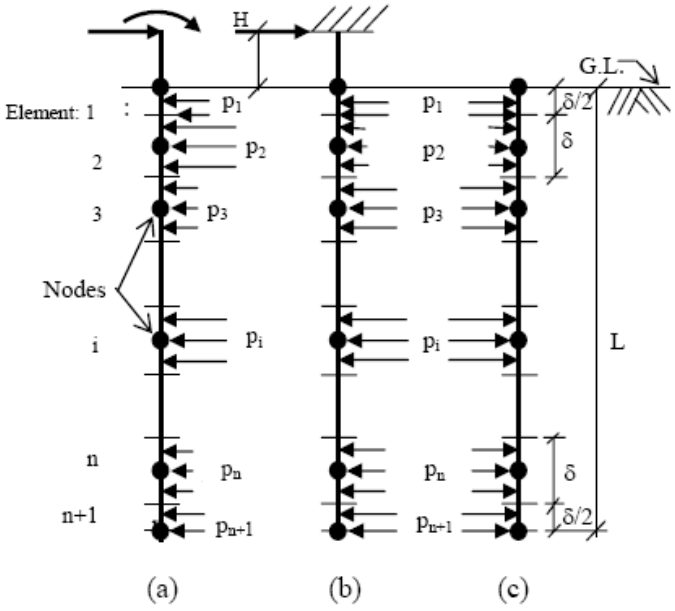


Figure (III.11.) Problème avec une pression uniforme agissant sur: (a) pieu avec une tête libre (b) pieu avec une tête fixe, (c) le sol est à côté de la surface du pieu

III.4.2.2.b) Méthode des éléments finis

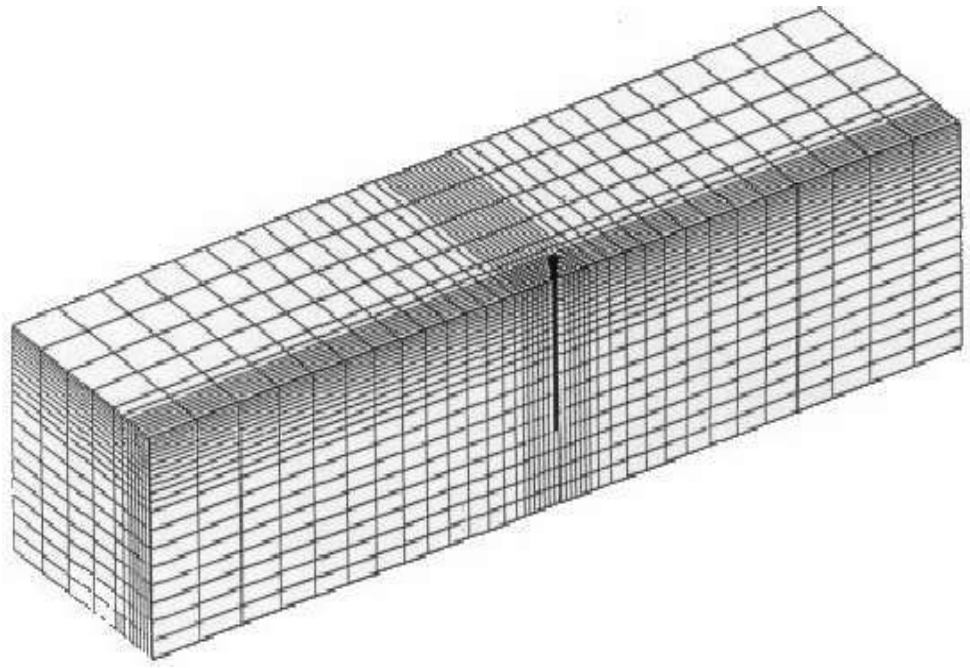
Cette méthode est pertinente pour l'analyse des problèmes à géométrie complexe. Elle permet d'examiner le problème de l'interaction sol-pieu-structure dans son intégralité et en un seul calcul intégrant ses trois principaux éléments.

Plusieurs auteurs ont utilisé cette méthode pour étudier le comportement statique et

dynamique des pieux et de micropieux. (Blaney et al. 1976, Roesset et al. 1977-1979, Tabatabaie 1982, Gazetas et Dobry 1984, Lysmer 1988, Ostadan 1983, Fan et al. 1991, Sahrour et al. 92/06, Ousta 1998, Sadek 2003, Wong 2004, Balendra 2005, Alsaleh 2007).

A titre d'exemple, Bentley (1999) a utilisé la méthode des EF en 3D pour étudier la réponse cinématique d'un pieu isolé sous chargement sismique. Le sol et le pieu sont modélisés par des éléments cubiques à 8 noeuds. La séparation sol-pieu est modélisée par des éléments d'interface de Coulomb. Les frontières de modèle sont représentées par des éléments de Kelvin. Le comportement de sol est considéré soit élastique ou élastoplastique avec le critère de Drucker-Prager. Les paramètres du modèle sont les suivants : pieu en béton armé, flottant ou encastré à la base, L/D = 15-20, Ep/Es = 1000, sol homogène avec Es =20MPa, K_0=0,65, chargement de Loma Prieta 1989 de 0,2g d'une durée de 20 s, fréquence dominante 2 Hz.

En utilisant une modélisation par éléments finis 2D et 3D, Chung (2000) a réalisé une étude de l'effet de l'interaction inertielle sur la réponse sismique sol-pieu-structure. L'étude concerne la réponse de pieux isolés et en groupe dans le domaine visco-élastique linéaire. Plusieurs paramètres ont été étudiés comme les propriétés de la superstructure et sa fréquence, le nombre de pieux, l'espacement entre les pieux et la disposition des pieux dans les groupes. Le comportement de système sol-pieux-structure est supposé élastique avec un amortissement de type Rayleigh. La superstructure est modélisée par un système à un seul degré de liberté composé d'une masse concentrée en tête d'une colonne. Les résultats ont montré que la modélisation en 2D surestime la rigidité du système sol-pieu, ce que révèle la nécessité d'utiliser une modélisation tridimensionnelle pour traiter correctement l'interaction sol-pieu-structure sous chargement sismique. La figure (III.12) montre le maillage utilisé pour un pieu isolé.



Figure(III.12) Maillage type pour l'étude de la réponse inertielle d'un pieu isolé (Chung 2000).

CHAPITRE IV

Présentation du code éléments finis PLAXIS

IV.1 Introduction

Avec les progrès des techniques informatiques modernes, l'analyse par éléments finis est devenue un outil pratique te puissant pour l'analyse de l'ingénierie la conception en génie des structures, le développement du code de conception structurale équation on les réaménager est un processus continue et nécessite une grande sérié d'étude expérimentale, Exécution de nombreux nombre d'expérience coûteux en temps et donc rentable.
Le problème soit considérablement simplifié grâce à l'utilisation plaxis

IV.2 Le logiciel Plaxis

Le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de chois automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage) .

IV.3. Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple. Les options par défaut commencent par:

- Le Maillage : l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec contrôle permanent à l'écran.

- Les conditions aux limites en déplacement : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

- Les contraintes initiales dues au poids des terres : peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état k0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre k0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité L'option k_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

● Les pressions interstitielles : ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles , Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

● Le coefficient de sécurité : est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliques, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui présider à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect.

IV.4 Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis

IV.4.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux ; depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les loi de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les année 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation (colloque de Villard de l'an (1984), colloque de Cheveland (1987)…). La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important .

La démarche suivie dans le développement du code Plaxis est différente. Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'élément finis, permettant de traiter des problèmes géotechnique réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminer à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, Plaxis peut apparaître comme une « règle de calcul »de l'ingénieur géotechnicien. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficients quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, … etc.), il est tout à fait adapte de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de 70 coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écrouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul

d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

− Quel est le comportement principal à modéliser ?

− Utiliser un modèle qui décrive ce comportement.

− Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

*** Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles**

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume celle ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles ci dépendent des variations de volume.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recaler par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai [6].

Les modèles de comportement utilisés dans plaxis sont:

IV.4.2 Différents modèles de comportement

1) Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν, l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau (G_U=G'), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation : $E= 2 G (1+\nu)$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol.

2) Le modèle de Mohr-Coulomb (M.C)

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\upsilon + c$$

Où σn et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et υ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure IV.1).

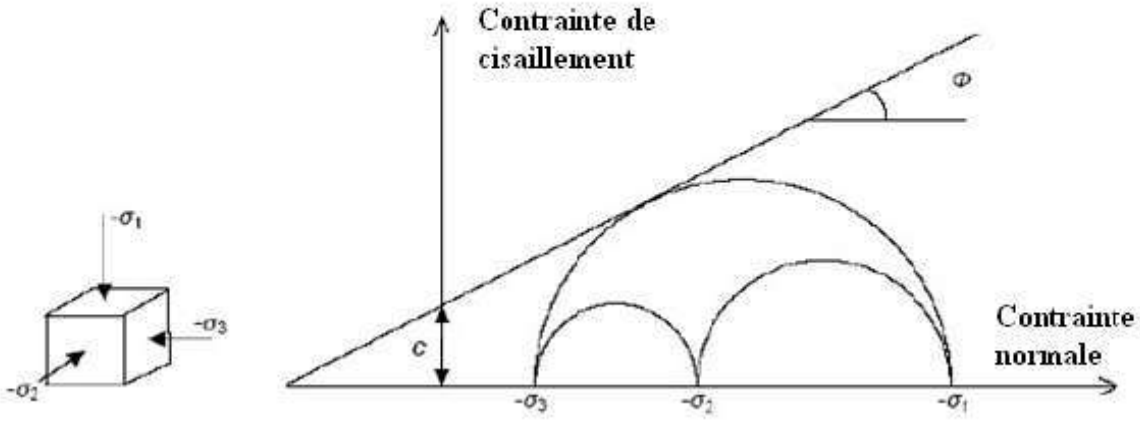


Figure IV.1 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice

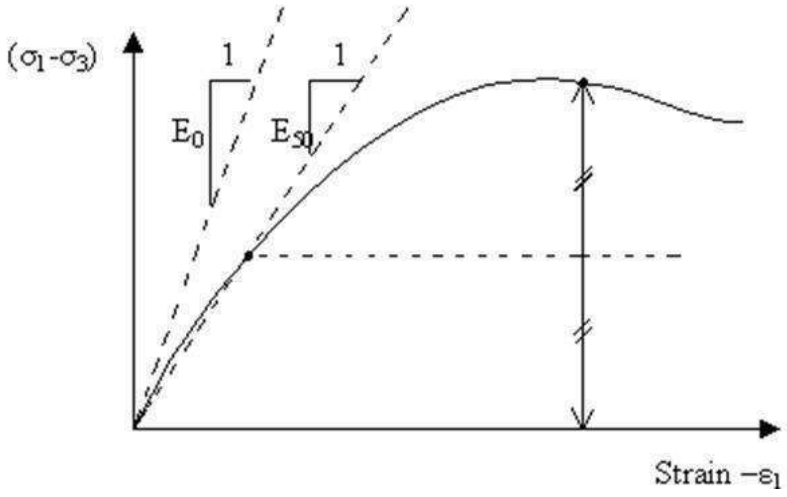


Figure IV.2: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour c=0

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure IV.1). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et υ, respectivement. Ce sont des

a) le module de Young

paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de Young varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module de déformation est constant. Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un

module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (Figure IV.3).

