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



DEPARTEMENT DE LA MATIERE
FACULTE DES SCIENCES ET TECHNIQUES
UNIVERSITE DE MEDEA

MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de

MASTER 2 DE GENIE CIVIL

Option : Géotechnique

SUJET

CONTRIBUTION À L'ETUDE NUMERIQUE DES PIEUX SOUMIS AUX DEPLACEMENTS DU SOL DANS LES ZONES LIQUEFIABLES

Réalisé par :

** M^lle^ **DOUIFI Amel**

Dirigé par :

** D^r^ **AMAR BOUZID Djillali**

Juin 2012

Avant propos

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

Je tiens à exprimer mes plus vifs sentiments et ma profonde gratitude à Mr. AMAR BOUZID. Dj Maitre de conférences (A) à l’université de Médéa, qui a dirigé ce mémoire. Je lui dois mes premiers pas dans la recherche. Sa disponibilité et ses conseils m’ont été précieux pour mener à bien ce travail.

Je voudrais aussi à exprimer mes sincères remerciements à tous les enseignants de l’université de Médéa en particulier de Génie Civil qui ont participé à ma formation.

Je voudrais à présent remercier ceux qui sont toujours présents dans mon cœur, ma famille, mes parents qui ont été avec moi en tout moment, mon frère et mes deux sœurs pour leurs encouragements. Je leur dois plus que je ne saurais l’exprimer.

En fin je ne pourrais finir qu’avec tous mes amis et spécialement de Géotechnique, ce mémoire leur est dédié.

SOMMAIRE

AVANT PROPOS ……..I

SOMMAIRE …….II

RESUME ……...…….VII

ABSTRACT ……...……...…VIII

ملخص ……...……IX

PRINCIPALES NOTATIONS ……...……...X

LISTE DES FIGURES ……..XIII

LISTE DES TABLEAUX ……...…..…….….XVII

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

I-1 Généralité ……..……..……..1

I-2 Problématique ……..……..1

I.3 Plan de travail ……..……..2

CHAPITRE II : UNE VUE CRITIQUE DES DIFFERENTES METHODES DE CONCEPTION DES PIEUX DANS LES ZONE SISMIQUEMENT LIQUEFIABLES

II-1Introduction ……..……..……4

II-2 Fondation profonde ……4

II-2-1 Définition de la fondation profonde ……...……4

II-2-2 Nature structurale des pieux ……...…6

II-2-3 Principe de fonctionnement ……....7

II-3 Généralités sur les séismes …….....8

II-3-2 Caractéristiques des séismes ……...…8

II-3-3 Effets particuliers des séismes …….....10

II-3-3-1 Définition de la liquéfaction …….....10

II-3-3-2 L'explication du phénomène …….....10

II-3-3-3 susceptibilité à la liquéfaction …….....11

II-3-3-4 Identification des sols liquéfiables ……...12

II-3-4 Les sollicitations ……...13

II-3-5 choix du système de fondations ……13

II-3-6 Fondations profondes ……13

II-3-6-1 Dispositions générales ……..13

II-3-6-2 pieux en béton moulé dans le sol ……..14

II-3-6-3 Pieux battus préfabriqués en béton armé …….……15

II-3-6-4 Pieux battus métalliques tubulaire …….……...17

II-3-6-5 Micropieux ou Pieux injectés sous pression …….……20

CHAPITRE III : FLAMBEMENT DES PIEUX

III.1 Définition du phénomène de flambement ……22

III.2 Méthodes de calcul de la force critique de flambement ……...23

III.2.1 Méthode classique ……23

III.2.2 Méthode énergétique ……25

III.3 Flambement du mât d'Euler ……...……..25

III.3.1 Formule d'Euler ……25

III.4 Flambement d'un pieu dans un sol élastique ……27

III.4.1 Généralités sur l'interaction sol-pieu ……27

III.4.1.1 Modèle de Winkler …….27

III.4.1.2 Modèle du continuum élastique …….28

III.4.1.3 Modèles biparamétriques ……...29

III.4.2 Force critique dans un sol de "type Winkler" ……..34

III.4.2.1 Pieu complètement fiché dans le sol ……...34

a- Cas d'un sol homogène (monocouche) ……...34

a-1 Cas d'un module de réaction constant ……34

a-2 Cas d'une variation linéaire du module de réaction ……38

b - Cas d'un sol stratifié (multicouches) ……39

III.4.2.2 Pieu partiellement fiché dans le sol ……41

a - Cas d'un module de réaction constant …….....41

b - Cas d'une variation linéaire du module de réaction ……...43

III.4.3 Force critique dans un continuum élastique ...…….……...…….44

III.4.4 Force critique dans un "sol biparamétrique" ……46

a - Méthode classique ……46

b - Méthode énergétique ……48

c - Effet de la déformation due à l'effort tranchant ……49

III.4.5 Charge ultime d'un micropieu ……..50

III.4.6 Détermination du module de réaction du sol ……...51

III.5 Conclusions ……..52

CHAPITRE IV : ANALYSE DU COMPORTEMENT DES PIEUX SOUMIS AU MOUVEMENT DU SOL

IV-1 REPONSE DU PIEU AU MOUVEMENT DE TERRE PERMANENT : AVIS DE LA LITTÉRATURE ……...54

IV-1-1 Introduction ……54

IV-1-2 Les méthodes d'analyse ……..55

IV-1-2-1 Méthodes empiriques et semi-empirique ……55

IV-1-2-2 Méthodes basées sur l'approche de réaction de sol ……..56

IV-1-2-2-1 Les limites du modèle de réaction du sol ……..61

IV-1-2-3 Méthode basée sur la théorie élastique …….62

IV-1-2-3-1 Limitation de la théorie de l'élasticité ……..64

IV-1-2-4 Approche d'équilibre limite ……..65

IV-1-2-4-1 Les limites de l'approche d'équilibre limite …….67

IV-1-2-5 Approche basée sur l'écoulement visqueux ……..67

IV-1-2-5-1 Les limites de l'approche de viscosité …….70

IV1-2-6 Analyse des éléments Finis …….70

IV-2 ANALYSE ADIMENSIONNELLE DE REPONSE DU PIEU AU MOUVEMENT LATERAL DU SOL ……71

IV-2-1 Solutions exactes …….71

IV-2-2 Analyse adimensionnel ……...75

IV-2-2-1 L'équation adimensionnelle ……..75

IV-2-2-2 Formulation des différences finies ……79

IV.3 CONCLUSION ……82

CHAPITRE V : ELABORATION D'UN CODE DE CALCUL ET INTERPETATION DES RESULTATS

V-1- Historique ……83

V-2- Programme FORTRAN sur le flambement des pieux soumis à la charge latérale du sol 83

V-3- Vérification d'un schéma numérique …….....85

V-3-1 Exemple d'un pieu ancré dans un sol homogène (monocouche) …….85

V-3-2 Exemple d'un pieu ancré dans un sol hétérogène (bicouche) ……..86

V.4 Étude paramétrique du système ……87

V.4.1 Les rapports modulaire et de longueur ……...……..87

V.4.2 L'effet de la charge axiale ……..92

V.5 Conclusion ……94

CHAPITRE VI : CONCLUSION GENERALE

VI.1 Conclusions ……..……95

VI.2 Recommandations ……95

REFERENCES BIBLIGRAPPHIQUES ……96

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 la liquéfaction sismique du sol.

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 flambement des pieux dans les zones sismiquement liquéfiables.

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 de programmation, on présente un bref aperçu sur le programme FORTRAN, suivi d'une étude de la réponse des pieux soumis à un mouvement latéral du sol.

Une étude paramétrique de deux 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 : pieux – flambement – liquéfaction – géotechnique - FORTRAN.

Abstract :

The deep foundations (piles) are used for books has become a primary operation in Algéria given the problem caused by the soil sismic liquefaction.

To date, several studies are being carried out by Algeiren universites to find a solution to this phenomenon, among these studies, the buckling of pile in sismic liquefaction zones.

This study aims to better understand the bihavior on the piles while first present the various methods available in the lite rature to study the piles based specialy on subgrade reaction modulus method.

For the programming part presents a brief overview of the FORTRAN program, followed by a study of piles response to lateral ground movement.

A paramitric study for two cases given was made late, we vary each parameter to compare. The comparaison is presented by curves for each parameter.

Key words : piles – buckling – liquefaction – geotechnical - FORTRAN.

ملخص

أصبحت الأسس العميقة (**أكوام**) تستخدم كعملية أساسية في الجزائر نظرا للمشكلة الناجمة عن التسيل **الزلزالي للتربة**.
حتى الآن، ويجري تنفيذ العديد من الدراسات من قبل الجامعات الجزائري لإيجاد حل لهذه الظاهرة، من بين هذه الدراسات، التواء الكومة في مناطق التسبيل الزلزالية.
تهدف هذه الدراسة إلى فهم أفضل لسلوك على أكوام و تقديم مختلف الأساليب المتاحة في الأدبيات لدراسة الأكوام خصيصا بناء على طريقة رد فعل التربة التحتية.
تليها دراسة لاستجابة الأكوام إلى FORTRAN بالنسبة للجزء البرمجة ويقدم **لمحة موجزة عن برنامج حركة الأرض الجانبي**.
وأجريت دراسة بارامترية لحالتين. و مقارنة بواسطة منحنيات لكل معلمة.

كلمات السر:

أكوام - **التواء** - التسيل - جيوتقنية - FORTRAN

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

$\overline{w}$ 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

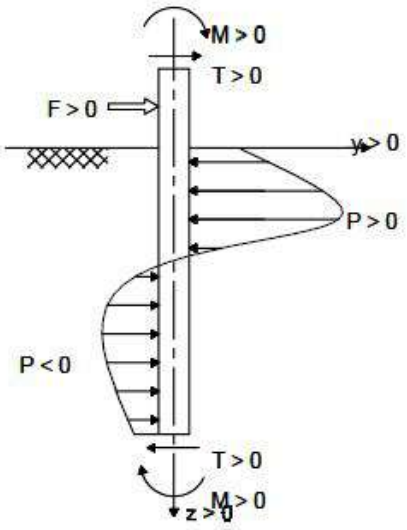
σ_{cr} valeur critique de la contrainte de compression déformable

σ_e limite élastique de l'acier constituant le micropieu

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

τ contrainte de cisaillement

Convention des signes :



Listes des figures

Figure II.1 : Le domaine de fondation profonde

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

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

Figure II.4 : Frottement négatif et le frottement positif

Figure II.5 : 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.

Figure II.6 : Réalisation d'un pieu en béton moulé dans le sol

Figure II.7 : Réalisation des pieux battus préfabriqués en béton armé

Figure II.8 : Les pieux battus métalliques préfabriqués

Figure II.9 : Réalisation des pieux métalliques tubulaires

Figure II.10 : Les micropieux

Figure II.11 : Machine de réalisation des micropieux

Fig. III.1 : Forces agissantes sur un tronçon infinitésimal.

Figure III.2 : Déplacement du sol pour le modèle de Winkler, (a) charge quelconque (b) charge concentrée, (c) fondation rigide, (d) fondation flexible (d'après Selvadurai, 1979).

Figure III.3 : Tassement du sol du à une charge concentrée pour le modèle du continuum élastique (d'après Selvadurai, 1979).

Figure III.4 : Modèle de Filonenko-Borodich (d'après Sulvadurai 1979)

Figure III.5 : Modèle de Pasternak (d'après Selvadurai, 1979)

Figure III.6 : Modèle de Vlazov.Contraintes dans une couche élastique, (d'après Selvadurai, 1979).

Figure III.7 : Modèle de Vlazov modifié.(Vallabhan et Das, 1991)

Figure III.8 : Abaques de Mandel (Mandel, 1936)

Figure III.9 : Déformées paire et impaire pour un pieu encastré aux deux extrémité. (Hetenyi, 1949)

Figure III.10 : Forces critiques pour un coefficient de réaction constant (Davisson, 1963)

Figure III.11 : Forces critiques pour un coefficient de réaction k_s constant (Francis et al., 1965).

Figure III.12 : Forces critiques pour un coefficient de réaction $k_s = n_h .z/B$ (Davisson, 1963).

Figure III.13 : Modélisation d'un sol stratifié. (Fenu et Serra, 1990).

Figure III.14 : Pieu partiellement fiché dans le sol avec la poutre équivalente (Davisson et Robinson, 1965).

Figure III.15 : Longueur réduite S_R pour un pieu partiellement fiché dans le sol (k_s=cte), (Davisson et Robinson, 1965).

Figure III.16 : Pieu partiellement fiché dans le sol (Souche 1984)

Figure III.17 : Longueur réduite S_T pour un pieu partiellement fiché dans le sol ($k_s= n_h.z/B$). (Davisson et Robinson, 1965).

Figure III.18 : Pieu dans un continuum élastique (Madhav et Davis, 1974).

Figure III.19 : comparaison entre les théories de Winkler et continuum élastique. (Madhav et Davis, 1974).

Figure III.20 : Tronçon de pieu dans un sol biparamétrique (Pantelides, 1990)

Figure III.21 : Effet de la constante de cisaillement sur la force critique (Pantelides, 1990).

Figure III.22 : Effet de la déformation due à l'effort tranchant (Pantelides, 1990).

Figure III.23 : Courbe de réaction : charge répartie-déplacement (Frank, 1984)

Figure IV.1 : Procédure empirique pour l'évaluation des pressions latérale du sol sur pieux dans l'argile molle.

Figure IV.2 : a) Distribution simplifiée de pression sur le pieu et b) Distribution théorique montrant la variation de la pression latérale et la contrainte de cisaillement (D'après Baguelin et al. 1977).

Figure IV-3 : Modèle des différences finies du pieu (a) contrainte sur le Pieu, (b) Les contraintes exercées sur le sol, et (c) le mouvement du sol en champ libre δ(z). (D'après Pou-los et Davis, 1980).

Figure IV-4 : (a) État de déformation plastique autour des pieux ; (b) diagramme du corps libre (d'après Ito et Matsui, 1975).

Figure IV-5 : Figure montrant des caractéristiques marquantes du modèle de Bingham.

Figure IV-6 : Conditions de l'écoulement plastique, a) En supposant un profil d'écoulement à travers des pieux, b) écoulement dans un canal lisse (d'après Ito et Matsui, 1975).

Figure IV.7 : Figure montrant la disposition générale à examiner dans les solutions d'analyse comprenant les diagrammes du corps libre et profils de déplacement du sol.

Figure IV.8 : Figure montrant les variations de module de réaction avec la profondeur pour différentes valeurs de n.

Figure IV.9 : Figure montrant différentes profils de déplacement du sol.

Figure IV.10 : Grille des différences finies.

Figure V.1 : Organigramme correspondant au programme FORTRAN NONDIM

Figure V.2 : Exemple d'un pieu dans un sol homogène.

Figure V.3 : Exemple d'un pieu dans un sol bicouche.

Figure V.4 : Les déplacements et les moments adimensionnels du pieu pour différentes Z_{max}. (Cas d'un sol homogène)

Figure V.5 : Les déplacements et les moments adimensionnels du pieu pour différentes k_r. (Cas d'un sol bicouche)

Figure V.6 : Les déplacements et les moments adimensionnels du pieu pour différentes Z_{max}. (Cas d'un sol bicouche)

Figure V.7 : Les efforts tranchants adimensionnels et les rotations du pieu pour différentes Z_{max}. (Cas d'un sol homogène)

Figure V.8 : Les efforts tranchants adimensionnels et les rotations du pieu pour différentes k_r. (Cas d'un sol bicouche)

Figure V.9 : Les réactions du pieu pour différentes Z_{max}. (Cas d'un sol homogène)

Figure V.10 : Les réactions du pieu pour différentes k_r. (Cas d'un sol bicouche)

Figure V.11 : Les déplacements et les moments du pieu pour différentes P_0. (Cas d'un sol homogène)

Figure V.12 : Les déplacements et les moments du pieu pour différentes P_0. (Cas d'un sol bicouche)

Liste des tableaux

Table IV-1: Les valeurs de constante de réaction du sol horizontale, n_h.

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

I-1 Généralité :

On fait appelle 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 les micropieux sont utilisés depuis longtemps dans le domaine du génie civil, leurs mises en place est très variée et va de la fabrication en place à l'inclusion ou à l'insertion dans le sol par battage, verinage ou vibrofonçage d'éléments préfabriqués (tubes, béton,...etc.)

Les ingénieurs praticiens affirment souvent que les fondations profondes ne sont pas sujettes au flambement, sauf peut-être, lorsqu'il s'agit de micropieux dans des sols de caractéristiques mécaniques très médiocres. De plus, les règlements sont peu précis quant aux moyens d'étude du flambement. Ce sujet a pourtant fait l'objet de plusieurs études théoriques depuis le début du siècle.

Des études théoriques sur la force critique du flambement existent ainsi que des différentes approches pour analyser la réponse du pieu dans des zones liquéfiables.

D'autre part, il existe plusieurs méthodes pour analyser la réponse d'un pieu soumis à une charge latérale. Une des méthodes les plus couramment utilisés est la méthode basée sur le module de réaction du sol.

Pour faciliter l'étude de l'effet de plusieurs paramètres sur la réponse des pieux on aura élaboré un code de calcul FORTRAN qui se base sur l'analyse adimensionnelle qui permet d'étudier un pieu sous chargement latéral du sol.

I-2 Problématique :

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

En Algérie cependant leurs utilisations est restreinte pour les ponts, peu de bâtiments sont fondés 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 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 dans les zones sismiquement liquéfiables.

De ce fait le but de ce mémoire vise à étudier le problème des pieux sous sollicitations latérales dans les zones sismiquement liquéfiables et élaborer un code de calcul sous l'effet du mouvement latéral du sol.

I.3 Plan de travail :

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

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

Le chapitre II contient des généralités sur les fondations profondes et la liquéfaction ainsi que les méthodes d'exécution des pieux dans les zones sismiquement liquéfiables.

Le chapitre III est consacré à une synthèse bibliographique sur les méthodes de calcul de la force critique de flambement. Les solutions analytiques établies correspondent aux cas de pieux complètement ou partiellement fichés dans des sols homogènes ou hétérogènes.

Dans le chapitre IV différentes méthodes disponibles pour analyser la réponse du pieu à la déformation permanente du sol sont évaluées. Des solutions exactes et des solutions adimensionnelles de la réponse du pieu à la déformation du sol.

Le chapitre IV décrit un code de calcul FORTRAN qui a été développé pour analyser la réponse du pieu au mouvement latéral du sol sous forme adimensionnelle, en utilisant la méthode des différences finies. En suite une interprétation des résultats du programme informatique FORTRAN a été élaborée.

Des conclusions et des recommandations sont présentées dans le chapitre VI.

CHAPITRE II

UNE VUE CRITIQUE DES DIFFERENTES METHODES DE CONCEPTION DES PIEUX DANS LES SITES SISMIQUEMENT LIQUEFIABLES

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.

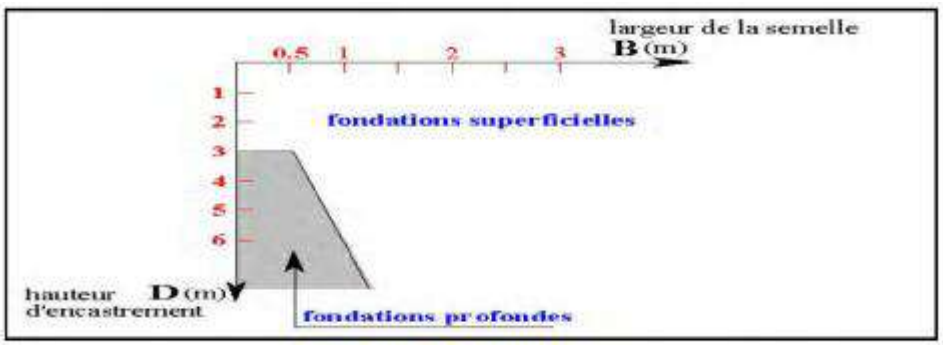


Figure II.1 : Le domaine de fondation profonde.

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).

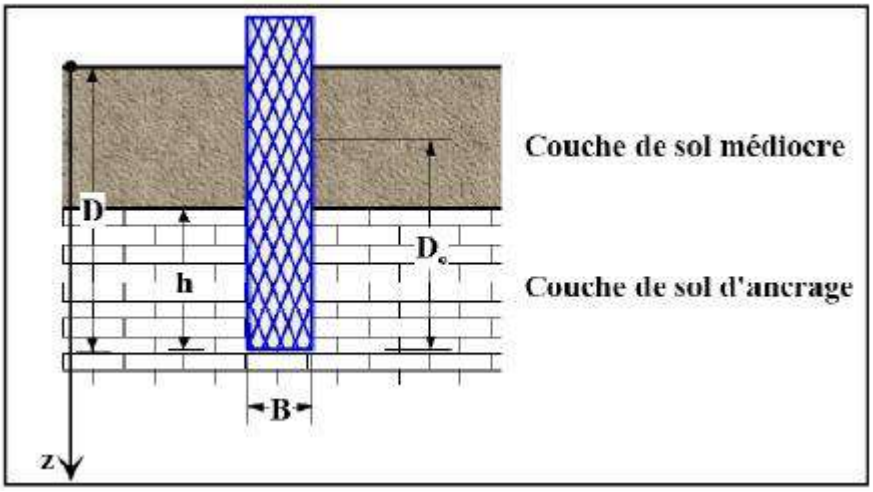


Figure II.2 : Définition de la hauteur d'encastrement D et D_e.

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 élancées.

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

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).

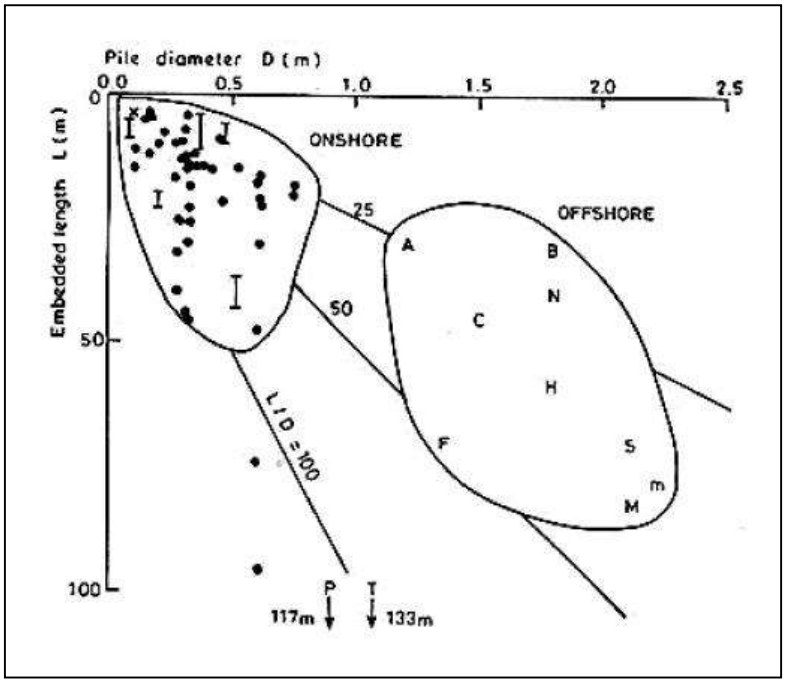


Figure II.3 : Longueur et diamètre des pieux tubulaires.

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.3).

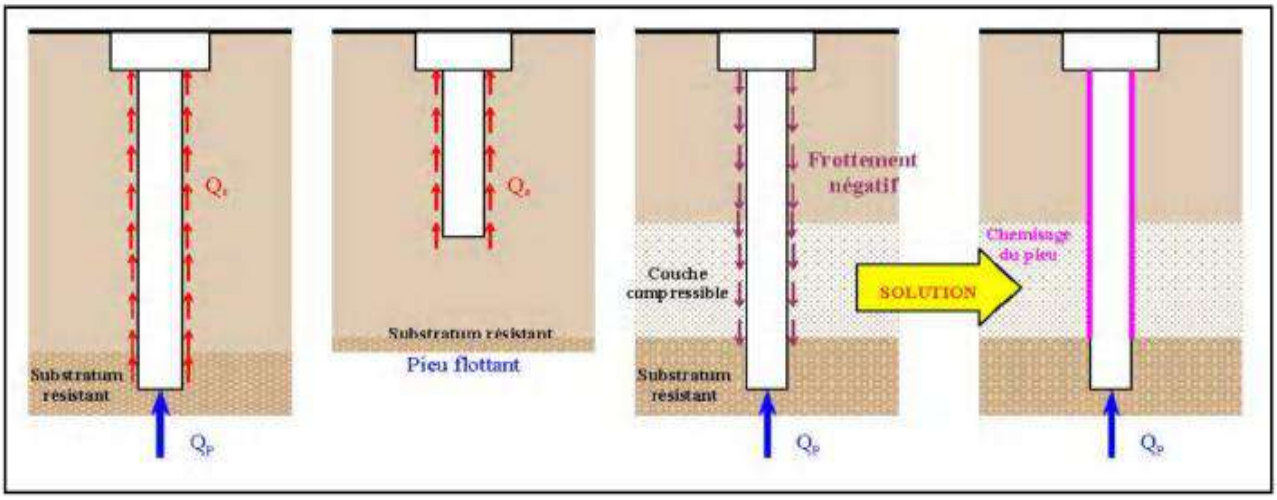


Figure II.4 : Frottement négatif et le frottement positif

II-3 Généralités sur les séismes :

II-3-1 Naissance d'un séisme :

Le tremblement de terre correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croute terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

L'endroit ou se produit le séisme est appelé foyer ou hypocentre, le point de la surface du sol directement au-dessus est appelé épicentre.

II-3-2 Caractéristiques des séismes :

On peut caractériser « la taille » du tremblement des terres par différents paramètres :

- La **Magnitude M** (échelle de RICHTER) : est une évaluation de l'énergie libérée au foyer du tremblement de terre. Comme telle, cette quantité n'est pas utilisable par l'ingénieur de construction qui s'intéresse à un mouvement en surface et dans une zone géographique donnée. Le foyer peut se trouver à plusieurs kilomètres sous la surface et à plusieurs centaines de kilomètres de la zone donnée.

- L'**Intensité I** (échelle de MERCALLI) est une caractérisation de l'importance des effets matériels observés en surface et de la perception de la population. Cette description vaut pour une zone géographique donnée, mais est assez qualitative. L'intensité en un point dépend non seulement de la taille du séisme (magnitude) mais aussi de la distance au foyer, de la géologie locale et de la topographie.

Un paramètre important pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est :

- L'**accélération maximale a_g** du sol ou accélération du point, PGA (peak ground acceleration) en anglais. Son ordre de grandeur est de 0.4g à 0.6g en zone très sismique et de 0 à 0.1g en zone faiblement sismique. L'amplitude de l'accélération maximale du sol permet de se faire une idée de la résultante de force F appliquée à la construction de masse m : F = m a_g si la construction est indéformable et bouge comme le sol (en général F > m.a_g).

C'est en termes d'accélération maximale *ag* au niveau du substratum qu'on exprime les cartes de zonation ou zonage sismique quantifiant le niveau sismique à prendre en compte pour l'application des règles de construction parasismiques.

Un autre paramètre utile pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est :

- Le **déplacement maximal *d*g** du sol, qui donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à la base de la structure : quelques cm en zone faiblement sismique, jusqu'à un m en zone très sismique.
- La **duré** du tremblement du terre : est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments de construction. Elle est liée à la magnitude du séisme.

  Cette duré est en maximum de l'ordre de 60 s en zone très sismique, mais n'est que quelques seconds en zone peu sismique.

II-3-3 Effets particuliers des séismes :

- **Tassement :**

Des sables secs soumis à vibration peuvent subir des tassements importants, qui peuvent être estimés par des mesures des vides du sable. Ces tassements peuvent atteindre quelques dizaines de cm.

Différentiels ou non, ils peuvent être suffisants pour rendre une construction inutilisable.

- **Liquéfaction :**

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

II-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.

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

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

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

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 :

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

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.

II-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).

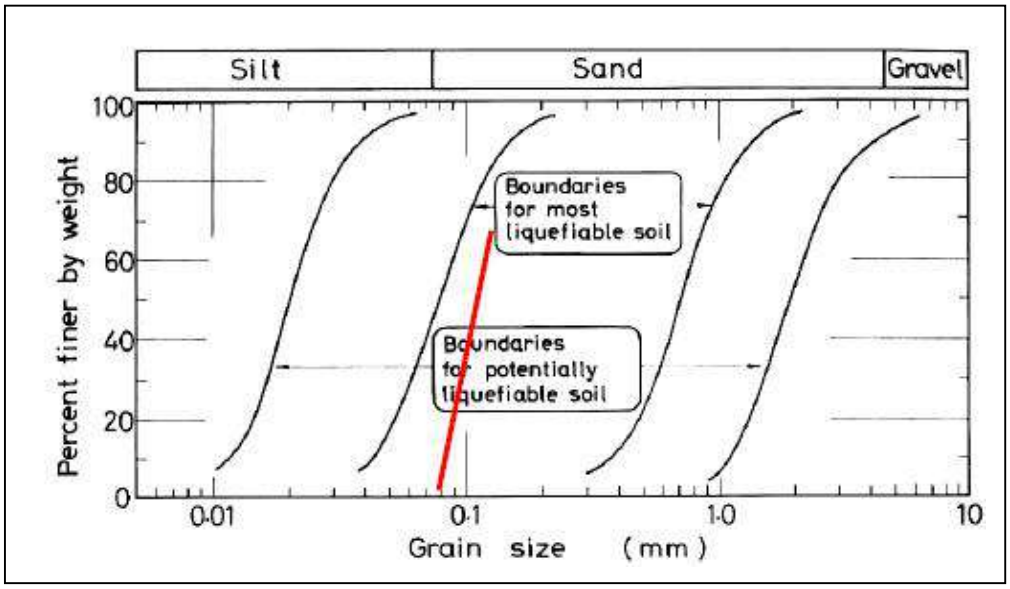


Figure II.5 : Limites dans les courbes de classement séparant des sols liquéfiables et non liquéfiable (d'après CNRC, 1985). La ligne rouge représente une courbe granulométrique utilisée dans les essais de centrifugeuses.

II-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
  - $D_{70} < 75\ \mu$
  - $I_p > 10\%$

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.

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-3-5 choix du système de fondations :

Le choix du système de fondation, moyennant quelques précautions (limitation de pente), est effectué dans les mêmes conditions qu'en situation non sismique.

II-3-6 Fondations profondes :

II-3-6-1 Dispositions générales :

a) Les règles s'appliquent aux types de fondations suivantes :

- Pieux en béton moulé dans le sol ainsi qu'aux pieux exécutés à la tarière creuse,
- Pieux battus préfabriqués en béton armé,
- Pieux battus métalliques tubulaire, pieux H, caissons de palplanches ou palplanches,
- Micropieux ou pieux injectés sous pression.

b) L'emploi des fondations profondes inclinées est interdit.

II-3-6-2 pieux en béton moulé dans le sol :

II-3-6-2-1 Description :

Ce sont des pieux faits par battage d'un tube récupérable fermé en bas par une plaque de base perdue.

Quand le tube est à profondeur, le tube est remplie de béton fluide est retiré du sol en vibrant si nécessaire.

