

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)**



Faculté du génie de la construction

**Département de Génie Civil**



## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en : **Génie Civil**

**Option : Géotechnique**

**Thème**

**Modélisation du comportement des pieux sous  
chargement harmonique**

Réalisé par : **Mlle ITCHIR Messaouda**

Encadré par : **Mr GHOUILEM Kamel**

Devant le jury composé de :

**Mme LOUADJ.S**

MCA à l'UMMTO

**Présidente**

**Mme BAIDJ.F**

Maitre-assistant (e) à l'UMMTO

**Examinatrice**

**Mr GHOUILEM.K**

Maitre de conférences à l'UMMTO

**Encadreur**

**Promotion : 2020/2021**

## **Remerciements**

*Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de mon parcours et qui m'ont aidée lors de la rédaction de ce mémoire.*

*Je voudrais dans un premier temps remercier, mon directeur de mémoire Monsieur GHOUILEM.K, professeur de Génie Civil à l'université de MOULOUD MAMMERI de Tizi-Ouzou, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.*

*Je tiens à remercier Madame LOUADJ, ainsi que Madame BAIDI pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger mon travail.*

*Je remercie les autres professeurs et enseignants de ma session, sans oublier Monsieur BOUDLAL pour sa patience et sa disponibilité, et surtout ses judicieux conseils.*

## *Dédicace*

*Je dédie ce présent travail à ma famille, en l'occurrence mon père et  
ma mère pour leurs sacrifices, leurs accompagnements, et leurs  
encouragements, ainsi que mes sœurs et mes frères, sans oublié mes  
chères amis.*

*A tous ceux qui ont contribué et aidé de près ou de loin à la  
réalisation de ce mémoire de fin d'étude.*

# Résumé

Ce présent travail à caractère théorique et numérique étudie le comportement des pieux sous chargements harmoniques, avec une introduction de cette étude, ainsi que la modélisation de se dernière à l'aide du logiciel ANSYS 17.1. Dans la première partie, une synthèse des différents types des fondations profondes. La deuxième partie présente les différentes des approches numériques d'interaction sol-structure pour les fondations profondes, ainsi que le comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. La troisième partie ce base sur l'analyse du comportement sismique des pieux (harmonique de type cyclique axial). Dans la quatrième partie, montre les résultats d'une étude paramétrique faite suite à une modélisation numérique par élément finis à l'aide du logiciel ANSYS 17.1 en 2D, dans le cas du chargement harmonique cyclique. Enfin, des conclusions et perspectives qui découlent de ce travail sont présentées.

# Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des abréviations et symboles

**INTRODUCTION GENERALE**

## **Chapitre I : Généralités sur les fondations profondes**

<b>I.1. Introduction .....</b>	<b>01</b>
<b>I.2. Définitions de la fondation profonde .....</b>	<b>01</b>
<b>I.3. Définition d'un pieu .....</b>	<b>02</b>
<b>I.4. Principe De Fonctionnement .....</b>	<b>03</b>
<b>I.4.1. Cas d'un pieu isolé .....</b>	<b>03</b>
<b>I.4.2. Cas de groupes de pieux .....</b>	<b>05</b>
<b>I.5. Classification Des Pieux .....</b>	<b>05</b>
<b>I.6. Modes opératoires et outils de réalisation de quelques pieux .....</b>	<b>10</b>
<b>I.6.1. Modes opératoires de réalisation de quelques pieux .....</b>	<b>10</b>
<b>I.6.2. Outils de réalisation de quelques pieux .....</b>	<b>13</b>
<b>I.7. Domain d'utilisation des pieux .....</b>	<b>15</b>
<b>I.7.1. Pieu battu .....</b>	<b>15</b>
<b>I.7.2 Pieux forés moulés .....</b>	<b>16</b>
<b>I.8. Détermination de la charge limite d'un pieu isole .....</b>	<b>16</b>
<b>I.9. Dimensionnement des pieux .....</b>	<b>17</b>
<b>I.9.1. Dimensionnement par la méthode pressiométrique .....</b>	<b>17</b>
<b>I.10. Principes des calculs des pieux .....</b>	<b>19</b>
<b>I.11. Conclusion .....</b>	<b>20</b>

## Chapitre II : Généralités sur l'interaction sol-structure

<b>II.1. Introduction .....</b>	<b>21</b>
<b>II.2. Objectif des analyses d'interaction sol-structure .....</b>	<b>21</b>
<b>II.3. Notion d'interaction sol-structure.....</b>	<b>23</b>
<b>II.4. Etude du problème d'interaction sol structure .....</b>	<b>24</b>
<b>II.4.1. Formulation d'un problème d'interaction .....</b>	<b>24</b>
<b>II.5. Model analogique simplifié de l'Interaction Sol – Structure .....</b>	<b>25</b>
<b>II.5.1. Effets de l'Interaction Sol Structure (ISS) .....</b>	<b>26</b>
<b>II.6. Les phénomènes physiques dus à l'interaction sol-structure .....</b>	<b>27</b>
<b>II.6.1. Interaction cinématique et interaction inertielle .....</b>	<b>27</b>
<b>II.6.2. L'amortissement radiatif .....</b>	<b>28</b>
<b>II.6.3. La liquéfaction .....</b>	<b>28</b>
<b>II.7. Approches numériques d'interaction sol-structure pour les fondations profondes .....</b>	<b>29</b>
<b>II.7.1. Méthode globale .....</b>	<b>29</b>
<b>II.7.2. Méthode de sous-structures .....</b>	<b>30</b>
<b>II.7.3. Méthodes de type Winkler .....</b>	<b>31</b>
<b>II.7.4. Principe de Macro élément .....</b>	<b>32</b>
<b>II.8. Approches expérimentales d'interaction sol- Structure pour les fondations profondes .....</b>	<b>33</b>
<b>II.8.1. Essais sur tables vibrantes .....</b>	<b>34</b>
<b>II.8.2. Essais en Centrifugeuses .....</b>	<b>34</b>
<b>II.9. Discrétisation par éléments finis du problème de contact en géotechnique .....</b>	<b>35</b>
<b>II.9.1. Eléments sans épaisseur .....</b>	<b>36</b>
<b>II.9.2. Eléments couche mince .....</b>	<b>38</b>
<b>II.8. Conclusion .....</b>	<b>39</b>

## **Chapitre III : Comportement des pieux sous chargement sismique**

<b>III.1. Introduction .....</b>	<b>40</b>
<b>III.2. Observations post-sismiques et les modes de rupture observés .....</b>	<b>41</b>
<b>III.3. Comportement des pieux sous chargement harmonique .....</b>	<b>44</b>
<b>III.3.1. Essais de chargements cycliques axiaux des pieux dans les sols fins .....</b>	<b>46</b>
<b>III.3.2. Essais de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sables .....</b>	<b>47</b>
<b>III.4. Influence du contenu fréquentiel de chargement sismique .....</b>	<b>49</b>
<b>III.5. Conclusion .....</b>	<b>50</b>

## **Chapitre IV : Modélisation et interprétation des résultats**

<b>IV.1. Introduction .....</b>	<b>51</b>
<b>IV.2. Présentation du code de calcul ANSYS .....</b>	<b>52</b>
<b>IV.2.1. Procédures de modélisation .....</b>	<b>53</b>
<b>IV.3. Discrétisation de la structure en éléments finis et modèle rhéologique .....</b>	<b>55</b>
<b>IV.4. Comportement au contact des structures .....</b>	<b>58</b>
<b>IV.4.1. Méthodes de résolution du contact .....</b>	<b>58</b>
<b>IV.4.2. Procédure de modélisation du contact par ANSYS .....</b>	<b>60</b>
<b>IV.4.3. Procédure de modélisation du comportement harmonique par ANSYS ...</b>	<b>63</b>
<b>IV.5. Présentation des résultats .....</b>	<b>65</b>
<b>IV.6. Conclusion.....</b>	<b>75</b>
 <b>CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES .....</b>	 <b>76</b>
 <b>Annexe .....</b>	 <b>77</b>

## **Références bibliographiques**

# Liste des figures

## Chapitre I

Figure I.1. Fondations profondes et superficielles .....	02
Figure I.2. Type de fondation en fonction de l'ancrage D.....	02
Figure I.3. Définition d'un pieu .....	03
Figure I.4. Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique $D_e$ .....	03
Figure I.5. Classification suivant le mode de fonctionnement .....	04
Figure I.6. Mécanismes du frottement latéral positif et négatif .....	04
Figure I.7. Pieu isolé, la zone compressible n'est pas influencée .....	05
Figure I.8. Groupement de pieux la zone compressible est influencée par l'effet radier du groupe de pieux .....	05
Figure I.9. Types de pieux battus en métal .....	07
Figure I.10. Pieu métallique battu .....	10
Figure I.11. Pieu battu pilonné .....	10
Figure I.12. Pieu battu moulé .....	11
Figure I.13. Pieu vissé moulé .....	11
Figure I.14. Pieu foré simple .....	11
Figure I.15. Pieu foré à la boue et barrette .....	12
Figure I.16. Pieu foré tubé .....	12
Figure I.17. Pieu à la tarière creuse .....	12
Figure I.18. Micro-Pieux .....	13
Figure I.19. Illustration d'une foreuse- foré simple .....	13
Figure I.20. Outils de forage adapté pour différents horizons - foré simple .....	13
Figure I.21. Outils de forage à la boue .....	14
Figure I.22. Outils de tubage .....	14
Figure I.23. Outils de forage à tarière creuse .....	14
Figure I.24. Outils de battage .....	15
Figure I.25. Outils de vibrofonçage .....	15
Figure I.26. Définition de A et P pour les pieux tubulaires ouvertes les palplanches et profilés H .....	17

## Chapitre II

Figure II.1. Schématisation de l'interaction sol-structure (Gazetas et Mylonakis, 1998)...	22
Figure II.2. Décomposition du problème d'interaction sol-structure .....	25
Figure II.3. Modèle analogique simplifié d'interaction sol-structure .....	26
Figure II.4. Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS .....	27
Figure II.5. Principe de décomposition de l'interaction sol-structure .....	28
Figure II.6. Superposition d'une structure fondée sur pieux : (a) solution globale, (b1) interaction cinématique, (b2) impédances dynamiques et (b3) calcul de la structure avec prise en compte d'ISS (Kausel et al. 1978) .....	30
Figure II.7. Méthodes de type Winkler : (a) concept, (b1) courbes « p-y » dynamiques (d'après Kagawa et Kraft 1980), (b2) éléments rhéologiques discrets pour la réponse axial (haut) et latéral (bas) d'un segment unitaire de pieu isolé (Nogami et Konagai (1986 et 1988)), (b3) modèle rhéologique avec des éléments de frottement de Coulomb (Matlock et al. 1978) et (b4) modèle phénoménologique (Gerolymos et Gazetas 2005) .....	32
Figure II.8. Concept du macroélément pour les fondations profondes (2D) .....	33
Figure II.9. Discrétisation numérique du problème de contact sol-structure ([Potts et Zdravkovic 1999]; [Potts et al., 2002]) .....	36
Figure II.10. (a) Surface de discontinuité (b) Eléments d'interface à deux nœuds [Frank et al. 1982] .....	38
Figure II.11. Élément couche mince à 6 nœuds [Sharma et Desai 1992] .....	38

## Chapitre III

Figure III.1. Dommages de pieux inclinés au niveau de la connexion avec leur chevêtre (Séisme de Loma Prieta 1989, SEAOC 1991) .....	42
Figure III.2. Effondrement du pont de Struve Slough près de Wastonville et les dommages subis par ses fondations, (Séisme de Loma Prieta 1989) .....	42
Figure III.3. L'effondrement du pont de l'autoroute (TEM) (Séisme de Kocalei 1999) ....	43
Figure III.4. Modes de rupture au niveau des pieux observés lors des tremblements de terre (Wilson 1998) .....	44
Figure III.5. Schéma des différents types de chargement cyclique : a) non alterné b) alterné (Omar Benzaria, 2012) .....	45

Figure III.6. b) Déplacement cumulé en tête du pieu (Mc. Anoy et al., 1982) .....	46
Figure III.7. Evolution du déplacement du pieu de Plancoët a) Essai cyclique C12, b) Essai cyclique C21 .....	47
Figure III.8. Courbes (a) efforts-déplacements (b) déformations plastiques en fonction du nombre de cycles (Chan, 1975) .....	48
Figure III.9. Influence de la fréquence de chargement sur le moment fléchissant dans le pieu .....	49

## Chapitre IV

Figure IV.1. Donner un titre à l'analyse .....	53
Figure IV.2. Choix d'unité des paramètres .....	53
Figure IV.3. Interface d'introduction des propriétés des matériaux .....	54
Figure IV.4. Procédure d'introduction du Module de Young et le coefficient de Poisson des matériaux .....	55
Figure IV.5. Géométrie des éléments PLANE 182 (ANSYS 17.1) .....	56
Figure IV.6. Modèle rhéologique de Smith (1960) et discrétisation de l'interaction sol – structure .....	57
Figure IV.7. Discrétisation de la structure sol – pieux en Élément Finis PLANE 182 .....	57
Figure IV.8. Création de l'interface sol-structure (pieux) .....	58
Figure IV.9. Modèle rhéologique du contact .....	59
Figure IV.10. Eléments de contact TARGE 169 contacte 170, 171,172 et 175 .....	60
Figure IV.11. Génération du contact sol - structure dans le modèle .....	63
Figure IV.12. Procédure d'introduction de l'analyse harmonique .....	64
Figure IV.13. Procédure d'introduction de la fréquence harmonique .....	65
Figure IV.14. Contour des déplacements $U_x$ .....	66
Figure IV.15. Contour des déplacements $U_y$ .....	67
Figure IV.16. Courbe de déplacements $U_y$ en fonction de l'amplitude des cycles pour $F = 100$ Hz .....	68
Figure IV.17. Graphe des déformation élastiques ( $\epsilon_x$ ) .....	68
.....	69
Figure IV.18. Graphe des déformation élastiques ( $\epsilon_y$ ) .....	70
.....	71

Figure IV.19. Intensité des contraintes lors de la réponse harmonique des pieux .....	72
Figure IV.20. Contour des contraintes de cisaillement .....	73
Figure IV.21. Illustration graphique des contraintes de cisaillement .....	74
Figure IV.22. Contour des contraintes de Von Mises .....	74
Figure IV.23. Illustration graphique des contraintes de Von Mises .....	
Figure IV.24. Illustration graphique des contraintes ( $\sigma_1$ , $\sigma_2$ et $\sigma_3$ ) .....	

# Liste des tableaux

## Chapitre I

Tableau I.1. Classification des pieux (adapté de MCIF, 2006) .....	6
Tableau I.2. Valeurs de $\rho_p$ et $\rho_s$ .....	17
Tableau I.3. Classification des sols .....	18
Tableau I.4. Valeurs du coefficient de portance $K_p$ .....	19

## Chapitre III

Tableau III.1. Seuil critique du chargement cyclique en fonction de type de sol (Schwarz, 2002) .....	49
--	----

## Chapitre IV

Tableau IV.1. Paramètres physique des matériaux utilisés.....	54
---	----

# Liste des abréviations et symboles

## Abréviations

FKN	paramètre de pénétration (coefficient de pénalisation)
GNL	Gaz Naturel Liquéfié
GTB	zero thickness elements
ISS	Interaction Sol-Structure
LK1	macro-element
LRH	éléments développés par Hermann
MCIF	Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations
SEAOC	Structural Engineers Association Of California
SPT	Essai de pénétration standard (Standard Pénétration Test)

## Symboles

A	aire de la section droite ( $m^2$ )
B	largeur de la fondation ou diamètre (m)
C	matrice d'amortissement du système
$C$	matrice d'amortissement
$C_e$	coefficient d'efficacité du groupe de pieu
D	hauteur d'encastrement réelle du pieu (m)
D	diamètre du pieu (m)
$D_e$	hauteur d'encastrement équivalent (m)
E	module d'Young du sol adjacent (kPa)
$e_i$	épaisseur de la couche i (m)
F	fréquence (Hz)

$\mathbf{F}$	vecteur force
$F_n$	force de contact (KN)
$f$	fréquence cyclique (Hz)
$f_{st}$	fréquence fondamentale de la superstructure (Hz)
$f_1, f_2, f_3, f_4$	quatre premiers fréquences du massif de sol (Hz)
$h$	hauteur d'ancrage (m)
$i$	nombre imaginaire
$K$	matrice de rigidité
$K$	matrice de raideur du système
$K_n$	raideur de contact (coefficient de pénalisation)
$K_p$	coefficient de portance
$L$	longueur du pieu (m)
$M$	matrice de masse du système
$M$	matrice masse
$M_w$	magnitude
$N$	nombre de cycles
$P$	périmètre de la section du pieu (m)
$P$	onde de dilatation
$P_l^*(Z)$	pression limite nette à la profondeur $z$ (kPa)
$P_{le}^*$	pression limite nette équivalente (kPa)
$P_1$	pression limite nette équivalente mesurée au pressiomètre (kPa)
$Q_{cyc}$	amplitude du chargement cyclique (kN)
$Q_f (F)$	vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système
$Q_{ft}$	charge de fluage (kN)
$Q_{gu}$	charge limite d'un groupe de pieux (kN)
$Q_i$	vecteur de charge

$Q_{\max}$	chargement cyclique maximal (kN)
$Q_{\text{moy}}$	chargement cyclique moyen (kN)
$Q_P$	effort de pointe noté (kN)
$Q_{PU}$	charge limite de pointe (kN)
$Q_S$	effort de frottement latéral noté (kN)
$Q_{SU}$	charge limite de frottement (kN)
$Q_{ut}$	charge ultime (kN)
$Q_U$	charge limite du pieu (kN)
$Q_{ui}$	somme des charges limites de chaque pieu isolé (kN)
$q_{pu}$	résistance limite de pointe (kPa)
$q_{pu}$	contrainte limite de pointe (kPa)
$q_{su}$	frottement latéral unitaire limite dans couche i (kPa)
$R(L)$	onde de surface
$S$	onde de cisaillement
$S_C$	seuil critique (%)
$T$	période cyclique (s)
$U_x, U_y$	déplacements respectivement selon l'axes x et l'axe y (m)
$u$	vecteur de déplacement
$u\dot{\phantom{u}}$	vecteur de vitesse
$\ddot{u}$	vecteur d'accélération
$X_p$	degré de pénétration
$x$	vecteur déplacement
$\dot{x}$	vecteur vitesse
$\ddot{x}$	vecteur accélération
$\sigma_n$	contrainte normale (kPa)
$\rho_p$	coefficient réducteur de section de l'effort de pointe

$\rho_s$	coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral
$\tau$	contrainte tangentielle (kPa)
$\alpha$	direction des discontinuités
$\psi$	angle de phase
$\omega$	fréquence (Hz)
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	contraintes principales (kPa)
$\varepsilon_x, \varepsilon_y$	déformation élastiques respectivement selon l'axe x et l'axe y

**INTRODUCTION**

**GENERALE**

# Introduction générale

Les pieux sont largement utilisés comme éléments de fondation pour les structures situées dans des zones sismiques. A travers leur ancrage dans les sols, ils permettent d'assurer la stabilité des structures par rapport aux efforts latéraux ou de basculement induits par le chargement sismique et harmonique.