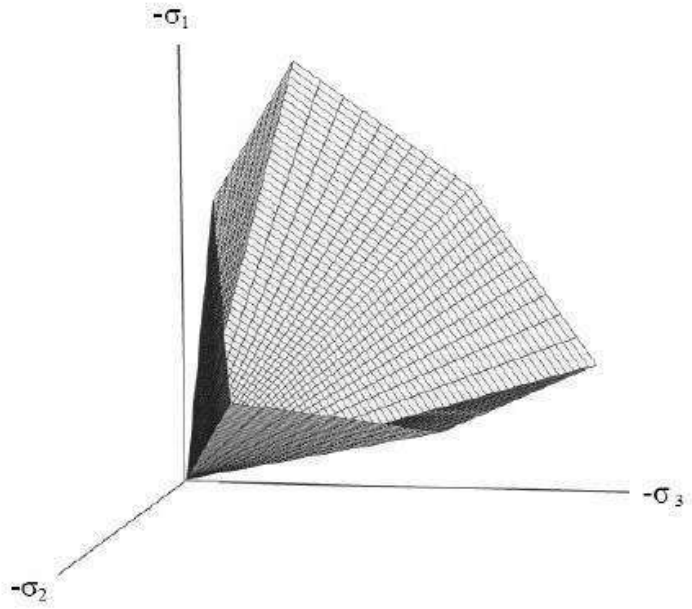


Figure IV.3 : Définition du module à 50 % de la rupture.

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

b) Le coefficient de poisson

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) L'angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier.

d) La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à1kpa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec υu=0, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalise avec le paramètre C-depth.

e) L'angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » note ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalue par la règle (grossière) suivante :

$\psi = \upsilon - 30^o$ pour $\upsilon > 30^o$

$\psi = 0$ pour $\upsilon < 30^o$

- Les cas ou $\psi < 0$ correspond à des sables très lâches.

- La valeur $\psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

3) Modèle de sol avec écrouissage (Hardening soil Model (H.S.M))

Le modèle de sol avec écrouissage (H.S.M) a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contraintes-déformation ne sont pas des droites.

- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module de déformation lorsque le cisaillement augmente : le module E50 n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.

- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

a) Courbes effort-déformation

$$-\xi 1 = \frac{1}{2\,E50}\,\frac{q}{1-\frac{q}{qa}}$$ **Pour q < qf**

Et avec :

$$qf = (C\cot\varphi - \sigma')\,\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \quad \text{et } q = qf / Rf$$

b) Les modules:

$$E50 = E50\,ref\left(\frac{Ccot\varphi - \sigma'3}{Ccot\varphi + Pref}\right) \quad avec\ Pref=100(KPa)$$

Le paramètre R_f est analogue a celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur\,ref}\left(\frac{Ccot\varphi - \sigma'3}{Ccot\varphi + Pref}\right)$$

La figure IV.4redonne ces définitions :

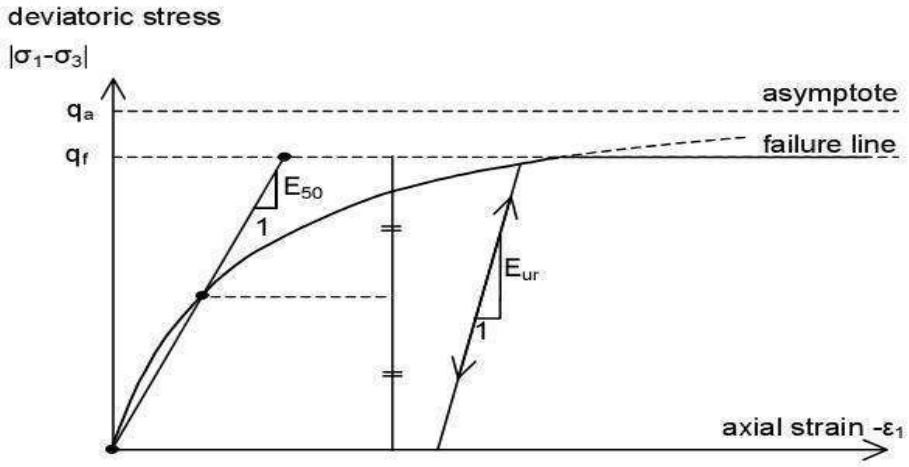


Figure IV.4 : représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte-déformation

c) La surface de charge

En fonction du paramètre d'écrouissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (figure IV.5) :

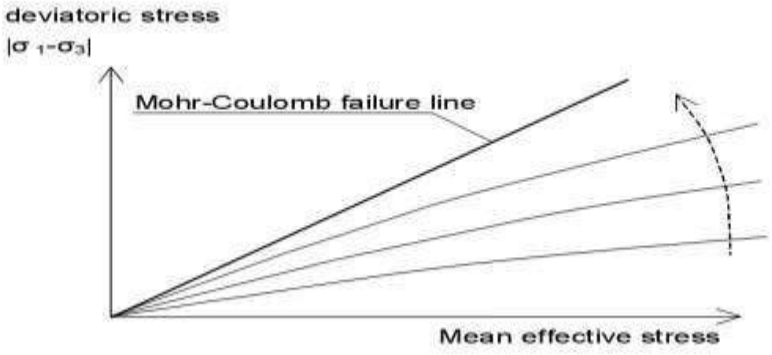


Figure IV.5 : Forme de surface de charge H.S.M

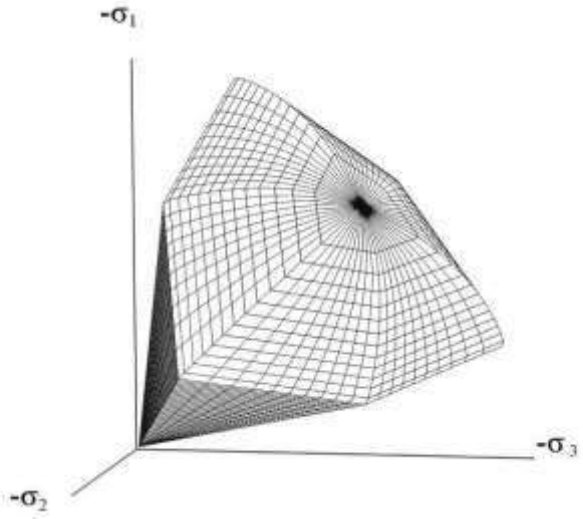


Figure IV.6 : Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol non cohérent

-Paramètres de Mohr-Coulomb

C : Cohésion (effective [KN/m]

υ : Angle de frottement effectif [°]

-Paramètres avancés

ψ : Angle de dilatation [°]

-Paramètres de rigidité

E^{ref}_{50} : Module sécant dans un essai triaxial [KN/m²]

E^{ref}_{oed} : Module sécant dans un essai oedométrique [KN/m²]]

m : puissance (environ 0.58 pour les sables) [-]

E^{ref}_{ur} : Module en décharge (par défaut $E^{ref}_{ur} = 4\, E^{ref}_{50}$) : [KN/m²]

ν_{ur} : Coefficient de poisson en décharge recharge (Par défaut ν_{ur}=0.2) [-]

P_{ref} : Contraintes de références (par défaut P^{ref}= 100) [KN/m²]

k^{NC}_0 : K_0 -consolidation (par défaut $k^{NC}_0 = 1 - \sin \upsilon$) [-]

: Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut R_f= 0.9) [-]

σ tension : Résistance à la traction (par défaut σ tension = 0) [KN/m²]

C incrément : par défaut C incrément = 0 [KN/m²]

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la (figure 4.5) et celle de la dilatance (éventuellement) sur la figure IV.7).

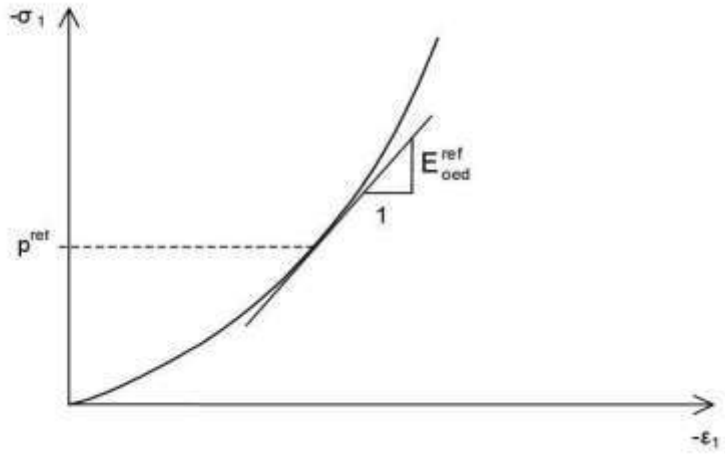


Figure IV.7 : définition du module œnométrique tangent.

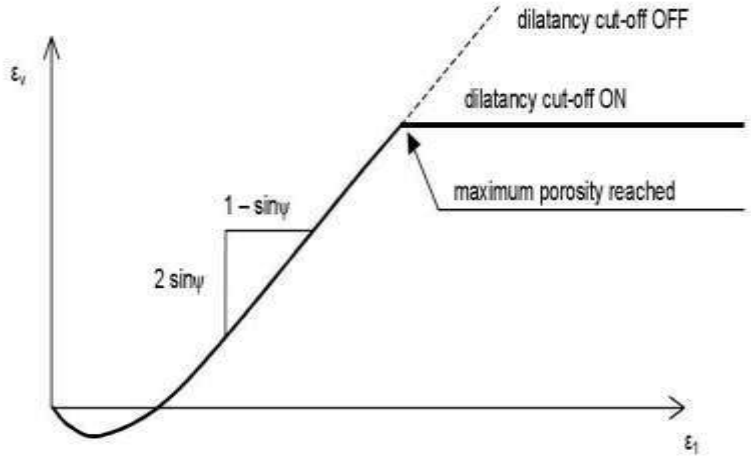


Figure IV.8 : Définition de l'angle de dilatance

4) Modèle pour sols mous (Soft Soil Model (S.S.M))

Ce modèle est un modèle dérivé du modèle de Cam-Clay. Historiquement le modèle de Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l 'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique .

a) Les paramètres de compressibilité

Les deux paramètres Cc et Cs décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoire : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation. L'axe des contraintes est trace en logarithme naturel, ce qui conduit a modifier la définition de Cc et Cs en λ et K dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique).

On utilise alors λ* et K*. Dans ce cas, l'indice des vides variable apparaît dans les expressions du tableau (IV.1). Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale. Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées dans le tableau (IV.1).

Relation avec l'indice Des vides.	(1) $\lambda^*=\lambda/(1+e)$	(2) $K^*=K/(1+e)$
Relation avec les paramètres «Hollondais »	(3) $\lambda^*=1/Cp$	(4) $K^*=(1-\nu ur)/(1-\nu ur).3/Cp$
Relation avec les l'indices des compressibilités et de gonflement.	(5) $\lambda^*=Cc/2,3(1+e)$	(6) $K^*=1,3(1-\nu ur)/(\nu ur).Cs/(1+e)$

Tableau (IV.1) : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et K

La figure ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres.