II-3-6-2-2 Caractéristiques :

- Diamètres des pieux de 355 jusqu'à 609 mm
- Longueur des pieux jusqu'à 36m et plus avec adaptations (déterminé par la longueur du mât)
- Refoulement du sol (sans évacuation de terres)



Figure II.6 : Réalisation d'un pieu en béton moulé dans le sol.

II-3-6-2-3 Domaine d'application :

- Fondation de constructions industrielles
- Fondation de constructions de génie civil (ponts)

II-3-6-3 Pieux battus préfabriqués en béton armé :

II-3-6-3-1 Description :

Les pieux préfabriqués sont soit en béton armé, soit en béton précontraint. Ils sont généralement confectionnés en usine. Toutefois, l'entrepreneur peut introduire, à l'approbation du fonctionnaire dirigeant, une demande de préfabrication des pieux sur chantier.

Ils sont des colonnes préfabriquées, battues dans le sol à l'aide d'un marteau diesel ou hydraulique.

II-3-6-3-2 Matériaux :

Le béton utilisé pour les pieux préfabriqués en béton armé présente une résistance de classe C 30/37.

Le béton utilisé pour les pieux préfabriqués en béton précontraint présente une résistance de classe C 40/50.

Les armatures longitudinales et les tirants de précontrainte satisfont aux prescriptions du C. 16 relatif aux aciers pour béton armé et béton précontraint. Elles présentent une qualité équivalente ou supérieure à BE 400 S.

II-3-6-3-3 Caractéristiques :

- Section de 180x180mm² jusqu'à 450x450mm²
- Longueur standard jusqu'à 28m
- Qualité de béton >C45/55
- Pas flexible (longueur pas adaptable aux conditions du terrain)
- Vu la préfabrication, la configuration et les charges doivent être connues au minimum 4 semaines d'avance
- Longueur pas adaptable aux conditions du terrain : (risque des pieux trop courts et trop longs) Les essais de sol doivent être relativement homogènes.

- Contrôle possible grâce à l'essai d'intégrité (fissuration)

II-3-6-3-4 Exécution :

Lors du levage et de la manutention des pieux, l'entrepreneur doit veiller à ne pas dépasser les contraintes admises pour le béton et les aciers et prévues dans la note de calcul.

Un facteur de choc égal à 2 sera appliqué sur les sollicitations lors du transport et de la manutention. Un facteur de choc égal à 1,4 sera appliqué sur les sollicitations lors du levage des pieux.

Les pieux sont réceptionnés provisoirement dans les zones de stockage proches de leur fabrication.

Tout pieu, réceptionné provisoirement conforme, mais détérioré, fissuré ou abîmé lors du transport, de la manutention et du levage est refusé.

Pendant le battage, la tête des pieux préfabriqués est protégée d'une coiffe métallique avec intercalation d'une pièce en bois dur.

S'il s'avère qu'après le battage d'un pieu, celui-ci soit fondé à une profondeur supérieure à la longueur théorique initiale, le pieu est rallongé dans sa partie supérieure jusqu'au niveau d'assise de la semelle de fondation. La tête du pieu est décapée sur une hauteur équivalente à celle de chevauchement des armatures. Des éléments supplémentaires sont liaisonnés aux armatures existantes préalablement mises à nu. Le béton présentant une résistance caractéristique identique à celle du pieu est mis en œuvre et vibré avec soin avec l'aide d'un appareillage qui aura préalablement été approuvé par le fonctionnaire dirigeant.

Les têtes des pieux sont recépées jusqu'à 5 cm au-dessus du niveau d'assise de la semelle de la fondation. Les armatures sont mises à nu sur une longueur d'ancrage suffisante pour assurer une liaison efficace avec la semelle de fondation.

Avant bétonnage de la semelle de fondation, le béton des pieux doit présenter une résistance caractéristique d'au moins 20 MPa.



Figure II.7 : Réalisation des pieux battus préfabriqués en béton armé

II-3-6-3-5 Domaine d'application :

- Permis de battre
- Complexes industrielles
- Caractéristiques de sol typiquement hollandaises : une couche de dizaine de mètres très lâche (<0.3MPa) et après une couche de sable compacte. Avec pieux préfabriqués certitude d'avoir du béton continu jusqu'à le niveau de terre.

II-3-6-4 Pieux battus métalliques tubulaire :

II-3-6-4-1 Description :

Ces pieux sont constitués d'un fourreau en tôle mince d'acier abandonné dans le sol après fonçage. Le fourreau peut être d'une seule pièce ou composé d'éléments soudés bout à bout au cours du fonçage.

Le tube en acier est fermé à la partie inférieure, soit au moyen d'une plaque en acier, soit par l'intermédiaire d'un bouchon en béton. Le béton est moulé dans le tube abandonné.

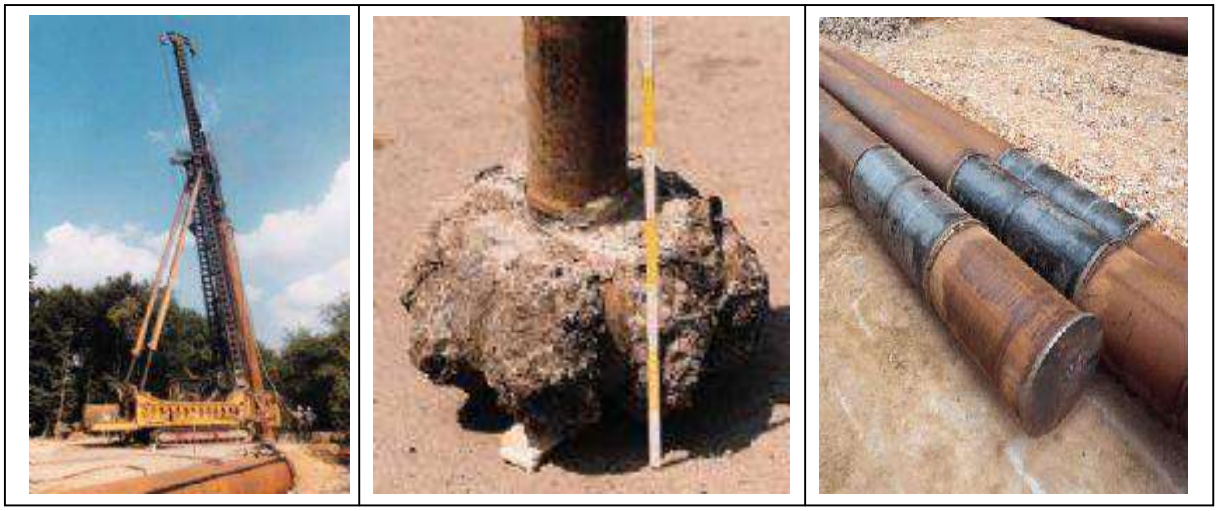


Figure II.8 : Les pieux battus métalliques préfabriqués

II-3-6-4-2 Matériaux :

Le béton utilisé pour des pieux battus tubés présente une résistance de classe C 25/30.

Les armatures d'attente placées en tête du pieu doivent être relatives aux aciers pour béton armé. Elles présentent une qualité équivalente ou supérieure à BE 400 S.

II-3-6-4-3 Exécution :

Le pieu est fait par battage d'un tube en acier fermé par le gravier de battage. Les segments des différents tubes sont soudés. Au niveau d'assise le gravier de battage et le béton sec sont utilisés pour former la base élargie. Le tube ou profilée perdue battu en injectant simultanément du coulis ou tube perdue placé dans un forage stabilisé avec post-injection.

Pour chaque pieu, un diagramme de battage complet est établi. Les diagrammes de battage du groupe de pieux d'une même semelle de fondation font l'objet d'une étude comparative. Sur base de cette étude, le fonctionnaire dirigeant approuve la fondation réalisée avant toute poursuite des travaux. En cas de discontinuités apparentes sur les diagrammes de battage, des essais de contrôle sont réalisés sur certains pieux.

Le fourreau est découpé jusqu'au niveau inférieur de la semelle de fondation. Les armatures d'attente sont mises à nu sur une longueur d'ancrage suffisante pour assurer une liaison efficace avec la semelle de fondation.

Avant le bétonnage de la semelle de fondation, le béton des pieux doit présenter une résistance caractéristique d'au moins 20 MPa.

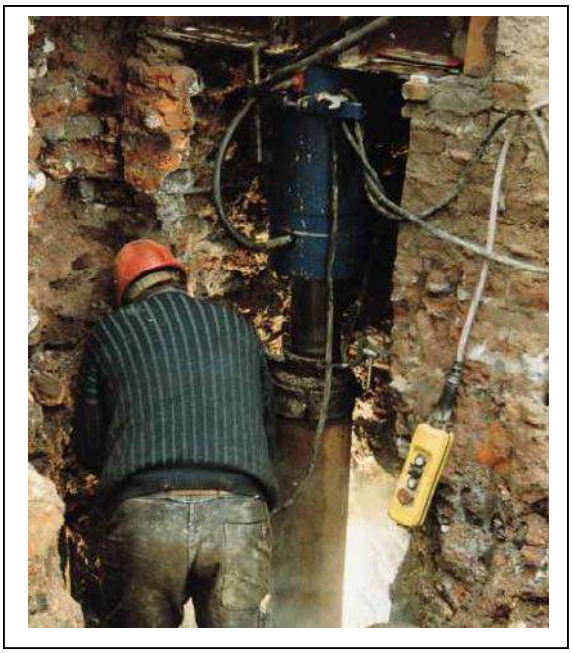


Figure II.9 : Réalisation des pieux métalliques tubulaires

II-3-6-4-4 Propriétés :

- Longueur non-bétonnée possible
- Diamètre du fût suivant les tubes disponibles (normalement de 220mm à 507mm).
- Le diamètre de la base est déterminé par la quantité de béton sec utilisé (normalement Diamètre du fût + 200 à 250mm)
- Refoulement de sol
- Excavation de terres
- Charge portante jusqu'à 2000kN
- Frottement (acier - coulis - sol) est meilleur que acier – sol.

II-3-6-4-5 Domaine d'application :

- Pieux sous hauteur réduite (à partir de 2.2m) d' où espace de travail réduit
- Vibrations réduites (battre dans le tube provoque moins de vibrations que battre un tube en tête du tube)
- Terrain agressif, courant d'eau dans le terrain (le tube protège le béton coulé)
- Économie grâce à une longueur réduite par base élargie (niveau d'assise plus haut)
- Reprise des efforts de traction
- S'il ya des risques de traverser des cavités dans le sol ou en cas des sols très mous (risque de perdre le béton coulé)
- Des travaux sous eau : les pieux peuvent être finis plus haut du niveau de l'eau.

II-3-6-5 Micropieux ou Pieux injectés sous pression :

II-3-6-5-1 Définition :

Ce sont des pieux de petits diamètres (<250mm), forés à l'aide de l'eau, d'air ou de fluide de forage, injectés sous pression d'un coulis de ciment.



Figure II.10 : Les micropieux

II-3-6-5-2 Caractéristiques :

- Diamètre de 120mm jusqu'à 250mm
- Capacité portante standard de 150kN jusqu'à 750kN (couche rocheuse >1000kN)
- Possible dans toutes les directions
- Renforcé par de barres ou des tubes de forage perdus

- Mesures contre la corrosion possible
- Injection de coulis jusqu'à >15bar
- IGU (injection globale unitaire) ou IRS (injection répétitive et sélective)
- Exécution avec machines électriques possible



Figure II.11 : Machine de réalisation des micropieux.

II-3-6-5-3 Domaine d'applications :

- Exécution de fondations ou reprises à espace de travail réduit, sans vibrations
- Rénovation ou reprise en sous-œuvre de bâtiments
- Quand il faut traverser des obstacles sous sol (blocs de rocher, maisonneries, béton non armé, etc.)
- Reprise des charges inclinées (> 20° avec la verticale).

CHAPITRE III

FLAMBEMENT DES PIEUX

III.1 Définition du phénomène de flambement

Pour les structures élancées, on observe des phénomènes d'instabilité, c'est à dire qu'il n'y a plus unicité de la déformée pour un chargement donné. Un exemple de ces phénomènes d'instabilité est celui du flambement d'une poutre élancée sous l'action d'un effort axial de compression (mât d'Euler). Cet effort est d'autant plus faible que l'élancement de la poutre est plus grand.

Euler (1744) a été le premier à expliquer ce phénomène. Lorsqu'une tige mince rectiligne soumise à une force verticale F inférieure à la force critique F_{cr}, une seule position d'équilibre stable existe : celle où la tige reste rectiligne Lorsque F est supérieure à la force critique, deux positions d'équilibre existent : l'une où la tige est fléchie, l'autre où la tige reste rectiligne mais est alors instable.

Cependant, la théorie d'Euler, relative à des poutres de forme élancée, est restée longtemps sans application pratique. Ce ne fut qu'au début de la construction des ponts en acier que la question du flambement des pièces minces prit une importance pratique. . L'expérience a prouvé que des constructions de ce type peuvent, dans certains cas, subir des dommages allant jusqu'à la rupture provoquée par l'instabilité élastique de pièces trop élancées ou de corps creux dont les parois sont très minces.

Le problème du flambement latéral des poutres, a été repris plus en détail par plusieurs auteurs. Mandel (1936) définit le flambement comme un phénomène commun à tous les corps minces à une ou deux dimensions. Les corps cylindriques à parois minces, par exemple, peuvent être instables et flamber pour des tensions relativement faibles si l'épaisseur des parois est très faible par rapport au diamètre. Le flambement d'un cylindre mince peut encore se produire sous l'effet de la compression axiale, de la torsion, de la flexion ou d'une combinaison de celles-ci.

Des essais de chargement et de flambement de pieux aiguilles effectués par Gouvenot (1975), ont montré que pour constater le flambement des pieux, il fallait à la fois des pieux suffisamment élancés (l /B= 67) et des sols de faible résistance (vases, argile très molle,.) D'autre part, des essais de chargement classique effectués sur des pieux aiguilles (Mascardi, 1968) dans des sols naturels de caractéristiques mécaniques ordinaires (sable et argile), ont permis de confirmer la bonne tenue de pieux de petits diamètres (10 à 15 cm) même très élancés (l/B = 45 à 70).

La détermination de la force critique de flambement est d'un intérêt pratique dans le domaine de génie civil, notamment avec des fondations sur pieux chargés à la fois axialement et transversalement. Des méthodes de calcul de la force critique du flambement sont présentées dans les paragraphes suivants, à la fois pour des pieux à l'air libre et pour des pieux dans le sol.

III.2 Méthodes de calcul de la force critique de flambement

Timoshenko (1936), Mandel (1936), Hetenyi (1946) et d'autres auteurs ont trouvé des solutions analytiques de la force critique de flambement. Ces solutions ont été déterminées en utilisant plusieurs méthodes, la méthode classique (Mandel, Hetenyi, etc.). et la méthode énergétique (Timoshenko, etc.). Ces méthodes permettent d'étudier la stabilité des pieux vis-à-vis du flambement et de déterminer la force critique de flambement. Mais elles ne permettent pas de calculer la réponse (efforts et déplacements) avant le flambement (préflambement) voire après le flambement (post-flambement).

III.2.1 Méthode classique

Dans cette méthode, on détermine la solution de l'équation différentielle résultante des équations d'équilibre de la résistance des matériaux d'un tronçon infinitésimal d'une poutre. Dans notre cas, on présente une application d'un pieu droit, d'inertie constante I, soumis à une force de compression F et fiché dans un milieu élastique de module de réaction E_s. . On suppose que l'effort normal est égal à la force verticale F, appliquée en tête du pieu, et qu'il n'y a pas de reprise de l'effort vertical par frottement latéral. C'est à dire que la force verticale F est constante le long du pieu. on suppose aussi que les déformations sont suffisamment petites pour que la réaction du sol soit toujours horizontale (pas de couplage entre la force verticale et la réaction du sol).

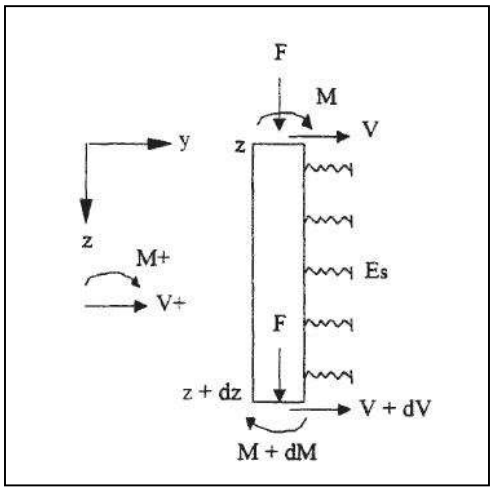


Fig. III.1 : Forces agissantes sur un tronçon infinitésimal.

Les équations d'équilibre d'un tronçon infinitésimal de longueur dz (fig. III.1) s'écrivent :

$$(M + dM) - M + Fdy - Vdz + E_s y \frac{dz^2}{2} = 0 ; \quad \textbf{(III.1)}$$

$$(V + dV) - V + E_s\, ydz = 0, \quad \textbf{(III.2)}$$

La combinaison de ces deux équations, en négligeant le terme du second ordre dans l'équation(III.1), donne

$$\frac{d^2M}{dz^2} + F\frac{d^2y}{dz^2} + E_s\, y = 0 \quad \textbf{(III.3)}$$

En remplaçant dans cette relation, le moment M par son expression définie par l'équation de la courbure de la ligne moyenne du pieu (équation du comportement élastique du pieu)

$$M = E_p\, I_p \frac{d^2y}{dz^2} \quad \textbf{(III.4)}$$

Où E_pI_p est la rigidité à la flexion du pieu, on obtient une équation différentielle du quatrième ordre en déplacement :

$$E_p\, I_p \frac{d^4y}{dz^4} + F\frac{d^2y}{dz^2} + E_s y = 0 \quad \textbf{(III.5)}$$

En introduisant les conditions aux limites (deux conditions en tête et deux en pointe) dans l'équation (III.5), on aboutit à un système d'équations linéaires dont les inconnues sont les quatre constantes d'intégration. Pour obtenir une position d'équilibre stable, il suffit d'annuler

le déterminant formé par les coefficients de ces équations, ce qui détermine directement la force critique de flambement.

III.2.2 Méthode énergétique

Cette méthode due à S.Timoshenko (1936) est basée sur le principe de minimum d'énergie. Considérons une poutre droite acquiert sous l'action d'une force de compression F un certain potentiel U. la poutre ne flambe pas si U > T (le travail nécessaire à fournir pour ramener la poutre à sa position initiale). La force critique est atteinte si U = T.

Dans le cas d'un pieu à l'air libre (mât d'Euler) de longueur *l*, les expressions du travail T et du potentiel interne U, sont données par :

$$\mathbf{T} = \frac{\mathbf{F}}{\mathbf{2}} \int_0^l \left(\frac{\mathbf{dy}}{\mathbf{dz}}\right)^2 \mathbf{dz} \qquad \text{et} \qquad \mathbf{U} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}} \int_0^l \mathbf{E_p\ I_p} \left(\frac{\mathbf{d^2y}}{\mathbf{dz^2}}\right)^2 \mathbf{dz} \tag{III.6}$$

D'où la force critique :

$$\mathbf{F_{cr}} = \frac{\int_0^l \mathbf{E_p I_p} \left(\frac{\mathbf{d^2y}}{\mathbf{dz^2}}\right)^2 \mathbf{dz}}{\int_0^l \left(\frac{\mathbf{dy}}{\mathbf{dz}}\right)^2 \mathbf{dz}} \tag{III.7}$$

La méthode de l'énergie donne la valeur exacte de la force critique, connaissant la forme réelle de la courbe de flexion. Elle permet aussi la détermination de valeurs approchées de la charge critique lorsqu'une solution exacte de l'équation différentielle de la ligne élastique est inconnue ou trop complexe. Dans ces cas, la ligne élastique est représentée par une courbe arbitraire simple compatible avec les conditions aux limites. Dans le cas de plusieurs courbes arbitraires, la courbe retenue est celle qui conduit à la plus faible force critique.

III.3 Flambement du mât d'Euler

III.3.1 Formule d'Euler

Euler a utilisé la méthode classique pour déterminer la force critique de flambement, ou charge d'Euler, d'une poutre droite, de longueur *l*, soumise à une force de compression F, pour différentes conditions aux limites. En l'absence de sol (E_s est nul), l'équation différentielle (III.5), régissant le déplacement de la poutre, devient :

$$E_p I_p \frac{d^4y}{dz^4} + F\frac{d^2y}{dz^2} = 0 \qquad \textbf{(III.8)}$$

Soit, en posant

$$k^2 = \frac{F}{E_p I_p} \qquad \textbf{(III.9)}$$

$$\frac{d^4y}{dz^4} + k^2\frac{d^2y}{dz^2} = 0 \qquad \textbf{(III.10)}$$

Où E_pI_p est la rigidité à la flexion de la poutre. La solution générale de l'équation (III.10) est

$$\mathbf{y = Asin(kz) + Bcos(kz) + Cz + D} \qquad \textbf{(III.11)}$$

Euler a établi une formule générale de la force critique donnée par :

$$F_{crE} = \frac{\pi^2 E_p I_p}{L^2} \qquad \textbf{(III.12)}$$

Où **L** est une longueur réduite qui dépend des conditions aux limites et de la longueur réelle de la poutre *l* :

- poutre dont les deux extrémités sont articulées **: L = *l*** ;
- poutre dont les deux extrémités sont encastrées **: L = *l/2*** ;
- poutre encastrée à l'une de ses extrémités et libre à l'autre : **L = 2*l*** ;
- poutre articulée à l'une de ses extrémités et encastrée à l'autre : **L= 0,699 *l***.

La valeur critique de la contrainte de compression σ_{cr} est :

$$\sigma_{cr} = \frac{F_{crE}}{A} = \frac{\pi^2 E_p}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \qquad \textbf{(III.13)}$$

$$r = \sqrt{\frac{I_p}{A}} \qquad \textbf{(III.14)}$$

A : aire de la section transversale de la poutre, r : rayon de giration

La poutre périt donc, par écrasement si $\sigma_e < \sigma_{cr}$, dès que (F/A) atteindra la valeur σ_e, et par flambement si $\sigma_{cr} < \sigma_e$, dès que (F/A) atteindra la valeur σ_{cr}.

III.4 Flambement d'un pieu dans un sol élastique :

III.4.1 Généralités sur l'interaction sol-pieu

La modélisation de l'interaction sol-pieu constitue un facteur d'importance fondamentale dans la détermination de la force critique de flambement d'un pieu fiché dans le sol. En étudiant trois modèles principaux utilisés pour le calcul de la force critique de flambement et supposent que la réaction du sol est une fonction linéaire des déplacements de la couche d'interaction sol-fondation.

III.4.1.1 Modèle de Winkler

La modélisation du sol proposée par Winkler (1867) suppose que la pression de réaction du sol q, en un point quelconque de coordonnées (x, y) de la couche d'interface, est directement proportionnelle au tassement w du sol en ce point et est indépendant des tassements en d'autres points (fig. III.2) :

$$q(x,y) = k_s \cdot w(x,y) \qquad \textbf{(III.15)}$$

Où k_s représente le coefficient de réaction du sol. Une grandeur équivalente couramment utilisée pour les pieux, est le module de réaction latérale, ou module horizontal, noté E_s, telle

$$E_s = k_s \cdot B \qquad \textbf{(III.16)}$$

Où B est le diamètre du pieu ou la largeur de la fondation.

Physiquement, le modèle de Winkler consiste à assimiler le sol à un système de ressorts élastiques, infiniment rapprochés, indépendants les uns des autres et possédant une raideur constante k. Le tassement du sol se produit dans la zone située au-dessous de la surface de chargement et en dehors de ces zones les tassements sont nuls. D'autre part, les tassements de la zone chargée dans le cas d'une fondation rigide (fig. III.2.c) restent les mêmes dans le cas d'une fondation flexible (fig. III.2 d).

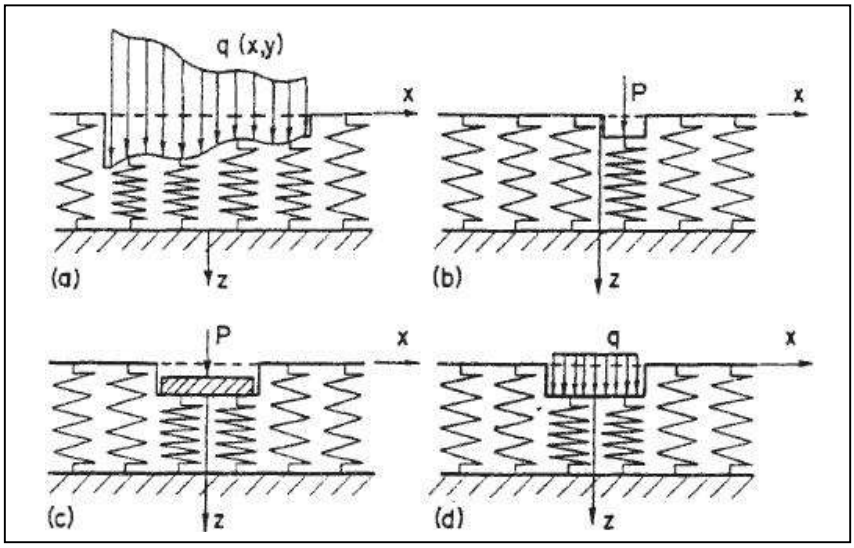


Figure III.2 : Déplacement du sol pour le modèle de Winkler, (a) charge quelconque (b) charge concentrée, (c) fondation rigide, (d) fondation flexible (d'après Selvadurai, 1979).

III.4.1.2 Modèle du continuum élastique

Pour le modèle de Winkler, seules les couches de sol en-dessous de la surface de chargement subissent un tassement. Cependant, dans la réalité, le tassement n'est pas limité seulement à la zone située au-dessous de la surface de chargement mais il s'étend aux zones latérales. La modélisation du sol comme un milieu semi-infini, élastique, continu, caractérisé par deux paramètres : le module d'Young E et le coefficient de Poisson v, permet de prendre en compte la continuité des tassements. Les premiers travaux dans ce domaine sont les travaux de Boussinesq (1885) qui a étudié le problème d'un milieu semi-infini homogène isotrope linéaire élastique soumis à une charge verticale concentrée P (fig. III.3). En général l'application de la théorie du continuum élastique pour résoudre le problème de l'interaction sol-fondation aboutit à des problèmes mathématiques complexes. Des solutions à ces problèmes, ont été proposées dans les travaux de Gorbunov-Pasadov (1941,1949), Galin (1961), Lur'e (1964), Harr (1966), Popov (1971), etc.

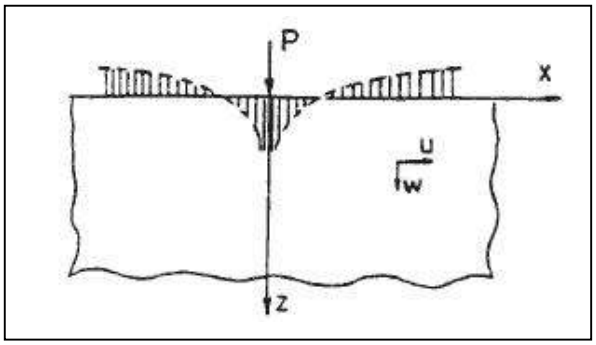


Figure III.3 : Tassement du sol du à une charge concentrée pour le modèle du continuum élastique (d'après Selvadurai, 1979).

III.4.1.3 Modèles biparamétriques

Le défaut inhérent au modèle de Winkler de description du comportement continu d'un sol réel et la complexité mathématique du modèle du continuum élastique ont conduit, à introduire des hypothèses simplificatrices, pour le développement d'autres modèles.

Le terme "biparamétrique" signifie que le modèle est défini par deux constants élastiques indépendants. On distingue deux familles de modèles biparamétriques. La première famille part du principe du modèle de Winkler en éliminant son comportement discontinu par l'introduction d'une interaction mécanique entre les ressorts. Ces modèles physiques de comportement du sol ont été proposés respectivement par Filonenko-Borodich (1940, 1945), Hetenyi (1946) et Pasternak (1954) où l'interaction entre les ressorts est assurée respectivement par des membranes élastiques, poutres élastiques ou couches élastiques capables d'avoir des déformations tangentielles. La seconde famille part du modèle du continuum élastique (E, v) en introduisant des contraintes ou des hypothèses simplificatrices par rapport à la distribution des déplacements et des contraintes (Reissner,1958 , Vlazov et Leontiev, 1949-1966).

a- Modèle du Filonenko-Borodich(1940, 1945)

Ce modèle assure la continuité entre les ressorts du modèle de Winkler en les reliant à une membrane élastique fine sous une tension constante T (fig. III.4).

Le tassement w à la surface du sol sous la pression q est donné par :

$$q(x,y) = k_s\, w(x,y) - T\nabla^2\, w(x,y) \qquad \textbf{(III.17)}$$

Et k_s est le coefficient de réaction du sol et la tension T sont des constantes.

La figure (III.4) montre des exemples typiques de profils du tassement dans le cas d'une charge concentrée (fig. III.4.b), d'une fondation rigide (fig. III.4.c) et d'une fondation flexible avec une charge uniformément répartie (fig. III.4.d).

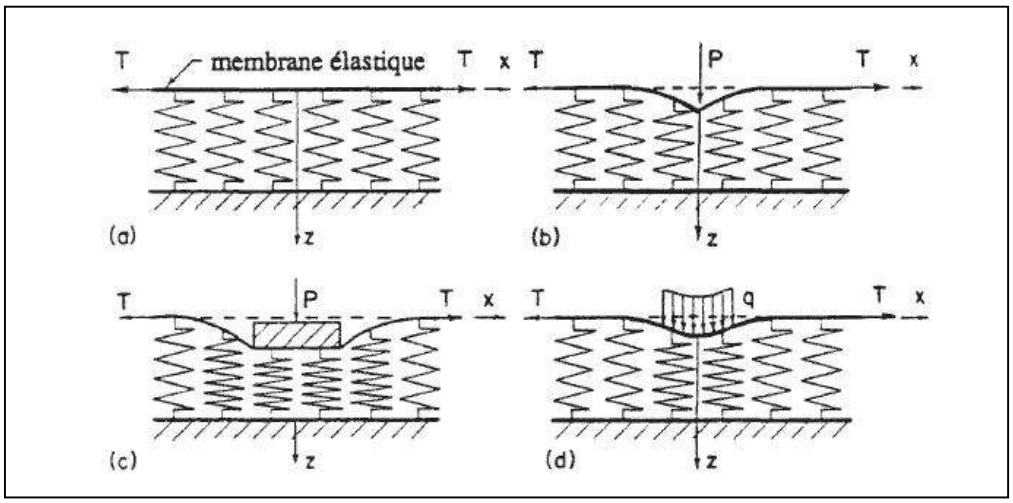


Figure III.4 : Modèle de Filonenko-Borodich (d'après Sulvadurai 1979)

b- Modèle d'Hetenyi (1946)

Dans ce modèle l'interaction entre les ressorts indépendants du modèle de Winkler se fait par l'intermédiaire d'une plaque élastique, dans le cas tridimensionnel, ou une poutre élastique, dans le cas bidimensionnel. Les deux constantes élastiques du modèle sont le coefficient de réaction k_s et la rigidité à la flexion D de la plaque. L'expression reliant le tassement w à la pression q est :

$$\mathbf{q(x,y) = k_s\, w(x,y) - D\nabla^4 w(x,y)} \qquad \textbf{(III.18)}$$

$$\mathbf{D = \frac{E_p h_p^3}{12(1-\nu_p^2)}} \qquad \textbf{et} \qquad \mathbf{\nabla^4 = \frac{\partial^4}{\partial x^4} + \frac{\partial^4}{\partial y^4}} \qquad \textbf{(III.19)}$$

E_p : module d'élasticité de la plaque ; h_p : hauteur de la plaque ; ν_p : coefficient de Poisson du matériau constituant la plaque.

c- Modèle de Pasternak(1954)

Ce modèle suppose l'existence d'une interaction de cisaillement entre les ressorts. Ceci se fait en reliant les ressorts à une couche d'éléments verticaux incompressibles qui peuvent subir uniquement des déformations tangentielles dues au cisaillement (fig. III.5).