L'expansion récente de l'industrie de pieux a été dominée par le développement des structures de grande hauteur qui nécessitent des fondations profondes. Ces développements apportent de nouveaux défis pour les concepteurs de pieux : des capacités toujours plus élevées, des pénétrations plus profondes, des sols complexes et des chargements à caractère variable non monotone.

Ces sollicitations à caractère variable répétitif, que l'on peut qualifier de chargements « Cycliques », peuvent avoir une influence significative sur la stabilité et le comportement des pieux durant leur durée de vie.

La nature des sollicitations doit donc jouer un rôle prépondérant dans l'approche utilisée dans le dimensionnement des pieux. Dans ce travail, on s'intéresse à la modélisation d'une fondation à deux pieux soumise aux sollicitations variables dans le temps et en intensité. Les sollicitations harmoniques peuvent être classées en actions environnementales, liées aux phénomènes naturels et en actions industrielles, résultant de l'activité humaine :

- Les sollicitations environnementales (du type vent, houle) sont, généralement, caractérisées par un nombre de cycles « moyen » (100 à 10000), d'amplitude moyenne à forte et de période de quelques secondes ;
- Les sollicitations industrielles sont souvent caractérisées par un nombre de cycles « grand » (>100 000), d'amplitude faible à moyenne et de période de plusieurs secondes.

Pour améliorer le dimensionnement des pieux et notamment prendre en compte l'effet des cycles, il est nécessaire de comprendre les mécanismes de base responsables du comportement du pieu sous chargement cyclique :

- (i) la réduction de la capacité portante du pieu ;
- (ii) le nombre de cycles que le pieu peut supporter avant la rupture ;

(iii) l'évolution du frottement latéral et des déplacements en tête du pieu pendant les cycles (rigidité du pieu).

Les travaux présentés dans ce mémoire à caractère théorique et numérique ont pour but d'essayer de donner les procédures de modélisation du comportement d'un groupe de deux pieux à long terme, sous chargement harmonique constant avec prise en compte de l'influence de l'interface sol – structure.

Pour atteindre l'objectif visé, ce mémoire est organisé autour de quatre chapitres

Le premier chapitre concerne les généralités sur les fondations profondes.

Le deuxième chapitre porte sur généralités sur l'interaction sol-structure.

Le troisième chapitre est consacré à l'analyse du comportement sismique des pieux.

Le dernier chapitre s'intéresse à la modélisation d'un problème de chargement harmonique constant dans l'analyse du comportement d'un groupe de deux pieux à long terme avec prise en compte de l'influence de l'interface sol – structure à l'aide du logiciel ANSYS 17.1 en 2D avec Mechanical APDL.

Pour finir, des conclusions pratiques sont formulées et des perspectives sont proposées dans la dernière partie de ce mémoire.

**Chapitre I :**

**Généralités sur les**

**fondations profondes**

## I.1. Introduction

Les fondations profondes sont en général plus coûteuses que les fondations superficielles, mais elles sont très utilisées dans les domaines de construction telle que le bâtiment, les ouvrages hydrauliques, les ouvrages d'art et les travaux maritimes.

Parmi les raisons qui poussent à utiliser ce type de fondation, on note :

- La présence des couches superficielles de caractéristiques médiocres
- Le risque d'interférence des contraintes à cause de la proximité d'un ouvrage ancien
- L'instabilité des terrains superficiels (affouillement, glissement)
- Le Bâtiment chargé de façon irrégulière

Les fondations profondes permettent de rapporter les chargements dus à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles.

Pour le calcul, les deux types de fondations se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation. Sur des sites présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes, les pieux et les micro-pieux (ou fondations profondes) permettent de profiter des couches résistantes, pour la reprise des efforts transmis par les ouvrages. Ces efforts sont repris par l'inclusion sous forme de frottement latéral, mobilisé le long du fût du pieu, et de la résistance en pointe. Les pieux et les micro-pieux se différencient essentiellement par leurs dimensions et leurs utilisations.

## I.2. Définitions de la fondation profonde

On appelle aussi fondation profonde, une fondation descendue à une profondeur supérieure à sa profondeur critique. Où elle est définie dans le cas d'un sol homogène, comme étant le niveau au dessus duquel la résistance sous la base n'augmente plus avec la profondeur.

Ces fondations ayant leur base située au dessous de cette profondeur critique sont: les pieux, les puits et les barrettes (parois moulés porteuse). Cette profondeur critique varie en fonction du type de chargement du sol, de la résistance du sol et du diamètre du pieu. Cependant, on désigne :

- Un pieu : qui est une fondation profonde réalisée mécaniquement ;
- Un puits : qui est une fondation profonde creusée à la main, sous la protection d'un blindage ;
- Une barrette : qui est un pieu foré de section allongée ou composite (en T, ou en croix par exemple).

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

- ✓ Résistance en pointe ;
- ✓ Par frottement latéral ;
- ✓ résistance de pointe et frottement latéral (cas courant).

Ses dimensions sont définies par :

- D : 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.

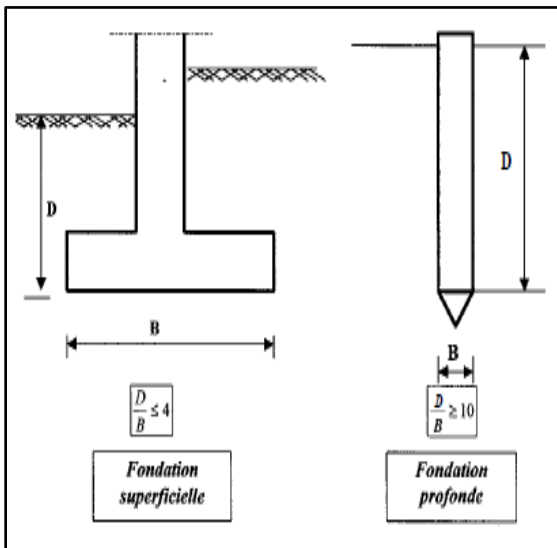


Figure I.1. Fondations profondes et superficielles

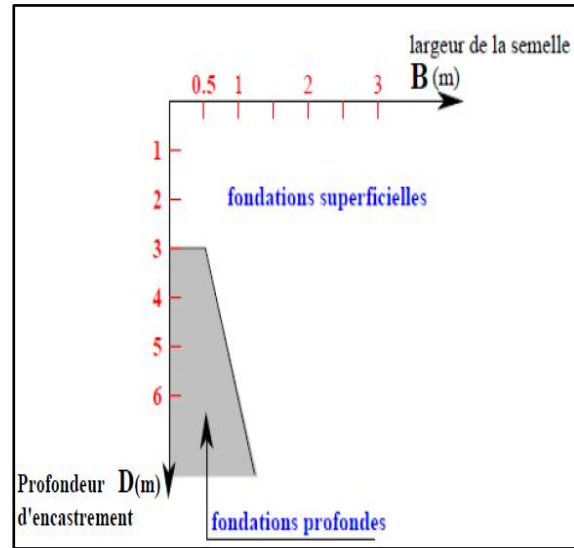


Figure I.2. Type de fondation en fonction de l'ancrage D

**I.3. Définition d'un pieu**

Le pieu est un élément porteur ayant les dimensions transversales négligeables devant sa longueur, et il est destiné à transférer les charges sur une grande profondeur vers un bon sol. Il existe des pieux travaillant au frottement uniquement, et d'autre travaillant en pointe ainsi qu'au frottement.

Un pieu est constitué principalement :

- D'une tête ;
- D'une pointe ;
- D'un 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 couverture traversés par le pieu (Figure I.4).

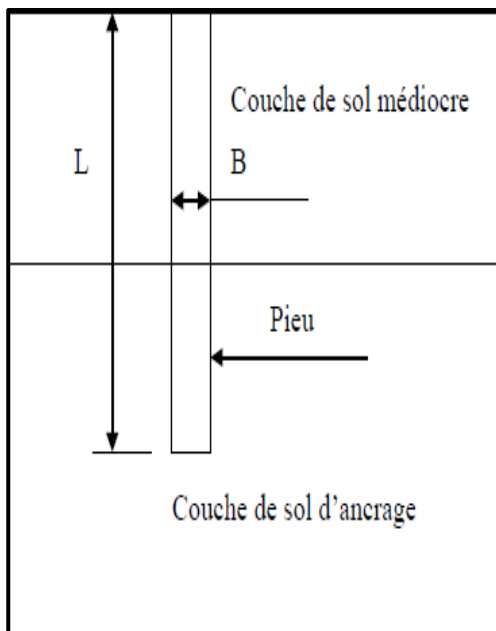


Figure I.3. Définition d'un pieu

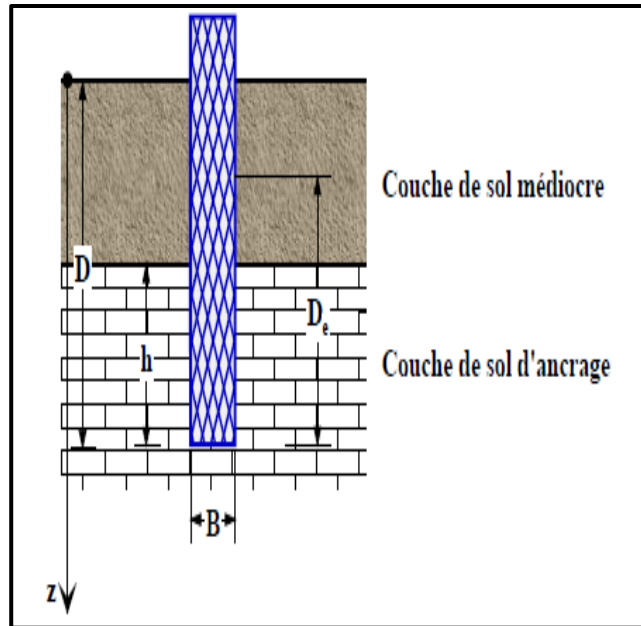


Figure I.4. Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique  $D$  et mécanique  $D_e$

## I.4. Principe De Fonctionnement

### I.4.1. Cas d'un pieu isolé

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

- L'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté  $Q_p$ ) ;
- Le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté  $Q_s$ ).

L'effort de pointe dépend de :

- ✓ La section de la base du pieu ;
- ✓ La résistance du substratum.

L'effort de frottement latéral dépend de :

- La surface de contact entre le pieu et le sol ;
- Coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol).

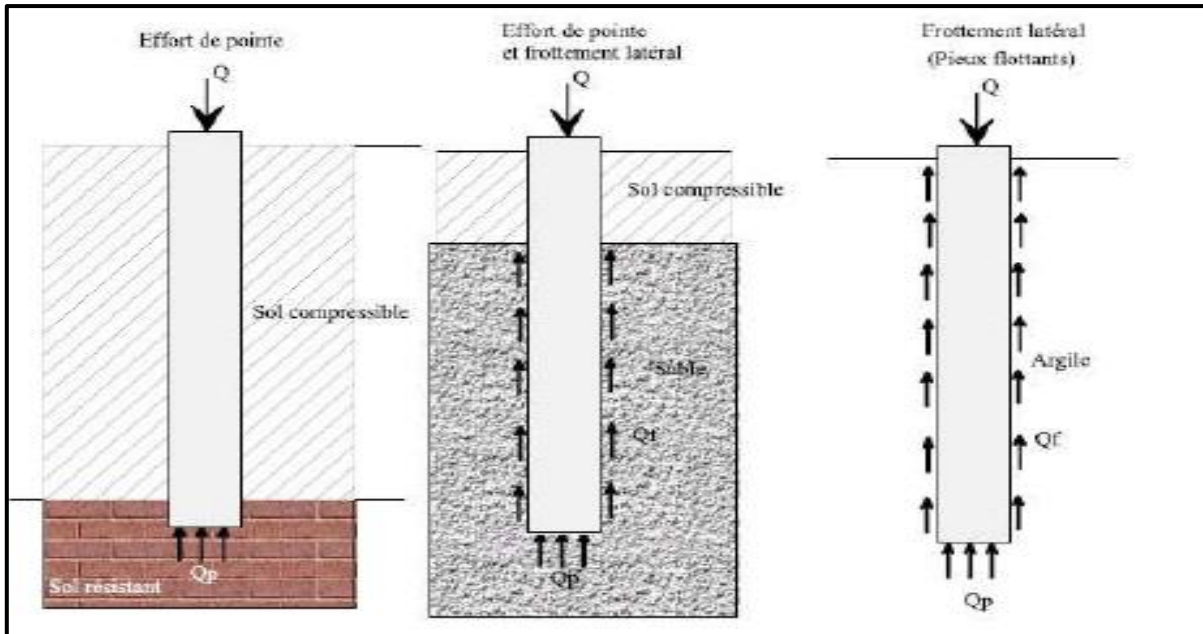


Figure I.5. Classification suivant le mode de fonctionnement

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

Si le pieu est immobile, le sol à tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif avec comme conséquence la surcharge de 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.

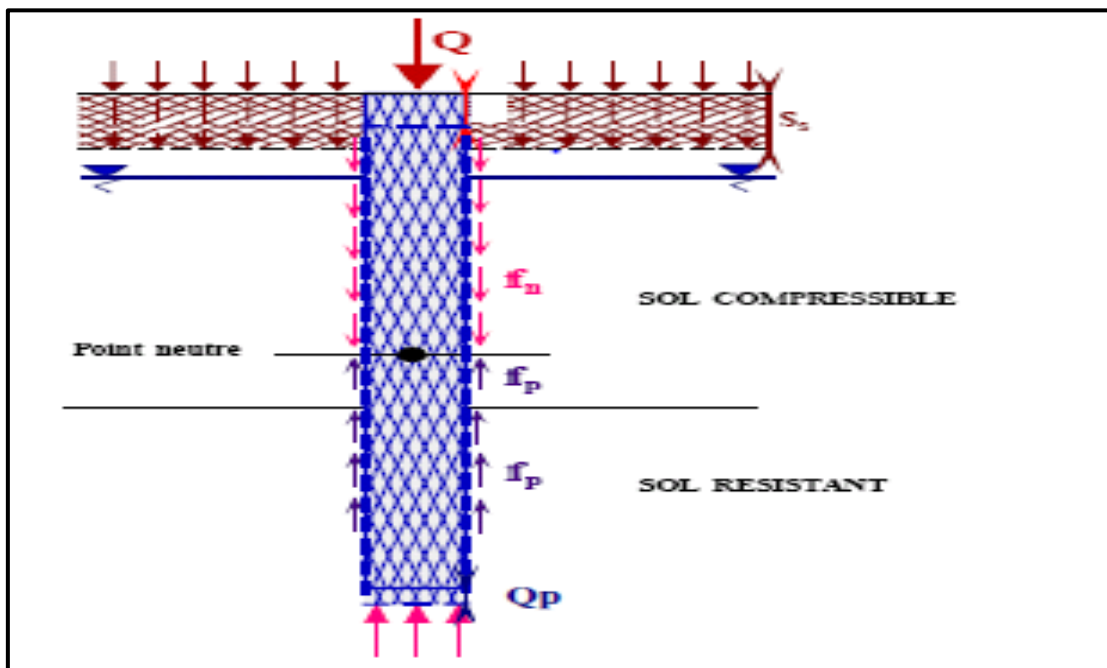


Figure I.6. Mécanismes du frottement latéral positif et négatif

### I.4.2. Cas de groupes de pieux

D'une part, lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu isolé. En effet, il arrive que la charge limite d'un groupe de pieux  $Q_{gu}$  soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu isolé  $Q_{ui}$ .

- Le coefficient d'efficacité du groupe de pieu se définit comme suit :

$$C_e = \frac{Q_{gu}}{Q_{ui}} \quad (I.1)$$

D'autre part la diffusion de contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est différente de celle sous un pieu isolé. Il se produit un effet radier. Cela a pour conséquence de transmettre les contraintes en profondeur bien au delà de celles générées par un pieu isolé.

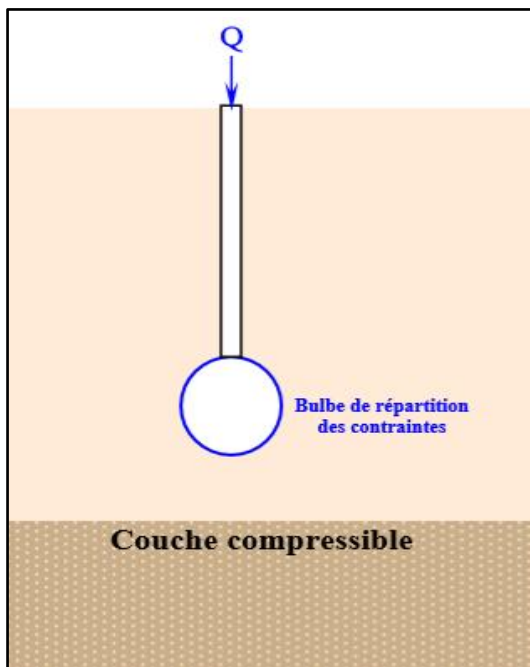


Figure I.7. Pieu isolé, la zone compressible n'est pas influencée

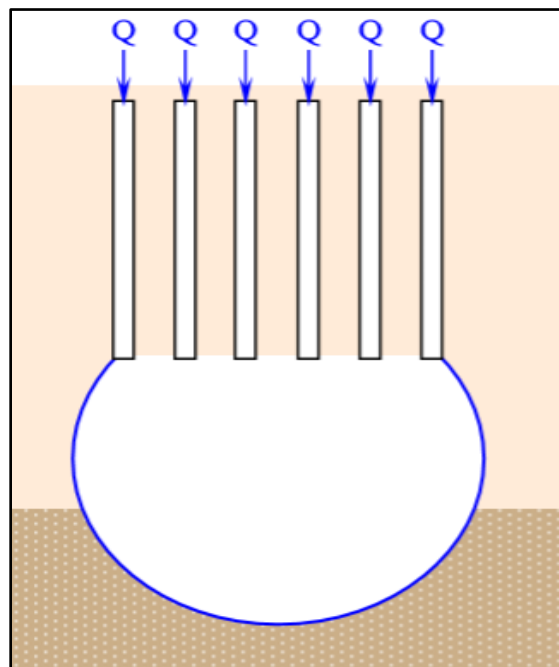


Figure I.8. Groupement de pieux la zone compressible est influencée par l'effet radier du groupe de pieux

### I.5. Classification des pieux

- ❖ Les pieux peuvent être classés selon le tableau A.1 adaptés par l'annexe A.1, on distingue 9 classes :
  - Pieux forés (Classe 1) sans refoulement ;
  - Pieux forés tarière creuse (Classe 2) sans refoulement ;
  - Pieux vissés (Classe 3) avec refoulement ;
  - Pieux battus fermés (Classe 4) avec refoulement ;

- Pieux battus acier ouvert (Classe 5) avec refoulement ;
- Profilés H battus (Classe 6) avec refoulement ;
- Palplanches battues (Classe 7) avec refoulement ;
- Micro-pieux (Classe 1bis) sans refoulement ;
- Micro-pieux (Classe 8) sans refoulement.