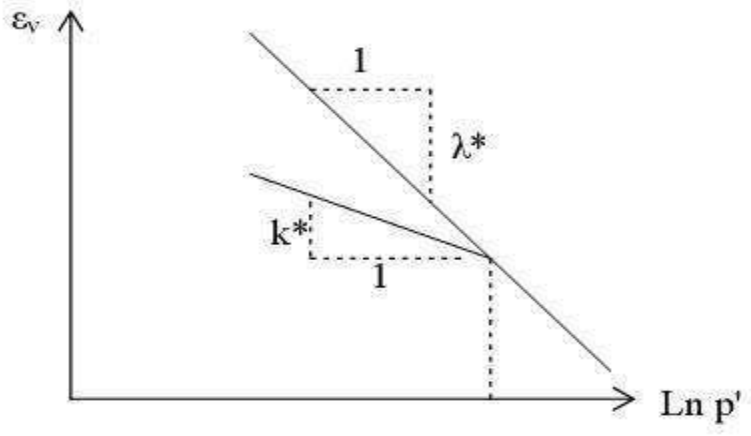


Figure IV.9 : Différentes représentations lors d'un essai œnométrique

b) La cohésion

Une cohésion effective peut être introduire dans le S.S.M. Elle peut être nulle.

c) Paramètre de frottement

On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement.

d) Paramètre de dilatance

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible et la valeur nulle est proposée par défaut.

e) Paramètre de contrainte K0

Le paramètre M est calculé à partir de K0 par la formule ci-dessous :

$$M=3\sqrt{\frac{(1-kNC0)^2}{(1+2kNC0)}+\frac{(1-k^{NC_0})(1-2\upsilon ur)(\lambda*/k*-1)}{(1+k^{NC_0})(1-2\upsilon ur)\lambda*/k*-(1-k^{NC_0})(1+\upsilon ur)}}$$

$$M = 3{,}0 - 2{,}8\ K_0^{NC}$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écrouissage dans le plan p-q.

f) Coefficient de poisson

Dans les modèles de Cam-Clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedomètrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales.

Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 mais une

valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{yur}{(1-vur)}=\frac{\Delta\sigma xx}{\Delta\sigma yy}$$

Dans Plaxis la valeur de vur est prise de 0,15.

g) Prise en compte de la surconsolidation

Plaxis calcule la pression de préconsolidation pc à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP) (Pre Overbuden Pressure).

- Les paramètres nécessaires au SSM

λ* : Indice de compression

K* : Indice de gonflement

C : Cohésion

υ : Angle de frottement

Ψ : Angle de dilatance

- les paramètres avancés

ν_{ur} : Coefficient de poisson en charge décharge

$K_{0\,NC}$: Paramètre de contrainte

M : Paramètre lié à K_0

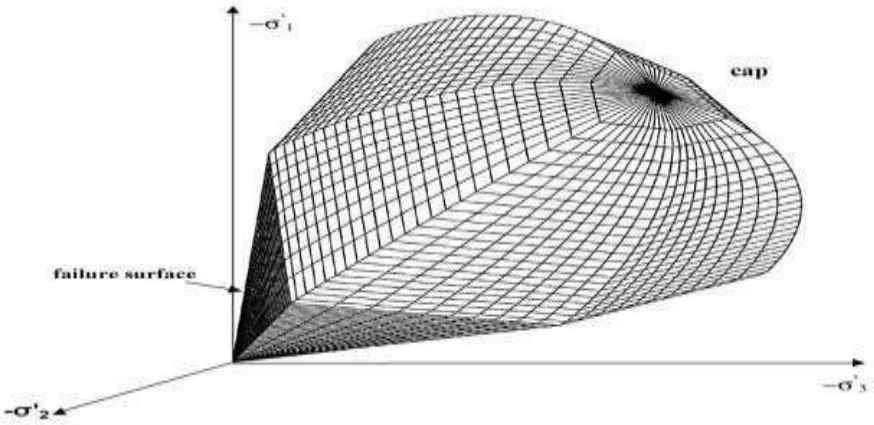
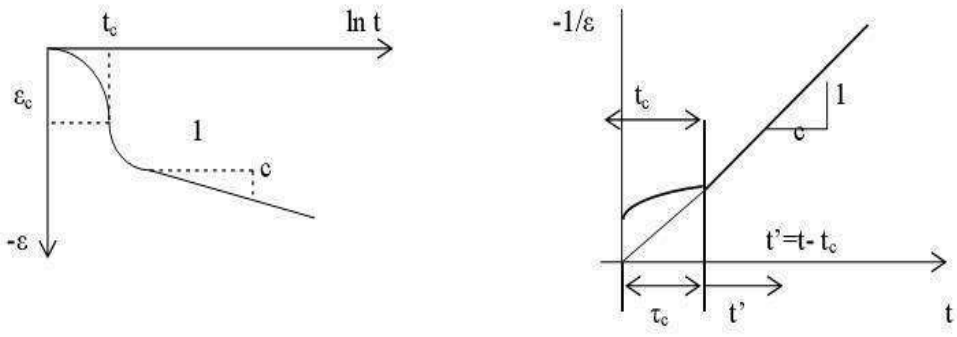


Figure IV.10 : Surface de rupture pour un soft soil model SSM

5 - Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model (S.S.C.M))

Le SSCM, permet de prendre en compte l'écrouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps. Elle est caractérisée par le paramètre Cα Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.(La figure IV.11)résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.



(a) (b)

Figure IV.11 : effet du temps sur les essais œnométriques

Le soft soil creep model élargit ces résultats dans le plan p-q en introduisant des surfaces de charges qui « s'appuient » sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M=\frac{6\sin Øcu}{3-\sin Øcu}$$

$$Peq=\sigma'\left[\frac{1+2k0\ nc}{3}+\frac{3(1-k0\ nc)}{M^2(1+2k0\ nc)}\right]$$

- Les paramètres du SSCM

Le paramètre de fluage est μ* défini par :

$$\mu^*=\frac{c_{cu}}{2.3(1+e)}$$

- Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb

C : cohésion [KN/m²]

υ : Angle de frottement [°]

Q : Angle de dilatance [°]

- Paramètre de consolidation

K* : Indice de gonflement [-]

λ* : Indice de compression [-]

μ* : Indice de fluage [-]

- Les paramètres avances

νur : Coefficient de poisson en charge-décharge (par défaut 0,15) [-]

K_0 NC= σ'xx /σ'yy coefficient des terres au repos pour un sol normalement

Consolide [-]

M : Pente de la ligne de l'état critique

Remarque :

Les différents modèles utilisés dans Plaxis montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélation. L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre la simulation numérique. La détermination des paramètres géotechnique à entrer concerne dans Plaxis n'est pas différent d'un choix de paramètre de calcul« manuel » pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indisponible d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des fait paramètres géotechniques classiques. Le choix du modèle de comportement dépend du problème posé.

CHAPITRE V

Simulation numérique

V.1 Généralités :

V.1.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est de propose un modèle de référence pour l'étude, pour cela on va réaliser une modélisation, on se propose d'étudier le comportement d'un pieu en calculant les efforts par le code élément finis PLAXIS.

de voir l'influence des paramètres de calcul sur la variation des efforts avec le logiciel.

V.1.2 Choix de l'élément fini :

Pour les réglages généraux, on choisi

1) Eléments à 15 nœuds pour le sol.
2) Eléments à 2 nœuds pour le pieu.
3) Problème de déformation plane.

V.1.3 Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux :

La géométrie du modèle étudié est présente sur la figure (5.1)

Hauteur du massif du sol H=36 m et la largeur L=2 H

Le massif du sol est compose de deux couches de sol

1^{ere} couche : 0.00-30m de profondeur argile rigide ;

2^{eme} couche : 30- 36.00 m de profondeur sable, zone d'encastrement.

V.1.4 Caractéristiques des matériaux :

a- Propriétés des couches de sol :

Les propriétés des couches de sol utilisées dans la simulation sont résumées dans le tabl V.1 :

Tableau V-1 : propriétés des couches de sol

paramètre	Désignations	Couche 1	Couche2
Modèle et type de comportement		Mohr- coulomb drainé	Mohr- coulomb drainé
Poids volumique apparent	γ_{unsat}	16 kn/m^3	18 kn/m^3
Poids volumique sature	γ_{sat}	18 kn/m^3	20 kn/m^3
Module d'Yong	E_{ref}	6998000.00 kn/m^2	15000.00 kn/m^2
Coefficient de poison	ν	0.3	0.25
Cohésion	C_{ref}	100 kn/m^2	1 kn/m^2
Angle de frottement	φ	35°	25°
Angle de dilatance	ψ	0.2	0.25

b-Propriétés des pieux :

Les propriétés des pieux sont résumées dans le tableauV.2 :

Tableau V-2 : propriétés des pieux :

paramètre	Désignations	
type de comportement	Matériel type	Elastoplastique
Rigidité normale	EA	4.000X10^4 Kn/m
Rigidité de flexion	EI	3.333X10^4 Kn/m
Epaisseur équivalente	D	1.000m
Poids	W	2.00kn/m
Coefficient de poison	ν	0.3

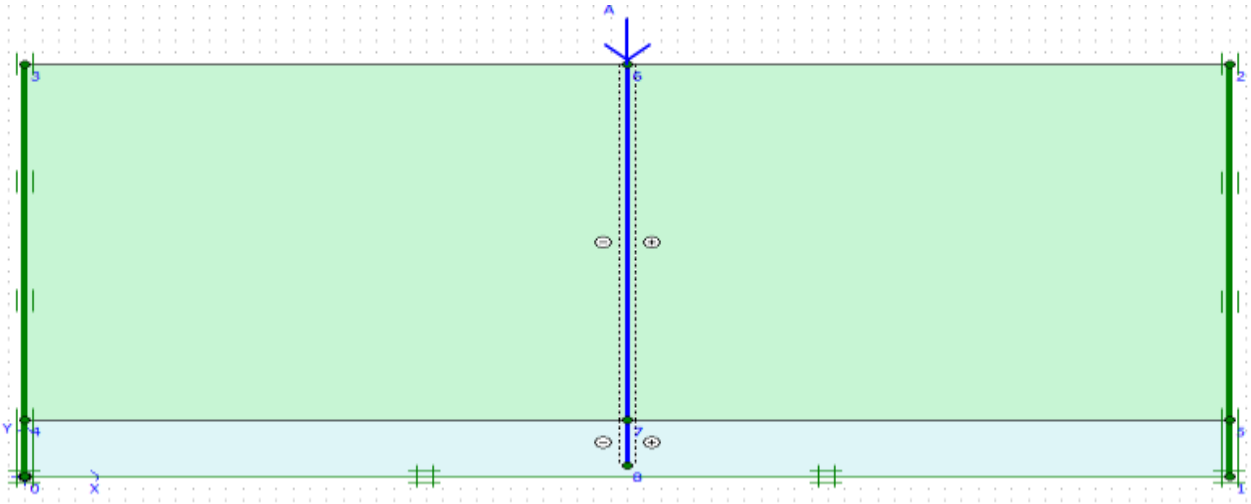


Figure V.1 : la géométrie du modèle

V.1.5 Maillage :

L'icône 'maillage' permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle la finesse du maillage dans le menu Mesh. Le maillage est présenté sur la fig V.2