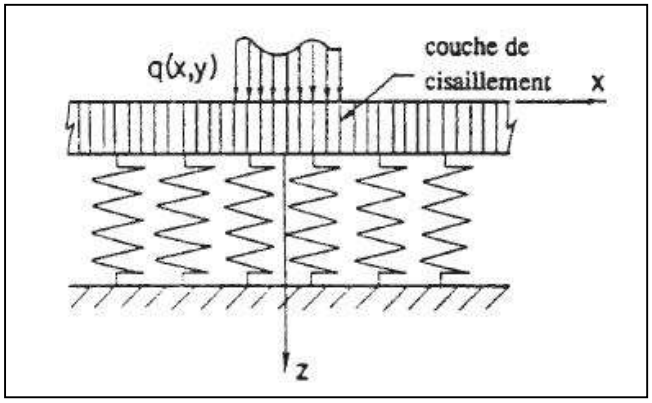


Figure III.5 : Modèle de Pasternak (d'après Selvadurai, 1979).

En supposant que la couche de cisaillement est isotrope dans le plan (x, y) avec un module de cisaillement $G_x = G_y = G_p$, on obtient :

$$\mathbf{q(x,y) = k_s\, w(x,y) - G_p\, \nabla^2\, w(x,y)} \qquad \textbf{(III.20)}$$

Les deux constantes élastiques du modèle de Pasternak sont le coefficient de réaction k_s et le module de cisaillement G_p.

Si on remplace G_p par T dans l'équation (III.20), on retrouve l'équation (III.17) donnée par le modèle de Filonenko (cf. §. III.4.1.3.a); ceci explique que les tassements ont le même profil pour les modèles de Pasternak et Filonenko-Borodich. Quand les trois constantes T, D et G_p s'annulent, les équations (III.17), (III.18) et (III.20) se réduisent à l'équation (III.15) du modèle de Winkler (cf. §.III.4.1.1).

d- Modèle de Reissner (1958)

C'est un modèle biparamétrique, en partant du modèle du continuum élastique. Des hypothèses supplémentaires, concernant les déplacements et les contraintes, sont introduites afin de simplifier la résolution des équations de base d'un milieu continu isotrope élastique et linéaire. ($\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = \tau_{xy} = 0$). La couche du sol, d'épaisseur H, repose sur un substratum rigide. Les déplacements u, v et w, respectivement dans les directions x, y et z, sont définis de la façon suivante :

u = v = w =0 au substratum rigide (z = H),

u = v = 0 à la surface du sol (z = 0).

La relation entre le tassement vertical w de la surface du sol et la charge q devient :

$$c_1 w - c_2 \nabla^2 w = q - \frac{c_2}{4c_1} \nabla^2 q \qquad \text{(III.21)}$$

Où c_1 et c_2 sont les deux constantes du modèle définies par :

$$c_1 = \frac{E}{H} \quad \text{et} \quad c_2 = \frac{HG}{3} \qquad \text{(III.22)}$$

Avec : E, G : les modules d'Young et de cisaillement du sol et H : l'épaisseur de la couche.

e- Modèle de Vlazov et Leontiev (1949)

C'est un modèle partant du continuum élastique et basé sur l'application de la méthode variationnelle. La couche du sol d'épaisseur H est considérée comme un milieu élastique linéaire isotrope, reposant sur un substratum rigide.

Le déplacement horizontal u(x,z) est supposé nul dans tout le massif de sol. Par contre, le déplacement vertical est supposé donné par :

$$W(x,y) = w(x) \,.\, h(z) \; ; \qquad \text{(III.23)}$$

où h(z) est une fonction qui décrit la variation du déplacement w(x,z) selon l'axe z, telle que :

$$h(0) = 1 \quad \text{et} \quad h(H) = 0.$$

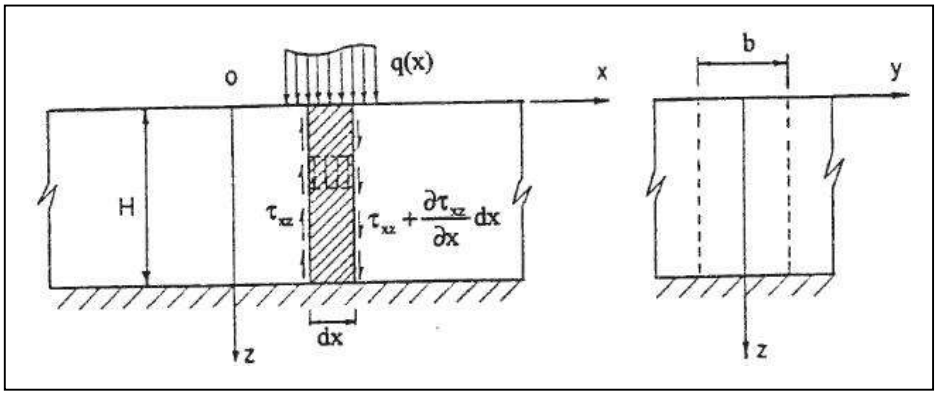


Figure III.6 : Modèle de Vlazov.Contraintes dans une couche élastique, (d'après Selvadurai, 1979).

La réponse du sol, sous une charge q, est donnée par :

$$q(x) = k\, w(x) - 2t \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \qquad \text{(III.24)}$$

k et 2t sont les deux paramètres du modèle de Vlazov, tels que :

$$k = \frac{E}{(1-\nu^2)[1-\nu^2(1-\nu^2)]} \int_0^H \left(\frac{dh}{dz}\right)^2 dz \quad \text{et} \quad t = \frac{E}{4(1-\nu^2)[1+\nu(1-\nu)]} \int_0^H h^2 dz \qquad \text{(III.25)}$$

f- Modèle de Vlazov modifié :

Vallabhan et Das (1988) ont repris le modèle de Vlazov, en introduisant une nouvelle méthode itérative et unique pour la détermination du paramètre y. Le nouveau modèle est appelé modèle de Vlazov modifié ou raffiné. Vallabhan et Das ont utilisé la méthode des différences finies pour la résolution des équations différentielles et ils ont comparé leurs résultats avec des solutions déterminées par la méthode des éléments finis.

Dans le cas d'une poutre de longueur L et de largeur b reposant sur un continuum élastique (Fig. III.7), l'équation différentielle obtenue en minimisant la fonction d'énergie potentielle, est donnée par :

$$\frac{d^2}{dx^2}\left[E_p I_p \frac{d^2\bar{w}}{dx^2}\right] - 2t\frac{d^2\bar{w}}{dx^2} + k\,\bar{w} = q(x)\ ; \qquad \textbf{(III.26)}$$

$E_p I_p$. Rigidité à la flexion de la poutre ; q : charge répartie sur la poutre ; $\bar{w}$: déformation de la poutre ; k et 2t sont les deux constantes du modèle.

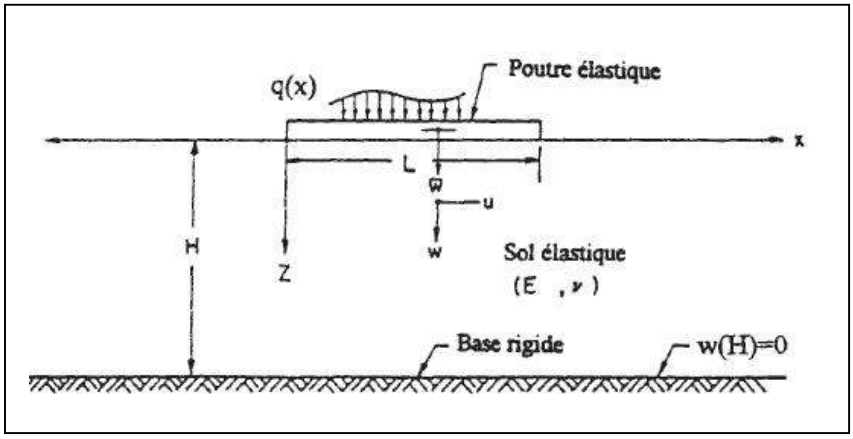


Figure III.7 : Modèle de Vlazov modifié.(Vallabhan et Das, 1991).

Pour déterminer le paramètre γ, Vallabhan et Das (1988) proposent l'expression suivante :

$$\left(\frac{\gamma}{H}\right)^2 = \frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)}\ \frac{\int_0^L\left(\frac{d\bar{w}}{dx}\right)^2 + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{k}{2t}}\left[\bar{w}^2(0)+\bar{w}^2(L)\right]}{\int_0^L \bar{w}^2(x)dx + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{k}{2t}}\left[\bar{w}^2(0)+\bar{w}^2(L)\right]} \qquad \textbf{(III.27)}$$

III.4.2 Force critique dans un sol de "type Winkler"

III.4.2.1 Pieu complètement fiché dans le sol

a- Cas d'un sol homogène (monocouche)

a-1 Cas d'un module de réaction constant

Plusieurs recherches ont été entreprises pour étudier le problème du flambement des pieux dans un sol élastique parmi eux on a :

a-1-1 Mandel (1936)

Mandel (1936) a cherché des solutions analytiques de la force critique de flambement, en utilisant la méthode classique (cf. §.III.2.1). I1 a traité le cas d'une tige droite d'inertie constante I, soumise à une force de compression F. Le module de réaction E_s est considéré constant ainsi que l'effort normal le long du pieu (pas de frottement latéral). Plusieurs cas ont été étudiés pour des conditions aux limites différentes.

Dans le cas d'une tige articulée aux deux extrémités, Mandel aboutit à une expression explicite de la force critique donnée par :

$$\mathbf{F_{cr} = \frac{n^2 \pi^2 E_p I_p}{4l^2} + \frac{4E_s l^2}{n^2 \pi^2}} \qquad \textbf{(III.28)}$$

Où n est un entier naturel tel que l'expression (III.28) soit minimale. L'entier n est le nombre d'ondulations en lequel la poutre se déforme au moment du flambement. Dans le cas d'un milieu peu résistant ou d'une poutre de petite longueur, n est égal à l'unité. La valeur limite de E_s à laquelle se produit la transition d'un mode de flambement n à un mode supérieur (n+1) est déterminée par la condition

$$\mathbf{n^2(n+1)^2 = \frac{4E_s l^2}{\pi^4 E_p I_p}} \qquad \textbf{(III.29)}$$

Les cas illustrés dans l'abaque (figure III.8) sont :

1- pieu articulé aux deux extrémités,
2- pieu encastré aux deux extrémités,
3- pieu libre (aucune liaison),
4- pieu ayant une extrémité encastrée, l'autre libre.

D'après les abaques, lorsque la demi-longueur réduite $\boldsymbol{\lambda}$ croît, le nombre des ondulations de la tige croît. Ce nombre est égal à

$$\mathbf{n = \frac{\lambda}{2\pi}\sqrt{\varphi + 2}} \qquad \textbf{(III.30)}$$

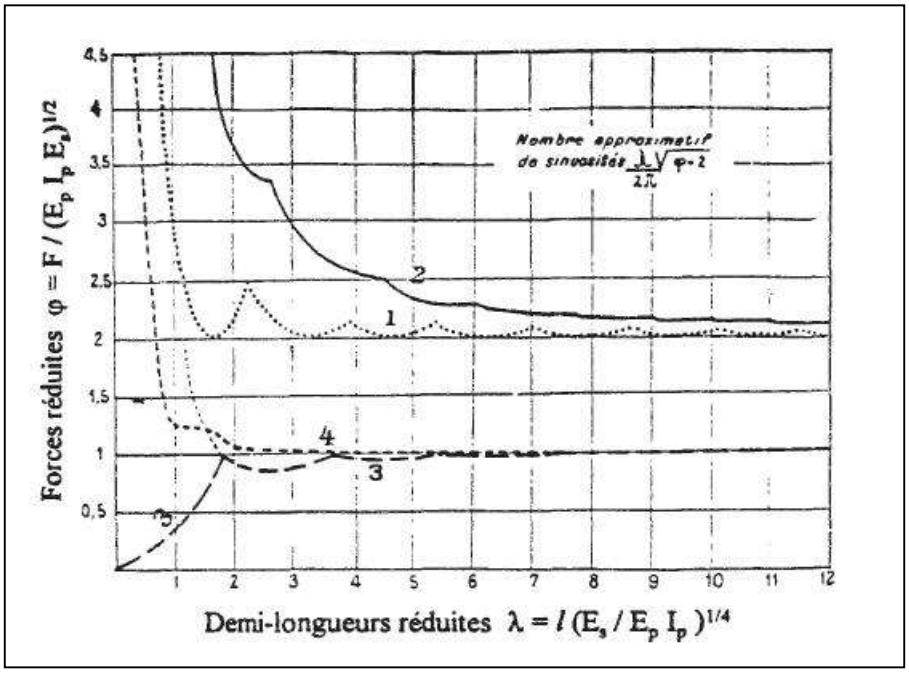


Figure III.8 : Abaques de Mandel (Mandel, 1936).

Pour une faible longueur réduite, la charge critique peut être développée sous la forme :

$$F = F_{crE} + \rho E_s l^2 + \frac{\rho_1 E_s^2 l^6}{E_p I_p} + \frac{\rho_2 E_s^3 l^{10}}{(E_p I_p)^2} + \ldots \qquad \textbf{(III.31)}$$

a-1-2 Hetenyi (1946)

Hetenyi (1946) a repris les hypothèses de Mandel (1936) pour le calcul de la force critique de flambement, en utilisant la méthode classique. Dans le cas d'un pieu articulé aux deux extrémités, Hetenyi aboutit à la même expression de la force critique que Mandel (éq. III.28). Par contre, dans le cas d'un pieu encastré aux deux extrémités, Hetenyi propose une formule approchée de la force critique de flambement, en assimilant l'ensemble des points d'intersection des courbes relatives aux déformations paires et impaires du pieu (fig. III.9), à une droite d'équation :

$$\sqrt{\frac{E_s l^4}{E_p I_p}} = \frac{\pi^2}{2}\left(\frac{F_{cr}}{F_{crE}} - 4\right), \qquad \textbf{(III.32)}$$

$$F_{cr} = \frac{4\pi^2 E_p I_p}{l^2} + 2\sqrt{E_s E_p I_p}\ . \qquad \textbf{(III.33)}$$

Une comparaison entre les résultats de Mandel (1936) et d'Hetenyi (1949) montre que la formule approchée d'Hetenyi, surestime la force critique d'une valeur moyenne de **+5%** par rapport à celle calculée par Mandel.

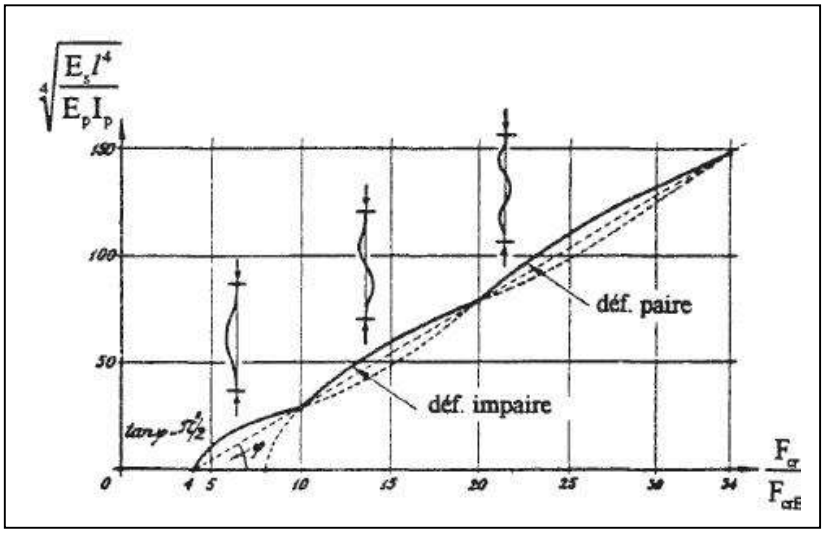


Figure III.9 : Déformées paire et impaire pour un pieu encastré aux deux extrémités (Hetenyi, 1949)

a-1-3 Davisson (1963)

Il a repris les mêmes hypothèses que Mandel (1936). Il a traité le cas supplémentaire d'un pieu articulé en pointe et libre en tête. Les résultats sont présentés sous forme d'abaques dépendant des paramètres adimensionnels U_{cr} et I_{max} (fig. III.10), tels que

$$U_{cr} = \frac{F_{cr} R^2}{E_p I_p} \qquad \text{et} \qquad l_{max} = \frac{l}{R} \tag{III.34}$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{k_s B}} \tag{III.35}$$

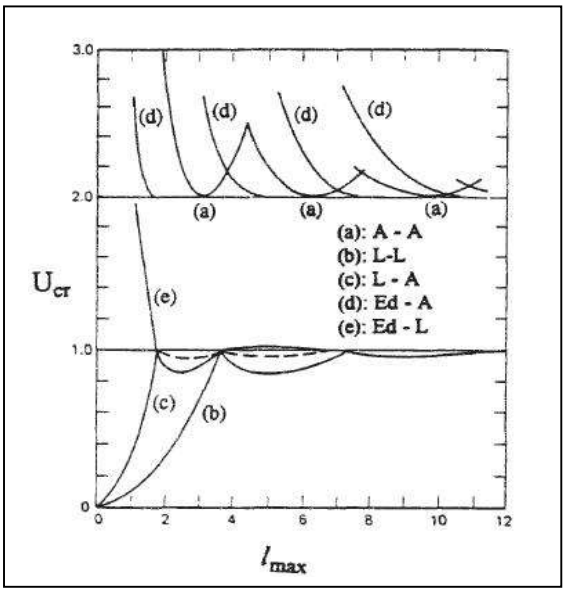


Figure III.10 : Forces critiques pour un coefficient de réaction constant (Davisson, 1963).

a-1-4 Francis et al (1965) et Toakley (1965)

Une autre présentation des solutions de Mandel et Davisson est donnée par Francis et al et Toakiey. La force critique de flambement du pieu dans le sol, est égale à la force critique d'Euler pour un pieu de longueur équivalente l_e, articulé aux deux extrémités :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E_p I_p}{l_e^2} \qquad \textbf{(III.36)}$$

Cette longueur équivalente dépend des conditions aux limites en pointe et en tête du pieu. Les solutions sont présentées sous forme d'abaques dépendant des paramètres adimensionnels ***(l_0/l')*** et ***(l/l')*** (fig. III.11).

$$l' = \pi . \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{E_s}} \; ; \qquad \textbf{(III.37)}$$

E_s : module de réaction du sol ; l : longueur du pieu.

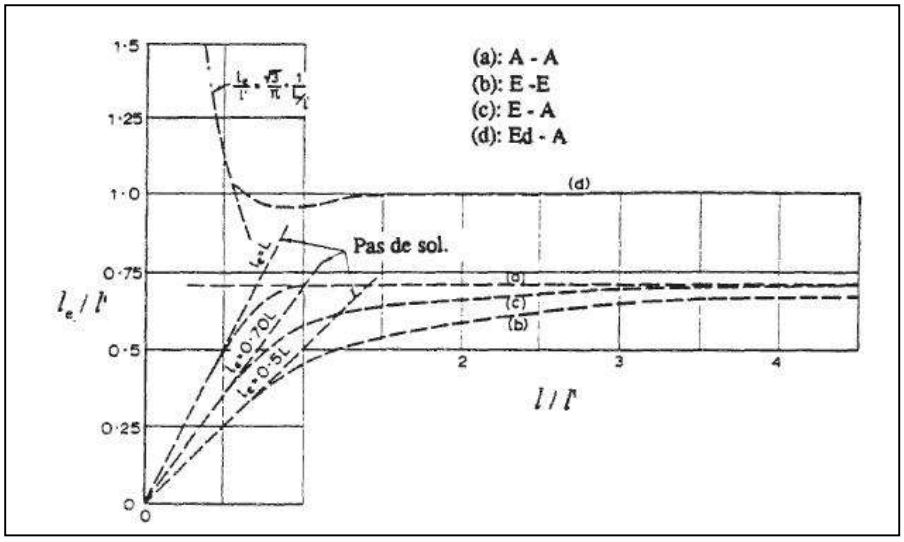


Figure III.11 : Forces critiques pour un coefficient de réaction k_s constant (Francis et al., 1965).

a-2 Cas d'une variation linéaire du module de réaction

Davisson (1963) a déterminé aussi des solutions de la force critique de flambement d'un pieu dans un sol élastique, pour plusieurs conditions aux limites, en supposant que le coefficient de réaction varie linéairement avec la profondeur z, tel que :

$$\mathbf{k_s = n_h \frac{z}{B}} \quad [\mathbf{kN/m^3}] \; ; \qquad \textbf{(III.38)}$$

n_h : paramètre de variation du coefficient de réaction k_s.

Ces solutions sont présentées sous formes d'abaques dépendant des paramètres adimensionnels V_{Cr} et z_{max} (fig. III.12) définis par:

$$\mathbf{V_{cr} = \frac{F_{cr} T^2}{E_p I_p}} \qquad \textbf{et} \qquad \mathbf{z_{max} = \frac{l}{T}} \qquad \textbf{(III.39)}$$

$$\mathbf{T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}}} \qquad \textbf{(III.40)}$$

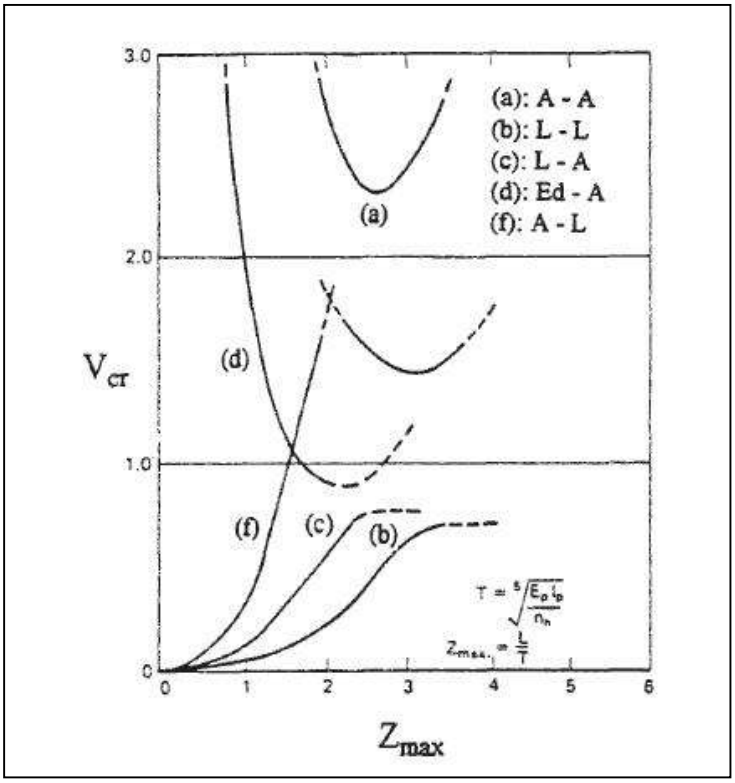


Figure III.12 : Forces critiques pour un coefficient de réaction $k_s = n_h .z/B$ (Davisson, 1963).

La figure (III.12) montre que la condition en tête du pieu a une importance considérable sur la valeur de la force critique de flambement. On peut justifier cette importance par le fait que les pieux ont tendance à flamber au voisinage du sol.

b - Cas d'un sol stratifié (multicouches)

Fenu et Serra (1990) ont utilisé la méthode énergétique (cf.§.III.2.2) pour déterminer la force critique de flambement d'un pieu fiché dans un sol stratifié. La déformation y(z) du pieu et le module de réaction $E_s(z)$ sont représentés par des séries de Fourrier, qui vérifient les conditions aux limites, telles que :

$$E_s(z) = \sum_{i=1}^{n} b_i \sin\left(\frac{\pi i}{l} z\right) \quad \text{et} \quad y(z) = \sum_{j=1}^{m} a_j \sin\left(\frac{\pi j}{l} z\right). \qquad \textbf{(III.41)}$$

Les expressions du travail T dû à la déformation, et du potentiel interne U emmagasiné par le pieu, sont :

$$T = \frac{F}{2} \int_0^l y'^2 \, dz - \frac{1}{2} \int_0^l E_s y^2 \, dz \quad \text{et} \quad U = \int_0^l \frac{E_p I_p}{2} y''^2 dz \qquad \textbf{(III.42)}$$

En appliquant la méthode énergétique (U = T), on obtient

Soit :

$$F = \frac{\int_0^l E_p I_p y''^2 dz + \int_0^l E_s y^2 dz}{\int_0^l y'^2 dz} \qquad \textbf{(III.43)}$$

$$F = \frac{\frac{E_p I_p}{l^3}\pi^4 \sum_{j=1}^{m} a_j^2 j^4 + \frac{1}{8\pi}\left[\sum_{k_1=1}^{m}\sum_{j=1}^{m} a_{k_1} a_j \left(\sum_{j=1}^{n} b_i \Phi_{ik_1 j}\right)\right]}{\frac{\pi^2}{l}\sum_{j=1}^{m} a_j^2 j^2} \qquad \textbf{(III.44)}$$

Où :

$$\Phi_{ik_1 j} = \Phi_{ijk_1} = \left[\frac{1-\cos(i+k_1-j)}{i+k_1-j} + \frac{1-\cos(k_1+j-i)}{k_1+j-i} + \frac{1-\cos(j+i-k_1)}{j+i-k_1} + \frac{1+\cos(j+i+k_1)}{j+i+k_1}\right]$$

La force critique est donnée par la condition suivante :

$$\frac{\partial F}{\partial a_j} = 0 \qquad j = 1,2,\ldots, m \;; \qquad \textbf{(III.45)}$$

$$a_1 \frac{l^2}{2\pi^3 j^2}\left(\sum_1^n b_i \Phi_{i1j}\right) + \ldots + a_j\left[\frac{l^2}{2\pi^3 j^2}\left(\sum_i^n b_i \Phi_{1jj}\right) + \frac{E_p I_p}{l^2}\pi^2 j^2 - F_{cr}\right] + \ldots$$

$$+ a_m \frac{l^2}{2\pi^3 j^2}\left(\sum_1^n b_i \Phi_{1mj}\right) = 0 \qquad \textbf{(III.46)}$$

$F_{cr} = \min (F)$ si det = 0.

Si $m \rightarrow \infty$ on obtient la solution exacte de F_{cr} du flambement.

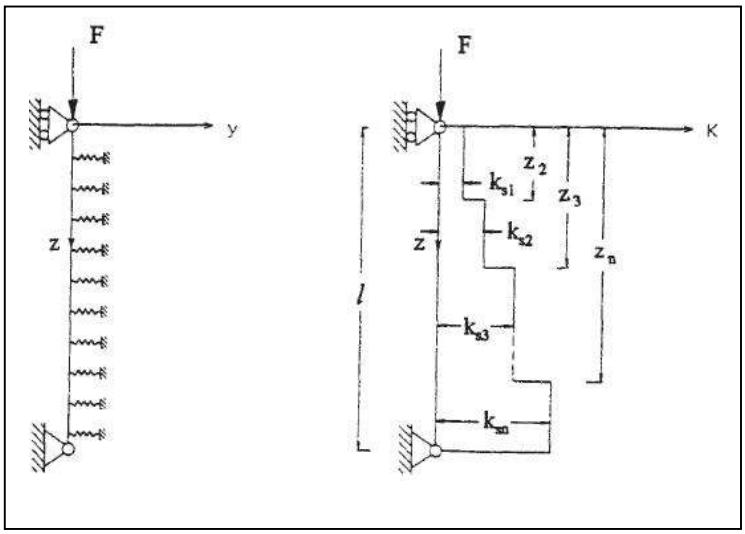


Figure III.13 : Modélisation d'un sol stratifié. (Fenu et Serra, 1990).

III.4.2.2 Pieu partiellement fiché dans le sol

a - Cas d'un module de réaction constant

Le flambement des pieux partiellement fichés dans un sol de type Winkler a fait l'objet de plusieurs études dans le but de la détermination de la force critique. Parmi les études qui ont été effectuées on a :

a-1 Davisson et Robinson (1965)

Ils ont étudié le problème du flambement d'un pieu relativement long (D/R > 4) partiellement fiché dans le sol, en assimilant le pieu à une poutre équivalente à l'air libre, encastrée en pointe et libre en tête (fig. III.14). L'effort normal est supposé constant le long du pieu. La force critique de flambement est déterminée pour deux types de liaisons :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E_p I_p}{4(S_R + J_R) R^2} \; ; \qquad \textbf{(III.47)}$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{K_s B}} \qquad S_R = \frac{L_s}{R} \qquad J_R = \frac{L_u}{R} \; ; \qquad \textbf{(III.48)}$$

S_r : la longueur réduite ; E_pI_p : rigidité du pieu ; k_s. : coefficient de réaction du sol ;

B : diamètre du pieu ; L_u : longueur de la partie libre du pieu ;

L_s : longueur équivalente de la fiche ; D : fiche du pieu.

Connaissant J_R, la valeur de S_R est déterminée à partir de l'abaque représenté à la figure (III.16).

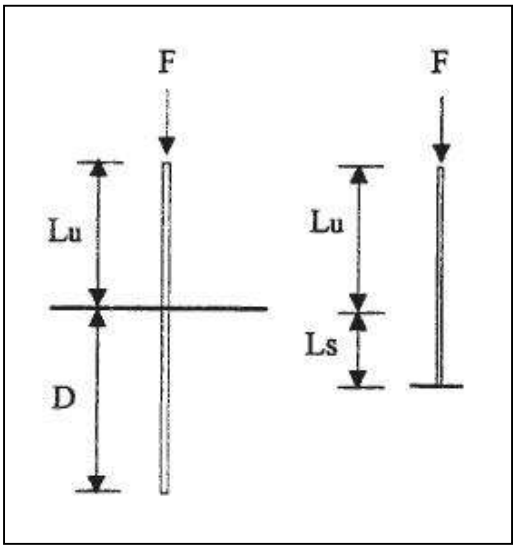


Figure III.14 : Pieu partiellement fiché dans le sol avec la poutre équivalente (Davisson et Robinson, 1965).

Connaissant J_R, la valeur de S_R est déterminée à partir de l'abaque représenté à la figure (III.15).