❖ Les pieux peuvent aussi être classés selon les paramètres regroupés dans le tableau I.1, adapté du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2006).

Tableau I.1. Classification des pieux (adapté de MCIF, 2006)

Classification selon	Types de pieu
Mode d'installation	Battu, foré, tubé, vissé, moulé.
Nature de matériau	Acier, béton, bois, béton précontraint.
Géométrie et forme	Vertical (section variable ou uniforme, base élargie), incliné.
Rigidité	Long (flexible), court (rigide).
Type de structure	Tour, machinerie, bâtiment.
Déplacement du sol	Subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement.
Mode de fonctionnement	Friction, pointe.

❖ D'autre part, on distingue trois grandes classes de fondations profondes en fonction de son mode d'exécution :

### A. Les pieux mise en place par refoulement du sol

9 types de pieux entrant dans ce groupe sont les suivants :

#### 1) Pieux battus préfabriqués

Ils sont préfabriqués en béton armé, ou précontraint, ils sont fichés dans le sol par battage ou vibrofonçage.

#### 2) Pieux métalliques battus

Ces pieux sont complètement métalliques, ils sont fichés dans le sol par battage. Leurs différentes sections sont (voir la figure I.9) :

- En forme de H ;
- En forme d'anneau (tube) ;
- En forme quelconques (pal-pieux) ;

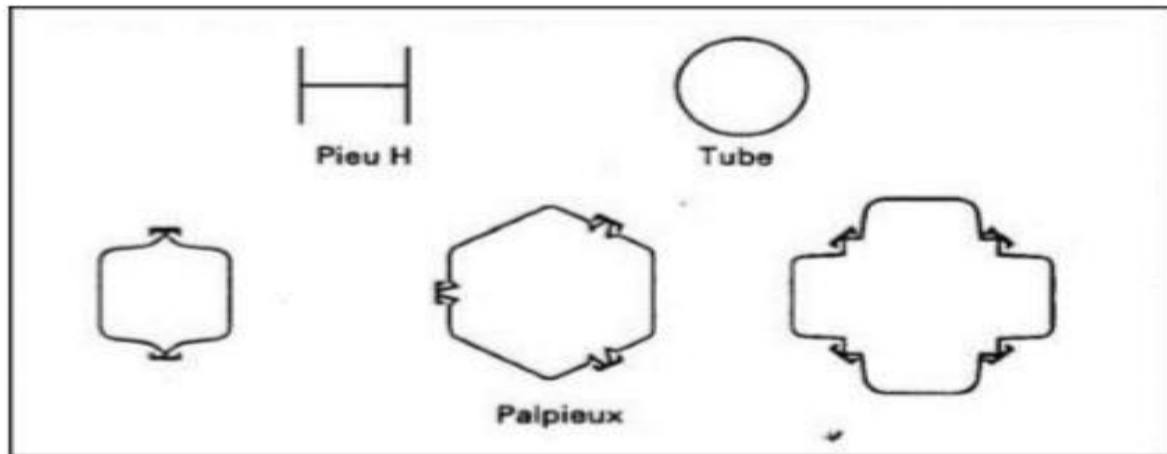


Figure I.9. Types de pieux battus en métal

Ils sont classés dans ce groupe que si leur base est obturée, sinon ils font partie des pieux particuliers (voir la figure I.10).

### 3) Pieux en béton foncés

Ils qui sont constitués d'éléments cylindriques en béton armée, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0.50 à 2.50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Ces éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

### 4) Pieux en métal foncés

Ces pieux sont entièrement métalliques, constitués d'acier E24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0.2 à 0.5%). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

### 5) Pieux battus pilonnés

C'est un tube muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, qui est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale et par petites quantités, le béton ferme est introduit dans le tube, pilonné successivement à l'aide du mouton de battage au fur et à mesure de l'extraction du tube. Les pieux peuvent être armés suivant les cas (Figure I.11).

### 6) Pieux battus moulés

C'est un tube muni à sa base d'une pointe métallique, ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie, ou d'un bouchon de béton, qui est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube. Avant son extraction, le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, (Figure I.12).

### 7) Pieux battus enrobés

Ces pieux à âme métallique est constitué de :

- Tube d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieure ;
- Profilés H ;
- Caissons formés de profils, ou de palplanches à 2.3 ou 4 éléments.

Un sabot débordant à la base du pieu assure l'enrobage du métal du fût du pieu.

### **8) Pieux tubulaires précontraint**

Ils sont constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par précontrainte, antérieurement au battage.

Normalement la mise en œuvre est faite par battage avec base ouverte.

### **9) Pieux vissés moulés**

Il consiste à pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage. D'autre part, ce procédé ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe en raison des éboulements important qu'il risquerait de provoquer (Figure I.13).

## **B. Les pieux mis en place sans refoulement du sol**

6 types de pieux entrant dans ce groupe sont les suivants :

### **1) Pieux forés simples**

La mise en œuvre de ces pieux se fait à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que : tarière ; benne, etc. Ce procédé ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques, et qui n'utilise pas le soutènement de parois (Figure I.14).

### **2) Pieux forés à la boue et barrettes**

La mise en œuvre de ce type de pieu se fait de la même manière que le pieu foré simple, mais sous protection d'une boue de forage. De plus, le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage (Figure I.15).

### **3) Pieux forés tubés**

Ce type de pieu a la même procédure que le précédent, mais seulement sous protection d'un tubage dans la base est toujours située au-dessous du fond de forage. D'autre part, le forage est rempli soit partiellement ou bien totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1m sous le niveau du béton (Figure I.16).

#### 4) Puits

Ce puits de fondation est une fouille ayant des dimensions transversales comparables à sa longueur, remplie ensuite de béton. par contre il peut être exécuté soit à la main, soit à la machine. De plus, les parois du forage sont soutenues par un blindage.

#### 5) Pieux à la tarière creuse

La mise en œuvre de ce pieu avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, qui est vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner simultanément le béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait (Figure I.17).

#### 6) Micro-pieux

La consolidation d'une couche de mauvais terrain par densification c'est-à-dire par serrage du sol, est parfois intéressante. En revanche la création de micro-pieu par refoulement du terrain permet d'atteindre cet objectif. Ce procédé peut être également employé pour des travaux confortatifs de fondation défectueuses. Dans les cas courants, on utilise ces micro-pieux pour améliorer la couche porteuse située sous l'assise d'une fondation par radier, ou sous une dalle au sol destinée à reprendre des charges verticales importantes (dallages industrielles) (Figure I.18).

On distingue quatre (04) types de micro-pieux :

##### Micro-pieux type 1

C'est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé, ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en l'obturant en tête, et en mettant sous pression au-dessus du mortier. Ces micro-pieux ne sont pas utilisés pour les ouvrages de génie civil.

##### Micro-pieux type 2

La même procédure que le micro-pieu de type 1, seulement le forage est équipé d'une armature, et rempli d'un coulis, ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur.

##### Micro-pieux type 3

C'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection, qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire.

### Micro-pieux type 4

La même procédure que le micro-pieu de type 3. Seulement à l'injection, on procède à l'obturation simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement, à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. De plus l'injection est répétitive et sélective.

### C. Pieux particuliers

Ces pieux sont métalliques (H, tubes, pal-pieux), or ils sont battus sans obturation de la base. Leur section réelle en pointe est faible par rapport à l'encombrement extérieur du pieu. Ils feront l'objet de recommandation pour le calcul de la force portance.

### I.6. Modes opératoires et outils de réalisation de quelques pieux

#### I.6.1. Modes opératoires de réalisation de quelques pieux

Les figures suivantes illustrent les modes opératoires de réalisation de quelques pieux :