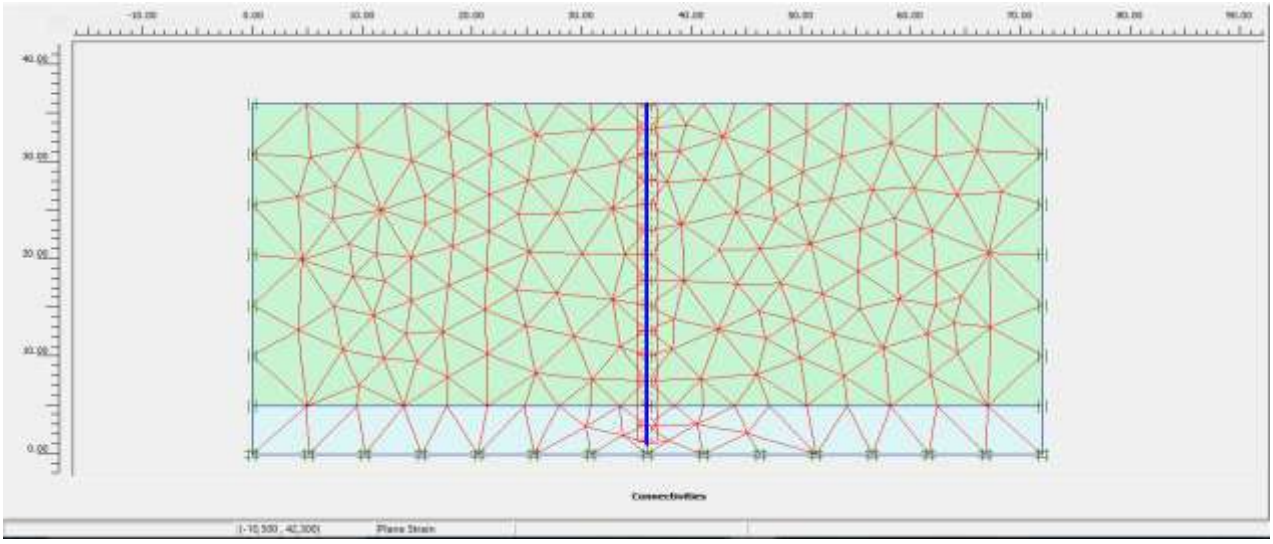


Figure V-2 : Maillage du massif

V.1.6 Conditions initiales :

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

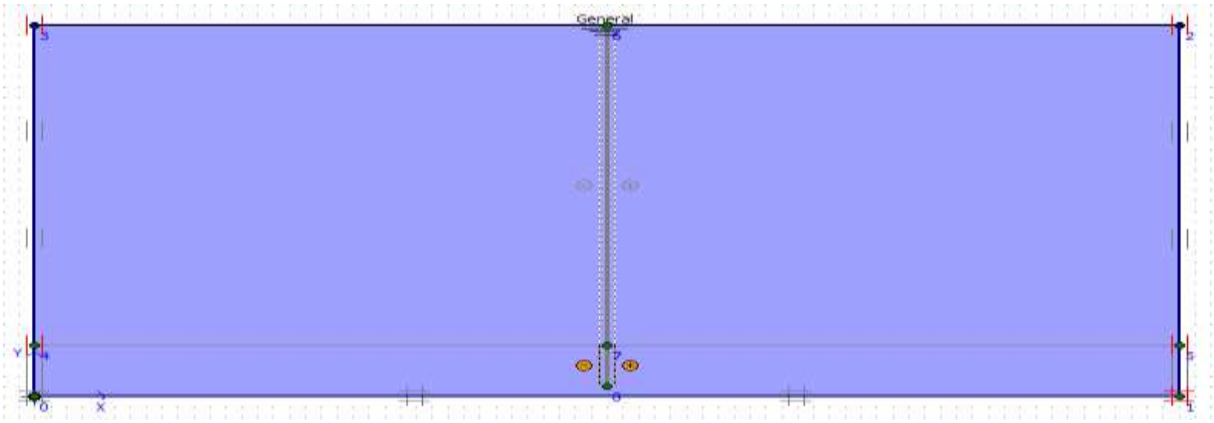


Figure V-3 : Conditions initiales

Le calcul numérique est fait à l'aide de logiciel Plaxis .Le calcul du modèle de référence se fait selon les phases suivantes :

Phases 0 : Initiation Des Contraintes :

On évalue les contraintes effectives initiales

Phase 01 : Application des Déplacements,

On applique les déplacements sur le massif de sol cette phase est caractérisé par : Calcul plastique Activer l'option ignore undrained, Entre total multiplers weight =1

Phase 02 : Calcul Les Efforts Internes.

On détermine les moments, et effort tranchant dans le pieu : Calcul plastique Activer l'option staged construction dans le menu loading input Activer le pieu et l'ancrage a partir du bouton define qui nous permet d'accéder au menu de géométrie.

V.3.2 Modèle du calcul :

On considère une couche de sable avec des différentes densités ans une zone de moyenne sismicité avec une accélération en champ libre de 0.15g , 0.2g puis dans une zone de forte sismicité avec une accélération de 0.25g et 0.3g en champ libre, le module déformation est pris égale a 15.000Kn/m^2,

On calcul les déplacements qu'on applique sur le pieu, afin de déduire les valeurs de des moments $M_{max.}$ Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux :

Tableau V-3: les valeurs de déplacement pour a =0.15g et 0.20 g.
(Diamètre =0.8m).

Profondeur	*Accélération*	*Déplacement*	*Profondeur*	*Accélération*	*Déplacement*
1,0	0,15 g	0,002847588	1,0	0,2 g	0,005413156
3,0	0,15 g	0,000751812	3,0	0,2 g	0,001018886
6,3	0,15 g	0,007777415	6,3	0,2 g	0,012725215
9,5	0,15 g	0,016256079	9,5	0,2 g	0,025816358
12,1	0,15 g	0,023682637	12,1	0,2 g	0,036905213
15,3	0,15 g	0,033278435	15,3	0,2 g	0,050993917
18,6	0,15 g	0,042834228	18,6	0,2 g	0,064913661
21,1	0,15 g	0,050275269	21,1	0,2 g	0,075744922
24,4	0,15 g	0,059226779	24,4	0,2 g	0,088818772
27,6	0,15 g	0,067797965	27,6	0,2 g	0,10141434
30,2	0,15 g	0,074445322	30,2	0,2 g	0,1112391
33,4	0,15 g	0,082612805	33,4	0,2 g	0,12335568
36,0	0,15 g	0,089111762	36,0	0,2 g	0,13300677

Tableau V-4 : les valeurs de déplacement pour a = 0.25 g et 0.3 g (D=0.8m).

Profondeur	*Accélération*	*Déplacement*	*Profondeur*	*Accélération*	*Déplacement*
1,0	0,25 g	0,008397744	1,0	0,3 g	0,012068076
3,0	0,25 g	0,001356561	3,0	0,3 g	0,001564643
6,3	0,25 g	0,018515035	6,3	0,3 g	0,025090344
9,5	0,25 g	0,036917205	12,1	0,3 g	0,069962157
12,1	0,25 g	0,052215904	15,3	0,3 g	0,095401118
15,3	0,25 g	0,07149584	18,6	0,3 g	0,12054373
18,6	0,25 g	0,090515287	21,1	0,3 g	0,14026954
21,1	0,25 g	0,10536259	24,4	0,3 g	0,16438323
24,4	0,25 g	0,12339282	27,6	0,3 g	0,18796229
27,6	0,25 g	0,14089963	30,2	0,3 g	0,20654378
30,2	0,25 g	0,15463605	33,4	0,3 g	0,22957175
33,4	0,25 g	0,17162646	36,0	0,3 g	0,24793733
36,0	0,25 g	0,18516949	1,0	0,3 g	0,012068076



Figure V-4 : variation des déplacements en fonction de l'accélération (D=0.8m).

Tableau V-5 : les valeurs de déplacement pour a = 0.15 g et a = 0.2 g

(Diamètre = 1m).

Profondeur	*Accélération*	*Déplacement*	*Profondeur*	*Accélération*	*Déplacement*
1,0	0,15 g	0,001122593	1,0	0,2 g	0,002869593
3,0	0,15 g	0,000469558	3,0	0,2 g	0,000888719
6,3	0,15 g	0,005943945	6,3	0,2 g	0,010338018
9,5	0,15 g	0,015156593	9,5	0,2 g	0,023989445
12,1	0,15 g	0,023828752	12,1	0,2 g	0,036376076
15,3	0,15 g	0,035046996	15,3	0,2 g	0,052223146
18,6	0,15 g	0,045787774	18,6	0,2 g	0,0674185
21,1	0,15 g	0,053673906	21,1	0,2 g	0,078684566
24,4	0,15 g	0,062498122	24,4	0,2 g	0,091495248
27,6	0,15 g	0,070266985	27,6	0,2 g	0,1030322
30,2	0,15 g	0,075916522	30,2	0,2 g	0,11159708
33,4	0,15 g	0,082601268	33,4	0,2 g	0,12187321
36,0	0,15 g	0,087861532	36,0	0,2 g	0,12998992
1,0	0,15 g	0,001122593	1,0	0,2 g	0,002869593

Tableau V-6 : les valeurs de déplacement pour a = 0.25 g et a = 0.3 g

(Diamètre = 1m).

Profondeur	Accélération	Déplacement	Profondeur	Accélération	Déplacement
1,0	0,25 g	0,005551579	1,0	0,3 g	0,008850243
3,0	0,25 g	0,001321521	3,0	0,3 g	0,001816809
6,3	0,25 g	0,016001078	6,3	0,3 g	0,022733425
9,5	0,25 g	0,034908909	9,5	0,3 g	0,047759471
12,1	0,25 g	0,05152248	12,1	0,3 g	0,069270143
15,3	0,25 g	0,072581152	15,3	0,3 g	0,096420124
18,6	0,25 g	0,092837714	18,6	0,3 g	0,1227144
21,1	0,25 g	0,1080267	21,1	0,3 g	0,14269642
24,4	0,25 g	0,12560038	24,4	0,3 g	0,16622926
27,6	0,25 g	0,1417916	27,6	0,3 g	0,18835108
30,2	0,25 g	0,15403647	30,2	0,3 g	0,20530585
33,4	0,25 g	0,16887309	33,4	0,3 g	0,2259763
36,0	0,25 g	0,18061949	36,0	0,3 g	0,2423687

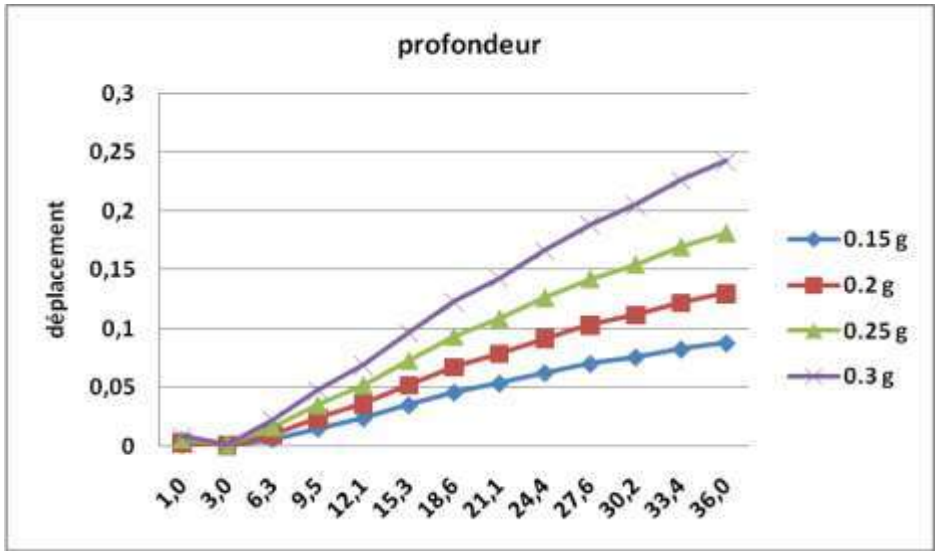


Figure V-5 : variation des déplacements en fonction de l'accélération (D=1m)

Tableau V-7 : les valeurs de déplacement pour a =0.15 g et a = 0.20 g (Diamètre = 1.2m).