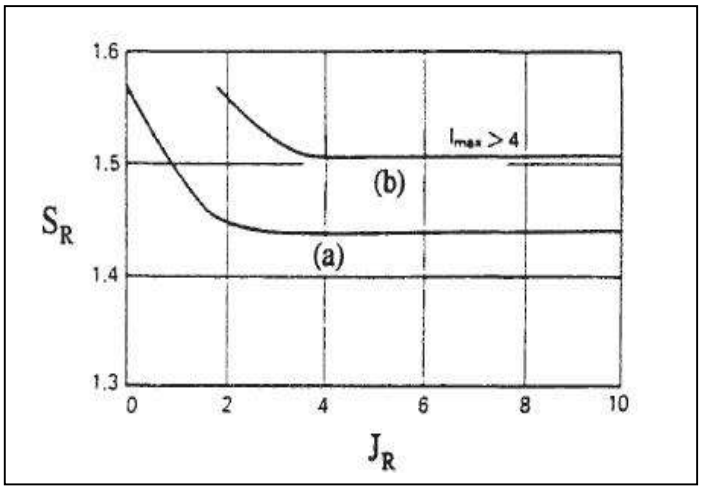


Figure III.15 : Longueur réduite S_R pour un pieu partiellement fiché dans le sol (k_s = cte), (Davisson et Robinson, 1965).

a-2 Souche (1984)

Il a repris les mêmes hypothèses que Davisson et Robinson (1965), mais en traitant d'autres conditions aux limites (huit cas). Les résultats sont présentés sous forme d'une série d'abaques dépendant des paramètres adimensionnels suivants :

$$w = -\frac{z_1}{l} \quad \text{et} \quad \frac{F_{cr} l^2}{\pi^2 E_p I_p} \qquad \textbf{(III.49)}$$

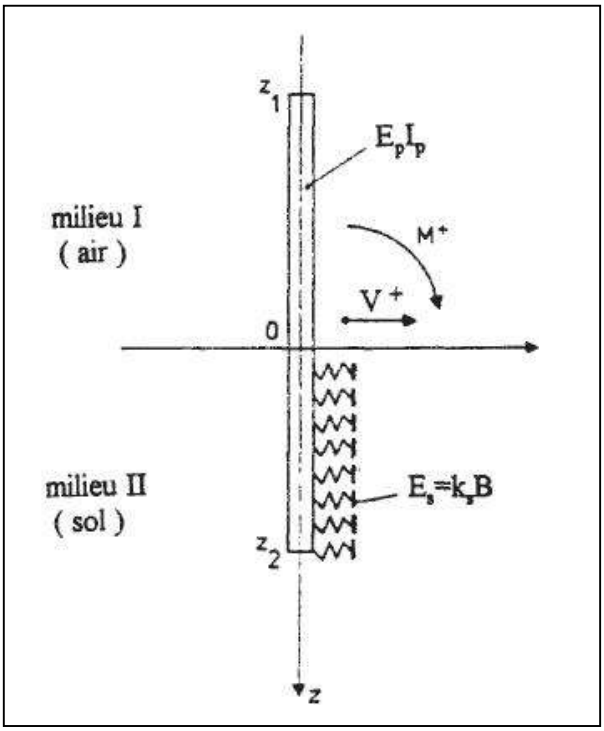


Figure III.16 : Pieu partiellement fiché dans le sol (Souche 1984).

Chaque abaque est constitué de plusieurs courbes dont chacune représente le lieu des points caractérisés par une même valeur quelconque du paramètre m, tel que

$$m = \frac{1}{\pi} \sqrt[4]{\frac{E_s}{E_p I_p}} \qquad \textbf{(III.50)}$$

b - Cas d'une variation linéaire du module de réaction

Davisson et Robinson (1965) ont proposé des solutions pour la force critique de flambement d'un pieu relativement long (D/T > 4), sans tenir compte du frottement latéral mais en supposant que le coefficient de réaction varie proportionnellement à la profondeur d'après la loi suivante :

$$k_s = n_h \frac{z}{B} \quad [kN/m^3] \qquad \textbf{(III.51)}$$

n_h : paramètre de variation du coefficient de réaction k_s.

La force critique est :

$$F_{cr} = \frac{E_p I_p}{4(S_T + J_T)^2 T^2} \qquad \textbf{(III.52)}$$

Avec $T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}}$ $\qquad S_r = \frac{L_s}{T}$ $\qquad J_T = \frac{L_u}{T}$ **(III.53)**

$E_p I_p$: rigidité à la flexion du pieu ; D : fiche du pieu ;L_u : longueur de la partie libre du pieu, L_s : longueur équivalente de la fiche (fig. III.14) ; n_h : paramètre définissant la variation du coefficient de réaction k_S.

Le paramètre S_T est tiré de l'abaque représenté à la figure (III.17).

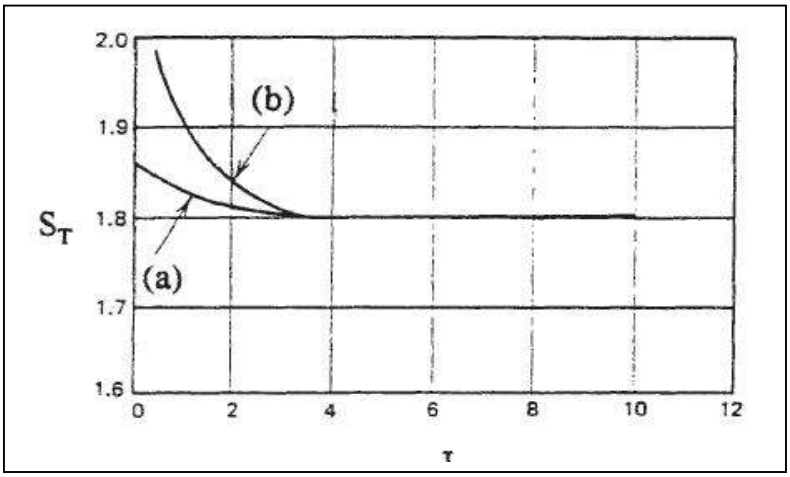


Figure III.17 : Longueur réduite S_T pour un pieu partiellement fiché dans le sol ($k_s = n_h.z/B$). (Davisson et Robinson, 1965).

III.4.3 Force critique dans un continuum élastique

Madhav et Davis (1974) on fait l'étude sur un pieu, reposant sur un substratum rigide, divisé en (n+1) éléments (fig.III.18). Le déplacement horizontal u_i au centre i d'un élément j, dû à la pression latérale uniforme p_j exercée par le sol, est obtenu par intégration des équations de Mindlin (1936). La force critique est donnée par :

$$F_{cr} = F^* E \eta \ ; \qquad \textbf{(III.54)}$$

F*: la plus petite valeur propre de l'équation différentielle suivante,

$$(-[\beta]^{-1}[A] - F^*[I])\{\rho\} = 0 \qquad \textbf{(III.55)}$$

[I] : matrice unité ; (u) : vecteur déplacement du pieu,

$[\beta]^{-1}$, [A] : matrices de coefficients relatifs au calcul des moments dus à la pression latérale et à la force axiale F_i.

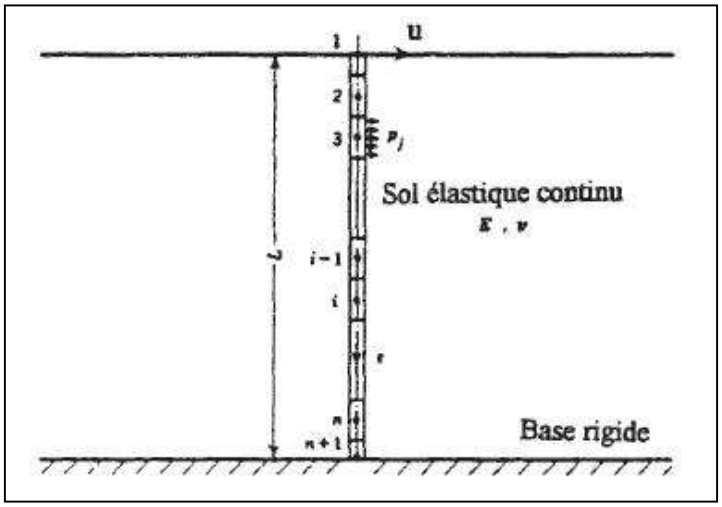


Figure III.18 : Pieu dans un continuum élastique (Madhav et Davis, 1974).

Madhav et Davis (1974) ont fait des applications numériques pour la détermination de la force critique de flambement,

La figure (III.19) illustre une comparaison, entre les résultats obtenus avec les théories de Winkler et du continuum élastique, dans le cas d'un pieu articulé aux deux extrémités. Le module de réaction E_s est lié au module d'Young en supposant $E_s = 0{,}8E$. On remarque que les deux théories donnent les mêmes forces critiques de flambement pour des pieux rigides.

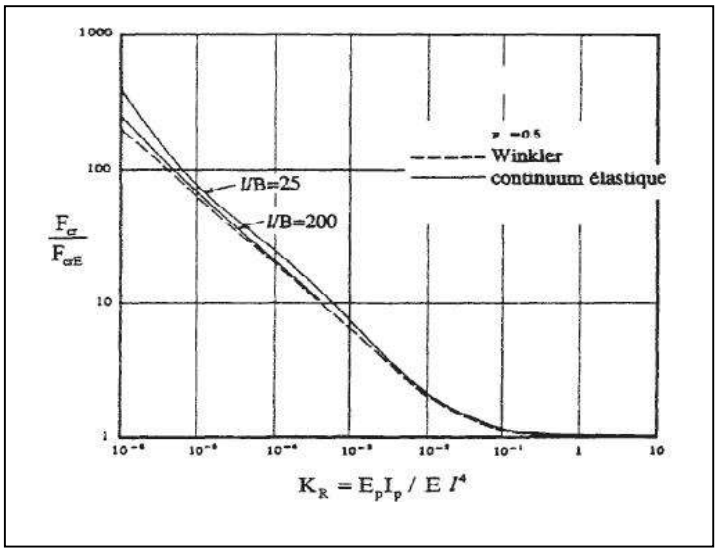


Figure III.19 : comparaison entre les théories de Winkler et continuum élastique.

(Madhav et Davis, 1974).

III.4.4 Force critique dans un "sol biparamétrique"

Pantelides (1990) a étudié l'influence des deux constantes du modèle biparamétrique (modèle de Pasternak, cf.§.III.4.1.3.c) sur la détermination de la force critique de flambement des pieux complètement fichés dans un sol élastique pour différentes conditions aux limites. Le module de réaction du sol est supposé constant avec la profondeur. Il a étudié également l'effet de la déformation due à l'effort tranchant, pour un pieu articulé à ses deux extrémités dans un sol élastique, sur la valeur de la force critique. On présente dans ce qui suit les expressions de la force critique de flambement, déterminées par la méthode classique et la méthode de l'énergie, pour différentes conditions aux limites.

a - Méthode classique

Pantelides (1990) a utilisé la méthode classique (cf.§.III.2.1), pour déterminer la force critique de flambement d'un pieu dans un sol biparamétrique. Il a utilisé le modèle de Pasternak (1954) (cf.§.III.4.1 3.c) pour la modélisation de l'interaction sol-pieu. Pantelides a étudié le cas d'un pieu soumis à une force de compression F, articulé aux deux extrémités. L'effet de la déformation due à l'effort tranchant est négligé. La force critique est donnée par

$$\mathbf{F_{cr} = F_{crE}\left[n^2 + \frac{E_s l^2}{n^2\pi^2 F_{crE}} + \frac{k_1}{F_{crE}}\right]} ; \qquad \textbf{(III.56)}$$

Avec :

n : entier naturel qui détermine le mode le flambement, tel que F_{cr} soit minimale,

F_{crE} : force critique d'Euler pour un pieu articulé aux deux extrémités,

E_s : module de réaction du sol,

k_1 : constante de cisaillement de la couche d'interface sol-pieu reliant les ressorts (fig. III.20) et possédant la dimension d'une force (kN).

Une augmentation du module de réaction E_s d'une quantité ΔE_s les autres variables étant fixées, entraîne une augmentation de la force critique de flambement d'une valeur

$$\frac{\Delta E_s l^2}{n^2\pi^2} . \qquad \textbf{(III.57)}$$

L'expression (III.57) montre que pour des modes élevés de flambement, la variation de la force critique due à l'augmentation du module de réaction est faible, ce qui rejoint les résultats de Mandel (cf.§.III.4.2.a). Une augmentation de la constante de cisaillement k_1 d'une quantité

Δk_1, les autres variables étant fixées, entraîne une augmentation de la force critique de flambement de la même quantité Δk_1. Cette augmentation ne dépend pas du mode de flambement.

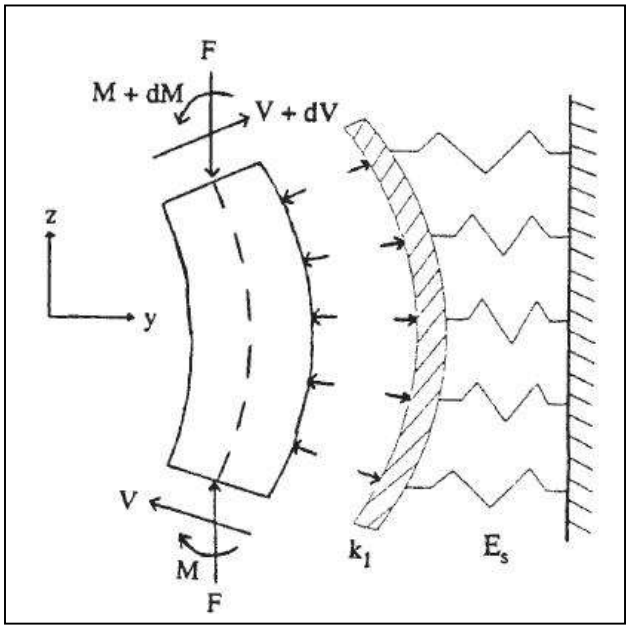


Figure III.20 : Tronçon de pieu dans un sol biparamétrique (Pantelides, 1990).

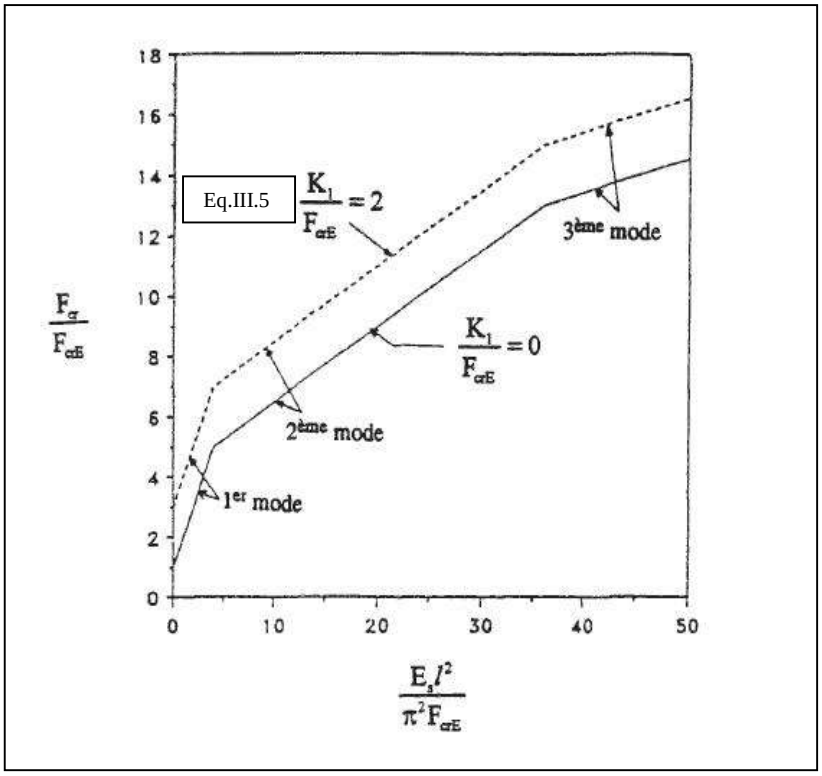


Figure III.21 : Effet de la constante de cisaillement sur la force critique

(Pantelides, 1990).

Quand le module de réaction E_s augmente, le mode de flambement augmente, ce qui est conforme aux résultats de Mandel (1936) Par contre, la constante de cisaillement k_1 n'a aucune influence sur la transition d'un mode de flambement à un autre. La condition de transition est la même que celle donnée par Mandel (cf.§.III.4.2.1.a) dans l'expression (III.29). Dans le cas où $k_1 = 0$, on retrouve pour la force critique de flambement l'expression (III.28) donnée par Mandel (1936) (cf. §.III.4.2. 1a). Pour montrer l'effet de la constante de cisaillement, Pantelides (1990) a fait une comparaison entre le cas où on néglige le terme k_1 (Mandel, 1936) et le cas où on tient compte de ce paramètre, pour un pieu articulé aux deux extrémités (fig. III.21).

b - Méthode énergétique

Pour les autres conditions aux limites, Pantelides (1990) a utilisé la méthode énergétique pour déterminer des valeurs approchées de la force critique de flambement. Le travail T dû aux forces appliquées, au cours de la déformation, est :

Le potentiel interne U est donné par :

$$\mathbf{T = \frac{F}{2}\int_0^l y'^2 dz - \frac{1}{2}\int_0^l (E_s y^2 + k_1 y'')dz} \qquad \textbf{(III.58)}$$

Les principaux résultats obtenus par Pantelides (1990), concernant les valeurs approchées de la force critique et les hypothèses faites sur la ligne élastique y(z), sont les suivants :

- pieu articulé en pointe, fixé en tête avec un déplacement horizontal :

$$\mathbf{y = a \sin\left(\frac{\pi z}{2l}\right)} \qquad \mathbf{F_{cr} = \frac{F_{crE}}{4} + \frac{4E_s l^2}{\pi^2} + k_1} \qquad \textbf{(III.59)}$$

- pieu encastré en pointe, fixé en tête avec un déplacement horizontal :

$$\mathbf{y = a\left(1 - \cos\frac{\pi z}{l}\right)} \qquad \mathbf{F_{cr} = F_{crE} + \frac{3E_s l^2}{\pi^2} + k_1} \qquad \textbf{(III.60)}$$

- pieu encastré en tête et articulé en pointe :

$$\mathbf{y = a\left(\frac{z}{l} - \frac{\sin \varepsilon z}{\sin \varepsilon l}\right)} \qquad \mathbf{F_{cr} = 20{,}19\frac{E_p I_p}{l^2} + 0{,}0826\, E_s l^2 + k_1} \qquad \textbf{(III.61)}$$

a : constante arbitraire,

l : longueur du pieu,

E_pI_p : rigidité à la flexion du pieu,

E_{crE}: force critique d'Euler pour le cas correspondant,

Es : module de réaction du sol,

k_1 : constante de cisaillement.

Pour calculer la valeur de ε, Pantelides a proposé l'équation suivante :

$\boldsymbol{\varepsilon l = \tan \varepsilon l = 4{,}4934.}$

c- Effet de la déformation due à l'effort tranchant

Pantelides (1990) a étudié l'effet de la déformation due à l'effort tranchant sur la valeur de la force critique de flambement en utilisant la méthode classique, il a étudié le cas du pieu articulé, aux deux extrémités, soumis à une force de compression F. La force critique devient :

$$F_{cr} = F_{crE}\left[\frac{n^2 + \frac{E_s l}{\pi^2 F_{crE}}\left(\frac{1}{n^2} + \frac{2\pi^2 n(1+\nu)}{\left(\frac{l}{R}\right)^2}\right)}{1 + \frac{2n^2\pi^2 m(1+\nu)}{\left(\frac{l}{R}\right)^2}}\right] + k_1 \; ; \qquad \textbf{(III.62)}$$

Avec :

F_{crE} : force critique d'Euler pour un pieu articulé aux deux extrémités,

l: longueur du pieu,

R : rayon de giration de la section droite du pieu,

ν: coefficient de Poisson,

k_1 : constante de cisaillement,

E_s : module de réaction du sol,

m : facteur de cisaillement, dépendant de la forme de la section transversale (m = 1,2 pour une section rectangulaire et m= 1,11 pour une section circulaire)

n : entier naturel qui détermine le mode de flambement tel que F_{cr} soit minimale.

Une comparaison des expressions (III.56) et (III.62) qui donnent les forces critiques de flambement, dans le cas où on néglige l'effet de la déformation de l'effort tranchant et celui où on tient compte de ce phénomène, est illustrée à la figure (III.22). On remarque que la déformation due à l'effort tranchant a pour effet de diminuer la force critique de flambement, notamment pour les pieux de faibles élancements.

La condition de transition d'un mode de flambement à un autre devient :

$$\frac{E_s l^2}{\pi^2 F_{crE}} = \frac{n^2(n+1)^2}{1 + Z\left[(n+1)^2(1+Z n^2) + n^2\right]} \; ; \qquad \textbf{(III.63)}$$

Avec : $$Z = \frac{2\pi^2 m(1+\nu)}{\left(\frac{l}{R}\right)^2} \quad \textbf{(III.64)}$$

Cette transition ne dépend pas de la constante de cisaillement k_1. Quand on néglige l'effet de la déformation due à l'effort tranchant (n = 0, Z = 0), l'équation (III.63) devient semblable à l'équation (III.29) calculée par Mandel. La valeur de transition devient petite pour de faibles élancements et l'effet de la déformation devient négligeable pour des élancements très élevés (l /R > 200).

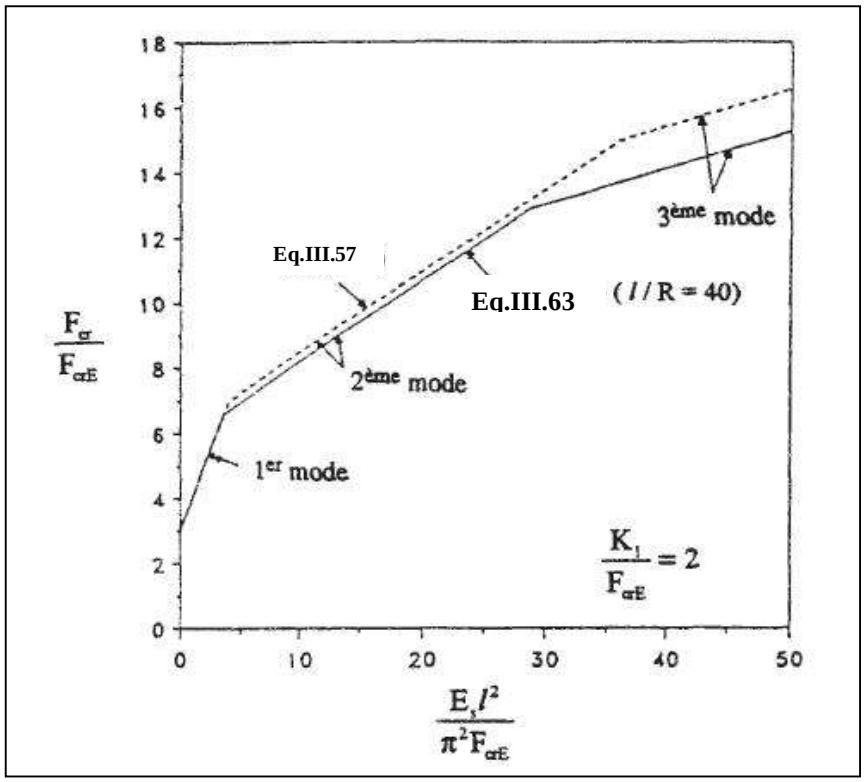


Figure III.22 : Effet de la déformation due à l'effort tranchant

(Pantelides, 1990).

III.4.5 Charge ultime d'un micropieu

La charge ultime est basée sur un défaut de forme initiale de la ligne moyenne de la limite élastique. A partir de ce principe, Vezole (1989) a défini une méthode de calcul simple, pour la détermination de la charge ultime que peut supporter un micropieu dans un sol élastique homogène. Il s'agit de la détermination d'une première charge ultime N_1 vis à vis du critère de contrainte de l'acier plafonnée à σ_e / 1,15, et d'une deuxième charge ultime N_2 vis à vis du critère de la pression latérale, plafonnée aux deux tiers de la pression de fluage horizontale du sol. La charge ultime N_u du micropieu est égale au rninimum des deux charges.

$$N_u = \min(N_1 ; N_2); \quad \textbf{(III.65)}$$

$$\frac{\sigma_e}{1,15}=\frac{0,01\delta E_p N_1}{2\sqrt{E_s E_p I_p}-N_1} \quad \text{et} \quad \frac{2P_f}{3}=\frac{0,02\delta N_2}{B\left(1-\frac{N_2^2}{4E_s E_p I_p}\right)} \qquad \text{(III.66)}$$

σ_e : limite élastique de l'acier constituant le micropieu,

P_f : pression de fluage à l'interface sol-pieu,

B : diamètre de forage,

E_s : module de réaction du sol,

E_pIp : rigidité à la flexion de l'armature du micropieu,

δ : courbure maximaie de l'armature du micropieu.

III.4.6 Détermination du module de réaction du sol

L'utilisation des modèles décrits précédemment, notamment le modèle de Winkler et les modèles biparamétriques basés sur le modèle de Winkler, nécessite la détermination du coefficient de réaction du sol k_s. Ce coefficient de réaction est une grandeur d'interaction sol-pieu. Par contre, il n'est pas une grandeur intrinsèque au sol.

Le module de réaction E_s ($E_s = k_s.B$, où B est la largeur de la fondation), peut être défini comme la pente de la sécante ou de la tangente de la courbe de réaction élémentaire (P,y) où P est la pression horizontale sur le pieu et y est le déplacement horizontal du pieu (fig. III.23). Cette courbe de réaction peut être tirée des résultats d'un essai pressiométrique (Ménard, 1962) ou d'un essai triaxial (Matlock, 1970)

Pour déterminer le module de réaction, plusieurs auteurs ont proposé des corrélations empiriques entre ce module et les caractéristiques géotechniques ou élastiques du sol.

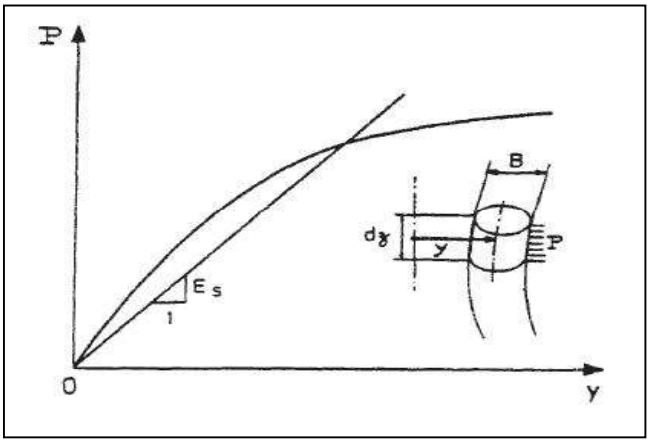


Figure III.23 : Courbe de réaction : charge répartie-déplacement (Frank, 1984)

III.5 Conclusions

Les différentes approches pour étudier le problème de stabilité des pieux sont basées sur des hypothèses très simplificatrices qui sont peu valides dans la pratique notamment en ce qui concerne le comportement du sol et le problème de l'interaction sol-pieu. En effet, le comportement du sol est supposé élastique linéaire et le frottement latéral est souvent négligé. On suppose aussi qu'il n'y a pas de défauts de réalisation et, par conséquent, que le pieu est parfaitement droit. Deux approches sont utilisées pour étudier le problème de la stabilité du pieu : La méthode du module de réaction (modèle de Winkler), et la méthode du continuum élastique (modèle du continuum élastique). La comparaison entre les résultats obtenus avec les deux méthodes montre qu'il y a une bonne concordance entre les deux résultats dans le cas des pieux souples. Par contre, dans le cas des pieux rigides, la méthode du module de réaction donne des forces critiques supérieures à celles obtenues par la méthode du continuum élastique.

Les solutions trouvées par ces deux méthodes montrent que la force critique de flambement dépend de la rigidité à la flexion du pieu, de sa longueur, des conditions aux limites, et du module de réaction du sol. Quand celui-ci augmente, la force critique augmente, ainsi que le mode de flambement. Pour les pieux très souples, l'augmentation de la longueur ainsi que la condition en pointe, n'ont pas d'influence sur la force critique de flambement. Par contre, la condition en tête de pieu a une importance considérable sur la valeur de la force critique. Il en va de même, pour la variation du module de réaction du sol où la force critique obtenue dans le cas d'un module de réaction constant est supérieure à celle obtenue dans le cas d'une variation linéaire du module de réaction du sol avec la profondeur.

La plupart des solutions analytiques proposées pour déterminer la force critique de flambement, sont basées sur la méthode du module de réaction. De plus, ces solutions sont, en général, présentées sous forme d'abaques dépendant des paramètres adimensionnels, étant donnée la complexité des fonctions mathématiques exprimant la force critique.

Mandel (1936) et Hetenyi (1946) ne donnent que des solutions pour le pieux complètement fiché dans un sol homogène, en négligeant le frottement latéral et en supposant que le module de réaction est constant.

Davisson (1963), Francis et al. (1965),...etc., ont déterminé des solutions de la force critique en tenant compte du frottement latéral et de l'effet de la variation du module de réaction de sol, pour des pieux complètement et partiellement fichés dans un sol homogène.
Dans le cas des pieux complètements fichés dans le sol, la prise en compte du frottement latéral entraîne une augmentation de la force critique de flambement. Celle-ci dépend des conditions aux limites ; Elle est maximale dans le cas d'un pieu libre en tête et encastré dans un chevêtre mobile, et minimale dans le cas d'un pieu libre. Par contre, dans le cas des pieux partiellement fichés dans le sol, l'effet du frottement latéral dépend de la hauteur de la partie libre (hors sol) du pieu. Ainsi, cet effet est négligeable à partir d'une hauteur libre supérieure ou égale à la fiche du pieu.

Cependant, ces solutions ne sont guère utilisées dans la pratique, parce que leur application nécessite la détermination des fonctions définissant la variation de l'effort normal et du module de réaction le long du pieu. Il en va de même, pour les solutions proposées par Pantelides (1990) en utilisant le modèle de Pasternak (modèle de Winkler généralisé), où leur application exige la détermination de la constante de cisaillement. Celle-ci a tendance à augmenter la force critique de flambement d'une quantité égale à sa valeur. Pour ces raisons, les abaques de Mandel sont largement appliqués en pratique, étant donné leur facilité d'utilisation, la donnée d'une seule valeur du module de réaction étant nécessaire.

CHAPITRE IV

ANALYSE DU COMPORTEMENT DES PIEUX SOUMIS AU MOUVEMENT DU SOL

IV-1 REPONSE DU PIEU AU MOUVEMENT DE TERRE PERMANENT : AVIS DE LA LITTÉRATURE

IV-1-1 Introduction

Le modèle de réaction du sol est une méthode largement utilisée pour analyser la réponse du pieu sous charge latérale. La popularité de ce modèle est due à sa simplicité conceptuelle, et aussi à cause de la facilité conceptuelle avec laquelle le comportement du sol non linéaire peut être incorporé dans le modèle sous la forme de courbes P-y (par exemple, Reese, 1986). Dans le cadre de l'utilisation d'une relation bilinéaire P-y avec un facteur de réduction approprié, Meyer-Sohn (1994) a prédis le comportement du pieu isolé soumis à une propagation latérale raisonnable. Le modèle de réaction du sol a également été adoptée par d'autres chercheurs pour analyser la réponse du pieu à propagation latérale (par exemple, Fuchida et al, 1994 ; Miura et al, 1991).