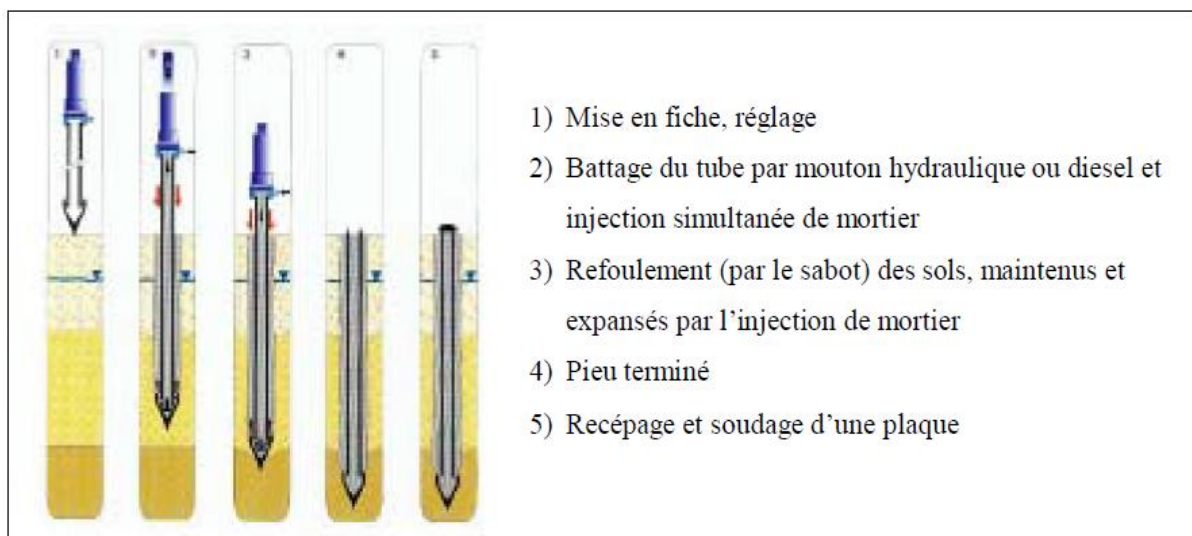


Figure I.10. Pieu métallique battu

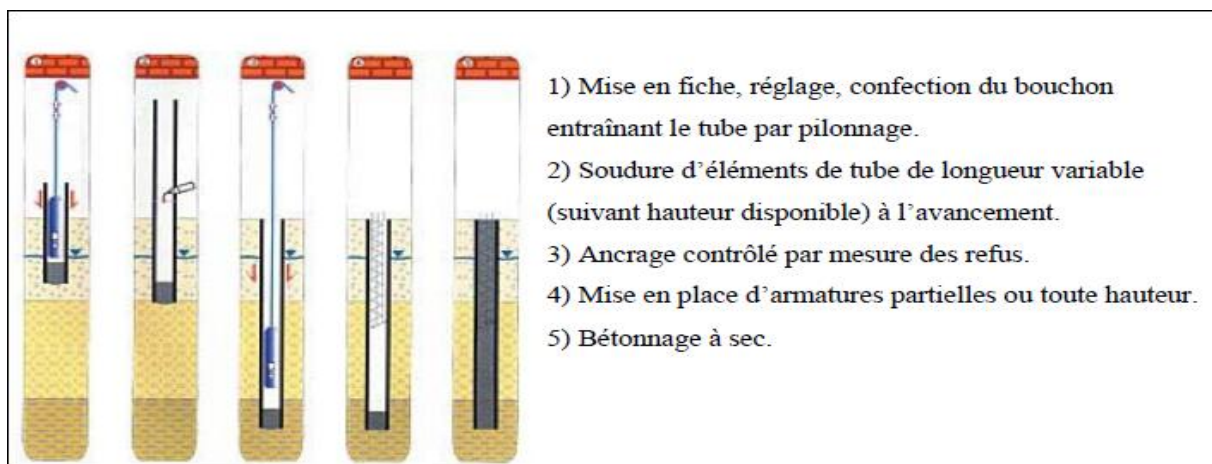


Figure I.11. Pieu battu pilonné



Figure I.12. Pieu battu moulé

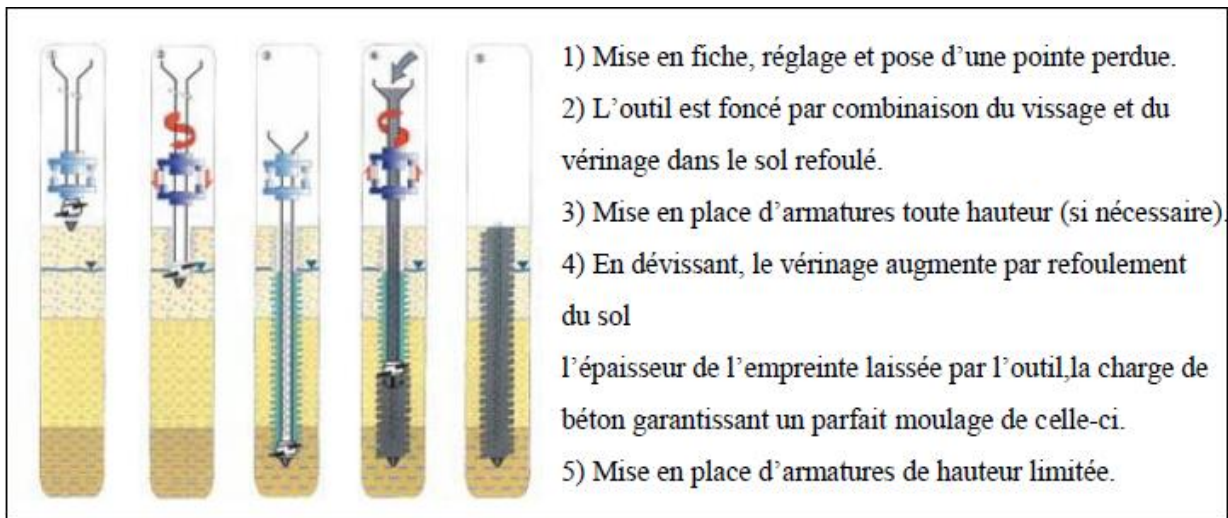


Figure I.13. Pieu vissé moulé

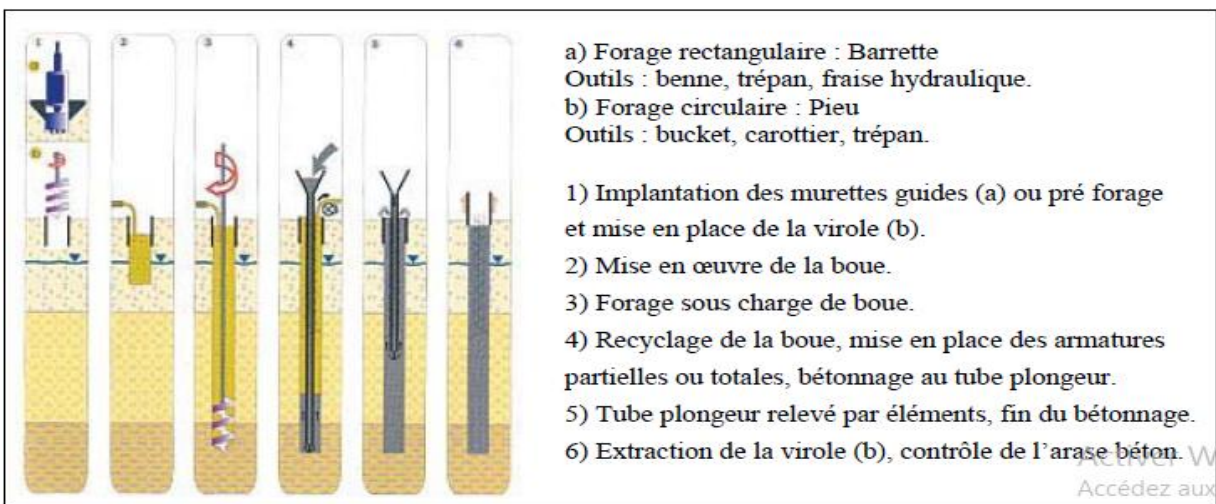


Figure I.14. Pieu foré simple

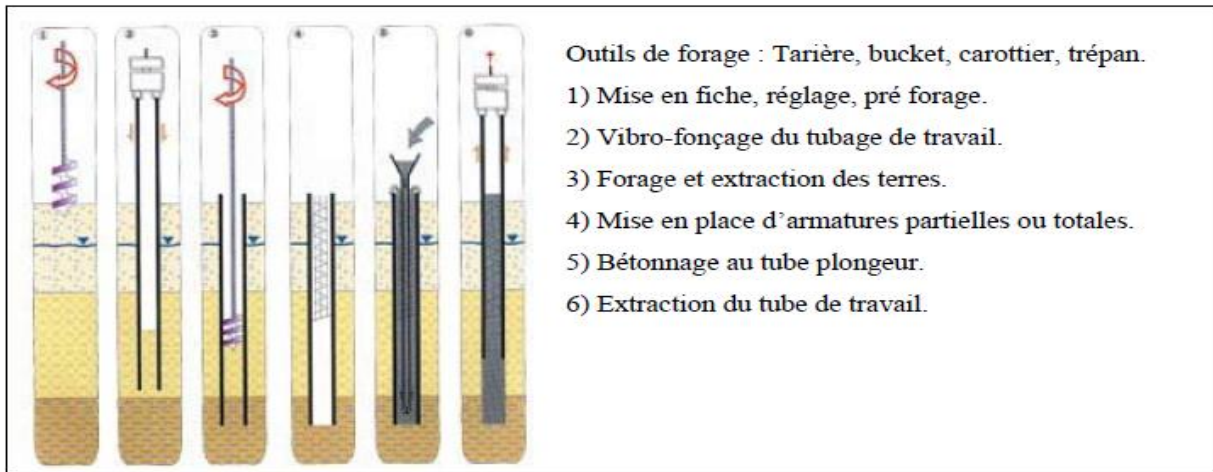


Figure I.15. Pieu foré à la boue et barrette

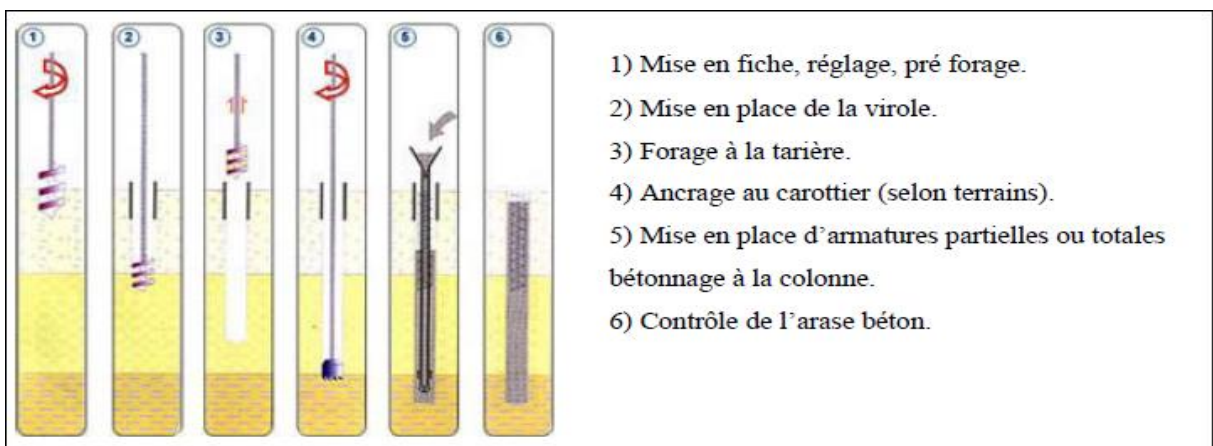


Figure I.16. Pieu foré tubé

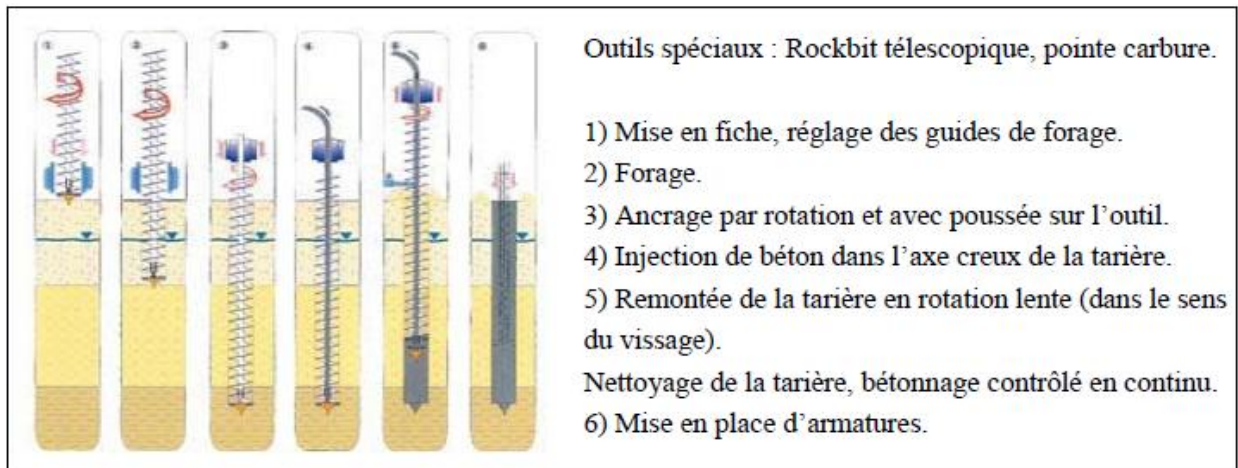


Figure I.17. Pieu à la tarière creuse

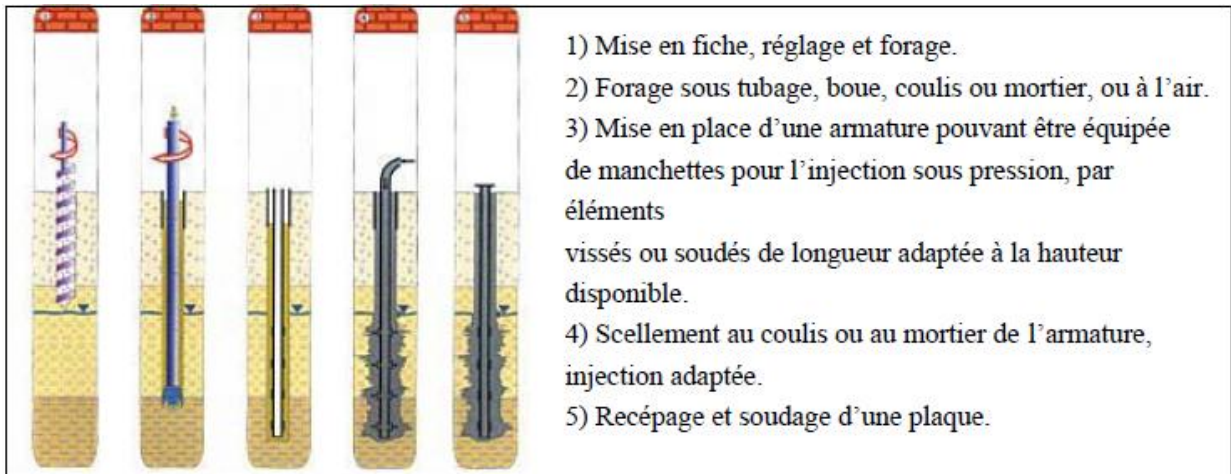


Figure I.18. Micro-Pieux

I.6.2. Outils de réalisation de quelques pieux

Ces figures suivantes illustrent les outils de réalisation de quelques pieux :



Figure I.19. Illustration d'une foreuse- foré simple



carottier



tarière



trépan

Figure I.20. Outils de forage adapté pour différents horizons - foré simple



Figure I.21. Outils de forage à la boue



Figure I.22. Outils de tubage



Figure I.23. Outils de forage à tarière creuse

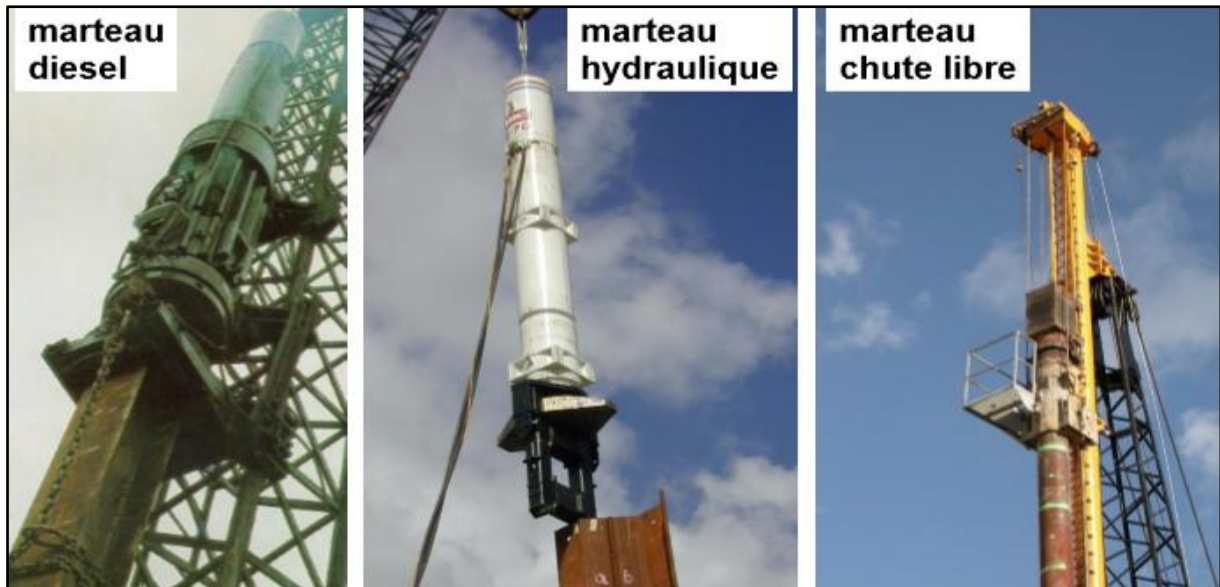


Figure I.24. Outils de battage

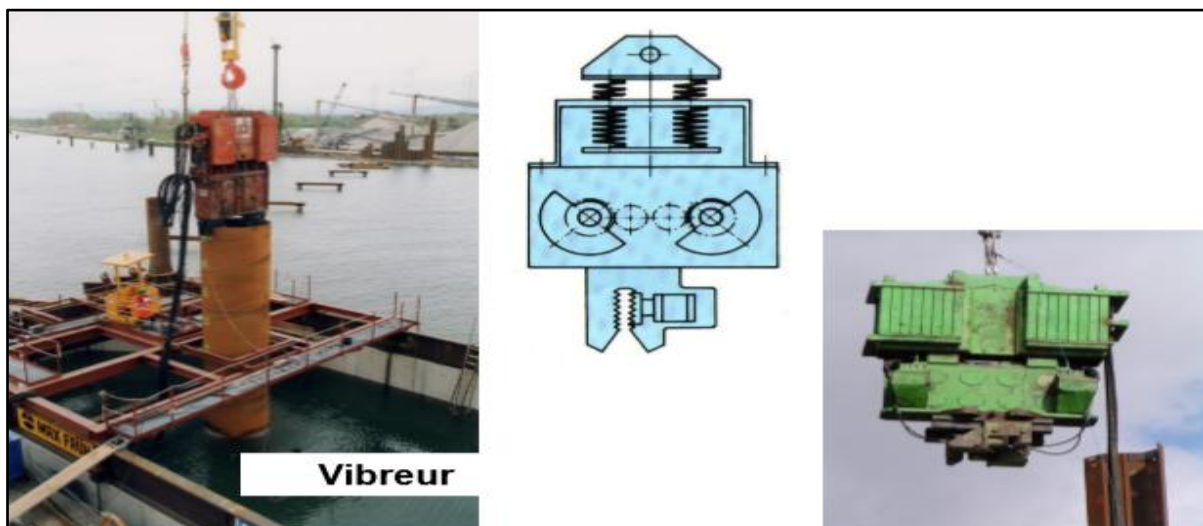


Figure I.25. Outils de vibrofonçage

## I.7. Domain d'utilisation des pieux

### I.7.1. Pieux battus

Pour des raisons d'économie, il est préférable d'utiliser des pieux battus aux pieux forés moulés, qui coûtent de 50 à 70% plus cher.

Trois (03) causes peuvent empêcher l'utilisation des pieux battus :

- Le diamètre : Il ne sera pas possible d'exécuter des pieux moulés battus, dans le cas de fortes charges ou si les caractéristiques mécaniques du sol sont particulièrement faibles ;
- Le site : En site urbain et à proximité d'une construction existante (respecter une distance d'une quinzaine de mètres environ), donc il est préférable de ne pas prévoir de pieux battus

afin d'éviter les effets nocifs sur les constructions existantes de l'onde de choc due à la chute du mouton ;

- Le terrain : dans des terrains très argileux, il est souhaitable d'éviter des fondations par pieux battus, car les terrains non consolidés sont très peu compressibles sous l'effet de contraintes même élevées appliquées pendant une très courte durée, ainsi la chute du mouton provoque une remontée du terrain autour du pieu d'où chute la résistance.

### I.7.2 Pieux forés moulés

Le domaine d'emploi des pieux forés moulés s'impose en site urbain en assurant une bonne sécurité. La force portance unitaire peut être comprise entre 50 T et 1000T.

**Remarque :** Il ne faut pas oublier que le battage peut modifier de façon très sensible les caractéristiques mécaniques du sol.

### I.8. Détermination de la charge limite d'un pieu isolé

Considérons un pieu isolé soumis à une charge verticale. Le pieu traverse différentes couches de sol de qualité plus ou moins bonnes pour s'ancrer dans une couche de sol aux caractéristiques mécaniques favorables. Cette couche s'appelle couche d'ancrage ou substratum résistant.

La charge limite du pieu  $Q_U$ , est obtenue en additionnant la charge limite de pointe  $Q_{PU}$ , qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu, et la charge limite  $Q_{SU}$  mobilisable par le frottement latéral entre le sol et le pieu :

$$Q_U = Q_{PU} + Q_{SU} \quad (I.2)$$

La charge limite de pointe est donnée par :

$$Q_{PU} = \rho_p \cdot A \cdot q_{pu} \quad (I.3)$$

La charge limite de frottement est donnée par :

$$Q_{SU} = \rho_s \cdot A \cdot q_{su} \cdot e_i \quad (I.4)$$

Avec :

$\rho_p$  : Coefficient réducteur de section de l'effort de pointe (Voir le tableau I.2) ;

$\rho_s$  : Coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral (Voir le tableau I.2) ;

$A$  : Aire de la section droite ;

$q_{pu}$  : Résistance limite de pointe ;

$q_{su}$  : Frottement latéral unitaire limite dans couche  $i$  ;

$e_i$  : Épaisseur de la couche  $i$  ;

Notation : La détermination de  $A$  et de  $P$  ne pose pas de problème particulier pour les pieux à section pleine, ou pour les pieux tubulaires fermés. Pour les autres sections, on se référera à la figure I.26 ci-dessus.

Tableau I.2. Valeurs de  $\rho_p$  et  $\rho_s$

Type de pieu	Argiles		Sables	
	$\rho_p$	$\rho_s$	$\rho_p$	$\rho_s$
Section pleine, tubulaire fermé	1.00	1.00	1.00	1.00
Tubulaire ouvert, pal-pieux	0.50	1.00	0.50	1.00
Pieux H	0.50	1.00	0.75	1.00
Palplanches	0.50	1.00	0.30	0.50

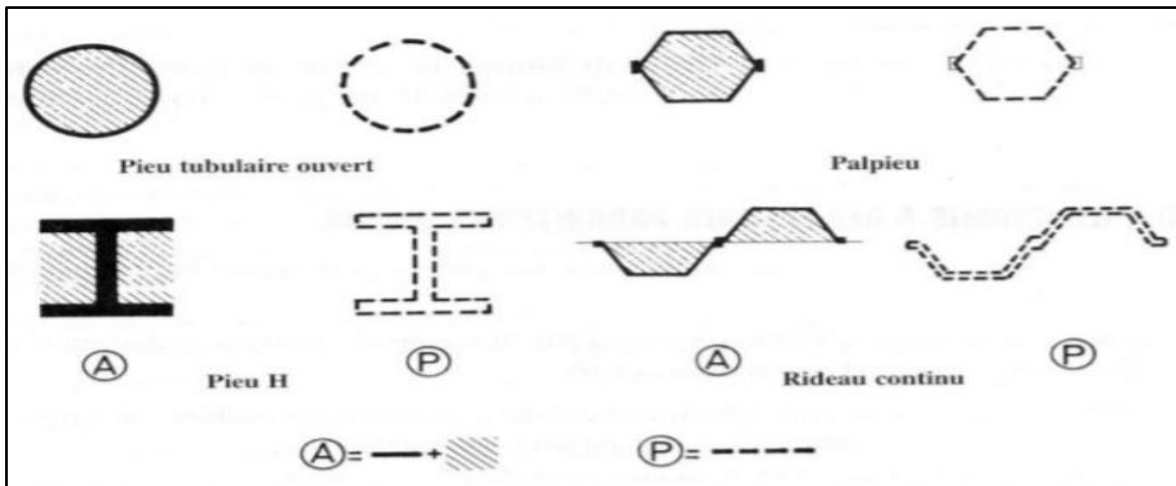


Figure I.26. Définition de  $A$  et  $P$  pour les pieux tubulaires ouverts, les palplanches et profilés H

### I.9. Dimensionnement des pieux

Le dimensionnement des pieux se réalise à partir des essais de laboratoires, l'essai pénétrométrique ou l'essai pressiométrique. Actuellement la méthode pressiométrique donne de bons résultats quel que soit le type de sol. Elle est présentée ci-après.

#### I.9.1. Dimensionnement par la méthode pressiométrique

Détermination de la contrainte limite de pointe  $q_{pu}$  :

- La hauteur d'encastrement équivalente ( $D_e$ ) est définie selon la formule suivante :

$$D_e = \frac{1}{\rho_{le}^*} \int_0^D P_l^* Z \cdot dz \tag{I.5}$$

Avec :

$P_{le}^*$  : Pression limite nette équivalente ;

$P_l^* Z$  : Pression limite nette à la profondeur  $z$  ;

$d$  : pris en général égal à 0 ;

$D$  : hauteur d'encastrement réelle du pieu.

- La valeur de la pression limite nette équivalente est donnée par la formule :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_0^D P_l^* Z \cdot dz \tag{I.6}$$

Avec :

$a$  :  $\max(\frac{B}{2}, 0.50m)$  ;

$b$  :  $\min(a, h)$  ;

$h$  : ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu.

- La contrainte limite de pointe  $q_{pu}$  est donnée par la formule :

$$q_{pu} = K_p \cdot P_{le}^* \tag{I.7}$$

$K_p$ : est appelé coefficient de portance (Tableau I.4). Il traduit la proportionnalité entre la contrainte limite de pointe, et la pression limite nette équivalente mesurée au pressiomètre (Tableau I.3).

Tableau I.3. Classification des sols

Classe de sol		Description	Préssiomètre $P_1$ ( MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0.7
	B	Argiles et limons fermes	1.2 – 2.0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2.5
Sables, Graves	A	Lâches	< 0.5
	B	Moyennement compacts	1.0 – 2.0
	C	compacts	> 2.5
Craies	A	Molles	<0.7
	B	Altérées	1.0 – 2.5
	C	compactes	>3.0
Marnes; marno-calcaires.	A	Tendres	1.5 – 4.0
	B	compacts	>4.5

Tableau I.4. Valeurs du coefficient de portance  $K_p$ 

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles-limons	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Sables-graves	A	1.0	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2	3.2
Graves	A	1.3	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Marnes-Marno- calcaires		1.8	2.6
Roches ALTFREES (1)		1.1 à 1.8	1.8 à 3.2
(1) La valeur de $K_p$ pour ces formations est prise égal à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerne s'apparente le plus.			

### I.10. Principes des calculs des pieux

Les essais in situ de mécanique des sols les plus courants sont les essais réalisés au pénétromètre (statique ou dynamique, y compris l'essai de pénétration au carottier dit SPT « Standard Pénétration Test»), et les essais au scissomètre de chantier.

Pour la reconnaissance des sols en vue du dimensionnement des fondations, les essais de pénétration et les essais pressiométriques sont à recommander. Ils permettent de chiffrer les propriétés des sols en place à des degrés divers, et par la suite soit d'orienter l'étude au stade de l'avant projet, soit de dimensionner définitivement les fondations.