Profondeur	*Accélération*	*Déplacement*
1	0,15 g	0,001960751
3	0,15 g	0,000664793
6,3	0,15 g	0,006911425
9,5	0,15 g	0,015632315
12,1	0,15 g	0,023531259
15,3	0,15 g	0,033776562
18,6	0,15 g	0,043842822
21,1	0,15 g	0,051511411
24,4	0,15 g	0,060491335
27,6	0,15 g	0,068833938
30,2	0,15 g	0,075163202
33,4	0,15 g	0,082848157
36	0,15 g	0,088948092

Profondeur	*Accélération*	*Déplacement*
1	0,2 g	0,004355955
3	0,2 g	0,000973355
6,3	0,2 g	0,011759909
9,5	0,2 g	0,025074662
12,1	0,2 g	0,036656365
15,3	0,2 g	0,051418823
18,6	0,2 g	0,065838376
21,1	0,2 g	0,076850749
24,4	0,2 g	0,089845013
27,6	0,2 g	0,10205807
30,2	0,2 g	0,11142151
33,4	0,2 g	0,12286769
36	0,2 g	0,13196618

Tableau V-8: les valeurs de déplacement pour a =0.25 g et a = 0.30 g (Diamètre = 1.2m).

Profondeur	*Accélération*	*Déplacement*	*Profondeur*	*Accélération*	*Déplacement*
1	0,25 g	0,00750714	1	0,3 g	0,010697933
3	0,25 g	0,00123686	3	0,3 g	0,001721147
6,3	0,25 g	0,01760135	6,3	0,3 g	0,024185833
9,5	0,25 g	0,03632845	9,5	0,3 g	0,048940367
12,1	0,25 g	0,05218256	12,1	0,3 g	0,069634848
15,3	0,25 g	0,07217781	15,3	0,3 g	0,095674836
18,6	0,25 g	0,09169027	18,6	0,3 g	0,12120901
21,1	0,25 g	0,10667882	21,1	0,3 g	0,14099811
24,4	0,25 g	0,12454442	24,4	0,3 g	0,16485183
27,6	0,25 g	0,14155889	27,6	0,3 g	0,18784347
30,2	0,25 g	0,15473802	30,2	0,3 g	0,20578504
33,4	0,25 g	0,17092916	33,4	0,3 g	0,22789685
36	0,25 g	0,18381211	36	0,3 g	0,24550419

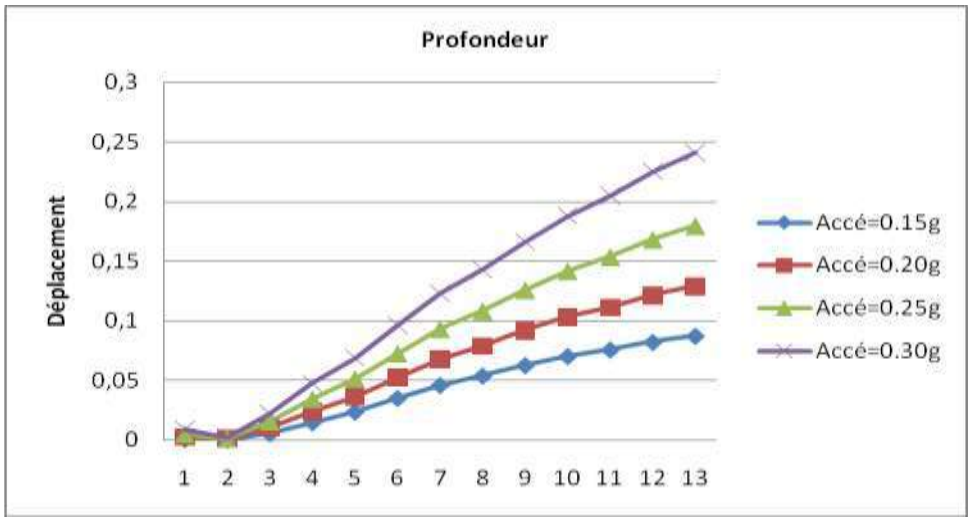


Figure V-6 : variation des déplacements en fonction de l'accélération (D=1.2m).

Remarque :

- On remarque que pour la même accélération, le déplacement augmente avec La diminution de diamètre.
- Pour la même diamètre le déplacement augment avec l'augmentation de L'accélération

D'après ces résultats on résume que le déplacement diminue avec augmentation de diamètre. Le déplacement augment avec l'augmentation de l'accélération en champ libre, donc les résultats sont acceptables pour les déplacements.

Le déplacement maximum étant obtenu à la surface de sol.

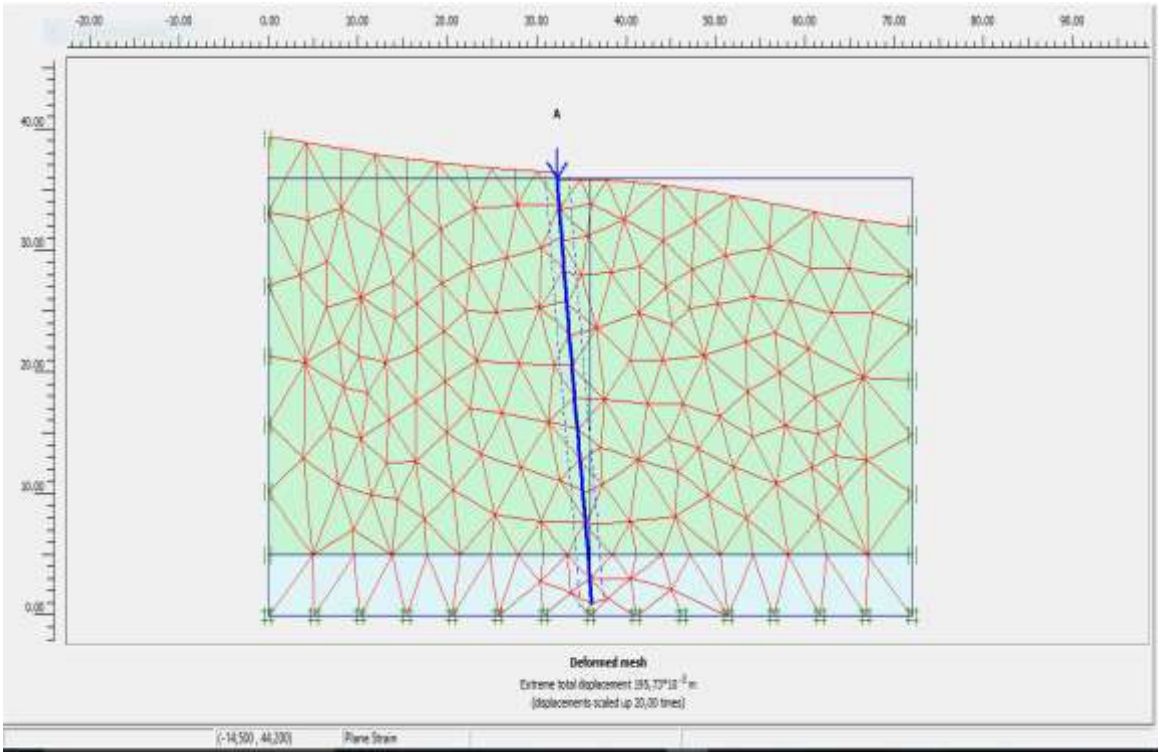


Figure V-7 : déformation du pieu.

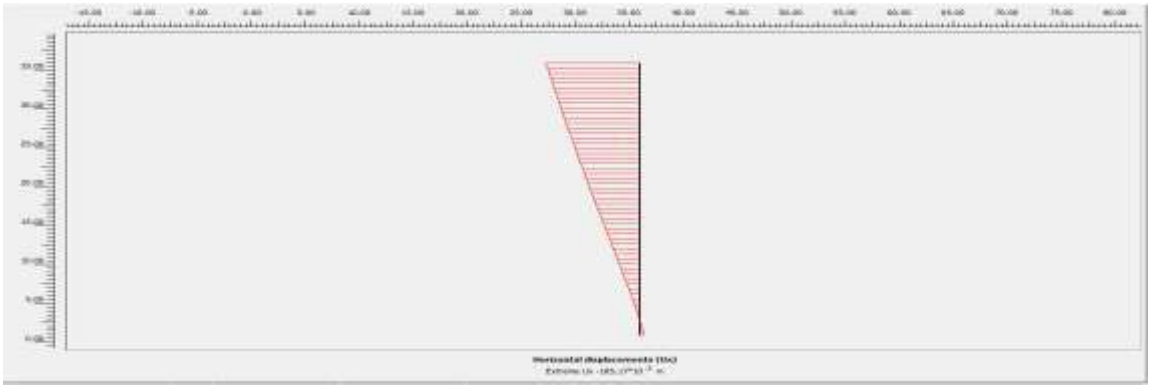


Figure V-8 : déplacements totaux.

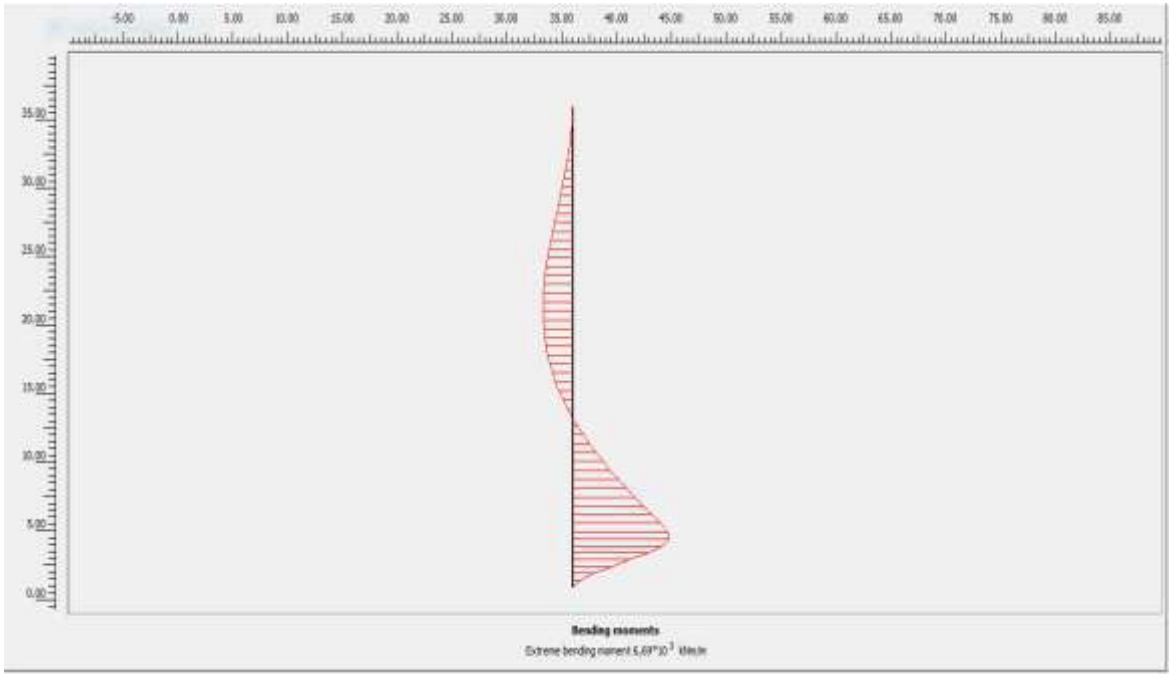


Figure V-9 : moment fléchissant.

D'après ces résultats on remarque que les valeurs des moments sont augmente Avec diminution des diamètres.

L'étude paramétrique sera effectuée sur le même modèle montre l'effet des différents Paramètres Sur la réponse d'un pieu avec les mêmes données en changent chaque fois le Paramètre choisi Pour comparaison (les paramètres ont été modifié un par un).