De vastes solutions d'analyse et paramétriques, fondées sur le modèle de réaction fondation, sont disponibles dans la littérature technique pour les pieux chargés en externe (par exemple, Matlock et Reese, 1960 ; Davisson et Gill, 1963 ; Reddy et Valsangkar, 1968), mais seulement un nombre limité des solutions similaires peuvent être trouvées pour les pieux passifs, où le chargement est généré du au chargement latéral du sol. Basant sur le modèle de réaction du sol, Fukuoka (1977) a présenté des solutions pour tels pieux. Toutefois, il a assumé dans ses analyses que les forces dues au mouvement de la masse du sol sont connues, ce nécessite pas une simplification du problème. En outre, ses solutions peuvent être appliquées à un nombre limité de sol et des conditions géométriques.

Dans ce chapitre, les méthodes disponibles pour l'analyse des pieux soumis à des mouvements permanents latéraux du sol sont passés en revue, et de leurs avantages et leurs limites sont évaluées. Sur la base de cette évaluation, des méthodes appropriées sont soit sélectionnée soit pour application directe ou indirecte dans l'analyse des pieux soumis à la liquéfaction due au mouvement latéral du sol, d’autre part, des solutions analytiques exactes, ainsi que des solutions numériques sous forme adimensionnelle, sont développées pour les pieux passifs basés sur le modèle de réaction du sol. Les paramètres importants qui influent sur le comportement des pieux sont identifiés, et l'effet de ces paramètres est évalué par des études paramétriques.

IV-1-2 Les méthodes d'analyse

IV-1-2-1 Méthodes empiriques et semi-empirique

Les méthodes empiriques ont été proposées par plusieurs auteurs pour estimer la pression latérale sur les pieux due au mouvement du sol. Toutes ces méthodes ont été développées pour les pieux dans l'argile molle soumis à des déformations générées par la construction du remblai adjacent. Tschebotarioff (1973) a recommandé une méthode pour estimer la pression latérale sur les pieux supportant des butées d'un pont soumis à un chargement de remblai comme illustré à la figure IV-1 a. Il est supposé que le pieu est fiché à l'interface entre la couche d'argile molle et la couche la plus rigide ci-dessous. La pression latérale sur le pieu est supposée avoir une distribution triangulaire dans la couche d'argile molle, comme indiqué dans la figure. La pression maximale latérale est donnée par

$$p_h = K_{ce}\,\sigma'_z \qquad \textbf{(IV.1)}$$

Dans lequel K_{ce} est le coefficient de pression de la terre et σ_z est l'incrément de pression verticale au centre de la couche d'argile due au chargement du remblai. Tschebotarioff suggéré 0,4 comme valeur possible du K_{ce}.

De Beer et Wallays (1972) ont proposé une approche similaire pour l'estimation de la pression latérale des terres sur les pieux due aux surcharges comme le montre la Figure IV.1 b. Ils ont assumé que la pression latérale sur le pieu, $p_{h,}$ soit constante sur toute la profondeur de la couche, et on estime que

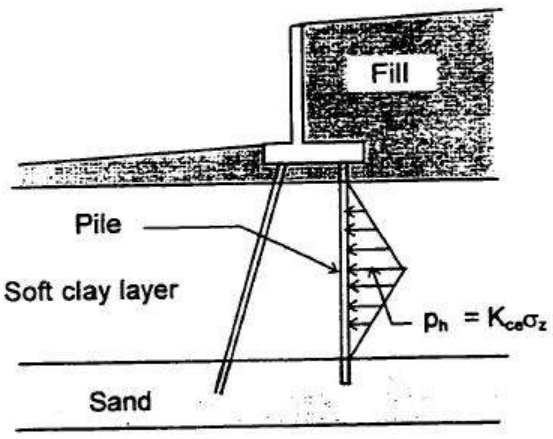
$$p_h = fq \qquad \textbf{(IV.2)}$$

Dans laquelle q est l'intensité de la surcharge à la surface du sol. Le facteur f est calculé comme

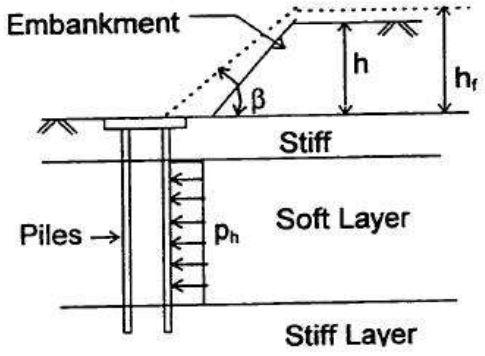
$$f = \frac{\beta - \frac{\Phi}{2}}{\frac{\pi}{2} - \frac{\Phi}{2}} \qquad \textbf{(IV.3)}$$

Dans laquelle Φ est l'angle de frottement «apparente» de la déformation de la couche et β est la pente d'un talus d'une hauteur fictive h_f comme indiqué dans la figure. Pour un remblai de hauteur h et de matériel remblai ayant une unité de poids γ, h_f est calculé comme

$$h_f = \frac{\gamma h}{1.8} \qquad \textbf{(IV.4)}$$



a) Charge latérale sur pieu (d'après Tschebotarioff, 1973)



b) la pression latérale de charges de surface (après DeBeer et Wallay, 1972)

Figure IV.1 : Procédure empirique pour l'évaluation des pressions latérale du sol sur pieux dans l'argile molle.

Les conditions aux limites simplifiées ont été prises en charge par De Beer et Wallays pour calculer le moment de flexion et de cisaillement dans le pieu.

Ces méthodes sont de nature simple et essentiellement ne considèrent pas l'interaction sol-pieu. Les coefficients de pression des terres proposées sont basés sur des observations à partir d'un nombre limité de cas sur le terrain impliquant des dépôts d'argile molle. En conséquence, leur applicabilité est limitée et ne peuvent pas être étendus de façon fiable à des conditions qui sont différentes de celles assumées par ces auteurs.

IV-1-2-2 Méthodes basées sur l'approche de réaction de sol

La réaction du sol est probablement le modèle le plus couramment utilisé dans la pratique d'analyser l'interaction sol-pieu sous chargement latéral. L'origine de la méthode peut être attribuée à Winkler (1867), qui a postulé que la force de réaction du sol sur un point quelconque du faisceau est directement proportionnelle au déplacement de la poutre à ce moment-là. La méthode a été adoptée et modifiée après des années d'analyser les pieux soumis à une charge latérale externe (Terzaghi 1955 ; Matlock et Reese, 1960 ; Reese, 1986).

Il a également été utilisé de manière limitée pour analyser pieux soumis à des mouvements de sol latéraux (par exemple, Fukuoka, 1977 ; Wang et al, 1979 ; Yoshida et Hamada, 1991 ; Reese et al. 1992 ; Meyersohn, 1994). La popularité de cette méthode particulière à cause de sa simplicité conceptuelle et la facilité avec laquelle le comportement du sol non linéaire peut être introduit dans la procédure de solution. Le modèle suppose que le pieu est soutenu par une série de ressorts indépendants qui représentent le sol supportant. Les forces de ressort sont supposées être proportionnelles au déplacement relatif entre le pieu et le sol. La constante de proportionnalité est désignée comme le module de réaction du sol, k_h, ayant des dimensions de FL^{-2}. L'équation différentielle qui régit peut être écrite comme

$$EI\frac{d^4y}{dz^4} + k_h y = p \qquad \textbf{(IV.5)}$$

Dans laquelle E est le module d'Young du matériau pieu, I est le moment d'inertie de la section du pieu, y est le déplacement du pieu dans la direction latérale, et p est la charge appliquée par unité de longueur. Lorsque le pieu est soumis à des mouvements latéraux du sol, le chargement provient de déplacement du sol, δ, et l'équation (IV, 5) peut être réécrite comme

$$EI\frac{d^4y}{dz^4} + k_h y = k_h\,\delta(z) \qquad \textbf{(IV.6)}$$

Idéalement, les déplacements, les moments de flexion et de cisaillement du pieu peut être obtenu à partir de la solution de équation (IV.6). Les difficultés surviennent lors de l'attribution des valeurs appropriées au sol module, k_h. En fait, k_h n'est ni une constante, ni qu'il s'agit d'une propriété unique du sol. Il dépend de plusieurs facteurs tels que la taille du pieu, la flexibilité du pieu, et la pression de confinement (Terzaghi, 1955). En outre, il présente également la non-linéarité considérable avec le déplacement, y.

Terzaghi (1955) a défini le coefficient de réaction du sol, k_h, comme

$$K_h = \frac{p_h}{y} \qquad \textbf{(IV.7)}$$

Dans lequel p_h est la pression sur la face du pieu et y est le déplacement correspondant, et K_h est exprimée en unités de FL^{-3}. Le module de réaction du sol, k_h, peut être liée à K_h comme

$$k_h = K_h D \qquad \textbf{(IV.8)}$$

Dans laquelle D est la largeur du pieu. Terzaghi en outre a suggéré que, pour le sable, le coefficient augmente linéairement avec la profondeur de telle sorte que K_h à n'importe quelle profondeur, z, peut être donnée par

$$K_h = n_h \frac{z}{D} \qquad \textbf{(IV.9)}$$

Terzaghi appelait n_h la constante de réaction horizontale du sol. Terzaghi recommandait les valeurs de n_h pour les sables de différentes densités relatives.

Terzaghi a tiré ses valeurs proposées basant sur deux hypothèses. La première, il suppose que le module d'élasticité du sol, E_s, varie linéairement avec la pression de confinement, où la profondeur, et est donné par

$$E_s = A\gamma z \qquad \textbf{(IV.10)}$$

Dans lequel γ est le poids volumique effective du sol et A est une constante. L'autre hypothèse est que le déplacement du sol au-delà d'une distance de la 3D de la face pieu n'a aucune influence sur le moment de flexion du pieu. Par conséquent, le déplacement, y, due à la pression, p_h, peut être calculé à partir de la solution élastique de règlement sous la base de largeur D donnée sous la forme

$$y = \frac{p_h D}{E_s} I_f \qquad \textbf{(IV.11)}$$

Dans lequel I_f est un facteur d'influence dépend de la forme de la semelle et la profondeur de la couche déformable, qui est en 3D dans ce cas. K_h peut être tirée de l'équation (IV, 11) en tant

$$K_h = \frac{p_h}{y} = \frac{E_s}{I_f D} = \frac{A\gamma z}{I_f D} \qquad \textbf{(IV.12)}$$

Bien que la première hypothèse soit raisonnable, la deuxième hypothèse est basée sur une simplification incertaine qui assimile l'interaction sous-sol sol-pieu avec le déplacement de la surface de la propagation en point.

La réaction du sol par unité de longueur, p, de pieux chargés latéralement présente non-linéarité avec le déplacement, y. Pour cette raison, Terzaghi a indiqué que ses valeurs proposées des coefficients doivent être utilisées uniquement à la moitié de la pression finale, après la non-linéarité considérable est prévue de mettre. Habibgahi et Langer (1983) ont résumé n_h, à partir de sources différentes, dont certaines sont présentées dans le tableau IV.1. Il peut être vu à partir du tableau IV.1 que les valeurs recommandées de n_h par différents auteurs sont plus ou moins cohérente, sauf pour les valeurs les plus élevées proposées par Reese et al. (1974). Les valeurs comparables à celles proposées par Reese et al. ont également été estimés par Robinson (1979) à partir d'essais de chargement latéral sur des pieux en bois non instrumenté. Les valeurs n_h proposé par Reese et al. sont basées sur les résultats de la pleine échelle latérales des essais de chargement du pieu. Ils représentent la portion initiale de non-linéaires force-déplacement des relations, appelées courbes P-y.

Tableau IV-1

Les valeurs de constante de réaction du sol horizontale, n_h.

Auteur	n_h (ton/ft3)
Terzaghi (1955)	Sable lâche : submergé = 4 , sec ou humide = 7 Medium : submergé = 14, sec ou humide = 21 Dense : submergé = 34, sec ou humide = 56
Johnson and Kavanagh (1968)	Sable lâche : de 8 à 13 Medium : 13 à 45
Reese et al. (1974)	Sable lâche : submergé = 18 , sec ou humide = 22 * Moyen : submergé = 52 , sec ou humide = 78* Dense : submergé = 108, sec ou humide = 194 *
Navy Design Manual 7.02 (1982)	Sable lâche : 5 à 12 Moyen : 12 à 32 Dense : 32 à 45
Navy Design Manual 7.02 (1982)	Sable lâche : 5 à 12 Moyen : 12 à 32 Dense : 32 à 45

* Reese (1986) ;

Note: 1 ton/ft^3 = 314,7 kN/m^3.

Les méthodes empiriques pour la construction de courbes P-y pour les sols cohérents ont été suggérées par Reese et al. (1974) basée sur des essais sur le terrain.

Des méthodes empiriques similaires ont été proposées par d'autres chercheurs. Murchison et O'Neill (1984) ont présenté une discussion complète sur les procédures différentes. Ces procédures sont élaborées sur la base des résultats expérimentaux limités provenant de sites spécifiques, et Reese et al. (1974) ont mis en garde appropriée que leur procédure doit être utilisée avec jugement.

Meyersohn (1994) appliquait les courbes bilinéaires P-y pour l'analyse du comportement des pieux dans lequel n_h a été dérivée des valeurs recommandées à la fois par Reese et al. (1974) et Terzaghi (1955). Il a montré que le modèle bilinéaire en utilisant la capacité portante ultime latérale de Hansen (1961) et n_h recommandé par Reese et al. se rapprochent des courbes P-y développés par Reese et al.. Meyersohn a également montré que la réponse du pieu à la propagation latérale, basée sur des valeurs recommandées de n_h de Terzaghi et les facteurs de la capacité portante latérale de Hansen, a abouti à une comparaison favorable avec des histoires de cas documentés si un facteur de réduction approprié, R_f, sur le module et la capacité portante, est choisi pour représenter les effets adoucissants de la liquéfaction.

D'autres chercheurs ont également utilisé des modèles bilinéaires à analyser le pieu et le comportement d'une conduite enterrée sous une propagation latérale (Fuchida et al, 1994 ; Miura et al, 1989). Miura et al. Ont développé des rapports paramétriques en utilisant la rigidité relative de sol-pieu et ne considère pas toute la valeur spécifique de n_h, dans leur analyse. Fuchida et al. ont considéré comme n_h = 31 t/cft (9740 kN/m3) et ont réduit cette raideur par un facteur de 100 pour représenter le sol liquéfié.

Yoshida et Hamada (1991) ont utilisé l'approche de module de réaction pour analyser la réaction des pieux soumis à une propagation latérale. Ils ont estimé le coefficient de réaction de sol, K_h, pour le sol non liquéfiée du Code japonais des ponts comme

$$\mathbf{K_h = 5{,}6\ ND^{-0.35}} \qquad \textbf{(IV.13)}$$

Dans lequel K_h est dans les unités de kg/cm3, N est la valeur SPT du sol, et D est le diamètre du pieu en cm.

En assimilant les déplacements des têtes des pieux fixes chargées latéralement, calculé par l'analyse élastique et la méthode de réaction de sol, Poulos (1971a) ont constaté que

$$K_h = \frac{0.82E_s}{D} \qquad \textbf{(IV.14)}$$

Dans lequel E_s est le module d'élasticité du sol. Toutefois, il a également mentionné que la théorie de réaction du sol estime les déplacements du pieu comme la rigidité relative de pieu augmente.

IV-1-2-2-1 Les limites du modèle de réaction du sol

Malgré son utilisation répandue dans l'analyse, le modèle de réaction comporte certaines limites. Comme mentionné précédemment, la partie la plus difficile dans son application est le bon choix du module de réaction du sol et le développement de courbes P-y appropriées. Ces paramètres ne sont pas estimés à partir des principes fondamentaux de la mécanique des sols, et ils sont de nature empirique.

En théorie de la réaction de sol, il est supposé que la réaction du sol à n'importe quel point sur le pieu est liée uniquement au déplacement, à ce point particulier. Par conséquent, tout transfert de cisaillement dans le sol n'est pas explicitement pris en compte. En négligeant le transfert de cisaillement, il est plus difficile d'appliquer la théorie pour l'analyse du groupe de pieux où l'interaction entre les pieux se fait par des contraintes de cisaillement transférés à travers le sol. Toutefois, l'application de courbes P-y, en collaboration avec la théorie élastique linéaire, peut être trouvée dans la littérature pour analyser les groupes de pieux chargés latéralement (Focht et Koch, 1973 ; O'Neill et al, 1977).

Dans cette procédure, il est supposé que proximité du sol pour tout pieu se comporte non linéaire et que le reste de la masse du sol est élastique. Avec cette hypothèse, des pieux individuels sont analysés par la méthode P-y et leur influence sur le reste des pieux dans le groupe est estimée en utilisant les solutions élastiques proposées par Poulos (1971b).
Par souci de simplicité, les pieux sont généralement idéalisés comme des plaques planes et la pression sur une face du pieu est supposée être constante sur toute la largeur du pieu. Le mécanisme de transfert de charge réelle est plus complexe.

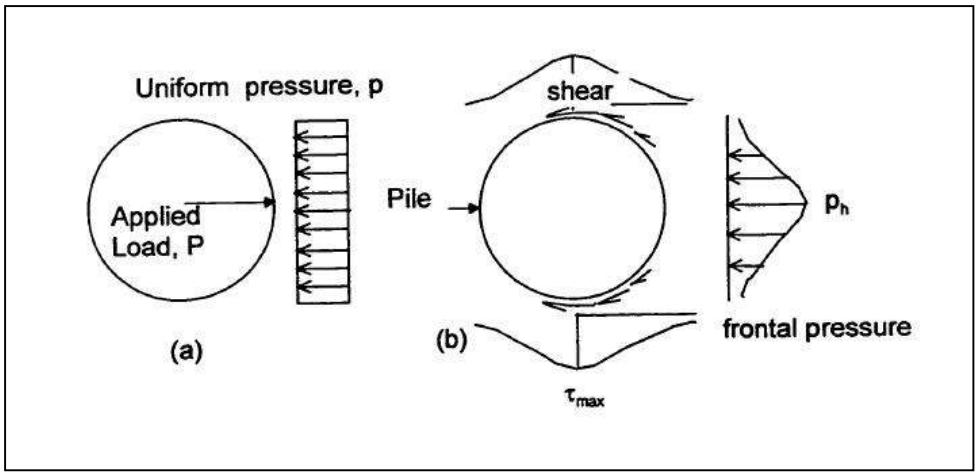


Figure IV.2 : a) Distribution simplifiée de pression sur le pieu et b) Distribution théorique montrant la variation de la pression latérale et la contrainte de cisaillement (d'après Baguelin et al. 1977).

La figure IV.2 représente la différence entre la distribution de pression uniforme simplifiée et la distribution de pression théorique sur la base de solutions linéaires élastiques. La distribution théorique est basée sur les travaux de Baguelin et al. (1977). La différence entre la répartition des contraintes peuvent expliquer pourquoi les valeurs estimées n_h de Terzaghi sont inférieures aux valeurs secours calculées par Reese et al. à partir de mesures sur le terrain (Smith, 1987). Terzaghi a supposé que le pieu est plat et a considéré la pression latérale seulement. Par conséquent, la valeur de p_h, dans l'équation. (IV.7) est inférieure aux contraintes globales agissant sur le pieu.

IV-1-2-3 Méthode basée sur la théorie élastique

Poulos (1973) et Poulos et Davis (1980) ont présenté une méthode basée sur la théorie élastique linéaire pour l'analyse d'un pieu isolé soumise à des mouvements latéraux du sol. Dans cette approche, le sol est supposé un continuum homogène élastique avec un module, E_s, et le coefficient de Poisson, ν_s.

Le pieu est supposé être une bande mince avec rigidité à la flexion, EI, où E est le module d'élasticité de l'agrégat, et I est le moment d'inertie de la section du pieu. Les forces du sol sont supposées agir uniquement sur la face du pieu et les contraintes de cisaillement sur les côtés sont négligées. On suppose en outre que les déplacements du pieu et le sol sont égaux.

La solution est obtenue en imposant la compatibilité de déplacement. Les deux équations de base utilisées dans cette méthode sont l'équation de la flexion d'une poutre et la solution de Mindlin (1936) de la déformation dans une continuité élastique due à une force d'action agissant dans la continuité. Poulos a obtenu la solution par une formulation de différence finie. La figure IV.3 montre la grille de différences finies, où le pieu est divisé en n segments. Le déplacement du pieu de la formule de flexion peut être écrit comme

$$EI\frac{d^4y}{dz^4} = -p_h D \qquad \textbf{(IV.15)}$$

Dans laquelle P_h est la pression du sol sur le pieu, et D est la largeur du pieu. Équation (IV.15) peut être écrite sous forme de différence finie comme

$$[F]\{y\} = \frac{Dh^4}{EI}\{p_h\} \qquad \textbf{(IV-16)}$$

dans lequel [F] est la matrice contenant des coefficients de différences finies, {y} est le vecteur de déplacement $\{y_1, y_2, \ldots y_i, \ldots y_n\}^T$;
$\{p_h\}$ est le vecteur de la pression $\{p_1, p_2, \ldots p_i, \ldots, p_n\}^T$, et h est l'élément de différences finies (L/n) comme indiqué dans la figure IV-3.

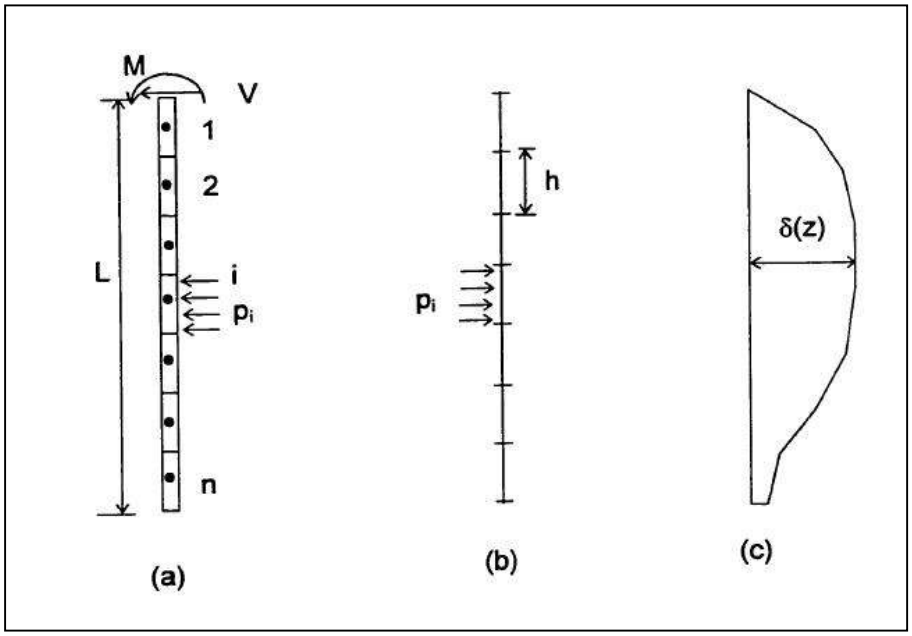


Figure IV-3 : Modèle des différences finies du pieu

(a) contrainte sur le Pieu, (b) Les contraintes exercées sur le sol, et (c) le mouvement du sol en champ libre δ(z). (D'après Pou-los et Davis, 1980).

Il est supposé que le déplacement du sol extérieur en champ libre, δ(z), est connu. Les déplacements finaux du sol sont supposés se produire en raison d'une combinaison de déplacement du sol extérieure en champ libre, δ(z), et la pression pieu-sol, p_h. Le déplacement du sol du à p_h est obtenu à partir de solution de Mindlin pour le déplacement horizontal provoqué par une force horizontale à l'intérieur d'un continuum élastique semi-infini. Le déplacement du sol totale qui est égale au déplacement y, est donnée par

$$\{y\} = \frac{D}{E_s}[C]\{p_h\} + \{\delta\} \qquad \textbf{(IV.17)}$$

Dans lequel {δ} est le vecteur de déplacement en champ libre, [C] est la matrice des coefficients de déplacement du sol due à $\{p_h\}$ et est obtenu à partir de la solution de Mindlin. En éliminant {ph} de l'équation (IV.16) et l'équation (IV,17), on peut obtenir la solution finale pour y comme

$$\left[[I] + \frac{EI}{E_S h^4}[F][C]\right]\{y\} = \{\delta\} \qquad \textbf{(IV.18)}$$

Dans lequel [I] est une matrice d'identité. L'équation. (IV.18) peut être résolue pour {y} en imposant des conditions aux limites à la tête du pieu et de pointe.

IV-1-2-3-1 Limitation de la théorie de l'élasticité

Dans cette méthode, le sol est représenté comme un matériau homogène et élastique linéaire et isotrope. Les propriétés des sols réels sont très différentes de ces hypothèses. Le module du sol n'est pas une constante, mais varie de façon significative avec la contrainte appliquée. Le module est également dépendant de la pression de confinement et augmente avec la pression de confinement plus élevé en profondeur. Une réelle interaction sol-pieu devient plus compliquée par le relâchement de la formation des sols et de l'écart entre le pieu et le sol.

Pour le modèle de non-linéarité et la rupture du sol, Poulos et Davis (1980) ont incorporé la pression de rupture des sols et des variations de module d'élasticité dans la procédure de résolution. Dans la procédure modifiée, une pression ultime, P_{hu}, est prédéfinie. Si la pression calculée dépasse la pression limite, la pression est réajusté à P_{hu} et le calcul est itérée jusqu'à ce que la condition est satisfaite la rupture. La variation du module est intégré à l'aide d'un vecteur de module $\{E_s\}$, ce qui représente le module du sol à différentes profondeurs, dans le

lieu d'une seule valeur de E_s. Ces deux modifications d'introduire la non-linéarité et manque d'homogénéité pour lesquels une solution de Mindlin n'est plus valide. Poulos et Davis (1980) ont suggéré que la méthode modifiée doit être utilisé avec prudence. Les pieux sont supposés des surfaces planes de sorte que leur intégration dans le modèle sera compatible avec la solution de Mindlin. En réalité, les pieux ont des dimensions finies et les effets de leur présence sur les solutions élastiques ne sont pas bien définis. Poulos et Davis (1980) ont testé leur méthode sur des cas documentés (Heyman et Boersma, 1961 ; Leussink et Wenz, 1969).

La comparaison a donné plusieurs résultats, mais la tendance générale était cohérente avec les valeurs mesurées de pieu pour les deux premiers cas. Poulos et Davis (1980) ont suggéré que cette méthode peut être étendue pour l'analyse des groupes de pieux en élargissant la matrice [C] pour inclure les contributions d'autres pieux dans le groupe. Cependant, il a été exprimé au sujet de l'influence du groupe sur la valeur de la pression de la rupture du pieu, p_{hn}. Une autre question qui doit être pris en compte dans l'analyse du groupe de pieux est l'effet de groupe de pieux sur le déplacement du sol en champ libre.

IV-1-2-4 Approche d'équilibre limite

Ito et Matsui (1975) ont proposé une solution, basée sur une approche d'équilibre limite, pour estimer la pression maximale du sol sur une seule rangée de pieux soumis à un mouvement latéral du sol. La méthode, basée sur les critères de rupture de Mohr-Coulomb, est appelée par les auteurs la méthode de déformation plastique et peut être considérée comme une solution de capacité portante dans le sens latéral. L'application de cette méthode a été principalement développée pour analyser la stabilisation des pieux dans les pentes. Hassiotis et al. (1997) ont adopté une combinaison de cette méthode et l'approche de réaction de sol à l'analyse de la stabilisation des pieux.

La figure IV-4 montre deux pieux d'un groupe de pieux avec espacement de centre à centre, s. La direction du mouvement du sol est montré dans la figure, et que le sol s'écoule au-delà de la rangée de pieux, il applique une pression sur les pieux. Pour arriver à la solution, les auteurs ont supposé que le sol glisse le long de deux surfaces, ABD et A'B'D ', avec BD et B'D' faisant un angle de $\pi / 4 + \varphi / 2$ avec la direction de débit, x.

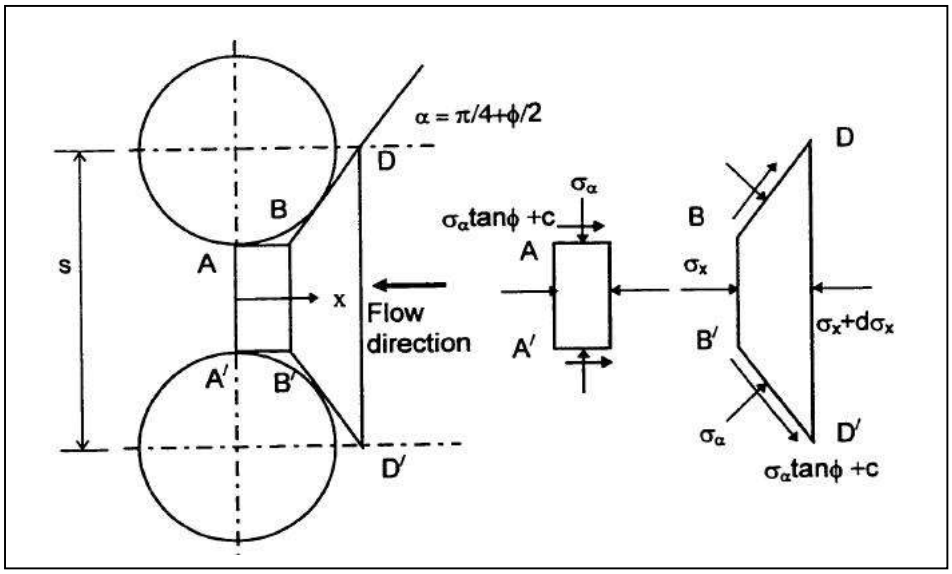


Figure IV-4 : (a) État de déformation plastique autour des pieux ; (b) diagramme du corps libre (d'après Ito et Matsui, 1975).