En générale, ils conduisent à des dimensionnements plus proches de la réalité que ceux déduits des essais classiques réalisés au laboratoire.

On peut arbitrairement subdiviser les essais in situ en deux grandes familles :

- Les pénétromètres statiques et dynamiques : sont des essais qui donnent une caractéristique de sol à la limite (ou à la rupture).

- Le pressiomètre et le scissomètre : sont des essais qui donnent en plus une relation contraintes-déformation.

**I.11. Conclusion**

Ce chapitre expose, les généralités sur les fondations profondes telles que les pieux qui sont généralement utilisés dans les grands ouvrages, et aussi dans les mauvais sols tels que l'argile. Où nous avons défini le pieu et fait sa classification. Ensuite nous avons exposé les modes opératoires et outils de réalisation de quelques pieux, mais encore nous avons énoncé le domaine d'utilisation des pieux battus ainsi que pour les pieux forés moulés.

# **Chapitre II :**

## **Généralités sur l'interaction**

### **sol-structure**

### II.1. Introduction

Dans le domaine du génie civil, on entend généralement, improprement, par interaction sol-structure l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. Littéralement, l'interaction sol-structure traduit la modification du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Selon les caractéristiques de la structure et le mouvement du sol, l'interaction sol structure peut avoir un effet sur la magnitude des forces induites à la structure en question.

La réponse sismique d'une structure se trouve toujours liée à la forme avec laquelle les mouvements sismiques du sol sont transmis à travers ses fondations au système fondation structure. Cette interaction est bien entendu plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation. Pour certains ouvrages, fondés superficiellement, elle peut être pratiquement négligeable. Par contre, la nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage, en ne le considérant pas isolément mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes, et les analyses d'interaction Sol-structure impérieuses pour une part grandissante d'ouvrages importants : barrages, centrales nucléaires, réservoirs de Gaz naturel liquéfié (GNL)...

La complexité du phénomène et l'intérêt qu'y ont porté nombreux chercheurs sont à la fois traduit par l'abondance de la littérature concernant l'interaction sol-structure, deux synthèses générales [Lysmer, 1978 ; IDRISSE-KENNEDY, 1980] ont entrepris une classification des méthodes d'étude de l'interaction sol-structure. Ces publications mettent en évidence le fait que l'étude des phénomènes d'interaction est essentiellement limitée au cas des problèmes linéaires, l'approche de problèmes purement non linéaires reste à l'exception.

### II.2. Objectif des analyses d'interaction sol-structure

Les analyses d'interaction sol-structure à un objectif fondamental, qui est de déterminer l'influence réciproque du sol et de la structure sur leur comportement mécanique lors d'un séisme. [Gazetas et Mylonakis, 1998] ont considérés deux structures, dont l'une est encastrée dans un rocher, et l'autre repose sur un massif de sol plus souple, dont les différents éléments à prendre en compte sont illustrés dans la figure II.1.

Cette figure II.1 ci-dessous, illustre bien le problème de l'ISS, mais encore elle montre le cas général d'une fondation, de type radier, encastrée dans le sol et supportée par des pieux traversant plusieurs couches de sol et se reposant sur une couche rigide ou rocheuse. Le problème de l'ISS reste cependant le même pour tous les types de fondations.

Plusieurs types d'ondes sismiques sont soumis à la couche de sol autour de la structure

- Des ondes de cisaillement : onde S ;
- Des ondes de dilatation : onde P ;
- Des ondes de surfaces : onde R ou L.

Les conditions sismologiques dictent la nature des ondes, néanmoins la géométrie, la raideur et l'amortissement du sol modifient le mouvement de ce dernier sous sollicitations sismiques. Ce mouvement modifié correspond au mouvement en champ libre dont la détermination est complexe.

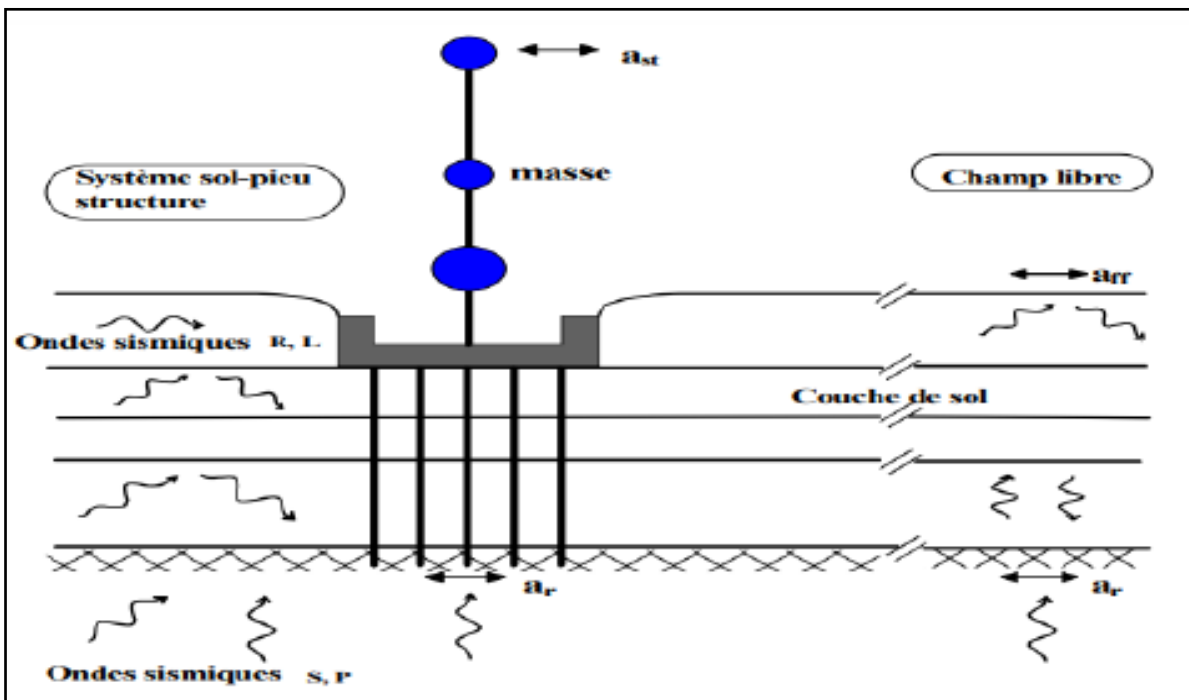


Figure II.1. Schématisation de l'interaction sol-structure  
[Gazetas et Mylonakis, 1998]

Les charges appliquées sur une fondation lors d'un séisme proviennent des forces d'inertie qui se développent dans la superstructure et des déformations du sol, provoquées par le passage des ondes sismiques, imposées à la fondation.

Ces deux types de chargement sont appelés :

- ✓ Chargement inertiel
- ✓ Chargement cinématique

L'importance de ces chargements dépend des caractéristiques de la fondation ainsi que de la nature des ondes sismiques. Le terme générique comportant ces deux phénomènes est appelé Interaction Sol-Structure (ISS).

Néanmoins le plus souvent les ingénieurs emploient ce terme pour désigner le chargement inertiel en ignorant la part dû au chargement cinématique. Cela provient du fait que :

- L'interaction cinématique est négligeable dans certains cas ;
- La majorité des règlements parasismiques, excepté certain dont l'Eurocode 8, ne le mentionne pas ;
- Les effets de l'interaction cinématique sont plus difficiles à évaluer minutieusement que les effets inertiels.

La réponse d'une structure à une action sismique dépend de nombreux paramètres tels que :

- La nature du mouvement sismique ;
- Les propriétés dynamiques de l'ouvrage ;
- Les propriétés dynamiques du sol.

### II.3. Notion d'interaction sol-structure

L'interaction du sol avec la structure est un phénomène de la modification de la réponse du sol par la présence de la structure. La vibration de la superstructure entraîne des forces sur la fondation qui sont transmises au sol modifiant sa réponse. Sous l'effet d'un chargement dynamique, le sol et la superstructure vibrent simultanément et interagissent l'un avec l'autre.

L'Interaction du Sol avec la Structure (ISS) est un phénomène important à considérer pour une bonne évaluation de la vulnérabilité des ouvrages situés en zone sismique. Les procédures simples suggérées dans les règlements parasismiques ne sont pas suffisantes pour évaluer correctement l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse de la structure. L'ensemble des rigidités du sol, de la fondation et des structures sont dépendantes des interactions sols-structures.

Quatre modes d'interaction sont distingués:

- Effets des mouvements de sol sur le comportement des structures ;
- Action des structures sur le sol environnement ;
- Interaction entre structures voisines par l'intermédiaire du sol ;
- Effet du renforcement des sols.

## II.4. Etude du problème d'interaction sol structure

### II.4.1. Formulation d'un problème d'interaction

Il est utile de formuler de façon générale le problème, avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure. Cette formulation est orientée vers un traitement par élément fini du phénomène d'interaction.

Certainement, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable les équations du mouvement sont obtenues par référence à la figure II.2 qui schématise un ensemble sol structure.

L'équation du mouvement s'écrit :

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = Q_f \quad (\text{II.1})$$

Avec :

$M$  : matrice de masse du système ;

$C$  : matrice d'amortissement du système ;

$K$  : matrice de raideur du système ;

$Q_f$  : ou  $F$  le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système ;

$u$  : vecteur de déplacement ;

$\dot{u}$  : vecteur de vitesse ;

$\ddot{u}$  : vecteur d'accélération.

L'équation du mouvement du champ libre en l'absence de structure est analogue de par sa forme à l'équation (II.1) les indices  $f$  désignant les matrices masses, amortissement et raideur relative au seul champ libre, cette équation s'écrit :

$$M \ddot{u}_f + C \dot{u}_{f\Box} + K u_f = Q_f \quad (\text{II.2})$$

Posant : Le déplacement total pour le problème d'interaction est alors donné par l'équation :

$$U = U_i + U_f \quad (\text{II.3})$$

L'équation définit le déplacement d'interaction  $u_i$  qui satisfait l'équation :

$$M \ddot{u}_i + C \dot{u}_{i\Box} + K u_i = Q_i \quad (\text{II.4})$$

Avec :

$$Q_i = [M - M_f] \ddot{u}_f + [C - C_f] \dot{u}_{f\Box} + [K - K_f] u_f \quad (\text{II.5})$$

À partir des déplacements en champ libre se détermine le vecteur de charge  $Q_i$ . Pour les systèmes linéaires on a alors le théorème de superposition illustré sur la figure II.2 ci-dessous.

Le problème d'interaction est dissocié, en la somme d'un problème de réponse du sol en champ libre et d'un problème source où les forces appliquées  $Q_i$  n'ont des composantes non nulles qu'aux nœuds communs à la structure et sol.

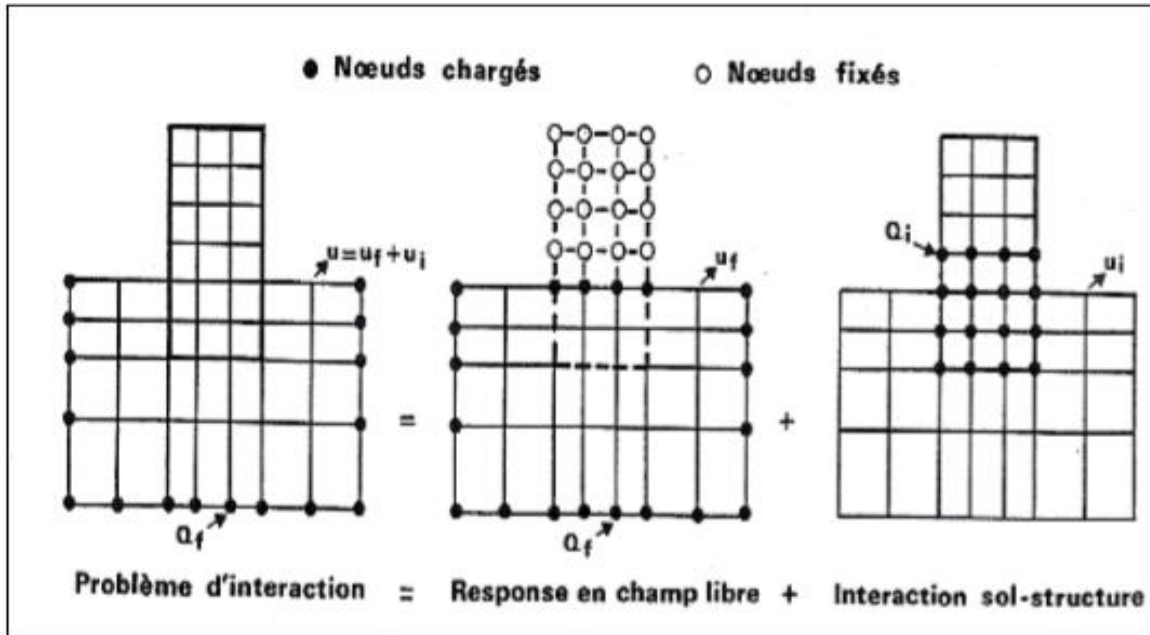


Figure II.2. Décomposition du problème d'interaction sol-structure

### II.5. Model analogique simplifié de l'Interaction Sol - Structure

Le modèle analogique de la figure II.3, peut illustrer l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse d'un ouvrage. La structure est assimilée à une Masse et un ressort, placés à une hauteur  $h$  au-dessus de la fondation. La relation entre la Structure et la fondation est réalisée par une barre rigide. La fondation est reposée sur le sol et son interaction avec celui-ci est modélisée par le biais des fonctions d'impédance.

Pour l'instant on admettra que les fonctions d'impédance, c'est à dire les réactions exercées par le sol sur la fondation, peuvent être représentées par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs indépendants de la fréquence ; l'amortisseur rend théoriquement compte à la fois de l'amortissement radiatif, c'est à dire de la dissipation d'énergie par les ondes s'éloignant de la fondation, et de l'amortissement propre du matériau "sol", appelé amortissement matériel.

On supposera que l'amortissement matériel est négligeable devant l'amortissement radiatif (comportement élastique du sol), dans un souci de simplification de la présentation, ce qui est valide pour un milieu homogène et des sollicitations sismiques d'amplitudes faibles à moyennes.

Le système de la figure II.3 ci-dessous possède 3 degrés de liberté

- Le déplacement horizontal  $u$  de la masse  $m$  ;
- Le déplacement horizontal  $u_0$  de la fondation ;
- La rotation  $\theta$  de la fondation autour d'un axe horizontal. Il est soumis à un déplacement horizontal du sol support, harmonique de pulsation  $W$  et d'amplitude  $u_g$ .

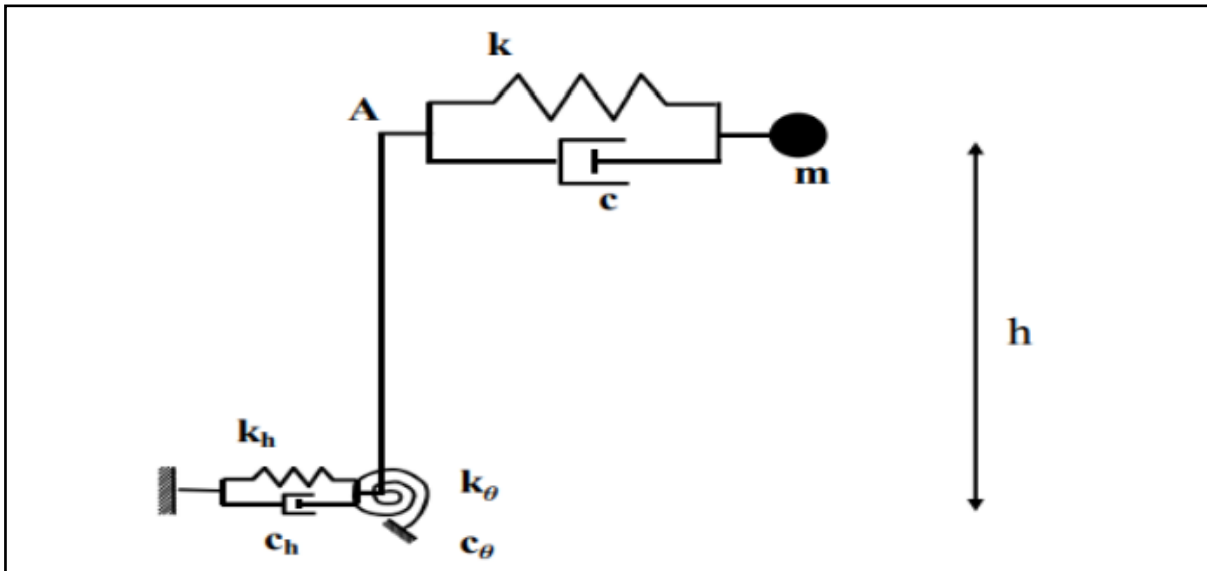


Figure II.3. Modèle analogique simplifié d'interaction sol-structure

### II.5.1 Effets de l'Interaction Sol Structure (ISS)

Généralement, l'ISS engendre :

- Un allongement de la période de vibration du 1er mode notamment, qui peut entraîner une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone où l'on se situe sur le spectre élastique ; Un mouvement du sol à la base du bâtiment supposé identique à celui du champ libre ; dans les cas courants cette approximation est considérée comme acceptable.
- Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur du bâtiment.
- Un amortissement non négligeable (amortissement radiatif + amortissement propre au matériau-sol) puisqu'il est toujours supérieur à celui des matériaux de la structure. Ne pas le prendre en compte mène à surestimer la réponse ;
- Une rotation de la fondation pouvant modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur du bâtiment ;

- Un mouvement du sol à la base du bâtiment supposé identique à celui du champ libre ; cette approximation est considérée comme acceptable dans les cas courants. Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'ISS ont tendances à être bénéfiques dans les différents éléments de la structure du moment qu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants.