Les paramètres sont :

- Diamètre du pieu.
- L'accélération de la zone.

Tableaux V-9 : les valeurs de déplacement en tête de pieu en fonction de l'accélération et diamètres.

Déplacement (cm)	Diamètre(m)	Accélération (m/s)	Déplacement (cm)	Diamètre (m)	Accélération	Déplacement (cm)	Diamètre (m)	Accélération (m/s)
8,9	0.8	0,15	8,79	1	0,15	8,89	1.2	0,15
13,3	0.8	0,2	13	1	0,2	13,19	1.2	0,2
18,5	0.8	0,25	18	1	0,25	18,3	1.2	0,25
24,79	0.8	0,3	24	1	0,3	24,5	1.2	0,3

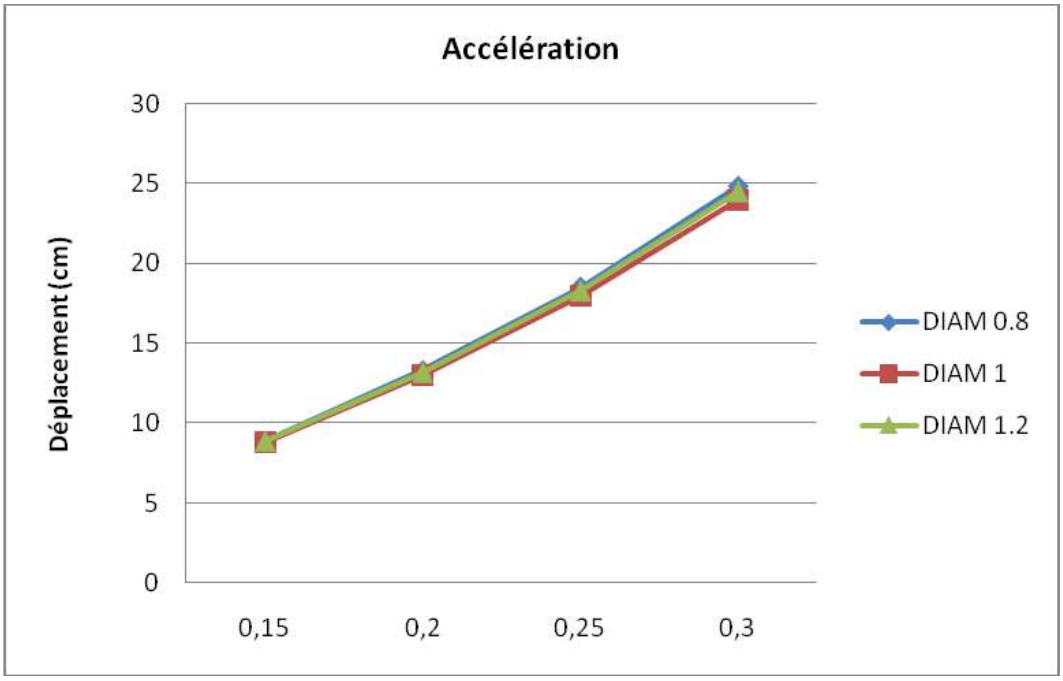


Figure V-10 : déplacement en tête de pieu en fonction de l'accélération.

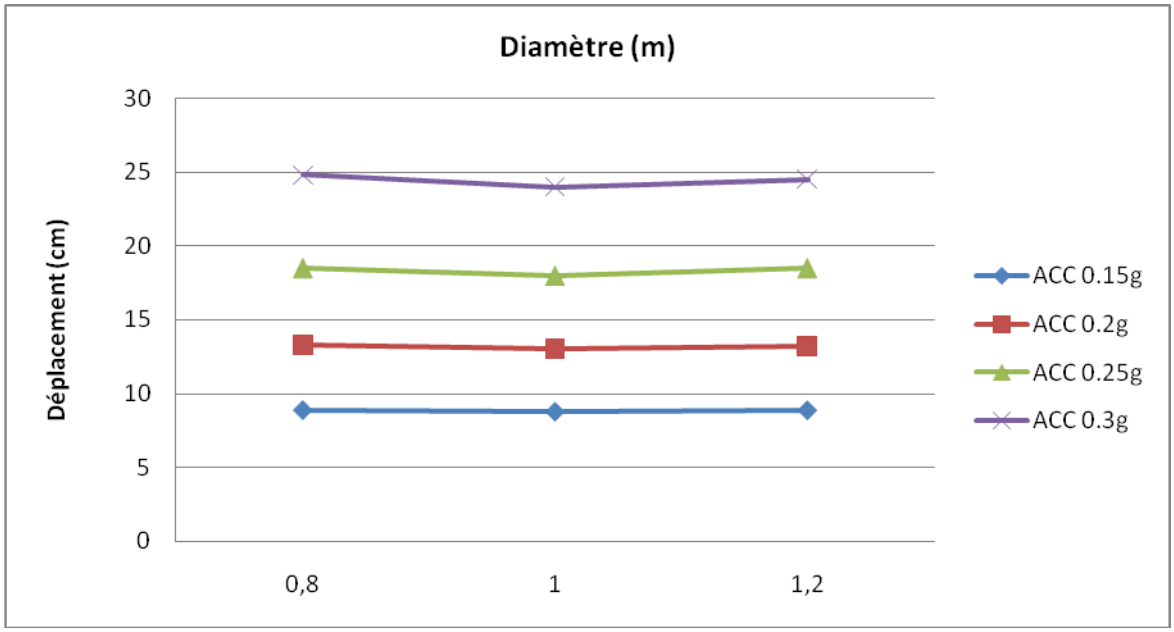


Figure V-11 : déplacement en tête de pieu en fonction du diamètre.

Remarque :

- On remarque que pour les différents diamètres, le déplacement presque reste le Même déplacement (figure V-10).
- Pour les différents diamètres le déplacement augment avec l'augmentation de L'accélération (figure V-11)

Tableau V-10 : les valeurs des efforts tranchants du pieu en fonction de l'accélération Et diamètre= 0.8m.

Profondeur	*L'effort tranchants pour diamètre 0.8m*			
	Les accélérations			
	0.15 g	**0.20 g**	**0.25 g**	**0.30 g**
1	-419,71731	-334,77253	-343,63865	-353,87029
3	-2526,4551	-2614,2627	-2653,194	-2628,0711
6,3	847,37241	902,40972	919,05571	900,85406
9,5	723,6418	793,21563	836,32369	841,0275
12,1	577,11865	628,45715	660,44993	661,88785
15,3	386,28249	406,74049	415,91025	406,3741
18,6	205,41928	194,49593	180,74524	163,23676
21,1	75,878175	43,042567	15,506506	-0,77573266
25	-79,563824	-109,4625	-141,74005	-142,17374
27,6	-145,524	-199,06535	-213,36128	-201,88018
30,2	-166,23699	-199,53771	-201,37385	-206,49709
33,4	-95,902666	-114,28047	-131,65464	-150,30009
36	-3,7402427	-5,5534094	-7,0026275	-8,3302634

Tableau V-11 : les valeurs des efforts tranchants du pieu en fonction de l'accélération et diamètre= 1m.

Profondeur	***L'efforts tranchants pour diamètre 1m***			
	Les accélérations			
	0.15 g	**0.20 g**	**0.25 g**	**0.30 g**
1	-353,87029	-650,13121	-680,78128	-718,70788
3	-2628,0711	-2627,5228	-2657,9212	-2534,34
6,3	900,85406	914,80394	920,39346	888,70434
9,5	841,0275	825,22507	869,31038	869,66931
12,1	661,88785	628,59899	664,55363	666,24876
15,3	406,3741	419,50741	435,90619	429,12205
18,6	163,23676	222,28576	217,78967	203,51478
21,1	-0,77573266	48,809894	27,535733	13,016622
24,4	-142,17374	-90,638531	-118,75649	-120,78808
27,6	-201,88018	-181,15214	-198,34909	-185,4037
30,2	-206,49709	-195,2339	-195,07501	-197,45043
33,4	-150,30009	-122,16465	-137,05637	-154,54029
36	-8,3302634	-6,4459668	-7,8415305	-9,1835259

Tableau V-12 : les valeurs des efforts tranchants du pieu en fonction de l'accélération Et diamètre= 1.2 m.

Profondeur	*L'efforts tranchants pour diamètre 1.2 m*			
	Les accélérations			
	0.15 g	**0.20 g**	**0.25 g**	**0.30 g**
1	-405,67582	-369,85324	-349,58001	-364,57344
3	-1892,2382	-2323,9716	-2509,4919	-2575,6911
6,3	836,11397	953,92871	977,25952	959,66157
9,5	619,62334	730,06733	781,88308	800,13298
12,1	445,01883	527,6907	568,91203	585,05751
15,3	256,89372	303,57367	324,46477	330,41684
18,6	107,24161	122,30353	123,27321	120,09483
21,1	12,962258	6,9808126	-4,9739317	-10,500291
24,4	-76,387144	-102,20323	-122,64588	-120,64496
27,6	-132,46009	-166,82876	-179,98629	-169,53587
30,2	-144,34553	-169,60058	-171,21764	-174,97773
33,4	-84,088428	-96,546911	-110,82867	-128,54192
36	-2,9806308	-4,418778	-5,6901513	-6,9305787

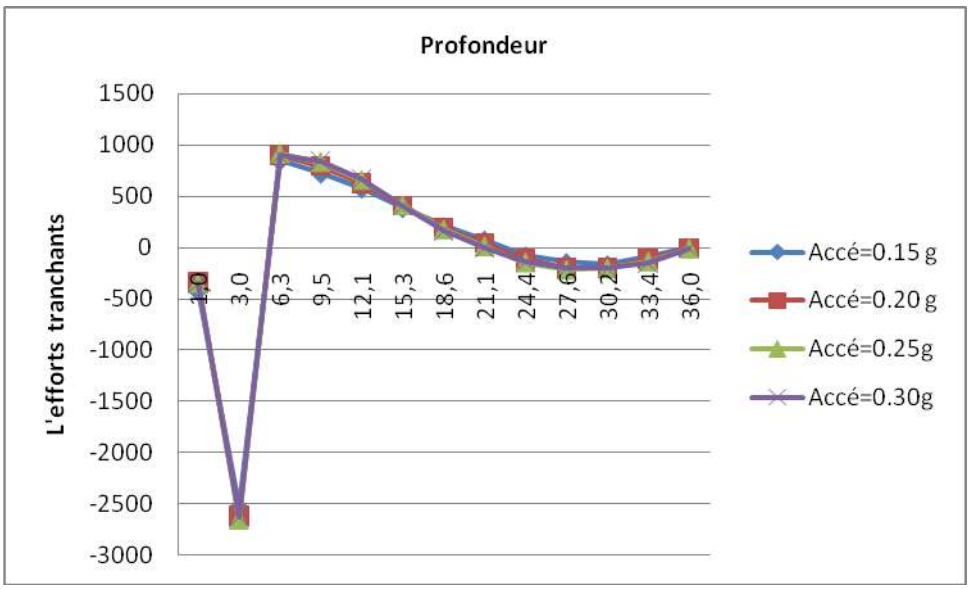


Figure V-13 : variation des efforts tranchants en fonction de profondeur et accélération pour D= 0.8m