L'angle de frottement interne du sol est ϕ. Le sol dans la zone ABDD'B'A 'est dans un état de rupture plastique, et le critère de rupture de Mohr-Coulomb est satisfaire dans les ruptures planes. On suppose en outre qu'une condition de déformation plane existe le long de la longueur du pieu. La pression de la masse du sol émouvante est supportée par la force du sol sur la face AA ', et la force nette sur un pieu est donnée par la différence des forces sur le la face DD 'et AA'. La pression sur AA 'est supposée égale à la poussée des terres de Rankine. Dans la Figure IV-4, σ_α et σ_x sont supposées des contraintes principales et sont liées comme

$$\sigma_\alpha = \sigma_x N_\phi + 2s_u \sqrt{N_\phi} \qquad \textbf{(IV.19)}$$

Dans lequel s_u est la résistance au cisaillement du sol, et N_ϕ est donnée en terme d'angle de frottement interne, ϕ comme

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + {}^{\Phi}/_{2}\right) \qquad \textbf{(IV.20)}$$

Sur la base des hypothèses ci-dessus, les auteurs proviennent les expressions de la force latérale sur les pieux pour sol pulvérulent et cohérent (ϕ = 0). Pour les sols non cohérents, la force du sol sur le pieu à une profondeur z est donnée par

$$p = \frac{\gamma' z}{N_\Phi}\left[s\left(\frac{s}{s-D}\right)^{\left(\sqrt{N_\phi}\tan\phi+N_\phi-1\right)} e^{\left(\frac{D}{s}N_\phi\right)\tan\left(\frac{x}{8}+\frac{\phi}{4}\right)} - s\right] \qquad \textbf{(IV.21)}$$

Et pour un sol cohérent

$$p = s_u \left[s\left(3 \ln \frac{s}{s-D} + \frac{D}{s} \tan \frac{\pi}{8}\right) - 2D \right] + \gamma z D \qquad \textbf{(IV.22)}$$

Dans lesquels D est le diamètre du pieu, γ et γ ' sont respectivement le poids unitaire total et efficace du sol.

IV-1-2-4-1 Les limites de l'approche d'équilibre limite

Il existe plusieurs limites de l'approche d'équilibre limite. Le procédé est mis au point pour l'analyse d'une seule rangée des pieux, et le mode de défaillance est supposé en conséquence. En conséquence, l'applicabilité de la méthode est limitée à des conditions similaires. L'orientation suppose des surfaces de rupture n'a pas été vérifiée par des preuves théoriques ou sur le terrain. Le mode de rupture réel peut être différent de celui supposé. La solution est dérivée de la limitation des conditions d'équilibre et de force. Par conséquent, le déplacement du sol en champ libre n'est pas pris en compte dans la solution, et l'effet de différents champs de déplacement ne peut pas être analysé par cette méthode.

Les pieux sont supposés rigides, et l'interaction sol-pieu est négligée. Ces hypothèses pourraient être vraies pour les pieux à faibles et grands diamètre, tels que des puits forés, mais pour les pieux flexibles, l'interaction sol-pieu est très importante et une telle absence peut conduire à une erreur.

Les équations (IV.21) et (IV.22) indiquent que la force exercée sur le pieu tend vers l'infini si l'espacement entre les pieux, (s_d), se rapproche de zéro, ce qui est physiquement impossible. Les équations montrent également que la force du sol augmente linéairement avec la profondeur. Une telle répartition ne correspond pas à des observations dans le domaine qui ont été présentés par les auteurs. Springman (1989) a noté que cette méthode suppose des valeurs extrêmement élevées de pression, dépassant même les pressions limites calculées par d'autres méthodes.

IV-1-2-5 Approche basée sur l'écoulement visqueux

Deux modèles différents sont examinés dans le cadre de l'approche écoulement visqueux. Le premier modèle, choisi par Ito et Matsui (1975), traite le sol comme un matériau plastique

de Bingham ayant une contrainte de rupture, τ_y, et une viscosité plastique, η_p. Figure IV-5 montre un tracé typique de la contrainte de cisaillement, τ, en fonction du taux de la déformation, γ, pour les matières plastiques de Bingham. Dans le second modèle, le sol est traité comme un fluide visqueux, et la loi de Stoke est utilisée pour estimer les forces sur les pieux dues au flux du sol. Ce dernier modèle a été appliqué pour analyser l'interaction de pieux avec des sols liquéfiés (Sato et al., 1994, Miyajima et Kitaura, 1994).

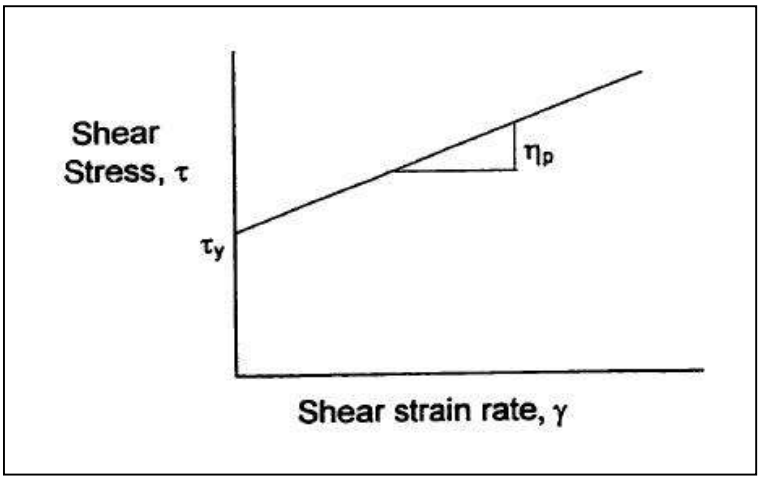


Figure IV-5 : Figure montrant des caractéristiques marquantes du modèle de Bingham.

Ito et Matsui (1975) ont appelé leur méthode la méthode de l'écoulement plastique. Figure IV-6 montre les conditions générales lors de l'écoulement plastique. Il est supposé, comme le montre la figure, que le sol coule vers un point central O, en fonction une limite définie par les lignes DO et OD '.

Les forces de cisaillement se développer sur la limite DOD' pendant l'écoulement, et les forces sont transmises aux pieux. Les forces de cisaillement sont calculées à partir de la solution pour l'écoulement dans un canal dans les conditions indiquées dans la Figure IV-6.

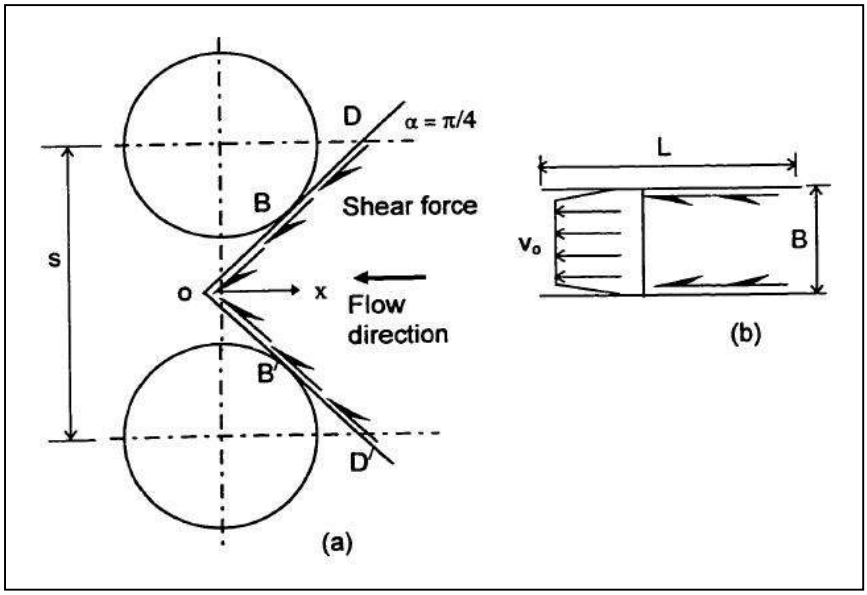


Figure IV-6 : Conditions de l'écoulement plastique, a) En supposant un profil d'écoulement à travers des pieux, b) écoulement dans un canal lisse (d'après Ito et Matsui, 1975).

La vitesse du sol est supposée constante sur toute la couche déformée. La force totale exercée sur le pieu est supposée une combinaison de forces visqueuses et pression des terres. L'expression finale de la pression à une profondeur z est donnée par

$$p_h = \sqrt{2m\tau_y}\left\{\sqrt{1+\frac{m}{M}} - \sqrt{1+\frac{m}{N}} + \ln\frac{s\left(1+\sqrt{1+\frac{m}{N}}\right)}{(s-d)\left(1+\sqrt{1+\frac{m}{M}}\right)}\right\}$$

$$+ d\left\{\frac{(\sqrt{2}-1)\pi^2 m}{8(s-d)^2} + (\sqrt{2}-1)\sqrt{\left(\frac{\pi^2 m}{8(s-d)^2}\right) + \frac{\pi^2 m\tau_y}{4(s-d)^2}}\frac{m}{s(s-d)}\right\}$$

$$+ d\left\{\sqrt{2}\tau_y - 2c + \gamma z\right\} \qquad \textbf{(IV.23)}$$

Dans lequel

$$m = \frac{16\eta_p v_s}{\pi^2}\ ; \qquad M = 2\tau_y\,(s-d)^2\ ; \quad N = 2\tau_y s^2 \qquad \textbf{(IV.24)}$$

IV-1-2-5-1 Les limites de l'approche de viscosité

Le principal inconvénient de tout modèle qui caractérise le sol comme un fluide visqueux ou comme un plastique de Bingham est la bonne estimation des propriétés du sol en termes de viscosité ou de paramètres rhéologiques. Ce n'est pas un modèle commun pour les sols. Seules des données limitées sont disponibles dans la littérature sur les paramètres de l'écoulement visqueux. En outre, les données disponibles montrent une large gamme de variation.

Jeyapalan et al. (1983) ont utilisé un modèle plastique de Bingham pour analyser la rupture de l'écoulement des barrages, et leurs valeurs déclarées de viscosité plastique montrent une variation de six ordres de grandeur de 9,6 x 10^{-3} à 4790 Pa.s ($2x10^{-4}$ à 100 Ib .sec/ft^2). La viscosité du sable liquéfié, mesurée à partir des expériences de laboratoire par plusieurs chercheurs japonais, montre également une large gamme de variation. Pour appliquer une approche basée sur la viscosité, il faut aussi avoir une estimation raisonnable de la vitesse de déformation du sol, qui peut être difficile à estimer. En outre, l'application de la méthode proposée par Ito et Matsui (1975) implique aussi des hypothèses concernant le modèle d'écoulement du sol, dont la validité n'est pas connue.

IV1-2-6Analyse des éléments Finis

L'analyse par éléments finis est un outil puissant pour la modélisation des phénomènes complexes, impliquant un comportement non linéaire et complexes problèmes d'interaction sol-structure. Rowe et Poulos (1979) ont utilisé la méthode des éléments finis pour analyser le comportement des pieux dans la stabilité des pentes. Ils ont considéré le sol comme un matériau élastique linéaire. Pour le modèle du glissement entre le pieu et le sol, ils ont précisé une limite d'élasticité pour le sol. Springman (1989) a utilisé le programme d'éléments finis, CRISP, basé sur le modèle « Cam Clay », pour analyser la réponse d'un groupe de pieux à la déformation latérale de l'argile molle due au chargement du remblai. Les résultats se comparent avec les résultats expérimentaux des essais de centrifugeuses. Dans leur analyse de la stabilisation des pieux, Oakland et Chameau (1984) ont utilisé un modèle hyperbolique de contrainte-déformation pour les sols.

Parmi d'autres facteurs, le succès d'une analyse par éléments finis dépend de l'utilisation des propres lois de comportement et le choix approprié des éléments qui permettent de modéliser le comportement physique réel. Par exemple, des éléments d'interface adéquate sont

nécessaires à un glissement du modèle et de la formation possible entre les pieux et le sol environnant. Pour modéliser correctement l'interaction sol-structure entre les pieux et le sol émouvant, il est nécessaire d'avoir une représentation en trois dimensions. Cela implique un gros effort de calcul. Lois de comportement pour les sols liquéfiés sont compliquées, et ils sont mal compris à l'heure actuelle.

IV-2 ANALYSE ADIMENSIONNELLE DE REPONSE DU PIEU AU MOUVEMENT LATERAL DU SOL

IV-2-1 Solutions exactes

Dans cette section, les solutions analytiques sont présentées pour les pieux soumis à des mouvements de terrain latéral. Figure IV.7 montre un pieu, AOB, de longueur L installés à travers deux couches de sol. La couche supérieure est considéré comme liquéfiable et peut se déplacer au cours propagation latérale. Les profondeurs de la partie supérieure et les couches inférieures sont L_1 et L_2, respectivement. Le module de réaction de la couche supérieure est k_1, et que de la couche inférieure est k_2. Dans l'élaboration des solutions exactes, il est supposé que le module de réaction de chaque couche est constant, et ne varie pas avec la profondeur. Le pieu est supposé de section constante avec le module d'élasticité, E, et le moment d'inertie, I.

Au cours de la propagation latérale, le sol dans la couche supérieure se liquéfie et se déplace latéralement. Deux variantes de déplacement du sol avec la profondeur, δ(z), sont considérées comme indiqué dans les profils 1 et 2, respectivement, à la Figure IV.7c. Le premier est un profil de déplacement uniforme lorsque le déplacement du sol est constant sur la profondeur de la couche et l'autre est un profil de déplacement linéaire. Le profil de déplacement, δ(z), pour ces deux cas peut être écrit comme

$$\delta(z) = \delta_0 \qquad \textbf{(IV.25)}$$

$$\delta(z) = \delta_0 \left(1 - \frac{z}{L_1}\right) \qquad \textbf{(IV.26)}$$

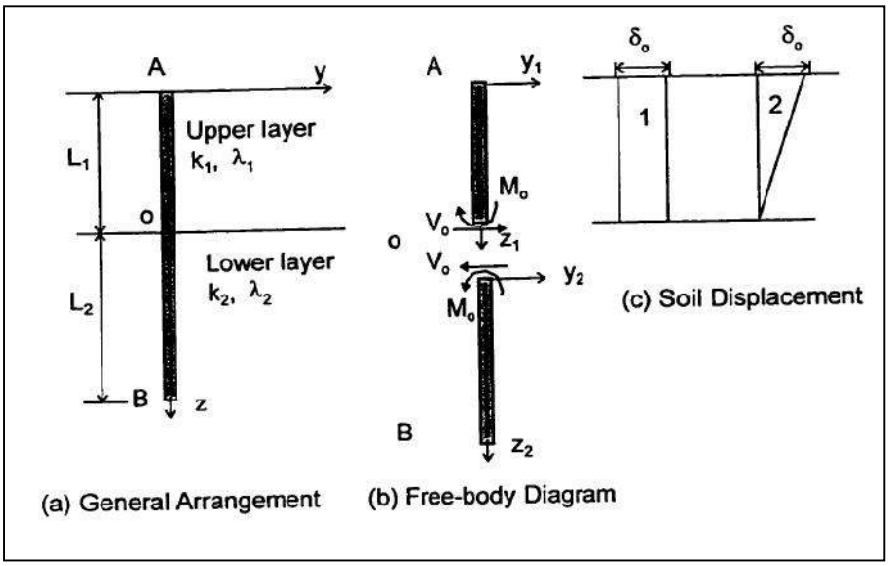


Figure IV.7 : Figure montrant la disposition générale à examiner dans les solutions d'analyse comprenant les diagrammes du corps libre et profils de déplacement du sol.

Dans lequel le déplacement est δ_0 à la surface du sol. Les données expérimentales suggèrent que soit une relation d'ordre linéaire ou plus est approprié pour représenter la propagation latérale du déplacement (par exemple, Towhata et Toyota, 1994). Toutefois, dans cette section, les solutions exactes développées dans un format simple pour évaluer les caractéristiques générales de réponse du pieu.

L'équation différentielle d'un pieu sur un sol élastique soumis à un mouvement du sol peut être écrite comme

$$\mathbf{EI}\,\frac{\mathbf{d^4y}}{\mathbf{dz^4}} + \mathbf{ky} = \mathbf{k\delta(z)} \qquad \textbf{(IV.27)}$$

Dans lequel y est le déplacement du pieu et k est le module de réaction horizontale du sol.

Pour obtenir la solution pour le pieu dans le sol à deux couches, le pieu est analysé en deux parties, à savoir AO et OB avec deux systèmes de coordonnées référencé à l'extrémité supérieure de chaque section : (y_1, z_1), et (y_2, z_2) comme le montre la Figure IV.7b. Le cisaillement et le moment de flexion dans la section du pieu à O sont V_0 et M_0, respectivement, comme indiqué dans le diagramme du corps libre dans la figure 1b. Chaque partie du pieu est résolue comme un problème séparé avec une force appliquée V_0 et M_0 moment appliqué à la fin de O. La continuité à O est obtenue en appliquant la pente et la

compatibilité de déplacement. L'équation différentielle de la section AO ($0 \le z_1 \le L_1$) peut être écrite comme

$$EI\frac{d^4y_1}{dz_1^4} + k_1 y = k_1 \delta(z_1) \qquad \textbf{(IV.28)}$$

Appliquant les conditions limites qui en $z_1 = 0$, M (0) = 0 et V (0) = 0 pour une tête libre, et à l'interface, soit, en $z_1 = L_1$, M (L_1) = M_0 et V (L_1) = V_0.

De même, l'équation de la section ($0 \le z_2 \le L_2$) OB peut être écrite comme

$$EI\frac{d^4y_2}{dz_2^4} + k_2 y = 0 \qquad \textbf{(IV.29)}$$

Avec les conditions limites à $z_2 = 0$: M (0) = M_0 et V (0) = V_0, et à $z_2 = L_2$: M (L_2) = 0 et V (L_2)= 0 pour une pointe du pieu libre. Les équations (IV.28) et (IV.29) peuvent être résolues simultanément pour V_0 et M_0. Le déplacement et la compatibilité de pente sont appliquées à l'interface par

$$y_1(L_1) = y_2(0)\,,\ y_1'(L_1) = y_2'(0) \qquad \textbf{(IV.30)}$$

Où y' indique la dérivée par rapport à la profondeur.

Pour le cas de déplacement uniforme [c.-à-d. $\delta(z) = \delta_0$], la solution pour la partie supérieure, AO, ($0 \le z_1 \le L_1$) est obtenu comme

$$\begin{aligned} y_1 = \delta_0 &- \frac{2c\delta_0}{\alpha_1}\left[\sinh\lambda_1 L_1 \cos\lambda_1(L_1 - z_1)\cosh\lambda_1 z_1 - \sin\lambda_1 L_1 \cosh\lambda_1(L_1 - z_1)\cos\lambda_1 z_1\right] \\ &- \frac{b\delta_0}{\alpha_1}\left[\sinh\lambda_1 L_1 \{\cosh\lambda_1 z_1 \sin\lambda_1(L_1 - z_1) - \sinh\lambda_1 z_1 \cos\lambda_1(L_1 - z_1)\}\right] \\ &- \frac{b\delta_0}{\alpha_1}\left[\sinh\lambda_1 L_1 \{\sinh\lambda_1(L_1 - z_1)\cos\lambda_1 z_1 - \cosh\lambda_1(L1 - z_1)\sin\lambda_1 z_1\}\right] \end{aligned} \qquad \textbf{(IV.31)}$$

Dans lequel

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{k_1}{4EI}} \qquad \textbf{(IV.32)}$$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{k_2}{4EI}} \qquad \textbf{(IV.33)}$$

$$b = B(\lambda_1 L_1)\left[1 - \frac{B(\lambda_2 L_2)}{B(\lambda_1 L_1)}\left(\frac{\lambda_1}{\lambda_2}\right)^2\right] \quad \textbf{(IV.34)}$$

$$c = C(\lambda_1 L_1)\left[1 + \frac{C(\lambda_2 L_2)}{C(\lambda_1 L_1)}\frac{\lambda_1}{\lambda_2}\right] \quad \textbf{(IV.35)}$$

$$\alpha_1 = (2ac - b^2)(\sinh^2 \lambda_1 L_1 - \sin^2 \lambda_1 L_1) \quad \textbf{(IV.36)}$$

$$a = A(\lambda_1 L_1)\left[1 + \frac{A(\lambda_2 L_2)}{A(\lambda_1 L_1)}\left(\frac{\lambda_1}{\lambda_2}\right)^3\right] \quad \textbf{(IV.37)}$$

$$A(\lambda z) = \frac{\sinh\lambda z \cosh\lambda z - \sin\lambda z \cos\lambda z}{\sinh^2\lambda z - \sin^2\lambda z} \quad \textbf{(IV.38)}$$

$$B(\lambda z) = \frac{\sinh^2\lambda z + \sin^2\lambda z}{\sinh^2\lambda z - \sin^2\lambda z} \quad \textbf{(IV.39)}$$

$$C(\lambda z) = \frac{\sinh\lambda z\cosh\lambda z + \sin\lambda z\cos\lambda z}{\sinh^2\lambda z - \sin^2\lambda z} \quad \textbf{(IV.40)}$$

La solution pour la partie inférieure de l'OB ($0 \leq Z_2 \leq y_2$) peut être écrite comme

$$y_2 = \frac{2c\delta_0}{\alpha_2}\frac{\lambda_1^3}{\lambda_2^3}[\sinh\lambda_2 L_2 \cos\lambda_2 z_2 \cosh_2(L_2 - z_2) - \sin\lambda_2 L_2 \cos\lambda_2(L_2 - z_2)\cosh\lambda_2 z_2]$$

$$-\frac{b\delta_0}{\alpha_2}\frac{\lambda_1^2}{\lambda_2^2}[\sinh\lambda_2 L_2\{\cosh\lambda_2(L_2 - z_2)\sin\lambda_2 z_2 - \sinh\lambda_2(L_2 - z_2)\cos\lambda_2 z_2\}]$$

$$-\frac{b\delta_0}{\alpha_2}\frac{\lambda_1^2}{\lambda_2^2}[\sin\lambda_2 L_2\{\sinh\lambda_2 z_2 \cosh\lambda_2(L_2 - z_2) - \cosh\lambda_2 z_2 \sin\lambda_2(L_2 - z_2)\}] \quad \textbf{(IV.41)}$$

Dans lequel

$$\alpha_2 = (2ac - b^2)(\sinh^2\lambda_2 L_2 - \sin^2\lambda_2 L_2) \quad \textbf{(IV.42)}$$

Le moment de flexion et au cisaillement peut être obtenue par différenciation appropriée des équations (IV.31) et (IV.41).

Lorsque le déplacement du sol est linéaire [c.-à- $\delta(z) = \delta_0 (1\text{-}z_1/L_1)$], la solution pour la partie supérieure, AO, est donnée par

$$y_t = \delta_0 \frac{(L_1 - z_1)}{L_1}$$

$$- \frac{a\delta_0}{\lambda_1 L_1 \alpha_1} [\sinh\lambda_1 L_1 \{\cosh\lambda_1 z_1 \sin\lambda_1 (L_1 - z_1) - \sinh\lambda_1 z_1 \cos\lambda_1 (L_1 - z_1)\}]$$

$$- \frac{b\delta_0}{\lambda_1 L_1 \alpha_1} [\sinh\lambda_1 L_1 \cos\lambda_1 (L_1 - z_1) \cosh_1 z_1 - \sin\lambda_1 L_1 \cosh\lambda_1 (L_1 - Z_1) \cos\lambda_1 z_1]$$

$$- \frac{a\delta_0}{\lambda_1 L_1 \alpha_1} [\sin\lambda_1 L_1 \{\sinh\lambda_1 (L_1 - z_1) \cos\lambda_1 z_1 - \cosh\lambda_1 (L_1 - z_1) \sin\lambda_1 z_1\}]$$

(IV.43)

Et pour la partie inférieure du pieu, OB, le déplacement peut être donnée par

$$y_2 = \frac{b\delta_0}{L_1 \alpha_2} \frac{\lambda_1^2}{\lambda_2^3} [\sinh\lambda_2 L_2 \cos\lambda_2 z_2 \cosh\lambda_2 (L_2 - z_2) - \sin\lambda_2 L_2 \cos\lambda_2 (L_2 - z_2) \cosh_2 z_2 z_2]$$

$$- \frac{a\delta_0}{L_1 \alpha_2} \frac{\lambda_1}{\lambda_2} [\sinh\lambda_2 L_2 \{\cosh\lambda_2 (L_2 - z_2) \sin\lambda_2 z_2 - \sinh\lambda_2 (L_2 - z_2) \cos\lambda_2 z_2\}]$$

$$- \frac{a\delta_0}{L_1 \alpha_2} \frac{\lambda_1}{\lambda_2^2} [\sin\lambda_2 L_2 \{\sin\lambda_2 z_2 \cos\lambda_2 (L_2 - z_2) - \cosh\lambda_2 z_2 \sin\lambda_2 (L_2 - z_2)\}] \quad \textbf{(IV.44)}$$

IV-2-2 Analyse adimensionnel

Seules les conditions les plus simples se rapportant aux cas mentionnés ci-dessus de réponse du pieu se prêtent à des calculs manuels. Dans les sections suivantes des solutions adimensionnelles sont développées en utilisant la technique des différences finies. Les résultats sont présentés en termes de paramètres adimensionnels. Par souci de simplicité, les analyses ont été limitées à deux couches de sol comme le montre la Figure IV.7.

IV-2-2-1 L'équation adimensionnelle

La première étape consiste à exprimer l'équation différentielle qui régit par des changements appropriés de variables. Ceci est similaire à la technique utilisée par Matlock et Reese (1960), et Davisson et Gill (1963). Se référant à la figure IV.7, l'équation différentielle pour un pieu portant une charge axiale, P, et soumis au mouvement latéral du sol peut être écrite comme

$$EI\frac{d^4y}{dz^4} + P\frac{d^2y}{dz^2} + k_1y = k_1\delta(z) \qquad \textbf{(IV.45)}$$

Pour $0 \le z \le L_1$, et

$$EI\frac{d^4y}{dz^4} + P\frac{d^2y}{dz^2} + k_2y = 0 \qquad \textbf{(IV.46)}$$

Pour $L_1 \le z \le L$.

Dans ces équations le transfert de la charge vertical le long du pieu est négligé. Il s'agit d'une simplification appropriée pour les conditions de liquéfaction avec encastrement du pieu limité dans le sol sous-jacent. Le module de réaction du sol de chaque couche, à savoir k_1 et k_2, peut varier avec la profondeur. Une variante possible sous la forme exponentielle est donnée à titre

$$k_1 = k_a z^n \qquad \textbf{(IV.47)}$$

Et

$$k_2 = k_b z^n \qquad \textbf{(IV.48)}$$

Pour n = 0, le module est constant sur la profondeur, et pour n = 1, le module augmente linéairement avec la profondeur, similaire à la variation pris par Terzaghi (1955) pour des dépôts de sable. Figure IV.8 montre les variations de module de réaction avec la profondeur pour différentes valeurs de n.

Le déplacement du sol, δ (z), peut être exprimé sous une forme série comme

$$\delta(z) = \delta_0\left[1 + a_1\frac{z}{L_1} + a_2\left(\frac{z}{L_1}\right)^2 + a_3\left(\frac{z}{L_1}\right)^3 + a_4\left(\frac{z}{L_1}\right)^4 \ldots\right] \qquad \textbf{(IV.49)}$$

Pour

$$0 \le z \le L_1.$$

De cette manière, différents champs de déplacement du sol peut être généré en sélectionnant des valeurs différentes de coefficients a_1, a_2, a_3, ... etc. Par exemple, lorsque a_2,a_3 ... tous les coefficients sont égaux à zéro, le déplacement du sol est constante sur la profondeur et est égal à δ_0. Une distribution linéaire peut être obtenue en choisissant $a_1 = -1$, et les coefficients autres que des zéros. Pour un profil de déplacement demi-cosinus, une série infinie de développement peut être utilisé sous la forme

$$\delta_0 \cos\frac{\pi z}{L_1} = \delta_0\left[1 - \frac{\left(\frac{\pi}{2}\right)^2\left(\frac{z}{L_1}\right)^2}{2!} + \frac{\left(\frac{\pi}{2}\right)^4\left(\frac{z}{L_1}\right)^4}{4!} - \cdots\right] \quad \textbf{(IV.50)}$$

Négliger avec petite erreur tous les termes après le troisième terme dans les résultats de la série

$$\delta(z) = \delta_0\left[1 - 1.234\left(\frac{z}{L_1}\right)^2 + 0.254\left(\frac{z}{L_1}\right)^4\right] \quad \textbf{(IV.51)}$$

Ainsi, un profil de déplacement demi-cosinus peut être modélisé avec une précision suffisante avec équation. (IV.49) dans laquelle a_2 = -1,25, a_4 = 0,25, et tous les autres a = 0. Figure IV.9 montre quelques profils de déplacement du sol qui peuvent être générés en utilisant des combinaisons de coefficients différents.

La profondeur, z, est exprimée sous forme adimensionnelle en utilisant la variable, R, comme

$$Z = {}^{z}/_{R} \quad \textbf{(IV.52)}$$

La nouvelle variable R a la dimension de la longueur et est défini comme

$$R = \sqrt[n+4]{\frac{EI}{k_b}} \quad \textbf{(IV.53)}$$

En utilisant la variable, R, la profondeur de la couche supérieure, L_1, et que de la couche inférieure, L_2, peut être écrite sous la forme adimensionnelle que

$$Z_1 = \frac{L_1}{R} \; ; \quad Z_2 = \frac{L_2}{R} \quad \textbf{(IV.54)}$$

La longueur totale du pieu, L, est sous forme adimensionnelle est L

$$Z_{max} = \frac{L}{R} \quad \textbf{(IV.55)}$$

Avec le changement de variables, l'équation. (IV.45) peut être modifiée comme

$$\frac{EI}{R^4}\frac{d^4y}{dZ^4} + \frac{P}{R^2}\frac{d^2y}{dZ^2} + k_a z^n y = k_a z^n \delta_0\left[1 + a_1\left(\frac{z}{L_1}\right) + \cdots\right] \quad \textbf{(IV.56)}$$

Qui peut encore être réarrangée comme

$$\frac{d^4Y}{dZ^4} + P_0\frac{d^2Y}{dZ^2} + \frac{k_a}{k_b}\frac{k_b}{EI}R^4 z^n Y = \frac{k_a}{k_b}\frac{k_b}{EI}R^4 z^n\left[1 + a_1\left(\frac{z}{Z_1}\right) + \cdots\right] \quad \textbf{(IV.57)}$$

Dans laquelle

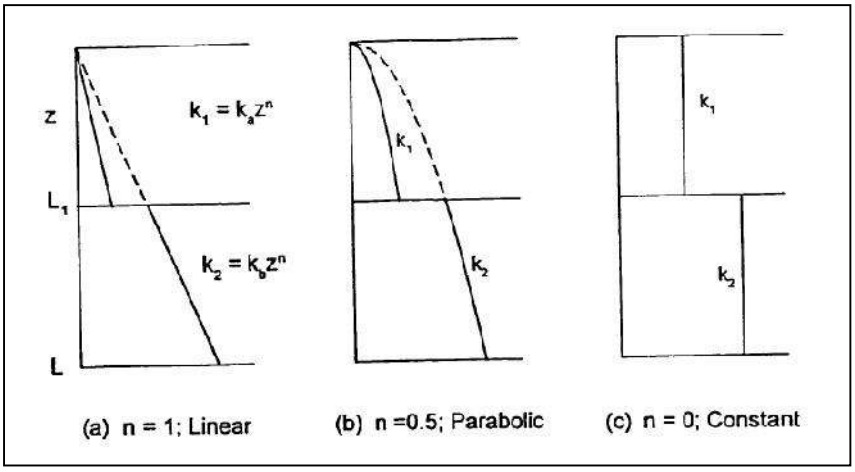


Figure IV.8 : Figure montrant les variations de module de réaction avec la profondeur pour différentes valeurs de n.