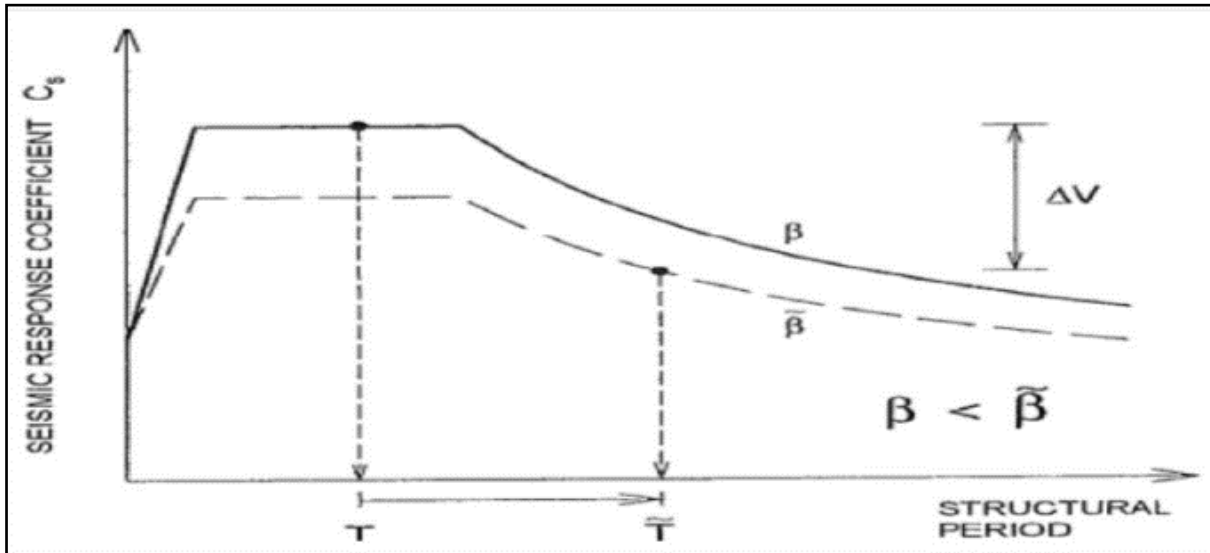


Figure II.4. Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS

Les effets favorables représentent en moyenne, à une réduction de la réponse de 10 à 12% et, à une aggravation de quelques pourcents lorsqu'ils agissent dans un sens défavorable.

## II.6. Les phénomènes physiques dus à l'interaction sol-structure

La conséquence principale de l'ISS est de briser le schéma séquentiel où est défini tout d'abord le mouvement sismique pour ensuite dimensionner l'ouvrage. L'interaction cinématique et l'interaction inertielle sont deux ordres classiques désignant cette rupture.

### II.6.1. Interaction cinématique et interaction inertielle

Nous distinguons pour une structure reposant sur un massif de sol plus souple, la notion d'interaction cinématique de celle d'interaction inertielle, illustré dans la figure II.5 suivante.

L'interaction cinématique représente la différence entre, le mouvement sismique en champ libre, et celui dans un champ dont l'excavation et l'inclusion de la fondation ont changé les caractéristiques.

Elle résulte de la différence de raideur pour la partie en terre, entre le sol et la fondation, qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol. Négligeable pour les fondations superficielles avec des ondes à propagation verticale.

L'interaction inertielle est issu des efforts d'inertie provoqués par la masse de la structure à sa base, et donc dans le sol sous l'effet du mouvement imposé à la fondation. Elle résulte de la différence de masse entre la structure et le sol.

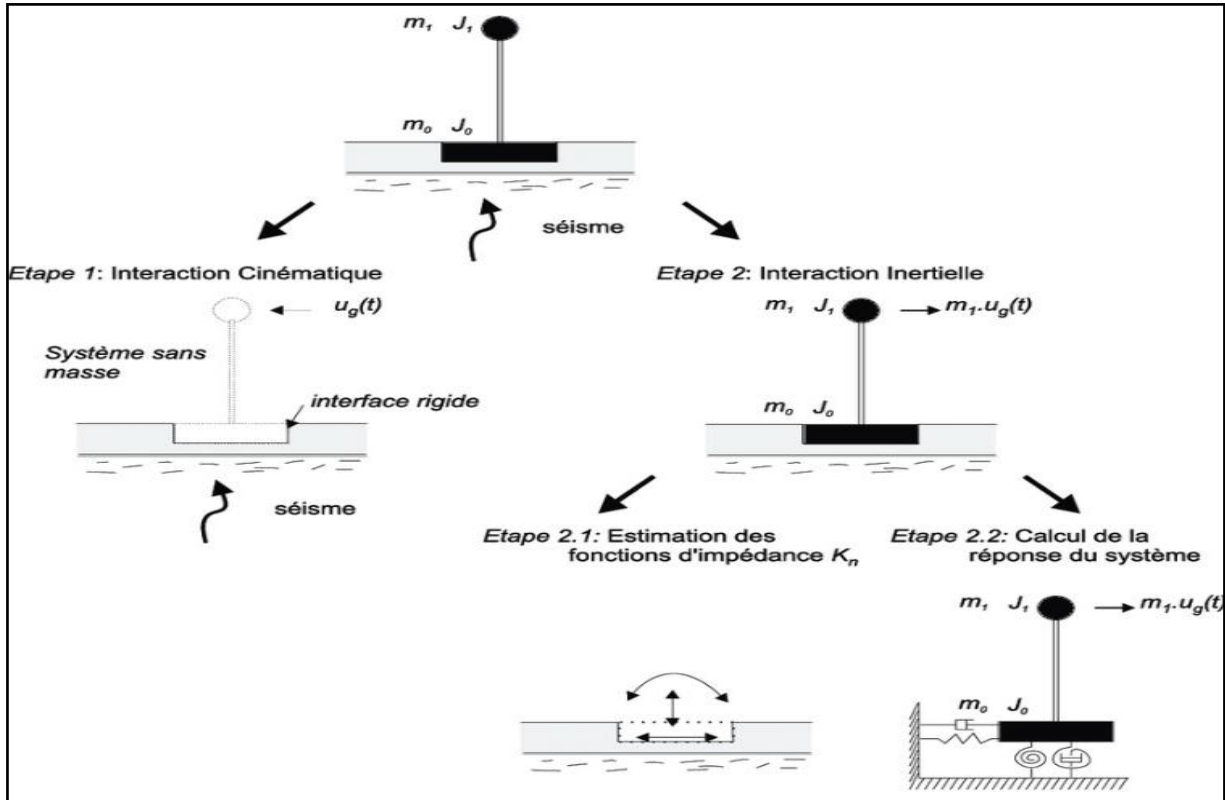


Figure II.5. Principe de décomposition de l'interaction sol-structure

### II.6.2. L'amortissement radiatif

L'amortisseur radiatif, consiste à la dissipation d'énergie par les ondes s'éloignant de la fondation. En considérant un massif de sol semi infini, lors d'un chargement dynamique, l'énergie amenée par le mouvement de la structure est dissipée de deux manières:

- ✓ Un amortissement hystérétique (matériel) dû aux non-linéarités présentées dans le sol et dans la fondation ;
- ✓ Une dissipation due au rayonnement des ondes dans le milieu semi-infini.

Cette dissipation de l'énergie rayonnée par la structure s'appelle l'amortissement radiatif. De ce fait, une influence existe aussi bien du sol sur la structure que de la structure sur le sol. C'est pour cela que nous parlons de problèmes d'interactions entre le sol et la structure.

## II.7. Approches numériques d'interaction sol-structure pour les fondations profondes

La réponse dynamique d'une structure supportée par des fondations profondes constitue un problème complexe d'Interaction Sol-Structure (ISS), nécessitant des méthodes de calcul adaptées. Des classifications de ces méthodes disponibles dans la littérature (Lysmer 1978, Idriss et Kennedy 1980, Novak 1991), mettent en évidence que l'étude des phénomènes d'interaction reste essentiellement limitée au cas des problèmes linéaires avec un intérêt particulier pour les méthodes de sous-structures.

Les approches purement limitées, de manière générale, aux calculs de vérification de structures exceptionnelles. Bien que des codes comme l'Eurocode 8 (EN 1998) reconnaissent désormais l'effet de l'ISS, les approches disponibles pour le dimensionnement des fondations restent réduites et peu d'intérêt est donné au comportement non linéaire des fondations. L'exclusion des mécanismes non linéaires de dissipation d'énergie (importants dans le cas des forts séismes) conduit le plus souvent à un dimensionnement fortement conservatif des fondations.

### II.7.1. Méthode globale

Cette méthode consiste à résoudre en une seule étape, dans le domaine temporel ou fréquentiel l'équation dynamique régissant le comportement du système global : structure, fondation et sol (Figure II.6). La méthode des éléments finis est la technique de résolution la plus utilisée. Lorsque le problème est résolu dans le domaine temporel il est possible de prendre en compte des phénomènes non linéaires (comportement anélastique des matériaux). Dans le cas des fondations profondes cette approche permet la prise en compte de l'effet de l'interaction pieu-sol-pieu, de la fréquence et du niveau de sollicitation sur la réponse du système. La taille maximale du maillage dépend de la fréquence maximale d'intérêt et des caractéristiques du sol à modéliser. L'utilisation d'un maillage grossier ne permettant pas la transmission correcte des hautes fréquences, il est d'usage d'imposer une dimension de maillage ne dépassant pas  $1/5$  à  $1/8$  de la longueur d'onde (Pecker 1984).

Cependant, cette méthode présente plusieurs désavantages. Les conditions aux limites sont introduites de manière artificielle via des éléments de frontière qui ne constituent une solution exacte au problème de propagation d'ondes à l'infini que dans le domaine fréquentiel; dans le domaine temporel elles ne représentent qu'une solution approchée (Pecker 2011). De plus, il est nécessaire d'éloigner les frontières du modèle afin d'atténuer les ondes réfléchies avant qu'elles impactent la structure. La complexité des modèles et de l'interprétation des résultats augmente très rapidement avec la prise en compte des non linéarités dans la structure, le sol et à l'interface entre les deux. De ce fait, ce type d'analyse est généralement réservé à des vérifications ponctuelles et non à une

démarche de dimensionnement.

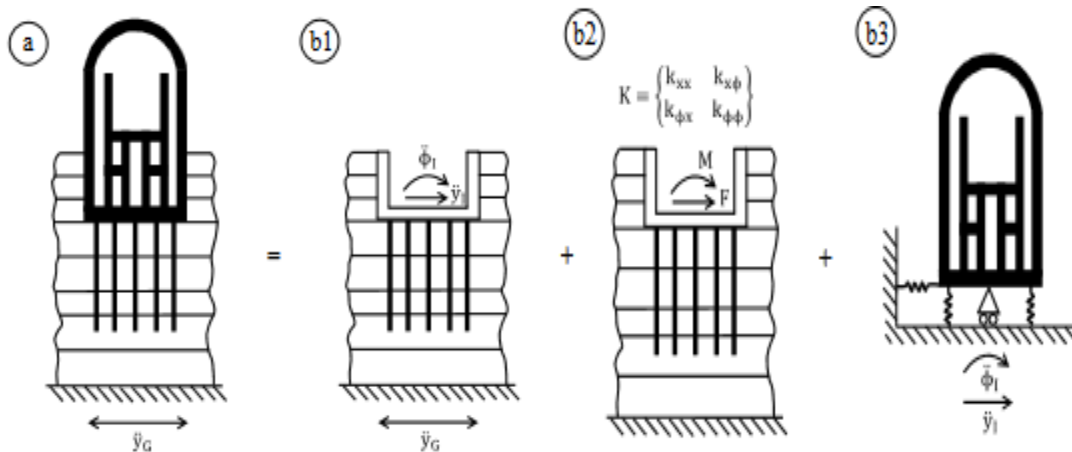


Figure II.6. Superposition d'une structure fondée sur pieux : (a) solution globale, (b1) interaction cinématique, (b2) impédances dynamiques et (b3) calcul de la structure avec prise en compte d'ISS (Kausel et al. 1978)

### II.7.2. Méthode de sous-structures

Pour des niveaux réduits de sollicitation sismique, le comportement du système peut être reproduit par le biais d'un calcul élastique équivalent. Sous l'hypothèse d'élasticité, le principe de superposition permet de résoudre le problème d'interaction en plusieurs étapes successives, chacune d'entre elles étant plus simple à résoudre que le problème global.

Plusieurs méthodes de sous-structures sont disponibles dans la littérature. Elles se différencient par la décomposition du modèle global en sous-modèles. On distingue les méthodes dites de frontière, où l'interaction entre le sol et la structure est prise en compte à l'interface sol-structure (Gutierrez et Chopra 1978, Kausel et al. 1978) et les méthodes de volume, où l'interaction est aussi prise en compte à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol (Lysmer et al. 1981). Cette approche propose une résolution du problème d'ISS en trois étapes : (1) interaction cinématique, (2) calcul d'impédances et (3) calcul de la structure avec prise en compte d'ISS.

Classiquement les deux premières étapes sont réalisées dans le domaine fréquentiel. Les résultats sont utilisés par la suite dans le calcul de la réponse dynamique de la structure, qui est fait généralement dans le domaine temporel. L'ajout de l'impédance dynamique dans le modèle de calcul de structure nécessite le passage du domaine fréquentiel au domaine temporel, ce qui se traduit le plus souvent dans la pratique par le calage itératif soit de ressorts et d'amortisseurs visqueux constants placés à la base de la structure, soit de modèles rhéologiques simples, tel que le modèle *monkeytail* (Zhang et Wolf 1998).

La méthode de sous-structuration devient très intéressante dès lors qu'il est possible de résoudre de manière analytique certaines étapes de calcul. Dans le cas des fondations profondes, plusieurs

expressions de fonctions d'impédance existent dans la littérature mais elles restent limitées à des configurations simples (Gazetas1991). Dans le cas des fondations profondes il est nécessaire de prendre en compte les effets d'interaction cinématique (Figure III.5). Quelques études paramétriques existent dans la littérature mais elles concernent des configurations simples.

D'autre part, comme dans le cas des méthodes directes, les problématiques liées à la dépendance de la taille du maillage vis-à-vis des fréquences de la sollicitation et le traitement des conditions aux limites du modèle restent présentes. De manière générale, le comportement non linéaire du sol est pris en compte avec l'utilisation d'une loi de comportement de type viscoélastique linéaire équivalent dont les caractéristiques sont obtenues de manière itérative à partir du niveau moyen de déformation induit par la sollicitation. Ainsi, une des principales limitations de ces méthodes est l'impossibilité d'obtenir les déplacements irréversibles.

### II.7.3. Méthodes de type Winkler

De nombreux articles ont fait l'objet de méthodes de modélisation des pieux suivant des approches de type Winkler. Dans ce qui suit sont présentés les aspects communs à ces diverses méthodes ainsi que leurs points forts et leurs désavantages. Dans ces approches le système sol-pieu est discrétisé en couches horizontales contenant un segment de pieu ainsi qu'une couche de sol homogène infinie. La réponse de chacune des couches est supposée indépendante de celle des couches adjacentes (Figure II.7-a). Les méthodes proposées dans la littérature varient dans leur niveau de complexité mais partagent toutes cette hypothèse de base. On distingue essentiellement deux familles de méthodes : celle qui repose sur des formulations de type courbes P-y «dynamiques » (i.e. Kagawa et Kraft 1980) et celle qui propose l'utilisation d'éléments rhéologiques discrets pour représenter le comportement du sol en champs proche et ceci pour chaque couche de sol. Pour des faibles sollicitations, Nogami et Konagai (1986 et 1988) ont proposé les modèles rhéologiques présentés en Figure II.8-b2.

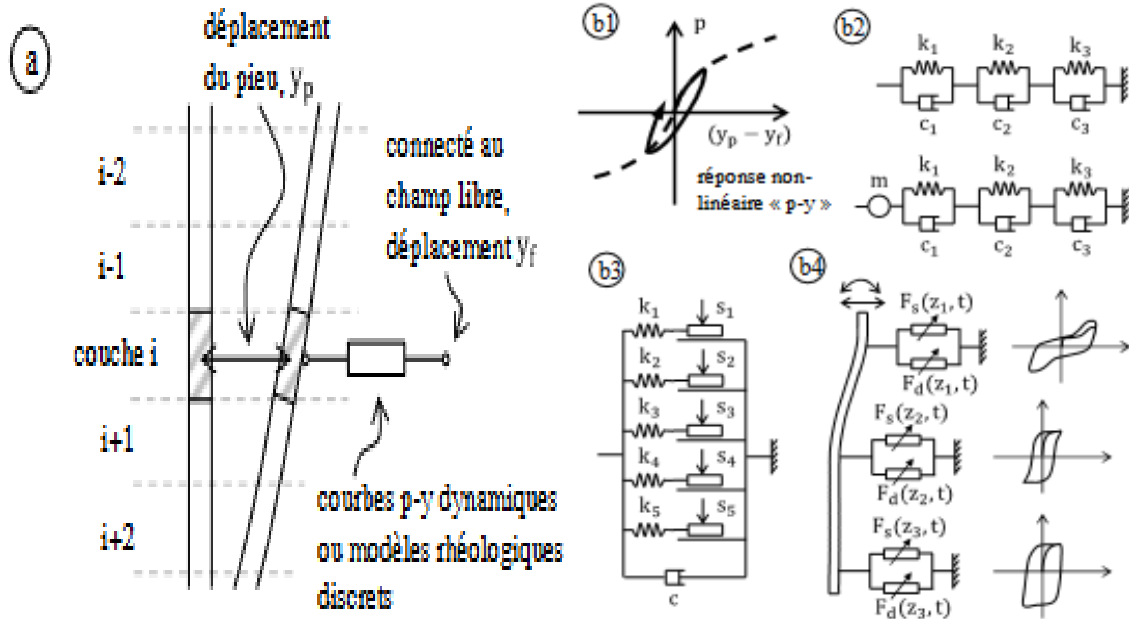


Figure II.7. Méthodes de type Winkler : (a) concept, (b1) courbes « p-y » dynamiques (d'après Kagawa et Kraft 1980), (b2) éléments rhéologiques discrets pour la réponse axiale (haut) et latérale (bas) d'un segment unitaire de pieu isolé (Nogami et Konagai (1986 et 1988)), (b3) modèle rhéologique avec des éléments de frottement de Coulomb (Matlock et al. 1978) et (b4) modèle phénoménologique (Gerolymos et Gazetas 2005)

Pour de fortes sollicitations, le comportement du pieu est contrôlé par la réponse non linéaire du sol environnant à forte distorsion et les phénomènes à l'interface pieu-sol : décollement, glissement/frottement. Pour contourner cette problématique, de nombreux auteurs ont incorporé aux modèles des ressorts et amortisseurs non linéaires, des éléments de contact, de frottement de type Coulomb, etc. (Figure II.8-b3), ou encore des modèles phénoménologiques reproduisant directement l'interaction sol-pieu à l'interface (Gerolymos et Gazetas 2005, Figure II.8-b4) parfois très simplificatrices, à la base de ces formulations, leur utilisation nécessite une précaution particulière.