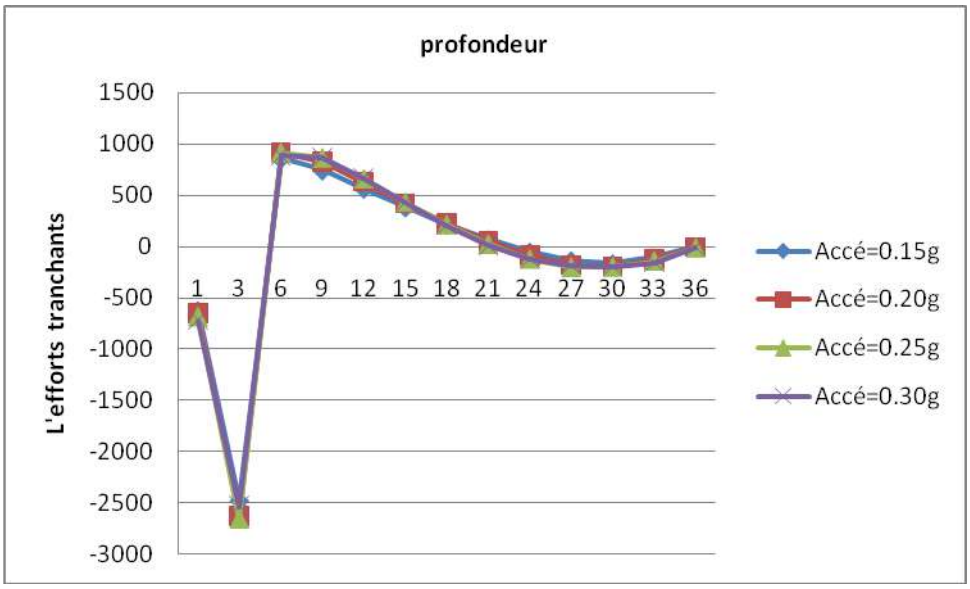
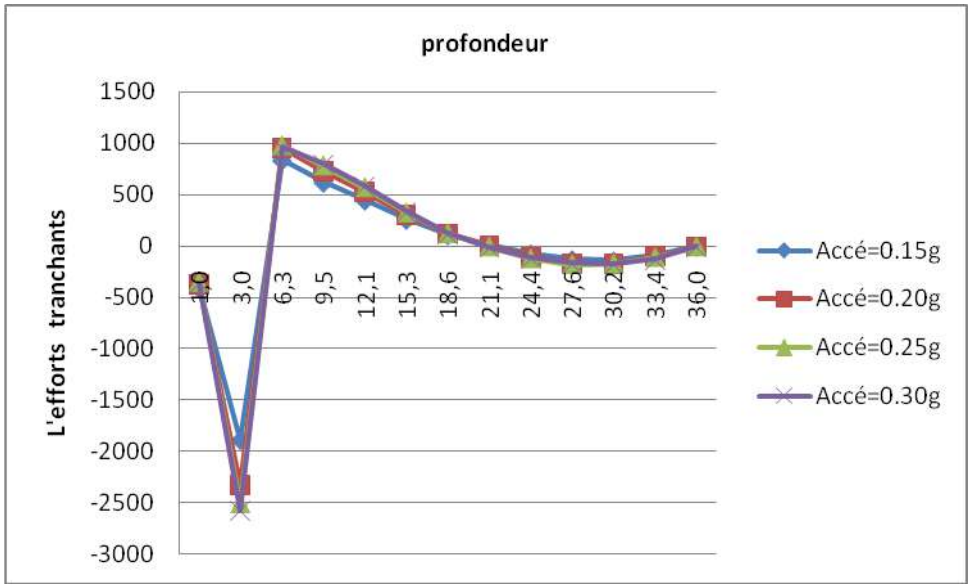


Figure V-13 : variation des efforts tranchants en fonction de profondeur et accélération pour D= 1 m



FigureV-14 : variation des efforts tranchants en fonction de Profondeur et accélération pour D= 1.2m

Remarque :

On remarque que les efforts tranchants augmente quand l'accélération augmente et le Diamètre diminue.

Et le moment fléchissant diminue quand l'accélération diminue et le diamètre augmente.

Mais au niveau d'encastrement.

Tableau V-13 : les valeurs des moments fléchissant du pieu en fonction de l'accélération et Profondeur (Diamètre = 0.8m).

Profondeur	***Les moments fléchissant pour diamètre 0.8m***			
	Les accélérations			
	0.15 g	**0.20 g**	**0.25 g**	**0.30 g**
1	-1E-12	-3E-12	-1,2E-11	-2E-12
3	4035,713	4019,1078	4050,1569	3960,1361
6,3	5790,113	5712,7566	5671,0284	5494,0667
9,5	3217,9527	2916,839	2757,6201	2591,1033
12,1	1534,5956	1075,0938	816,43141	639,90987
15,3	-20,122985	-596,56746	-922,8018	-1086,6782
18,6	-971,01937	-1562,2373	-1880,1573	-1998,5475
21,1	-1330,8051	-1864,5852	-2127,8788	-2200,7467
25,0	-1305,7068	-1744,0792	-1906,0478	-1947,6966
27,6	-1006,9157	-1224,6489	-1305,1676	-1373,4445
30,2	-592,4346	-692,5932	-759,13551	-838,34468
33,4	-137,80882	-172,85801	-206,11816	-239,35686
36	-9E-12	8E-12	3,5E-11	-4E-11

Tableau V-14: les valeurs des moments fléchissant du pieu en fonction de l'accélération et profondeur (Diamètre = 1m).

Profondeur	***Les moments fléchissant pour diamètre 1m***			
	Les accélérations			
	0.15 g	**0.20 g**	**0.25 g**	**0.30 g**
1	0	-1E-12	0	0
3	4159,8829	4317,5894	4305,2079	4243,8322
6,3	5825,4955	6001,4753	6051,3057	5878,8006
9,5	3381,0026	3333,8937	3288,2431	3152,2538
12,1	1408,6541	1144,6728	973,79781	829,93727
15,3	-17,912993	-426,58542	-677,18377	-814,18219
18,6	-917,21003	-1384,5794	-1652,632	-1756,9828
21,1	-1340,7908	-1784,0833	-2011,7954	-2070,4214
25,0	-1360,6557	-1711,3185	-1861,556	-1891,929
27,6	-1071,9595	-1288,8086	-1365,7616	-1416,6732
30,2	-607,77011	-699,96091	-757,48426	-830,90457
33,4	-173,74888	-211,27025	-247,95208	-286,29676
36	-1,7E-11	2E-12	-4,3E-11	2E-12

Tableau V-15: les valeurs des moments fléchissant du pieu en fonction de l'accélération et Profondeur (Diamètre = 1.2m).

Profondeur	***Les moments fléchissant pour diamètre 1.2m***			
	Les accélérations			
	0.15 g	**0.20 g**	**0.25 g**	**0.30 g**
1	0	0	0	0
3	3207,5761	3727,9636	3899,1176	3953,9832
6,3	4243,9039	4890,2252	5097,2087	5145,7006
9,5	1882,566	2141,7432	2201,5542	2230,1272
12,1	510,88779	519,58621	457,07683	438,84113
15,3	-611,98411	-811,3931	-974,84832	-1029,3822
18,6	-1189,7833	-1487,3984	-1685,4356	-1743,2654
21,1	-1340,4914	-1648,9649	-1832,0056	-1877,3902
25,0	-1229,73	-1484,6386	-1612,4123	-1648,7457
27,6	-882,50274	-1036,0969	-1104,2669	-1165,7865
30,2	-516,87373	-588,94549	-641,14833	-714,80655
33,4	-173,74888	-144,51018	-172,64928	-204,46594
36	-1,7E-11	0	-3E-12	-7E-12

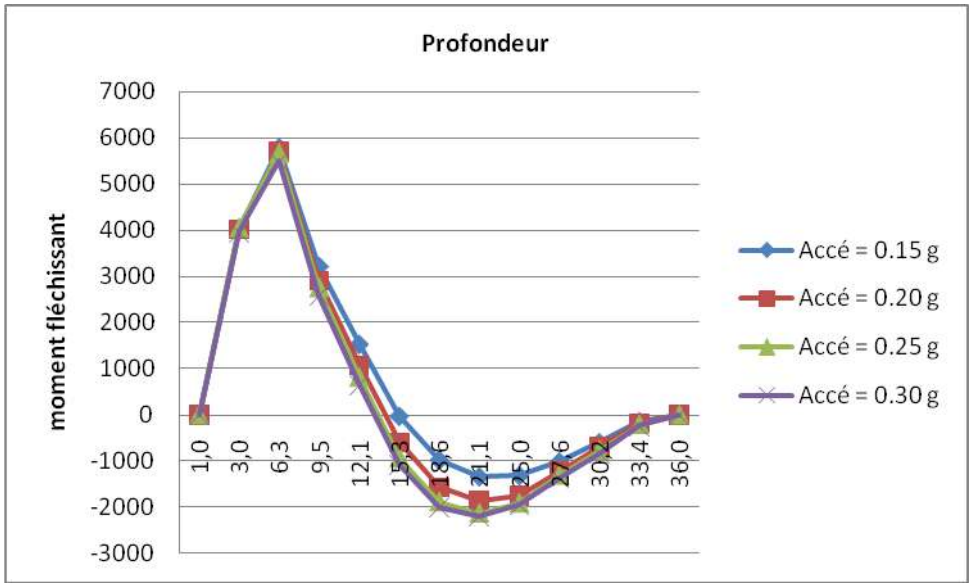


Figure V-15 : variation des moments fléchissant en fonction de Profondeur et Accélération (D= 0.8m)

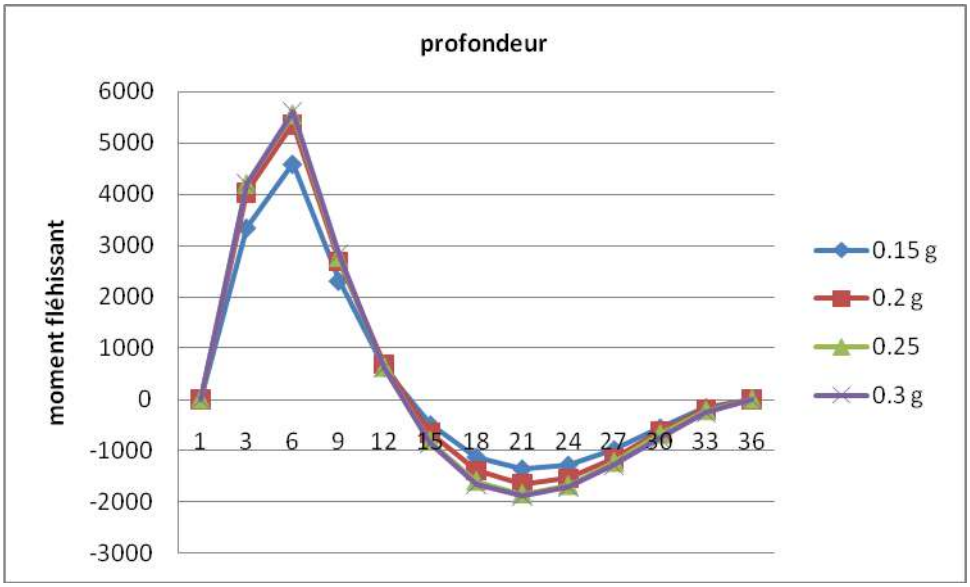


Figure V-16 : variation des moments fléchissant en fonction de Profondeur et accélération Pour D= 1m

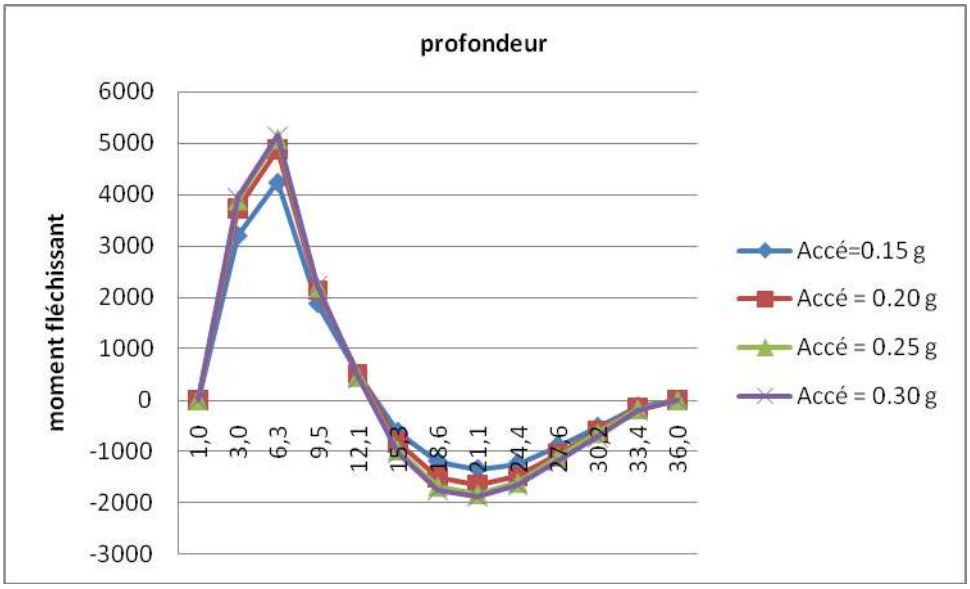


Figure V-17 : variation des moments fléchissant en fonction de Profondeur et accélération Pour D= 1.2 m

Remarque :

On remarque que le moment fléchissant augmente quand l'accélération augmente et le Diamètre diminue.