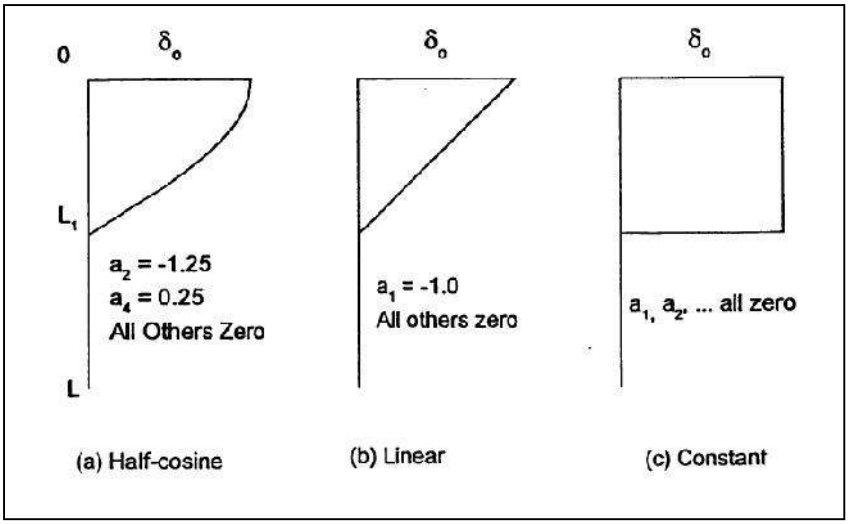


Figure IV.9 : Figure montrant différentes profils de déplacement du sol.

$$P_0 = \frac{PR^2}{EI} \; ; \; Y = \frac{y}{\delta_0} \qquad \textbf{(IV.58)}$$

L'équation (IV.53) peut être réarrangée comme

$$\frac{k_b}{EI} = \frac{1}{R^{n+4}} \qquad \textbf{(IV.59)}$$

Et substituant dans (IV.57), on obtient

$$\frac{d^4Y}{dZ^4} + P_0 \frac{d^2Y}{dZ^2} + K_r Z^n Y = K_r Z^n \left[1 + a_1\left(\frac{Z}{Z_1}\right) + a_2\left(\frac{Z}{Z_1}\right)^2 + \cdots\right] \qquad \textbf{(IV.60)}$$

Dans lequel K_r est égal au rapport des modules de réaction des deux couches, k_a / k_b, et est appelé le rapport modulaire. Équation. (IV.60) est applicable dans la strate supérieure, c'est à dire pour $0 \leq Z \leq Z_1$.

En utilisant une procédure similaire (semblable), l'équation. (IV.46) peut être écrite comme

$$\frac{EI}{R^4}\frac{d^4y}{dZ^4} + \frac{P}{R^4}\frac{d^2y}{dZ^2} + k_b z^n y = 0 \qquad \textbf{(IV.61)}$$

Ce qui peut être encore simplifié comme

$$\frac{d^4Y}{dZ^4} + P_0\frac{d^2Y}{dZ^2} + Z^nY = 0 \qquad \textbf{(IV.62)}$$

Pour $Z_1 < Z < Z_{max}$

Les équations (IV.60) et (IV62) représentent l'équation différentielle pour le système à deux couches dans une forme adimensionnelle. Il est également possible de représenter un moment de flexion, M, cisaillement, V, et la réaction du sol, p, dans formes adimensionnelle. Moment de flexion, M, dans le pieu est donnée par

$$M = EI\frac{d^2y}{dz^2} \qquad \textbf{(IV.63)}$$

Avec le changement de variables, l'équation. (IV.63) devient

$$M = \frac{\delta_0 EI}{R^2}\frac{d^2Y}{dZ^2} \qquad \textbf{(IV.64)}$$

À partir de quel moment adimensionnel, M_n, peut être écrite comme

$$M_n = \frac{MR^2}{\delta_0 EI} = \frac{d^2Y}{dZ^2} \qquad \textbf{(IV.65)}$$

De même, le cisaillement adimensionnelle, V_n et la réaction du sol, p_n, peut être obtenu que

$$V_n = \frac{VR^3}{\delta_0 EI} = \frac{d^3Y}{dZ^3} \qquad \textbf{(IV.66)}$$

Et $$P_n = \frac{pR^4}{\delta_0 EI} = \frac{d^4Y}{dZ^4} \qquad \textbf{(IV.67)}$$

IV-2-2-2 Formulation des différences finies

Les équations (IV.60) et (IV.62) ont été résolus par la méthode des différences finies pour obtenir des solutions sous forme adimensionnelle. Une grille finie typique différence est illustrée dans la Figure IV.10. La longueur totale, Z_{max}, est divisée en nombre N de cellules

avec un nœud au centre de chaque cellule. Le nombre de cellules dans la couche supérieure est N_1 et dans la couche inférieure est N_2. La longueur de chaque cellule est

$$\Delta Z = {Z_{max}}/{N} \qquad \textbf{(IV.68)}$$

En plus des cellules N réels, il existe d'autres cellules imaginaires qui sont représentés en traits pointillés. Dans la figure 4a huit cellules imaginaires sont présentés - quatre cellules [$(N_1+1)'$ par le biais $(N_1+4)'$] à l'interface des deux couches de sol pour faire respecter cellules de continuité, et quatre aux extrémités (1, 2, N+3, et N+4) pour mettre en œuvre des conditions aux limites.

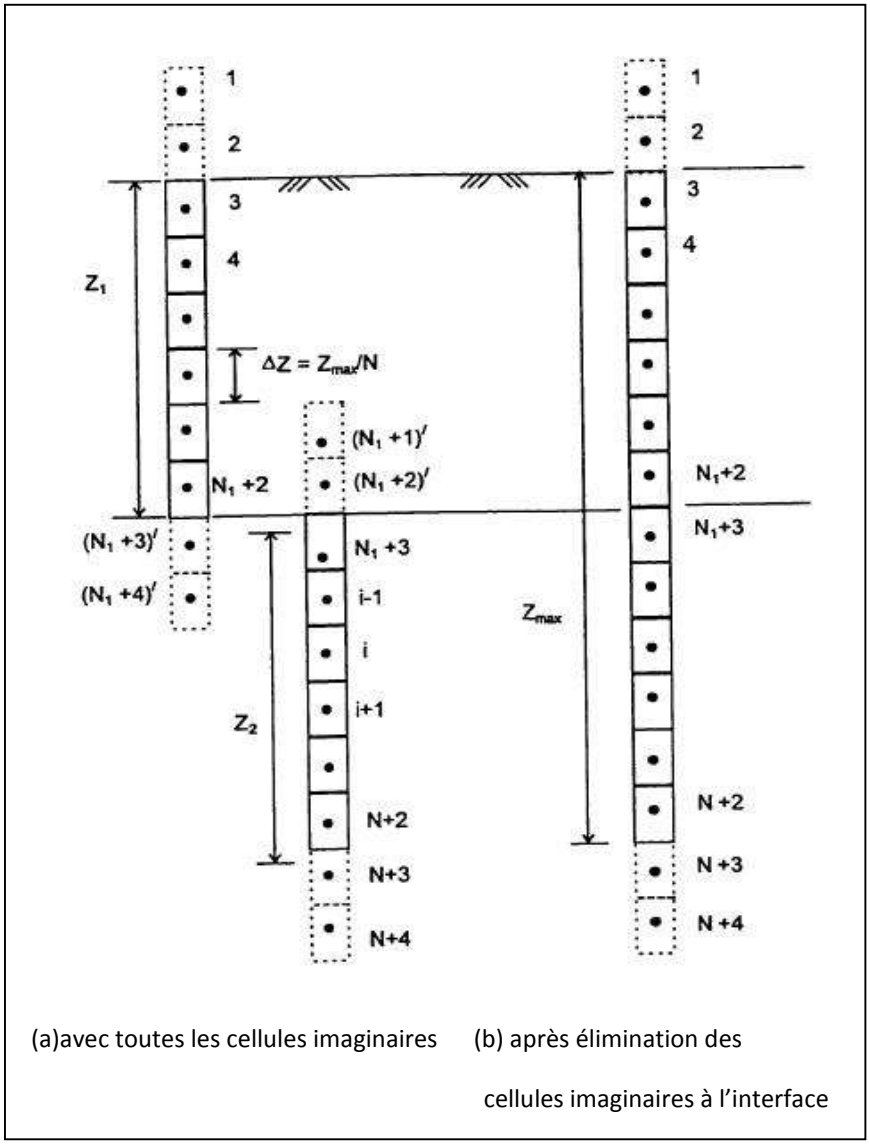


Figure IV.10 : Grille des différences finies.

L'équation (IV.60), qui est applicable dans la strate supérieure, peut être écrite sous la forme de différences finies pour n'importe quelle cellule réelle, i, comme

$$\frac{1}{\Delta Z^4}\left(Y_{i-2} - 4Y_{i-1} + 6Y_i - 4Y_{i+1} + Y_{i+2}\right) + \frac{P_0}{\Delta Z^2}\left(Y_{i-1} - 2Y_i + Y_{i+1}\right) + K_r Z_i^n Y_i$$

$$= K_r\left[1 + a_1\left(\frac{Z_i}{Z_1}\right) + \cdots\right] \qquad \textbf{(IV.69)}$$

Après en rassemblant des terminologies, l'équation. (IV.69) peut être réarrangée comme

$$Y_{i-2} + (P_0\Delta Z^2 - 4)Y_{i-1} + (6 - 2P_0\Delta Z^2 + \Delta Z^4 K_r Z_i^n)\,Y_i$$

$$+ (P_0\Delta Z^2 - 4)Y_{i+1} + Y_{i+2} = \Delta Z^4 K_r\left[1 + a_1\left(\frac{Z_i}{Z_1}\right) + \cdots\right] \qquad \textbf{(IV.70)}$$

L'équation. (IV.70) est applicable dans la couche supérieure, à savoir. De la cellule 3ème cellule du tronçon (N_1+2). De même, l'équation. (IV.62), qui est l'équation qui régit la strate inférieure, peut être écrite sous la forme de différences finies comme

$$Y_{i-2} + (P_0\Delta Z^2 - 4)Y_{i-1} + (6 - 2P_0\Delta Z^2 + \Delta Z^4 K_r Z_i^n)Y_i + (P_0\Delta Z^2 - 4)Y_{i+1} + Y_{i+2} = 0 \quad \textbf{(IV.71)}$$

La compatibilité à l'interface est réalisée en égalant Y, Y ', Y '', et Y''' obtenus à partir des équations (IV.60) et (IV.62). Les quatre équations de compatibilité sont données comme

$$Y_{N_1+2} + Y_{(N_1+3)'} = Y_{N_1+3} + Y_{(N_1+2)'} \qquad \textbf{(IV.72)}$$

$$Y_{(N_1+3)'} - Y_{N_1+2} = Y_{N_1+3} - Y_{(N_1+2)'} \qquad \textbf{(IV.73)}$$

$$Y_{(N_1+4)'} + Y_{N_1+1} = Y_{N_1+4} + Y_{(N_1+1)'} \qquad \textbf{(IV.74)}$$

$$Y_{(N_1+4)'} - Y_{N_1+1} = Y_{N_1+4} - Y_{(N_1+1)'} \qquad \textbf{(IV.75)}$$

Les équations (IV.72) à (IV.75) donnent

$$Y_{(N_1+1)} = Y_{(N_1+1)'}\ ;\ Y_{(N+2)} = Y_{(N+2)'}\ ;$$
$$Y_{(N+3)} = Y_{(N+3)'}\ ;\ Y_{(N_1+4)} = Y_{(N_1+4)'} \qquad \textbf{(IV.76)}$$

En conséquence, quatre cellules imaginaires à l'interface sont éliminées et la grille modifiée est illustré à la figure IV.10b.

Les équations aux différences finies peuvent être écrites pour chaque cellule réelle basée sur l'équation (IV.70) ou l'équation (IV.71), et N équations simultanées peuvent être obtenu pour N +4 inconnues. Les conditions aux limites à deux extrémités de fournir quatre équations supplémentaires nécessaires pour résoudre le système de N +4 équations simultanées. Le système d'équations peut être écrite sous une forme matricielle comme

$$[\mathbf{C}]\ \{\mathbf{Y}\} = \{\mathbf{b}\} \qquad \textbf{(IV.77)}$$

Dans lequel [C] est la matrice contenant des coefficients de différences finies, {Y} est le vecteur des déplacements adimensionnelle, [Y1, Y2, Y3, Y_{N+4}] ^{T}. et {b} représente le vecteur représentant le déplacement du sol. La solution, en termes de déplacements adimensionnel, {Y}, est obtenue en résolvant équation. (IV.77). Le schéma numérique est mis en œuvre en utilisant un code informatique écrit en FORTRAN qui sera élaboré dans le chapitre suivant.

IV.3 CONCLUSION :

Dans ce chapitre, des solutions pour un pieu soumis à un mouvement latéral du sol ont été développés d'une manière systématique sur la base du modèle de réaction du sol. Une solution analytique exacte, ainsi que des solutions numériques comme la méthode des différences finies sont présentés.

CHAPITRE V

ELABORATION D'UN CODE DE CALCUL ET INTERPRETATION DES RESULTATS

V-1- Historique :

Le FORTRAN est le plus vieux langage de programmation de haut niveau (par opposition à l'assembleur). La version 0 du langage FORTRAN (FORmula TRANslator (traducteur d'équation)) a été crée en 1954 par l'équipe de John Backus de la société I.B.M.
(The International Business Machine). Il avait pour vocation d'ouvrir l'utilisation des ordinateurs aux scientifiques pour simplifier la programmation des calculs numériques sur la plateforme I.B.M 704.

Par la suite plusieurs versions sont apparues :
En 1956 : FORTRAN I
En 1958 : FORTRAN II
En 1962 : FORTRAN IV (Il aura régné 16 ans)

C'est en 1978 que le langage a été normalisé par l'A.N.S.I (American National Standars Institue : organisme chargé d'établir des normes pour le développement entre FORTRAN 77 furent adoptées.
Durant toute cette évolution, FORTRAN a respecté toutes les anciennes normes de manière à assurer une transplantation rapide des anciens programmes sur les nouveaux compilateurs.
Depuis, le langage a encore évolué. D'autres standards sont nés : FORTRAN /95 (format libre), FORTRAN 2003 (orienté objets).

V-2- Programme FORTRAN sur le flambement des pieux soumis à la charge latérale du sol :

Pour facilité l'étude du chargement latéral d'un pieu ainsi que le phénomène du flambement, on a développé une application en FORTRAN basée sur la méthode des différences finies comme il est indiqué dans le paragraphe IV-2-2-2.

Le programme informatique NONDIM présenté ici a été développé pour analyser la réponse du pieu au mouvement latéral du sol sous forme adimensionnelle, en utilisant la méthode des différences finies. La base théorique et la procédure mise en œuvre ont été décrites dans le paragraphe IV-2-2-2. Le programme est écrit en FORTRAN /95. Le programme se compose d'un programme principal, NONDIM, qui appelle trois sous-programmes (subroutines), BOUNDARY, GAUSS et EPSILON. Le sous-programme BOUNDARY prévoit les

conditions aux limites du pieu, GAUSS donne la solution d'équation et EPSILON calcule la machine au zéro.

L'organigramme suivant présente notre programme FORTRAN.

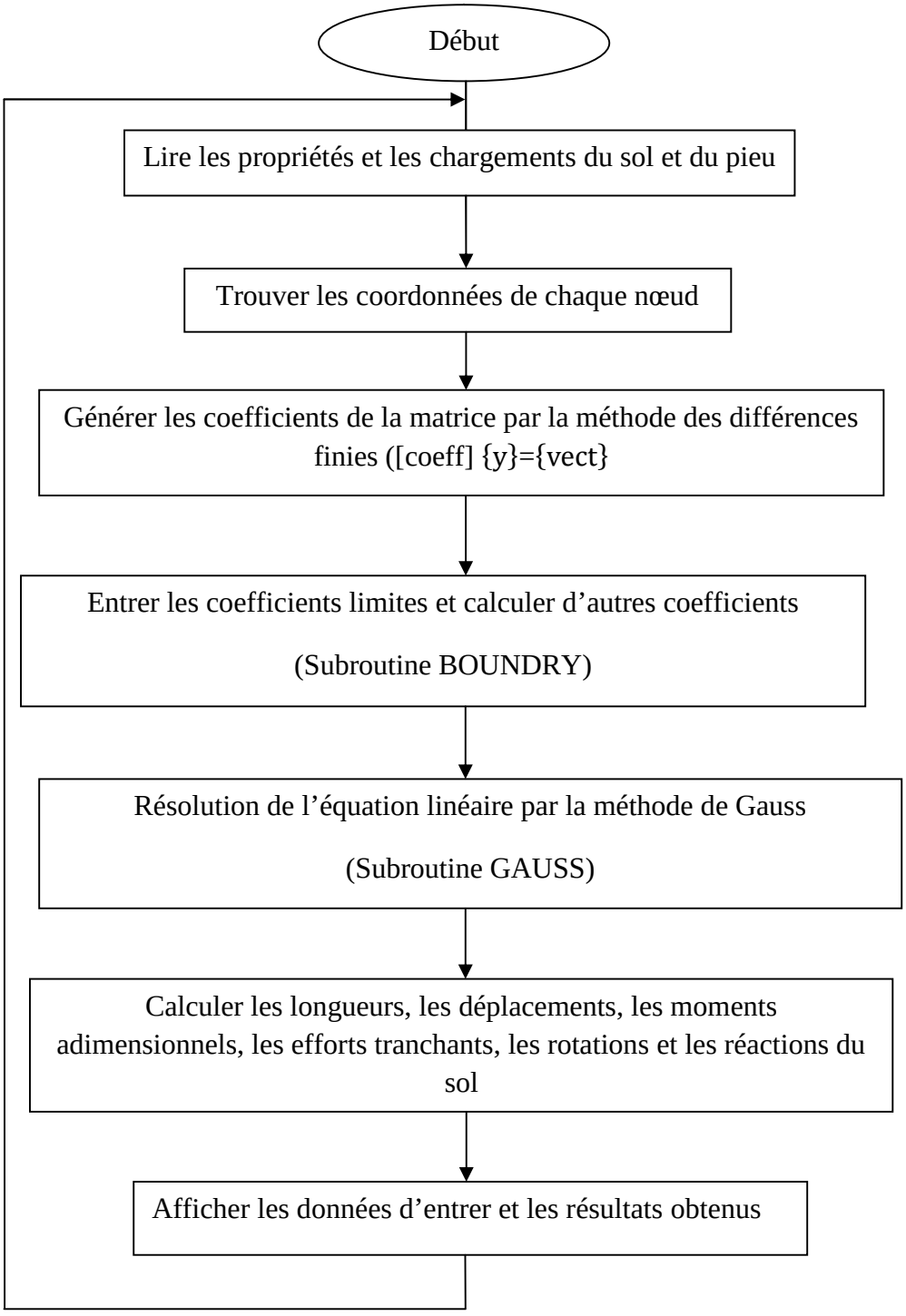


Figure V.1 : Organigramme correspondant au programme FORTRAN NONDIM

V-3- Vérification d'un schéma numérique :

V-3-1 Exemple d'un pieu ancré dans un sol homogène (monocouche) :

Cet exemple représente un pieu en béton de 10 m de longueur et de 1,0 de diamètre, soumis ancré dans un sol homogène soumis à une propagation latérale du sol le long du pieu comme le montre la figure V.2.

Le déplacement du sol est supposée constante sur toute la profondeur de la couche avec δ_0=0,5 m.

Le module du matériau du pieu, E = $3.6x10^7$ kPa, et le moment d'inertie de la section du pieu est I = 0,049 m^4. Le module de réaction de la couche du sol est supposée k_a=1200kN/m^2.

La réaction ultime du sol est supposée constante pour toute la profondeur avec une valeur de 50kN/m

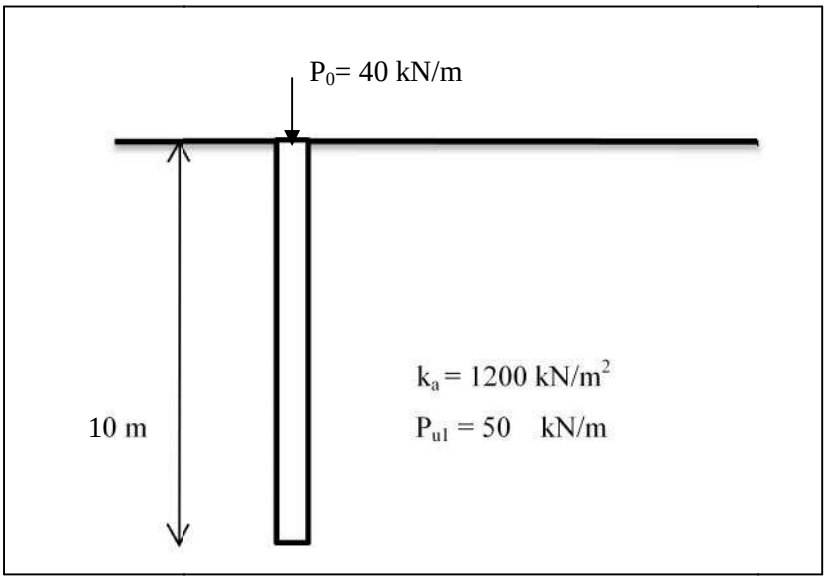


Figure V.2 : Exemple d'un pieu dans un sol homogène.

Des paramètres adimensionnels sont calculés :

$$k_r = \frac{k_{al}}{k_b} = 1.0$$

$$L_r = \frac{L_1}{L} = 1.0$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{k_b}} = 5.2$$

$$Z_{max} = \frac{L}{R}$$

$$p_r = \frac{p_{u1}}{p_{u2}} = 1$$

V-3-2 Exemple d'un pieu ancré dans un sol hétérogène (bicouche) :

Dans cet exemple, un pieu en béton de 10 m de longueur et de 1,0 m de diamètre est soumis à une propagation latérale dans la partie supérieure de 5,0 m comme le montre la figure V.3.

Le déplacement du sol est supposée constante sur toute la profondeur de la couche avec δ_0=0,5 m.

Le module du matériau du pieu, E, est égal à $3.6x10^7$ kPa, et le moment d'inertie de la section du pieu est 0,049 m^4. Le module de réaction de la couche supérieure et inférieure est supposée k_a=1200kN/m^2 et k_b = 2400 kN/m^2. À cause de la liquéfaction, un facteur de réduction de 10 pris en compte pour la couche supérieure, ce qui entraîne k_{al} = 120 kN/m^2.

La réaction ultime du sol est supposée constante pour les deux couches. Une valeur de 50 kN/m est supposée pour la couche liquéfiée, et 500 kN/m pour la couche inférieure.

Des paramètres adimensionnels du pieu sont calculés et sont présentés dans la figure.

Z_{max} = 1,9, L_r = 0,5, et K_r = 0,05

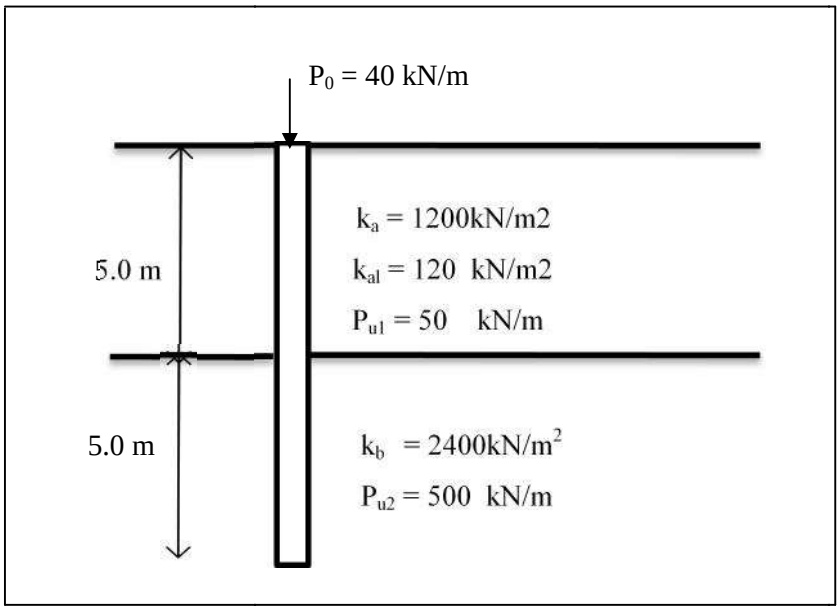


Figure V.3 : Exemple d'un pieu dans un sol bicouche.

V.4 Étude paramétrique du système

Tant que le sol et le matériau du pieu restent élastiques, le problème complet peut être défini par quatre paramètres : (1) la longueur adimensionnelle Z_{max} du pieu, (2) Le rapport modulaire, k_r, (3) le rapport de longueur, L_r, et (4) le profil de déplacement du sol. Le rapport de longueur, ce qui donne une mesure d'encastrement du pieu, est défini comme

$$L_r = \frac{L_1}{L} = \frac{Z_1}{Z_{max}} \qquad \textbf{(V.1)}$$

V.4.1 Les rapports modulaire et de longueur

Dans cette section, les effets des rapports modulaire et de la longueur sur le comportement des pieux sont explorés.

Le rapport modulaire, k_r, donné par k_a / k_b, représente la rigidité relative entre deux couches de sol.

Un faible rapport modulaire, se rapporte à un matériau relativement mou de la couche supérieure. Le rapport de la longueur, L_r, exprime le degré d'encastrement du pieu, avec une plus grande valeur de L_r, en se rapportant à un ancrage plus profond.

La figure (V.4) montre les graphes des déplacements adimensionnels U et les moments adimensionnels M en fonction des profondeurs adimensionnelles Z pour un sol homogène où L_r = 1 ; k_r = 1 et Z_{max} = 1.9 ; 1.5 et 1. Des graphes similaires sont présentés sans les figures (V.5) et (V.6) où le rapport modulaire Est modifié en changeant k_r = 0.05 ; 0.1 ; 0.5 et 1 pour Z_{max} = 1.9 et L_r = 0.5 (comme le montre la figure (V.5)) et la longueur adimensionnelle maximale est modifiée en changeant Z_{max} = 1.9 ; 1.5 et 1 (figure V.6). Pour les trois cas, le module de réaction du sol est constant le long de la couche et le déplacement varie linéairement avec la profondeur.

Les déplacements, les moments, les efforts tranchants, les rotations et les réactions du sol sont des sinusoïdes amorties. Ces paramètres deviennent négligeables après une certaine profondeur adimensionnelle, qui indique que la quasi-totalité des efforts en tête du pieu sont transférés au sol, au-delà de cette valeur, la longueur est inutile.

Le déplacement du pieu et les moments adimensionnels sont trouvé à augmenter avec l'augmentation de la rigidité de la couche supérieure comme il est indiqué dans les graphes correspondant à la variation de k_r.

Quant on a examiné l'effet de la longueur adimensionnelle Z_{max} sur la réponse du pieu on peut remarquer que le déplacement en tête du pieu augmente proportionnellement avec Z_{max}. D'autre part avec la diminution de Z_{max} la déformation à la flexion diminue, comme il est indiqué dans les graphes de déplacements et de moments, et avec une valeur de Z_{max} plus grande on aura une augmentation dans la déviation du pieu et le pieu est indiqué plus flexible. Pour les autres graphes on peut voir aussi que l'effort tranchant, la rotation et la réaction du sol augmente proportionnellement avec l'augmentation des deux paramètres Z_{max} et k_r avec la remarque d'une déviation dans les graphes du cas d'un sol bicouche due à l'interface.