### II.7.4. Principe de Macro élément

Le concept du macroélément, introduit en géotechnique par Nova et Montrasio (1991) permet de préserver les principaux phénomènes mis en jeu dans un problème d'ISS, tout en évitant la complexité et le coût numérique d'analyses dynamiques non linéaires aux éléments finis. Le macroélément est un élément discret de liaison à comportement non-linéaire, placé à la base de la superstructure (Figure II.8) et qui permet de substituer en totalité, ou en partie, le sol et la fondation. Il dispose d'une loi de comportement non-linéaire, décrite en termes de forces et de déplacements généralisés, établissant à l'échelle macroscopique les couplages dynamiques (linéaires et non linéaires) dans plusieurs directions entre la superstructure, le sol et la fondation. La prise en compte des non linéarités et du couplage entre les degrés de liberté constitue l'apport

principal de cette nouvelle approche pour le calcul des fondations profondes.

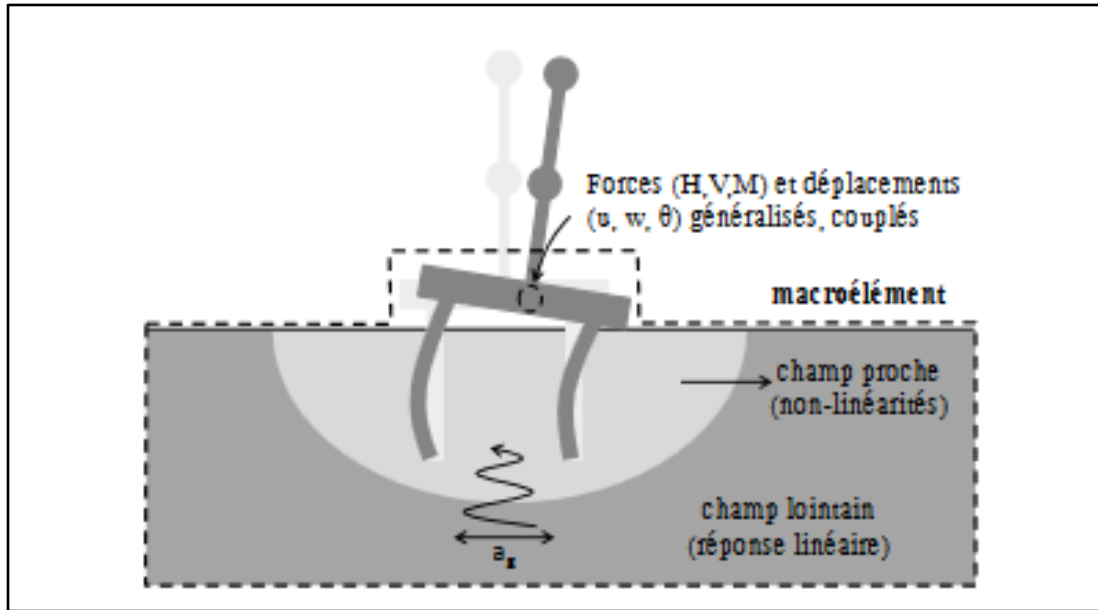


Figure II.8. Concept du macroélément pour les fondations profondes (2D)

## II.8. Approches expérimentales d'interaction sol- Structure pour les fondations profondes

Les procédures expérimentales utilisées pour modéliser le comportement sismique des pieux comme les essais en centrifugeuses sont très coûteuses et nécessitent des précautions particulières dans le traitement des mesures. C'est pour cela, un nombre important de travaux de recherche sur le comportement dynamique des pieux a été consacré aux approches théoriques et en particulier à la modélisation numérique. Toutefois, la modélisation dynamique en centrifugeuse reste un outil très performant pour étudier ces problèmes sismiques. Les données mesurées fournissent des indications importantes pour l'analyse de la réponse du système et pour la validation des codes numériques. Avant d'aborder les différentes approches théoriques, nous présentons d'abord un recueil des principaux travaux qui ont été réalisés sur le plan expérimental.

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

### II.8.1. Essais sur tables vibrantes

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

Plus récemment, Meymand (1998) a également réalisé une série d'essais sur table vibrante avec un groupe de (4) pieux supportant une masse en tête pour analyser l'influence de l'interaction inertielle. Tazoh et al. (1987-1988) ont réalisé des tests à l'aide d'une table vibrante sur des groupes de 9 pieux fabriqués en plâtre. L'objectif de l'étude était de quantifier le ratio de sollicitations induites dans les pieux en fonction de leur position et de l'effort inertiel induit par la superstructure.

### II.8.2. Essais en Centrifugeuses

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

Miyamoto et al. (1992) ont réalisé des essais en centrifugeuse pour étudier le comportement dynamique d'un groupe de 4 pieux liés par un chevêtre et implantés dans un sol saturé liquéfiable soumis à des fortes excitations. Ils ont examinés mesuré l'évolution de la pression de l'eau dans la zone proche des pieux pour différentes amplitudes et fréquences de chargement. Wilson (1998) a effectué des tests en centrifugeuse sur des pieux implantés dans un sable liquéfié avec un niveau de chargement (prototype) variant entre 0,04 - 0,6 g.

D'autres auteurs ont réalisé des essais similaires mais avec un chargement cyclique uniforme (Kobayashi 1991, Liu & Dobry 1995, Dou & Byrne 1996). Juran et al. (2001) ont réalisé une série d'essais en centrifugeuse sur des micropieux isolés, des groupes et réseaux de micropieux. Différents paramètres ont été analysés pour plusieurs niveaux de chargements en particulier, ils ont examinés l'influence de l'inclinaison des micropieux sur la réponse sismique du système. Les mesures ont été confrontées aux résultats d'une modélisation par différences finies en utilisant le programme LPILE Et GROUPE. Le comportement de micropieux dans des sols liquéfiables a été également étudié en centrifugeuse (Hanna et Juran, FOREVER 2002). Des essais ont été réalisés sur des groupes de micropieux avec des éléments verticaux et inclinés.

Ces essais ont montré que lors du chargement sismique les micropieux limitent le mouvement du sol. Ils réduisent l'augmentation de la pression interstitielle et le risque de liquéfaction. Dans le cadre du programme européen Quaker, des essais en centrifugeuses ont été réalisés par Escoffier et al (2006, 2008) pour analyser la performance des pieux inclinés en zone sismique. Ils ont constaté que l'inclinaison des pieux entraîne une réduction du moment fléchissant et une forte augmentation de l'effort axial dans les pieux.

### **II.9. Discrétisation par éléments finis du problème de contact en géotechnique**

Pour les ouvrages géotechniques, la modélisation des contacts par éléments finis est une opération délicate, à cause des grandes dimensions que présentent les surfaces de contact et de la dilatance de l'interface au cours du cisaillement. Également, la programmation des algorithmes de résolution des éléments de contact reste difficile [Zheng et al. 2004], dans le cas où on négligerait la dilatance. Une étape importante dans la simulation du comportement de l'interface concerne la représentation de l'élément d'interface, généralement sous forme d'éléments spéciaux par la méthode des éléments finis.

Le mouvement relatif entre le sol et la structure peut se produire dans une interaction sol-structure. L'utilisation d'éléments continus habituels, avec compatibilité des déplacements, empêche le mouvement relatif entre le sol et la structure (Figure II.10.a). La compatibilité nodale de la méthode des éléments finis oblige le sol et la structure à se déplacer ensemble.

C'est pour ça que des éléments d'interface spéciaux sont utilisés. Les avantages principaux de l'utilisation des éléments d'interface sont, la possibilité de faire varier le comportement constitutif de l'interface, et de permettre le mouvement relatif entre le sol et la structure.

Pour modéliser le comportement discontinu de l'interface sol-structure beaucoup de méthodes ont été utilisées. Citons l'utilisation d'éléments sans épaisseur (Figure II.9.b et Figure II.9.c), les éléments de type couche mince (Figure II.9.d), et les méthodes hybrides, où le sol et la structure sont modélisés séparément, et liés ensuite par des équations de compatibilité de différentes natures pour les forces et les déplacements.

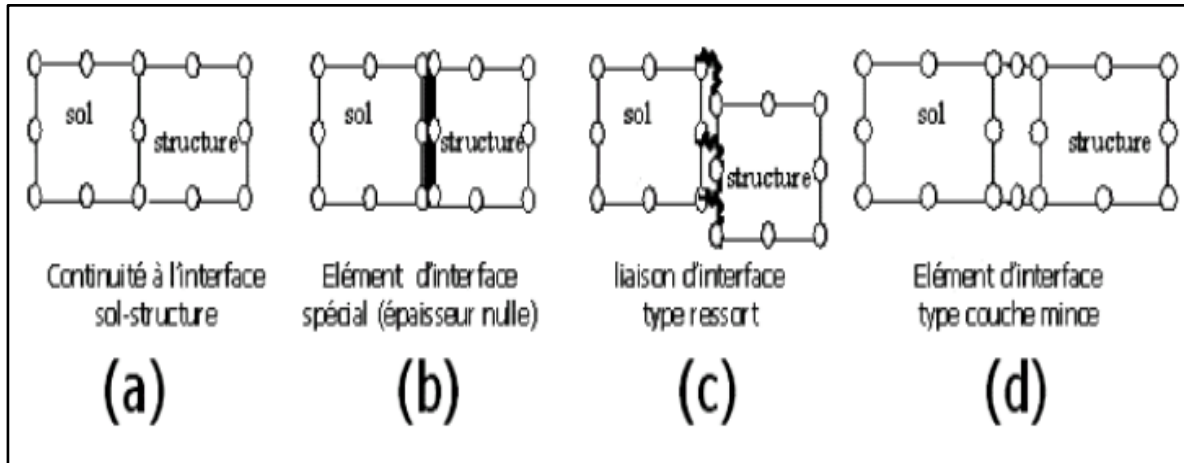


Figure II.9. Discretisation numérique du problème de contact sol-structure  
 ([Potts et Zdravkovic 1999]; [Potts et al., 2002])

### II.9.1. Éléments sans épaisseur

Les éléments sans épaisseur sont aussi appelés éléments joints ou "zero thickness elements". Ils ont été initialement développés par [Goodman et al. 1968] présentant 4 nœuds, 8 degrés de liberté et nommés "GTB". Ces éléments ont subi plusieurs améliorations ([Ghamboussi et al., 1973] ; [Carol et Alonso 1983] ; [Desai et al., 1984] ; [Beer 1985] ; [Gens et al., 1989] ; [Van Langen et Vermeer 1991] ; [Day et Potts 1994] ; [Boulon et al., 1995b] ; [Day et Potts 1998] ; [Potts et al., 2002]).

Pour ces éléments, les déplacements relatifs entre les nœuds sont les principales variables de déformation. Les déplacements relatifs sont reliés aux déplacements absolus en utilisant la matrice des fonctions d'interpolation. Il est question d'associer à chaque nœud d'un milieu, son homologue de l'autre milieu.

Une utilisation de ces éléments consiste à considérer les liaisons ressorts qui se résument à des connexions entre les nœuds opposés. ([Hermann 1978] ; [Frank et al., 1982] ; [Coutinho et al., 2003]) ont dédoublé les points de contact entre les deux milieux, aussi ils ont muni chaque doublet de deux ressorts fictifs (l'un tangentiel, l'autre normal à la surface de contact) (figure II.10).

Dans ce cas, les déplacements relatifs sont exprimés en fonction des déplacements absolus, par une matrice, dont tous les termes sont nuls, excepté ceux qui indiquent l'existence du ressort tangentiel ou normal. Les éléments développés par Hermann sont appelés "LRH".

L'élément qui combine les avantages des éléments GTB [Goodman et al. 1968], et LRH [Hermann 1978] est appelé "macro-Element" "LK1" et est constitué de deux éléments GTB.

Généralement, la méthode de résolution des éléments sans épaisseur consiste à appliquer une méthode d'adaptation des rigidités ; le glissement est obtenu en donnant une valeur très faible à la

rigidité tangentielle si la contrainte de cisaillement franchit le seuil donné par un critère de frottement. D'autre part, si la contrainte normale et celle de traction, les deux rigidités (tangentielle et normale) sont annulées, afin de se rendre compte du décollement à l'interface.

Certains défauts associés aux éléments sans épaisseur ont été signalés, notamment en termes d'effort normal à l'interface [Sharma et Desai 1992]. Le problème des points plastiques singuliers a également été abordé [Van Langen et Vermeer 1991]. D'autres auteurs ont utilisé des éléments d'interface sans épaisseur [Day et Potts 1994, 1998], ont noté des problèmes de conditionnement numérique lorsque  $K_n$  et  $K_t$  dépassent  $100E$  ( $E$  module d'Young du sol adjacent).

Mais encore, lorsqu'il y a un grand changement dans la matrice de rigidité dû à l'utilisation d'une interface non dilatante, des problèmes dans la convergence peuvent subvenir dans le cas d'une solution de type Newton-Raphson, pour laquelle la matrice de rigidité élastique est considérée constante ; dans ce cas, les auteurs préconisent l'utilisation d'une rigidité élastoplastique tangente à chaque étape de l'analyse, ce qui accélérerait la convergence.

Tout compte fait, des problèmes numériques liés au fait que le déplacement relatif des nœuds affecte la contrainte en chaque point d'intégration, qui est différent des nœuds, ces problèmes peuvent être aussi causés par l'utilisation des points d'intégration de Gauss ; avec la méthode d'intégration de Newton Cotes ce problème peut être évité, où les points d'intégrations coïncident avec les nœuds.

D'autre part, dans le comportement de l'élément l'épaisseur nulle ne peut entraîner des singularités numériques; ceci peut être évité en lui attribuant, une épaisseur très faible, pour le calcul [Mestat, 2001]. Pour formuler une interface quadrilatère pour les analyses tridimensionnelle, d'autres auteurs comme [Schellekens et De Borst, 1993] ont étendu l'approche de [Goodman et al., 1968].

Enfin, [Bouزيد et al., 2004] ont développé un élément d'interface axisymétrique à épaisseur nulle dont la formulation est compatible avec l'élément triangulaire à 6 nœuds, et rectangulaire à 8 nœuds, et prend en compte l'inclinaison de l'interface.

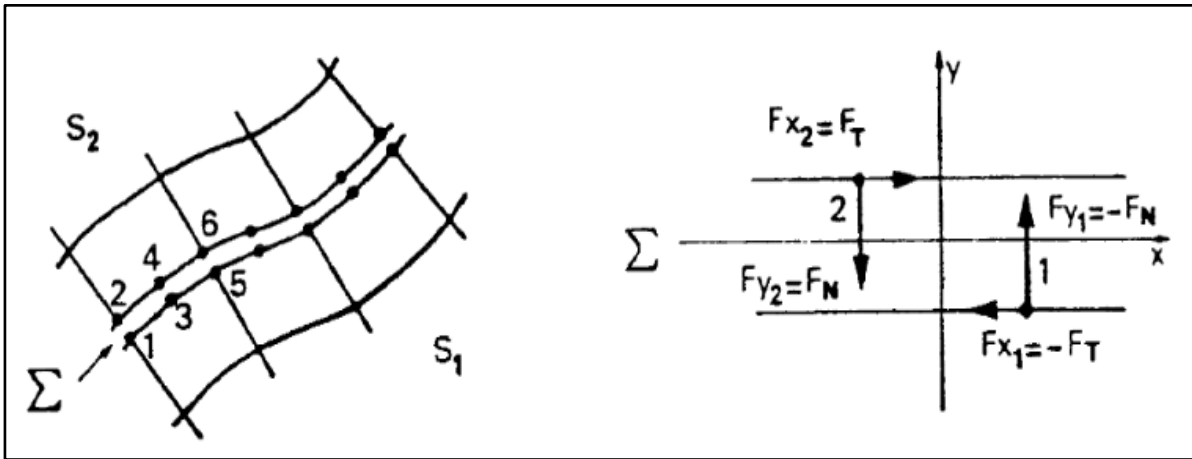


Figure II.10. (a) Surface de discontinuité (b) Eléments d'interface à deux nœuds [Frank et al. 1982]

**II.9.2. Eléments couche mince**

[Desai et al., 1984] ont abordé le concept de couche mince, ou "thin layer element", qui ont considéré que la réponse de l'interface devrait être traitée par un modèle constitutif approprié.

La formulation de l'élément type couche mince est basée sur l'hypothèse, que l'interface peut être remplacée par un élément de massif équivalent avec une petite épaisseur et une loi constitutive spéciale. L'utilisation de l'élément couche mince est amplement traité dans la littérature ([Pande et Sharma 1979] ; [Zaman 1985] ; [Desai et Ma 1992] ; [Sharma et Desai 1992] ; [Hohberg et Schweiger 1992]; [De Gennaro 1999] ; [Karabatakis et Hatzigogos 2001] ; [De Gennaro et Frank 2005]).

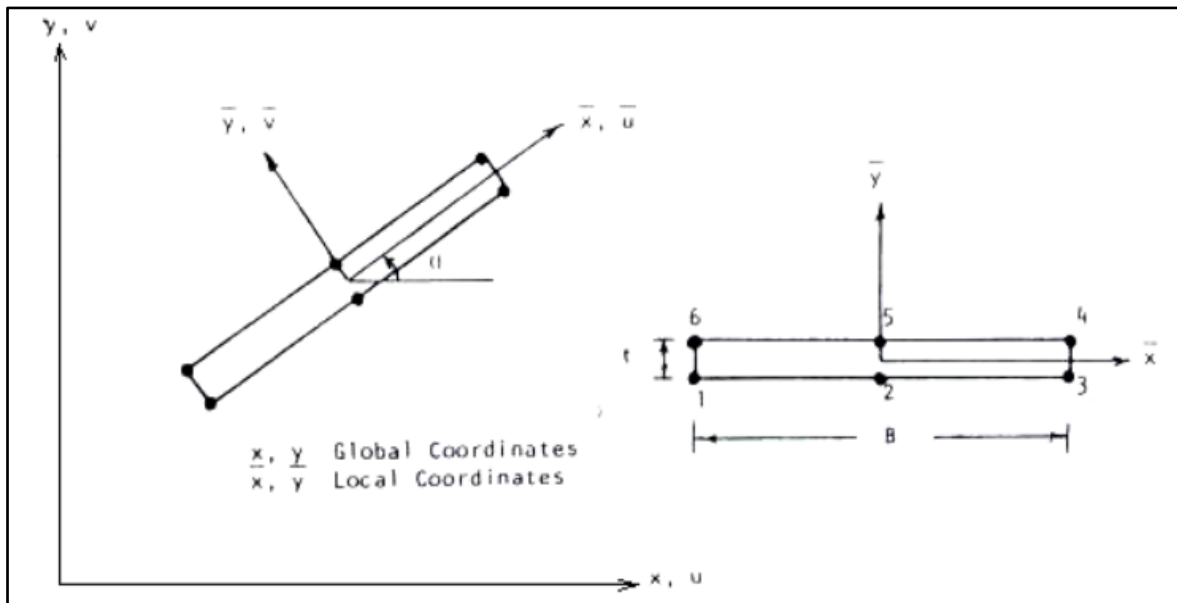


Figure II.11. Elément couche mince à 6 nœuds [Sharma et Desai 1992]

Le problème de contact est modélisé en utilisant des éléments finis de massif iso paramétriques (Figure II.12). Dans le cas bidimensionnel, les éléments type couche mince iso paramétriques les plus classiques sont à 8 nœuds, et ont pour degrés de liberté les déplacements relatifs entre le sol et la structure. L'élément présente quatre points d'intégration de Gauss.