Et le moment fléchissant diminue quand l'accélération diminue et le diamètre augmente.

Conclusion Générale

L'objet de notre travail apporte sur l'étude de l'influence de l'interaction sol – structure sur le comportement des pieux en zone sismique, en utilisant le code éléments finis (Plaxis).

Cette simulation concerne l'étude de l'influence de différents paramètres sur l'effort internes : Moments fléchissant, l'effort tranchant.

Les paramètres choisit sont :

- Séismicité du la zone (moyen, forte).
- diamètre du pieu.

Cette comparaison permet d'émettre ce qui suit :

Les résultats obtenus par le code élément finis PLAXIS. En effet obtient :

1- Le déplacement en tête du pieu augmente quand l'accélération augmente et diminue quand la vitesse de cisaillement augmente.
2- Le moment fléchissant augmente quand l'accélération augmente et le diamètre diminue.
   Le moment fléchissant diminue quand l'accélération diminue et le
   Diamètre augmente

Enfin à partir des résultats obtenus par la simulation numérique (limitée) ; cette formulation
A donné de bons résultats, pas risque de rupture.

Références bibliographiques

ABDOUN, T. (1997), Modeling of Seismically Induced Lateral Spreading of Multi-Layered Soil and Its Effect on Pile Foundations, Ph.D. Thesis, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, NY.

Anandarajah, A., Rashidi, H. & Arulanandan, K., (1995) « Elasto-Plastic Finite ElementAnalyses of a Soil-Structure System Under Earthquake Excitation », Computers and Geotechnics, Vol.17, pp. 301-325.

ANTON Hübner(2007), Tubular , Piles – Buckling Design in a Complex Situation, thèse de doctorat, University of Fridericiana to Karlsruhe (TH)

Baguelin, F., FRANK, R. and SAID, Y. H. (1977), Theoretical Study of Lateral Reaction Mechanism of Piles, Geotechnigue. Vol. 27, No. 3, pp. 405-434.

Baguelin, F., Jezequel, J., (1972) « Etude Expérimentale du Comportement de Pieux Sollicités Horizontalement, » Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées No. 62, pp.129-170.

Barton, Y. O. et Pande, G. N., (1982) « Laterally Loaded Piles in Sands: Centrifuge Tests and Finite Element Analyses », International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, pp. 749-758.

Bustamante, M. ; Frank, R. ; Glaneselli, L. (1987)" Le dimensionnement des fondations profondes : L'expérience des Laboratoires des Ponts et Chaussées". Bull. Liaison. Laboratoire. Ponts et Chaussées, vol.149, pp.13-22.

BAKOUR, Azzeddine(2008), Comportement des fondations profondes sous charges : aspects structuraux et géotechniques, mémoire comme exigence partielle à l'obtention de la maitrise en Génie de la Construction, Ecole de Technologie Supérieure, Université d QUÉBEC.

Bardet J.P., Idriss, I.M., O'Rourke, Adachi, N., Hamada, M., and Ishihara, K., (1996) « North America-Japan Workshop on the Geotechnical Aspects of the Kobe, Loma Prieta, and Northridge Earthquake », Report No. 98-36 to National Science Foundation, Air Force Office of Scientific Research, and Japanese Geotechnical Society. Osaka, Japan.

Boulanger, R. W., Curras, C. J., Kutter, B. L, Wilson, D. W. & Abghari, A. A., (1999) « Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses », Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, No. 9, pp. 750-759.

Dou, H., and Byrne, P.M. (1996) « Dynamic Response of Single Piles and Soil-Pile Interaction », Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, pp. 80-96.

Fascicule N°62-Titre V (1993)"Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil",Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, Ministère de L'Equipement, du Logement et des Transports,182 p

Fiegel, G., Hudson, M. Idriss, I., Kutter, B. & Zeng, X., (1994) « Effect of Model Containers on Dynamic Soil Response », Proc. of centrifuge '94, Singapore, pp. 145-150.

Frank. R. (1999)."Calcul des fondations superficielles et profondes", Editions Technique de l'ingénieur et Presse des Ponts et Chaussées, 141 p.

Gazetas, G. and Dobry, R., (1984) « Horizontal Response of Piles in Layered Soil », Journal of the Geotech. Eng., ASCE, Vol. 110, No. 1, pp. 20-40.

Gilbert.C. (1995)"Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure", Revue Française de Géotechnique, N°7, 3e trimestre 1995, pp. 3-9.

Giannakos et al (2011), "on the lateral response of piles: numerical analysis against centrifuge experiments", 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering 2011, Santiago, Chile

Giannakos et al (2012), "cyclic lateral response of piles in dry sand: Finite element modeling and validation". Computers and Geotechnics 44 (2012) 116–131P.116–131

Hadjadji.T. (1993)"Analyse du comportement de pieux sous chargements horizontaux", Thèse de doctorat de L'Ecole Nationale des Ponts etChaussées, 307 p.

Kagawa, T. and Kraft, L. M., Jr., (1980) « Seismic *p-y* Response of Flexible Piles », Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT8, pp. 899- 918.

Kana, D. D., Boyce, L. and Blaney B. W., (1986) « Development of a Scale Model for the Dynamic Interaction of a Pile in Clay », Journal of Energy Resources Technology, ASCE, Vol. 108, pp. 254-261.

Khemakhem. (2012)« étude expérimentale de la réponse aux charges latérales monotones et cycliques d'un pieu fore dans l'argile » Thèse de doctorat, laboratoire central des ponts et chaussées de Nantes.

Luco, J.E. (1974) « Impedance Functions for a Rigid Foundation on a Layered Medium», Nuclear Engrg. and Design, Vol. 31, pp. 204-217.

Lieu, H. and Chen, K., (1991) « Test on Behavior of Pile Foundation in Liquefiable Soils », Proc. 2nd Intl. Conf. on Recent Advances in Geotech. Eng. and Soil Dyn., St. Louis, Vol. 1, pp. 233-235.

Mindlin, R. D. (1936)" Force at a point in the interior of a semi-infinite solid". Physics 7,195-202.

Mizuno, H., Iiba, M., Kitagawa, Y., (1984) « Shaking Table Testing of Seismic Bbuilding Pile-two-Layered-Soil Interaction », Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. III, pp. 649-656.

Miyamoto, Y., Miura, K., Scott, R., and Hushmand, B., (1992) « Pile Foundation Response in Liquefiable Soil Deposit During Strong Earthquakes, Centrifuge Test for Pile Foundation Model and Correlation Analysis », Journal of Struct. Constr. Engng. AIJ. , No.439, pp. 49-63.

Maheshwari, Truman, El-Naggar, Gould (2004) « Three-Dimensional Finite Element Nonlinear Dynamic Analysis of Pile Groups for Lateral Transient and Seismic Excitations »Can. Geotech. J. Vol. 41.

Novak, M. and Aboul-Ella, F., (1978) « Impedance Functions of Piles in Layered Media », Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 104, No. EM6, pp. 643-661.

Nomura, S., Shamoto, T. and Tokimatsu, K., (1991) « Soil-Pile-Structure Interaction During Liquefaction », Proc. 2nd Intl. Conf. on Recent Advances in Geotech. Eng. and Soil Dyn., St. Louis, Vol 1, pp. 743-750.

Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1980), "Pile Foundation Analysis and Design," John Wiley & Sons. New York, 397 p.

Perlo-Mevellec. (2003), «Etude numérique par l'approche hybride des Groupes de pieux »Thèse de Doctorat au Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES).

Reimer, M. and Meymand, P., (1996) « Modeling of Seismic Soil-Pile-Structure Interaction in Soft Clay », Proc. 4th Caltrans Seismic Research Workshop, Sacramento, July

Remaud D. (1999)." Pieux sous charge latérales : Etude expérimentale de l'effet de groupe"Thèse de Doctorat.

Rosquoët (2004), «Pieux sous charge latérale cyclique » Thèse de doctorat, laboratoire central des ponts et chaussées de Nantes.

Rakotonindriana (2009), « comportement des pieux et des groupes de pieu sous chargement latéral cyclique » Thèse de doctorat, laboratoire central des ponts et chaussées de Paris.

SEAOC; Structural Engineers Association of California (1991) « Reflections on the October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake » Ad Hoc Earthquake Reconnaissance Committee, Sacramento.

Sreerama, K., (1993) « Dynamic Pile-Soil-Pile Interaction Using Model Tests Under Simulated Earthquakes », Ph.D. Dissertation, Univ. of Missouri-Rolla

Shahrour I. et Ata N. (1995). « Calcul des Groupes de Micropieux à L'aide de la Méthode des Modules de Réaction (p-y) ». Rapport interne du P. N. Forever No. FO/94/10.

Shahrour I, Ousta R., Chung Y.S. (2000) « Modélisation Tridimensionnelle du Comportement Sismique des Sols Renforcés par Micropieux » 3ème Coll. int. ``Prédiction et Réduction de l`aléa Sismique``, ALGERIE.

Tajimi, H. (1969) « Dynamic Analysis ox Structure Embedded in Elastic Stratum », Prxc. 4th Wld Conf. Earthq. Engnx, Santiago, pp. 53-69

Terzaghi.K.(1955)."Evaluation of coefficients of subgrade reaction".Geotechnique, Vol. 5, pp.279-326.

Tazoh, T., Shimizu, K. & Wakarara, T., (1987) « Seismic Observations and Analysis of Grouped Piles », in Dynamic Response of Pile Foundations – Expériments, Analysis, and Observation, Geotech. Spec. Pub. 11, ASCE, pp. 1-20.

Tao, X., Kagawa, T., Minowa, C. & Abe, A., (1998) « Verification of Dynamic Soil-Pile Interaction », Proc. 3rd Conf. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Seattle, pp. 1199-1210.

Wilson, D. W. (1998) « Soil-pile-superstructure Interaction at Soft and Liquefying Soil Sites», PhD Thesis, U. of California at Davis, Davis, CA.

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