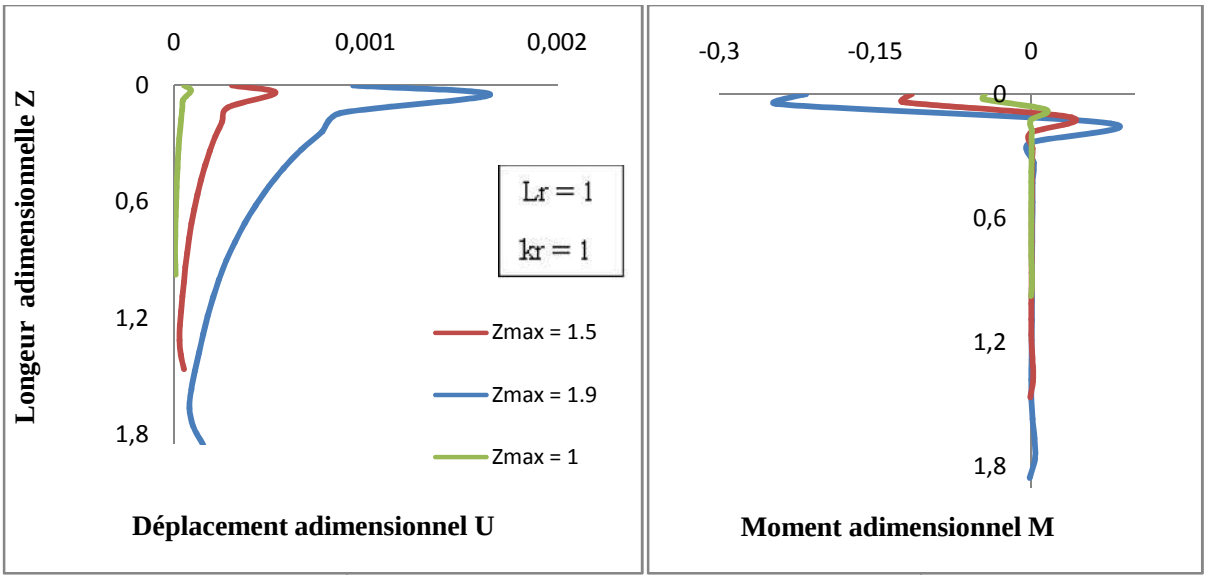


Figure V.4 : Les déplacements et les moments adimensionnels du pieu pour différentes Z_{max}. (Cas d'un sol homogène)

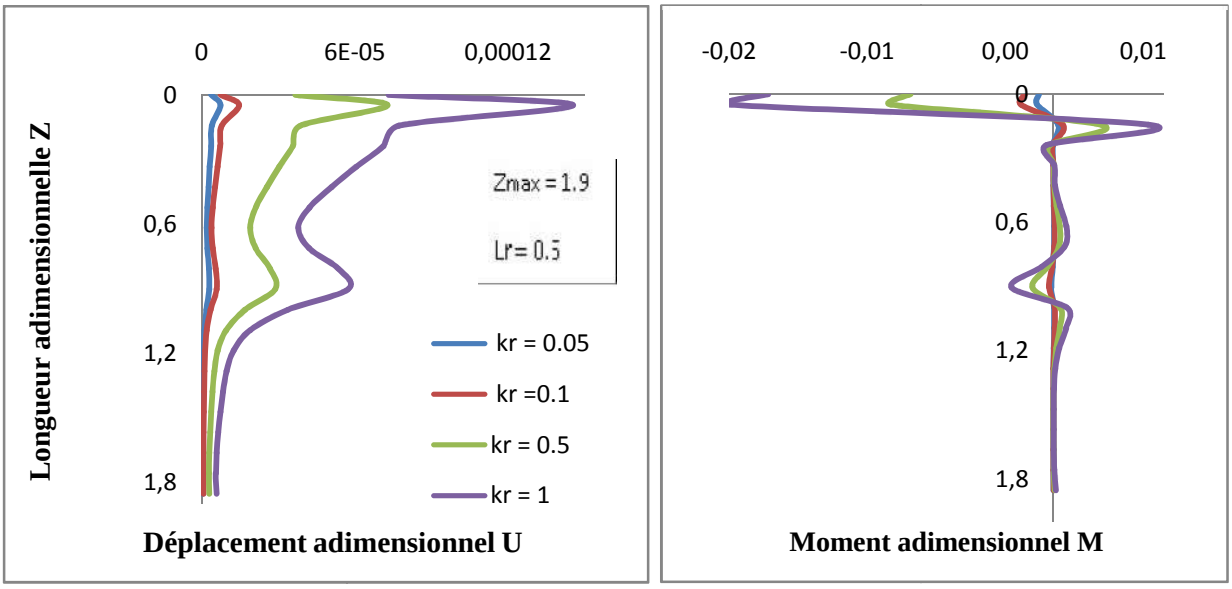


Figure V.5 : Les déplacements et les moments adimensionnels du pieu pour différentes k_r.
(Cas d'un sol bicouche)

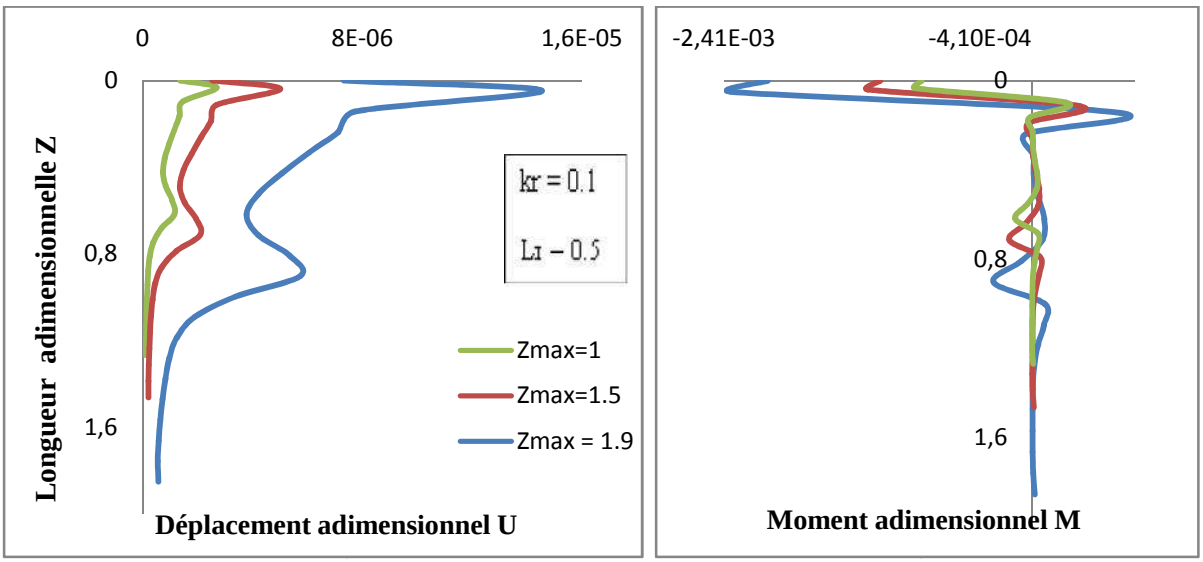


Figure V.6 : Les déplacements et les moments adimensionnels du pieu pour différentes Z_{max}.
(Cas d'un sol bicouche)

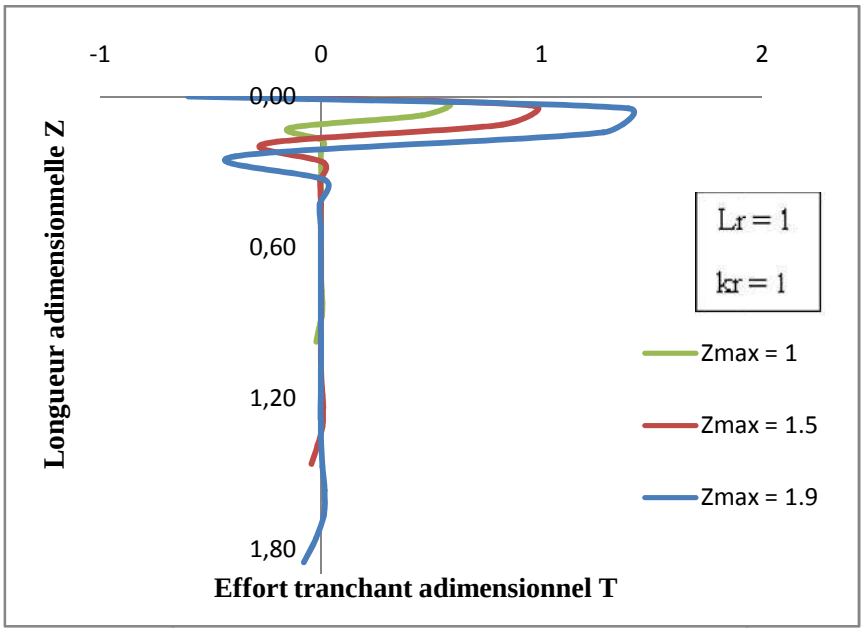


Figure V.7 : Les efforts tranchants adimensionnels et les rotations du pieu pour différentes Z_{max}. (Cas d'un sol homogène)

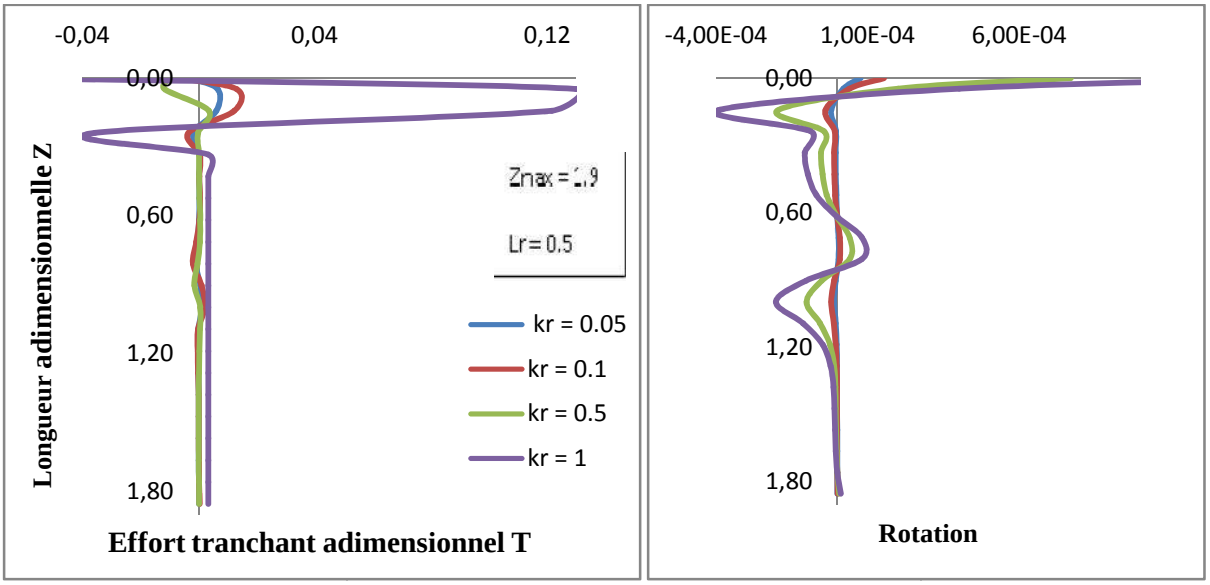


Figure V.8 : Les efforts tranchants adimensionnels et les rotations du pieu pour différentes k_r. (Cas d'un sol bicouche)

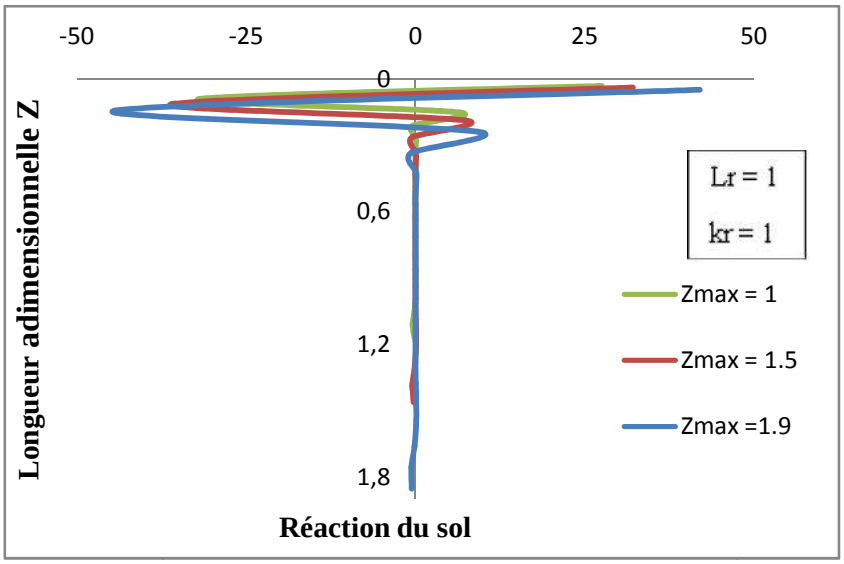


Figure V.9 : Les réactions du pieu pour différentes Z_{max}.

(Cas d'un sol homogène)

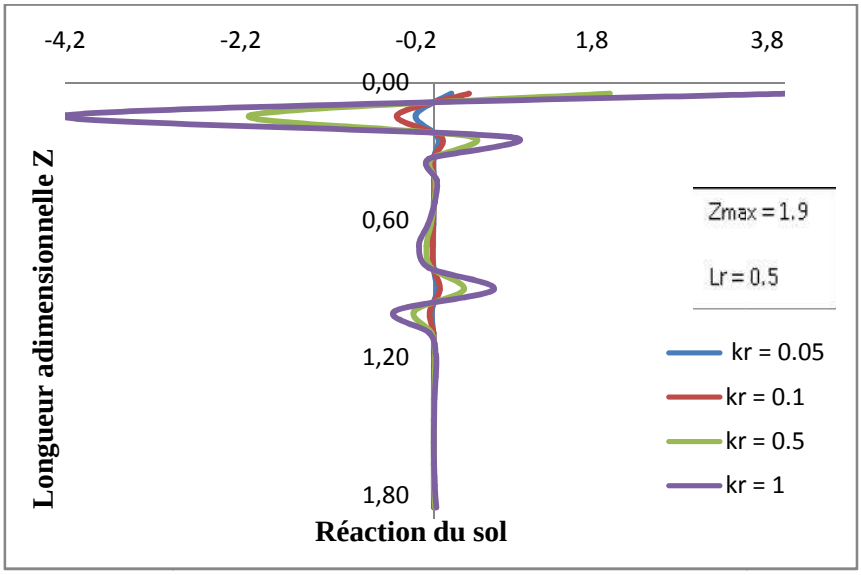


Figure V.10 : Les réactions du pieu pour différentes k_r.

(Cas d'un sol bicouche)

V.4.2 L'effet de la charge axiale

L'effet de la charge axiale sur la réponse du pieu pendant le mouvement latéral du sol peut être évalué. Pour les mêmes cas d'un sol homogène et un sol bicouche avec les mêmes caractéristiques du sol et du pieu, des graphes ont été tracées pour évaluer cet effet, en variant les valeurs de cette charge de 0 à 20 à 40 avec Z_{max} = 1.9, k_r =1 et L_r = 1 pour un sol homogène et Z_{max} = 1.9, k_r = 0.05 et L_r = 0.5 pour un sol bicouche.

On remarque d'après les graphes il y a une variation à la tête du pieu et les graphes sont confondus sur le reste de la longueur, alors que les déplacements et les moments adimensionnels ont une influence sur la tête du pieu, ils augmentent avec l'augmentation de la charge axiale, avec une variation due à l'interface pour le cas d'un sol bicouche.

Si la charge axiale est nulle il y a des déplacements et des moments sous l'effet du mouvement latéral du sol.

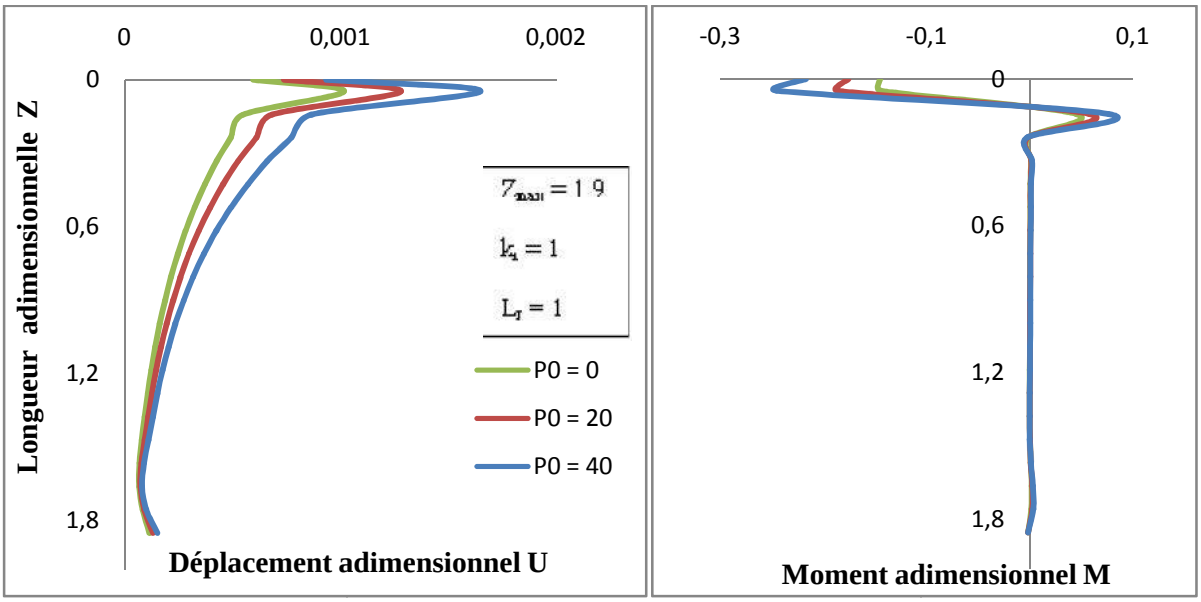


Figure V.11 : Les déplacements et les moments du pieu pour différentes P_0.

(Cas d'un sol homogène)

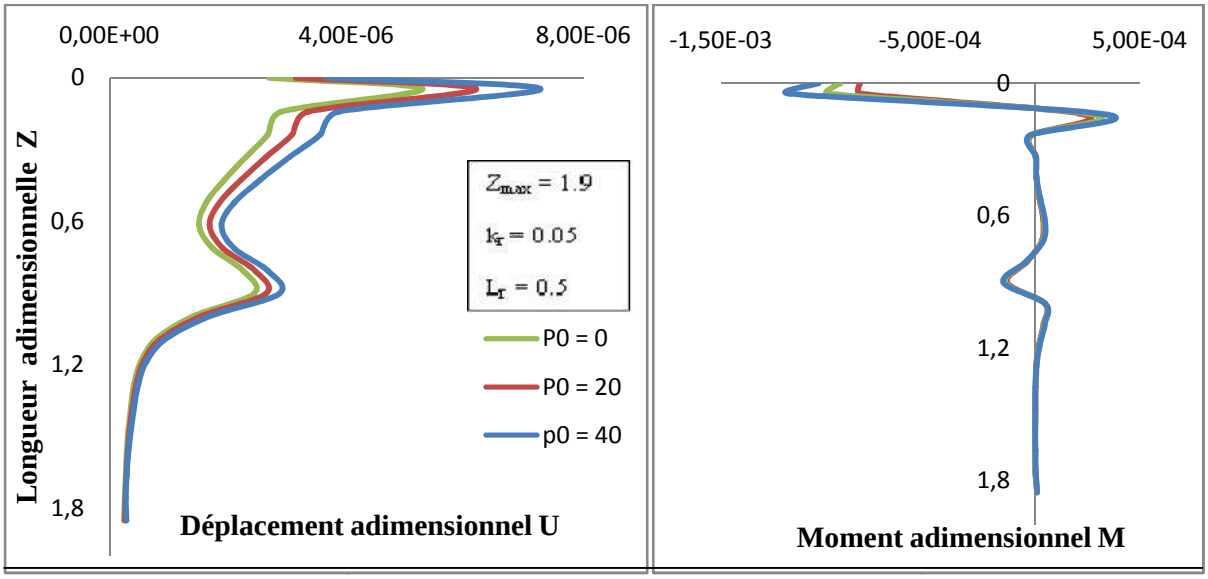


Figure V.12 : Les déplacements et les moments du pieu pour différentes P_0.

(Cas d'un sol bicouche)

V.5 Conclusion

Dans ce chapitre, une solution pour pieux soumis à un mouvement latéral du sol est développée d'une manière systématique basée sur le module de réaction du sol. Une solution numérique utilisant la méthode des différences finies dans un programme FORTRAN est présentée. La réponse du pieu aux différents paramètres est examinée, et les résultats obtenus sont présentés sous forme graphique.

On a remarqué que dans les conditions élastiques, la réponse du pieu est liée à trois paramètres. Ce sont la longueur adimensionnelle Z_{max}, le rapport de longueur L_r et le rapport modulaire k_r. le paramètre Z_{max} représente la rigidité relative du sol-pieu, L_r représente l'ancrage du pieu et L_r représente la rigidité relative des deux couches de sol. L'effet de la charge axiale est ainsi étudié.

Les résultats de l'étude paramétrique indique que si les paramètres Z_{max}, k_r ainsi que P_0 augmentent il aura une augmentation proportionnelle dans le déplacement, le moment, l'effort tranchant, la rotation du pieu et la réaction du sol.

CHAPITRE VI

CONCLUSION GENERALE

VI.1 Conclusion

L'objectif de ce mémoire est de proposer des éléments d'analyse des pieux soumis aux déplacements du sol dans les zones sismiquement liquéfiables.

On a présenté un travail de recherche théorique sur le comportement des pieux et les méthodes de calcul de leur force critique dans le cas des pieux partiellement et complètement fichés dans le sol. Ce qu'on retenu dans ce volet est que le calcul de la force critique dépend de plusieurs paramètres notamment la nature du sol, les conditions aux limites, la rigidité des pieux ainsi que sa longueur.

Par la suite, on a illustré les différentes méthodes d'analyse du comportement des pieux soumis au mouvement du sol, et basant sur la méthode basée sur l'approche de réaction du sol, on a fait une analyse adimensionnelle de réponse du pieu soumis au mouvement latéral du sol.

Les pieux soumis à un mouvement latéral du sol et une charge axiale, est un problème complexe. Dans cette étude, on a fait un programme FORTRAN pour l'analyse adimensionnelle des pieux soumis au mouvement latéral du sol. Cette analyse est basée sur la méthode des différences finies. Des graphes sont tracés à partir des résultats obtenus en variant les paramètres Z_{max}, k_r et P_0. On a étudié l'effet de ces paramètres sur le pieu, et ce qui est donné comme résultat que les déplacements, les moments adimensionnels, les efforts tranchants, les rotations et les réactions du sol augmentent proportionnellement avec les paramètres étudiés et l'effet de la charge axiale est remarqué spécialement en tête du pieu.

VI.2 Recommandations

En conclusion, ce travail mériterait d'être poursuivi par une « subroutine » qui calcule le flambement des pieux et évalue sa force critique et il serait intéressant de valider les méthodes existantes proposées pour le calcul cette force en tenant compte des phénomènes tels que la fissuration du sol en surface, et la prise en compte des effets d'installation de pieux.

REFERENCES 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.

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.

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.

BOUAFIA A (1990) *Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse*. Thèse de doctorat, Université de Nantes, Ecole Nationale Supérieure de Mécanique 326 pages.

BOURDON G. (1976). *La vérification des pièces élancées à inerties multiples, fichées profondément dans le sol et sollicitées horizontalement et verticalement à des niveaux divers. Annales I.T.B.T.P., n° 338, pp. 117-132.*

BOURGES F., FRANK R. (1989). *Les Techniques de l'Ingénieur, mécanique des sols, fondations profondes,* C 248.

BOUSSINESQ (1885). *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Gauthier - Villars, Paris.

BROMS B.B. (1983). *Pile foundation-general report*. Proc, 10th Int. Conf. Soil Mech and Found. Engng., vol. 4, pp. 427-439.
Chaussées, Mai-Juin

COURBON J. (1964). *Résistance des matériaux*. Dunod, Paris.

David REMAUD(1999), *Pieux sous charges latérales : Étude expérimentale de l'effet du groupe,* thèse de doctorat, Laboratoire centrale des ponts et des chaussées, centre de Nantes.

DAVISSON H.L., DONOVAN T.D. (1977). *Design approach for laterally loaded drilled piers*. GAI report to Pennsylvania Powwer and Light Compagny, december.

DAVISSON M.T. (1963). *Estimating buckling loads for piles*. Proc, 2nd Pan-American Conf. Soil Mech. and Found. Engng.,Brazil, vol. 1, pp. 351-371.

DAVISSON M.T. (1970). *Lateral load capacity of piles*. High Res. Rec, n° 333, pp. 104-112.

DAVISSON, M. T. and GILL, H. L. (1963), *Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System,* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 89, No. SM3, pp. 63-94.

DAVISSON, M. T. (1963), *Estimating Buckling Loads for Piles", Proceedings. 2nd Pan American* Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sao Paolo, Vol. 1, pp. 351-371.

DAVISSON, M. T. and ROBINSSON, K. E. (1965), *Bending and Buckling of Partially Embedded Piles*, Proceedings. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Vol. 2, pp. 243-246.

Debanik Chaudhuri(1998), *Liquefaction and lateral soil movement effects on piles,* thèse de doctorat, Faculty of the graduate School of Cornell University.

DeBeer, E. E. and WALLAYS, M. (1972), *Forces Induced in Piles by Unsymmet-rical Surcharge Soil Around the Piles*, Proceedings. 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 4, pp. 325-332.

Emile YOUSSEF(1994), *Étude théorique et expérimentale du flambement des pieux*, thèse de doctorat, École nationale des ponts et des chaussés.

Fellenius, B.H., 1972. *Buckling of piles due to lateral soil movements*. Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 2, pp.282–284.

FILONENKO-BORODICH MM. (1945). *A very simple model of an elastic foundation capable of spreading the load* Sb Tr. Mosk. Elektro. Inst. Inzh. Trans., n° 53, Transzheldorizdat.

FRANK R (1984). *Etude théonque des fondations profondes et d'essais en place par autoforage dans Les L.P.C et résultats pratiques* (1972-1983). Thèse de doctorat d'état des sciences physiques, Université Pierre et Marie Curie (Paris VI).

FRANK R , KLTNÎAK M (1981) *Etude des pieux soumis à des poussées latérales par la méthode du module de réaction*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche, L P C . n° 107, 65 pages

Frederic ROSQUOET (2004),, *pieux sous charges latérales cycliques*, thèse de doctoratLaboratoire centrale des ponts et chaussées de Nantes.

HADJADJ1 T. (1993) *Analyse du comportement expérimental des pieux sous chargements horizontaux*. Thèse de doctorat de FEcole Nationale des Ponts et Chaussées.

HAMADA, M. (1992), *Large Ground Deformations and Their Effects on Lifeline : 1964 Niigata Earthquake*, Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes", Vol. 1, Japanese Case Studies, O'Rourke and Hamada Ed., Technical Report NCEER-92-0001, NCEER, Buffalo, NY, pp.3.1-3.123.

HAMADA, M., YASUDA, S., ISOYAMA, R., and EMOTO, K., (1986), *Study on Liquefaction-Induced Ground Displacements*, A Report by Research Committee, Association for the Development of Earthquake Prediction, Tokyo.

HANSEN, J. B. (1961), *The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces*, Report 12, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, pp. 5-9.

HETENY1 M. (1946). *Beams on elastic foundation*. University of Michigan Press, Ann Arbor, vol. 16.

HETENYI M. (1966). *Beams and plates on elastic foundation and related problems* Appl Mech Rev., n° 19, pp. 95-102.

ITO, T. and MATSUI, T. (1975), *Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles*, Soils and Foundations, Vol. 15, No. 4, pp. 43-59.

Livre *règles parasismiques algérienne RPA*, page 19.

MANDEL M. (1936). *Flambage au sein d'un milieu élastique*. Annales des Ponts et Chaussées, n° 20, pp. 295-335.

MANDEL M. (1936). Le *flambage en milieu résistant élastique-Applications.* Annales des Ponts et Chaussées, n° 25, pp. 443-482.

MASCARDI C. (1968). *Micro pâli di elevata capacita portante*. Rivista Italiana di Geotechnica, n° 4.

MATLOCK H (1970). *Correlations for design of laterally loaded piles in son clays.* Proceedings of the Second Offshore Technology Conference, Houston, Texas, May, vol 1, pp577-594, Paper OTC 1204

MATLOCK H , INGRAM W B (1963) *Bending and buckling of soil-supported structural elements* Proc 2nd Pan-Amer Conf Soil Mech and Found. Engng., Brazil, vol 1, pp.373-388

MATLOCK H . REESE L C (1960) *Generalized solutions for laterally loaded pile,s* Journal of the soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 86, SM5, October, pp 63-91

MATLOCK H . RÍPPERGER E A (1956) *Procedures and instrumentation for tests on a lateral) loaded pile Proceedings of the 8th Texas,* Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Special Publication n°29. Bureau of Engineering Research, The Université of Texas. Austin, Texas. September, 39p

MC CLELLAND B . FOCHT J A (1956) *Soil modulus for laterally loaded piles J of the Soil Mech and Fond,* Div, Am Soc Civ Engrs., n° 82, SM4, octobre

MENARD L (1957) *Mesure in situ des propriétés physiques des sols,* Annales des Ponts et

MENARD L. (1962) *Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement,* Sols - Soils, n° 3, 4° trimestre

MEYERSOHN, W. D. (1994), *Pile Response to Liguefaction-lnduced Lateral Spread.* Ph.D. Thesis, Cornell University, Ithaca, NY.

MOSSAOUI Moufida, *Modélisation du comportement d'un pieu isolé sous charges verticales,* mémoire de magister, Université de Skikda.

O'Neill, M. W., Ghazzaly, O. I. and Ha, H. B. (1977), *Analysis of Three-dimensional Pile Groups with Nonlinear Soil Response and Pile-soil-pile Interaction,* Proceedings. 9th Offshore Technology Conference, Dallas, Vol. 2, pp. 245-256.

Patricia *BALANDIER, le séisme, les sols et les fondations, traitement et principe de mise en œuvre,* Document d'information à l'usage du constructeur - VOL 2, Guadeloupe.

PERIE F. (1986). *Etude numérique du flambage des pieux du quai de Lorient*. Rapport technique de la société ESI (Engineering System International).

POULOS H G (1971) *Behavior of laterally loaded piles : I-Single piles*. Journal of the soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol 97, SM5, Proc. Paper 8092, May, pp 711-731

POULOS HG. DAVIS EH (1980) *Pile foundation analysis and design Senes in geotechnical engineering*, J Wileyand sons editors

POULOS, H. G. (1971a), *Behavior of Laterally Loaded Piles: I. Single Piles*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 97, No. SM5, pp. 711-731.

POULOS, H. G. (1971b), *Behavior of Laterally Loaded Piles: II. Pile Groups*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 97, No. SM5, pp. 733-751.

POULOS, H. G. (1973), *Analysis of Piles in Soil Undergoing Lateral Movement*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 99, No. SM5, pp. 391-406.

POULOS, H. G. and Davis, E. H. (1980), *Pile Foundation Analysis and Design*. John Wiley and Sons, New York, NY.

POULOS, S. J. (1981), *The Steady State of Deformation*, Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 107, No. GT5, pp. 553-561.

POULOS, S. J. , Castro, G., and France, J. W. (1985), *Liquefaction Evaluation Procedure*, Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, Vol. 111, No. GT6, pp. 772-792.

REDDY AS., VALSANGKAR A J (¡970) *Buckling of fully and partially embedded piles*. Soil Mech Found Div , ASCE. vol 96, SM6, pp. 1951-1965.

REDDY, A. S. and Valsangkar, A. J. (1968), *Analytical Solution for Laterally Loaded Piles in Layered Soils*, Sols Soils. No. 21, Paris, pp. 23-28.

REESE L.C., MATLOCK H (1956) *Nondimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth*. Proceedings of the 8th Texas Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Special Publication n°29. Bureau of Engineering Research, The University of Texas, Austin, Texas, September.

REESE, L. C, Cox, W. R. and Koop, F. D. (1974), *Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand*, Proceedings. 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, pp. 473-480.

REESE, L. C. (1986), *Behavior of Piles and Pile Groups Under Lateral Load*, FHWA/RD-85/106. Federal Highway Administration Office, Washington, D.C.

REÍSSNER E. (1958). *Deflection of plates on viscoelastic foundation. Journal of Appl. Mech*. (Trans. ASME), n° 80, pp. 144-145.

Richard SOULOUMIAC (1986), *Méthode simplifiée de calcul des pieux en zones sismiques,* Institut technique des batiments et des travaux, ISSN 0020 – 2568.

ROBINSSON, K. E. (1979), *Horizontal Subgrade Reaction Estimated From Lateral Loading Tests on Timber Piles*, Behavior of Deep Foundations. ASTM, STP 670, pp. 520-536.

Saida RAHMANI, *Réponse dynamique des pieux dans les zones sismiques,* thèse de magister, Université de Batna.

Sam HELWANY(2007),, *Applied Soil Mechanics: with ABAQUS Applications chapter8 'piles and piles group* (John Wiley & Sons Inc. ISBN: 978-0-471-79107-2.

SOUCHE P. (1984). Etude *du flambement de pieux partiellement immergés dans un milieu offrant latéralement une réaction élastique pure.* Annales IT BT.P., n° 423, pp. 38-60

Subhamoy Bhattacharya, *Pile Instability During Earthquake Liquefaction*, thèse de doctorat (2003), University of Cambridge, Cambridge, UK.

TERZAGHI K (1955*) Evaluation of coefficients of subgrade reaction Geothechnique*, vol 5.pp 297-326

THOMSON WT (1950) *Critical load of columns of varying cross sections J of Applied Mechanics*, vol 17, pp ¡32-134

TIMOSHENKO P S , GERE J M (1936) *Theory of elastic stability*. 1st édition, McGraw-Hill Book Co . Inc New York

TIMOSHENKO P S , GERE J M (1961) *Theory of elastic stability*. 2nd édition, McGraw-Hill Book Co . Inc New York

WINKLER, E. (1867), *Theory of Elasticity and Strength*, Verlao von H. Domini-cus. Pargue, Czeckoslovakia, (in German).

YOSHIDA, N. and HAMADA, M. (1991), *Damage to Foundation Piles and Deformation Pattern of Ground Due to Liquefaction Induced Permanent Ground Deformation*, Technical Report NCEER-91-0001. NCEER, Buffalo, NY, pp. 147-160.