[Frank et al., 1982] ont adoptée une approche de type couche mince, associant à l'élément un modèle de comportement élastoplastique parfait, avec un critère orienté dans une direction  $\alpha$ . La direction des discontinuités  $\alpha$  est imposée, et constante. Le critère de plasticité adopté est celui de [Mohr Coulomb]. Ce critère relie à la rupture la contrainte normale  $\sigma_n$  et la contrainte tangentielle  $\tau$  de l'élément d'interface.

### II.10. Conclusion

Ce chapitre décrit de façon générale le problème d'interactions sol-structure, ainsi que la modélisation de cette interaction, en prenant en considération la nature du mouvement et des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol. L'interaction sol-structure permet une approche réaliste du comportement des ouvrages. L'approche numérique de l'interaction sol- Structure dans les fondations profondes, est abordée par différents auteurs en exposant les différentes méthodes traitant ce volet numérique tel que (méthode globale, méthode de sous structure, et celle de Winkler). Ensuite nous avons étalés l'approche expérimentale de l'Interaction Sol –Structure ainsi que la discrétisation de l'interface sol structure en géotechnique.

# **Chapitre III :**

## **Comportement des pieux**

### **sous chargement sismique**

### III.1. Introduction

A travers leur ancrage dans les sols, les pieux sont largement utilisés comme éléments de fondation pour les structures situées dans des zones sismiques, ils permettent d'assurer la stabilité des structures par rapport aux efforts latéraux ou de basculement induits par les différents chargements à savoir : (chargement harmonique, latéral, sismique.....etc).

Les efforts sismiques sont particulièrement dangereux lorsque les ouvrages sont construits sur des sols mous, qui présentent des fréquences fondamentales basses et qui amplifient d'une manière sensible le mouvement sismique du sol mettant en danger la stabilité et le fonctionnement de ces ouvrages. Les travaux menés par (Tajimi 1969, Novak et al.1978, Kagawa et Kraft 1980, Mizuno et al. 1984), montrent que le comportement des pieux sous chargement sismique constitue un problème fort complexe, car il fait intervenir les interactions sol-pieux, pieux-pieux, avec la superstructure.

Il dépend également des fréquences mises en jeu telles que la fréquence du chargement, la fréquence de la structure, la fréquence du massif du sol. Les études expérimentales sur les pieux ont été également très nombreuses. Elles ont fait un large appel à la technique de la table vibrante (Mizuno et al. 1984, Kana et al. 1986, Lieu et Chen 1991).

Les essais en centrifugeuse ont permis de mieux se rapprocher des conditions de terrain (Barton et Pande 1982, Chang et Kutter 1989). Les observations et les analyses post-sismiques montrent que l'interaction sol-fondation- superstructure joue un rôle primordial dans les dommages sismiques subis par les pieux et les structures (Kagawa 1980, Mizuno 1984, Boulanger et al. 1999). Une synthèse de travaux expérimentaux réalisés en centrifugeuse, et des travaux de modélisation numérique sont très utiles pour comprendre le mécanisme d'interaction sol-pieu superstructure. Vis à vis d'une excitation sismique, deux phénomènes importants apparaissent :

- Les pieux, forcés à suivre le mouvement du sol, tendent à résister par leur rigidité. En conséquence, des réflexions et dispersions d'ondes prennent naissance et les pieux peuvent avoir un déplacement différent de celui du sol en champ libre.
- Le mouvement de la fondation induit des vibrations dans la superstructure ; les forces d'inertie, générées dans la superstructure, produisent des efforts dynamiques qui seront transmis aux pieux et au sol en contact.

### III.2. Observations post-sismiques et les modes de rupture observés

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

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

#### 1. Séisme de Loma Prieta (17 octobre 1989, Magnitude $M_w = 7.1$ )

Le séisme de Loma Prieta en 1989 donne des observations importantes sur la performance des Pieux. Le SEAOC (Structural Engineers Association Of California) (1991) a rapporté des dommages importants dus à une traction excessive au niveau de la liaison des pieux inclinés avec le chevêtre. Les pieux en béton précontraint avec une section carrée d'environ 40 cm de côté (figure III.1) supportaient le quai "Public Container Wharf on 7th Street Terminal Complex". Des dommages similaires ont été également enregistrés sur des pieux verticaux sur un autre quai "Matson Terminal Wharf on 7 Street". Le sol est constitué d'un sable lâche qui a été liquéfié.

Parmi les dommages causés par ce séisme dans la région de Wastonville, il y a aussi l'effondrement d'une grande partie d'un pont sur l'autoroute 1. Les experts ont constaté que les dégâts ont été causés par la pénétration des pieux dans le tablier. Il semble que ce n'est pas la liquéfaction du sol qui a causé ces dommages étant donné que la couche supérieure du sol est formée d'argile molle. Nous avons constaté un grand écartement du sol de 30-45 cm autour des pieux (figure III.2). La grande déformation des pieux avec une défaillance en flexion et en cisaillement en tête, a entraîné la rupture de ces pieux incapables de supporter la charge latérale induite par ce séisme.

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

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



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



Figure III.2. Effondrement du pont de Struve Slough près de Wastonville et les dommages subis par ses fondations, (Séisme de Loma Prieta 1989)

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

En 1995, le tremblement de terre de Kobe a provoqué des dommages destructifs aux ponts. Les piles des ponts en béton armé ont souffert des dégâts sévères causés par des contraintes de cisaillement très élevés. La liquéfaction de sol durant ce séisme a provoqué des tassements et

une inclinaison des fondations et des sous structures. L'expansion latérale du sol causée par la liquéfaction a entraîné des mouvements des fondations.

A titre d'exemple, 18 travées du viaduc Fukae de l'autoroute de Hanshin se sont complètement effondrées. La rupture prématurée des piles était essentiellement due à un dépassement de la résistance au cisaillement. Les colonnes étaient supportées par des pieux en béton armé de 1 m de diamètre et de 10 à 15 m de longueur implantés dans un sol moyennement résistant.

### 3. Séisme de Kocalei (17 Août 1999, $M_w = 7,4$ )

Ce séisme a provoqué des dommages conséquents dans plusieurs ponts fondés sur des pieux. Parmi les dommages les plus fréquents, nous reportons la chute des tabliers provoquée par une amplification importante du déplacement latéral au niveau du tablier, et l'insuffisance de la zone d'appui. La figure III.3 illustre un exemple d'effondrement d'un pont de l'autoroute (TEM).

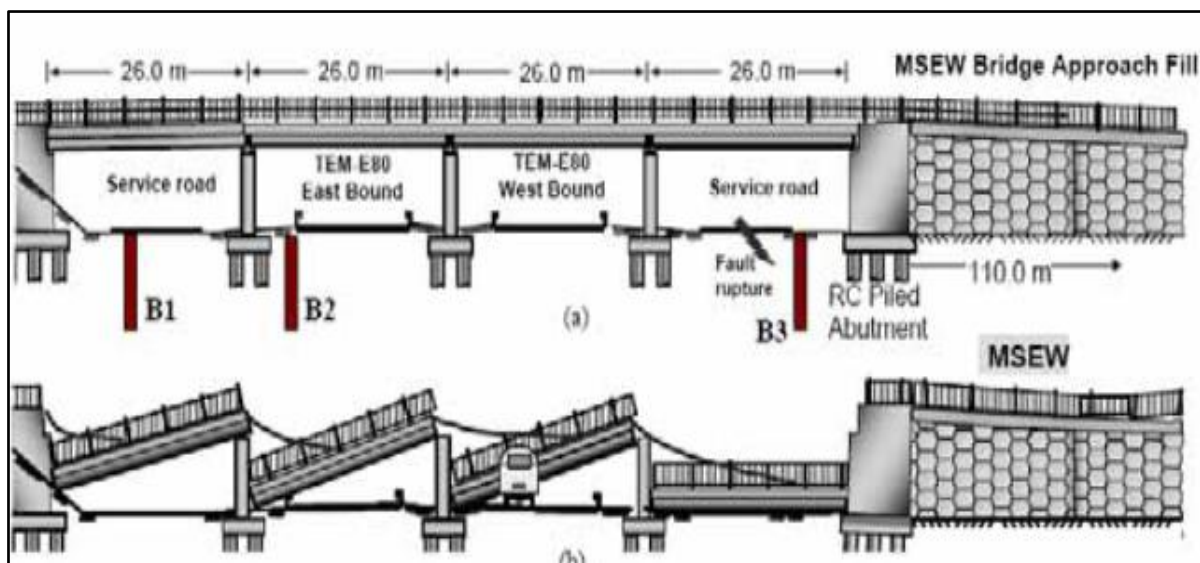


Figure III.3. L'effondrement du pont de l'autoroute (TEM) (Séisme de Kocalei 1999)

En se basant sur les observations précédentes, les principales causes de rupture du système sol-pieux-superstructure sont répertoriées par Wilson (figure III.4), sont les suivantes:

- Mauvaise connexion avec le chevêtre provoquant l'arrachement des pieux de leur chevêtre.
- Rupture en tête ou près de la pointe de pieux par cisaillement et/ou flexion excessifs.
- Concentration des efforts à l'interface entre deux couches de sol de rigidités différentes.

- Concentration des efforts dans le pieu à l'interface des deux couches une liquéfié et l'autre non.
- Rupture du chevêtre par dépassement de la contrainte limite au cisaillement et/ou à la flexion.
- Déplacement excessif latéral et/ou vertical causant la perte de la résistance de groupe par rotation ou par glissement.

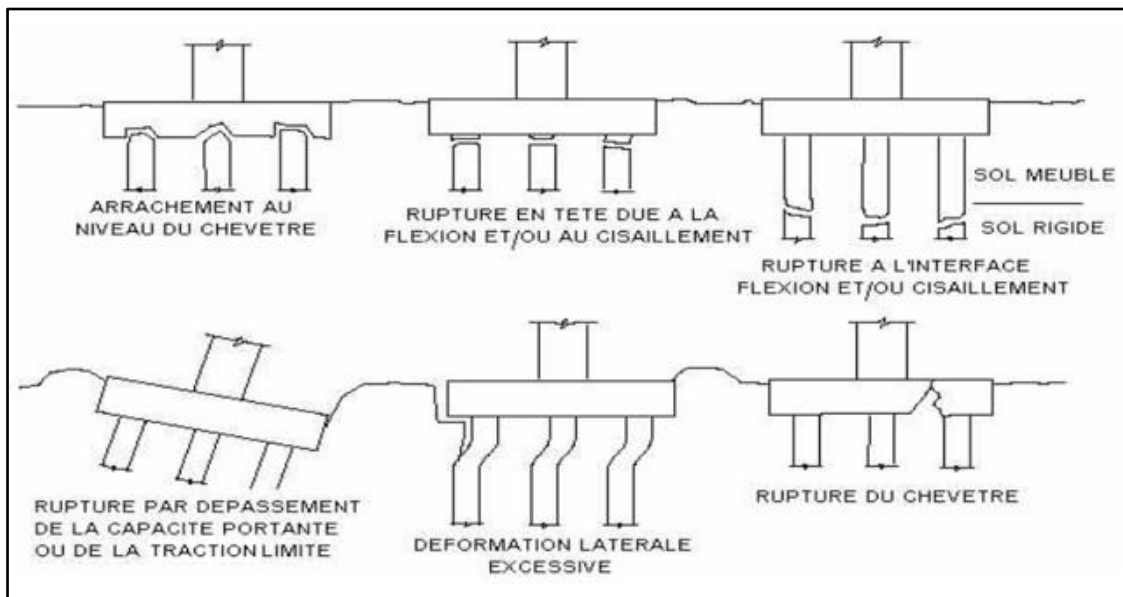


Figure III.4. Modes de rupture au niveau des pieux observés lors des tremblements de terre (Wilson 1998)

### III.3. Comportement des pieux sous chargement harmonique

Cette partie est consacrée à la définition du chargement cyclique, et la description des tendances générales des pieux sous ce type de sollicitations en se basant sur les résultats d'essais de chargements cycliques axiaux de pieux en vraie grandeur.

Poulos (1981) considère trois caractéristiques essentielles, généralement reconnues, dans la réponse des pieux sous chargements cycliques :

- La dégradation de la résistance de l'interface pieu-sol (frottement) ;
- L'accumulation des déplacements (dégradation de la rigidité) ;
- Les effets de la vitesse de chargement. Les deux premières considérations sont associées à un impact négatif sur la capacité des pieux, tandis que la vitesse de chargement peut avoir une influence positive. Dans certaines conditions il a pu être considéré que la perte en capacité et/ou en raideur qui pourrait advenir des

chargements cycliques était (sinon totalement au moins partiellement) compensée par le gain en capacité et en raideur dû à la vitesse d'application des charges cycliques.

Le terme « chargements cycliques » Comme mentionné auparavant, fait référence à un mode de chargements variables avec un certain degré de régularité d'effort, moment, contrainte, déplacement, accélération, etc., en fonction du temps, permettant d'apprécier la forme du signal. En réalité, ce type de chargements notamment les chargements environnementaux (le vent, le séisme et la houle) sont par nature des phénomènes irréguliers et aléatoires aussi bien en amplitude qu'en fréquence. De plus, il est important de noter que les chargements cycliques réels se composent de chargements verticaux et latéraux combinés à des moments.

Toutefois, dans notre cas nous nous intéressons uniquement aux chargements cycliques axiaux, tout en spécifiant le nombre de cycle. Dans la littérature, les sollicitations cycliques peuvent être caractérisées par les paramètres suivants : la direction du chargement (axial en l'occurrence), le nombre de cycles  $N$ , le chargement cyclique maximal  $Q_{\max}$ , le chargement cyclique moyen  $Q_{\text{moy}}$ , l'amplitude du chargement cyclique  $Q_{\text{cyc}}$ , le type de chargement (alterné ou non) et la fréquence  $f$ .

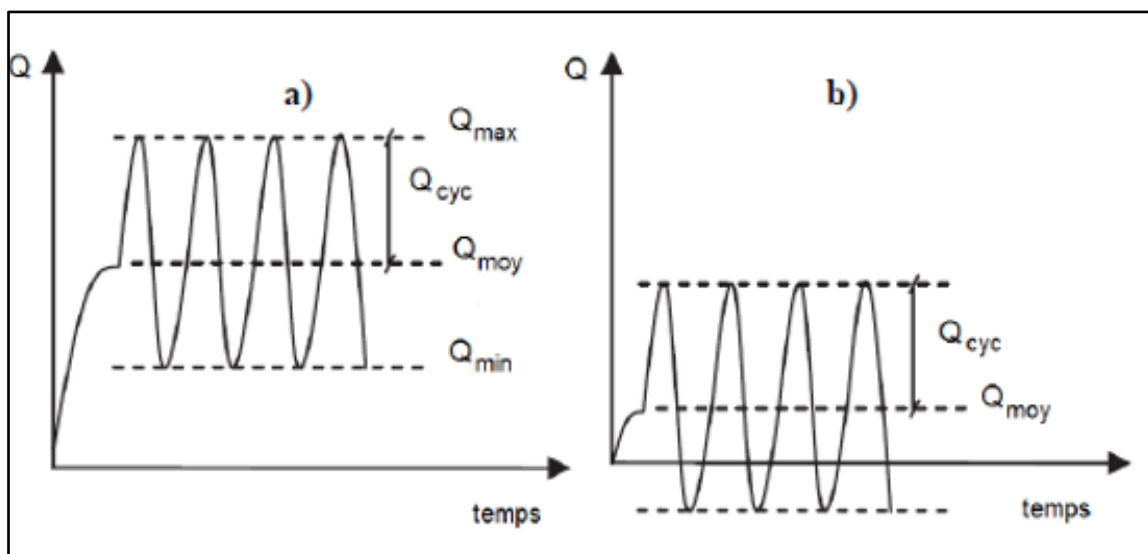


Figure III.5. Schéma des différents types de chargement cyclique : a) non alterné b) alterné (Omar Benzaria, 2012)

La réponse des pieux soumis aux chargements cycliques axiaux dépend fortement de la nature de la charge appliquée avec chacune des conditions représentées sur la Figure III.5 ci-dessus. La fréquence cyclique  $f$  est l'inverse de la période cyclique  $T$  définie pour un cycle complet du chargement. Les périodes de référence utilisées dans les essais de chargements cycliques sont généralement de 50 à 100 secondes ce qui correspond aux périodes des charges cycliques sur des structures en pieux.

### III.3.1. Essais de chargements cycliques axiaux des pieux dans les sols fins

Nous reportons dans la section actuelle, les conclusions des résultats obtenus à partir des essais de chargements cycliques sur les pieux installés dans les sols fins. Le traitement de cette base de données comprend le type de chargement cyclique appliqué, la génération de pression interstitielle, la capacité portante des pieux et l'accumulation des déplacements en tête du pieu, ( Mc. Anoy et al., 1982) voir la Figure III.6.

Seed & Reese (1955), Sharman (1961) ont exécuté les premiers essais de chargement cyclique axial de pieu. Néanmoins le nombre de cycles appliqués était faible de l'ordre de 8 et les taux de chargement appliqué étaient plus représentatifs des conditions statiques (vitesses et amplitudes faibles).

Pour évaluer l'impact combiné des effets de la vitesse et du cumul des cycles de chargement, Kraft et al. (1981a) ont effectué deux séries d'essais de chargements axiaux sur quatre pieux battus ouverts dans de l'argile normalement consolidé à Empire en Louisiane, États-Unis. Durant cette campagne d'essais, six essais statiques et trois cycliques (A, B et C) ont été réalisés sur le même pieu. Chaque essai cyclique a été précédé et suivi par un essai statique afin de visualiser l'effet des cycles sur la capacité portante statique.

- Essais A :  $N = 13\ 597$  cycles et  $Q_{\text{moy}} + Q_{\text{cyc}} = 0,4 + 0,2 = 0,6 Q_{\text{ut}}$
- Essais B :  $N = 564$  cycles et  $Q_{\text{moy}} + Q_{\text{cyc}} = 0,4 + 0,4 = 0,8 Q_{\text{ut}}$
- Essais C :  $N = 11\ 775$  cycles et  $Q_{\text{moy}} + Q_{\text{cyc}} = 0,3 + 0,3 = 0,6 Q_{\text{ut}}$

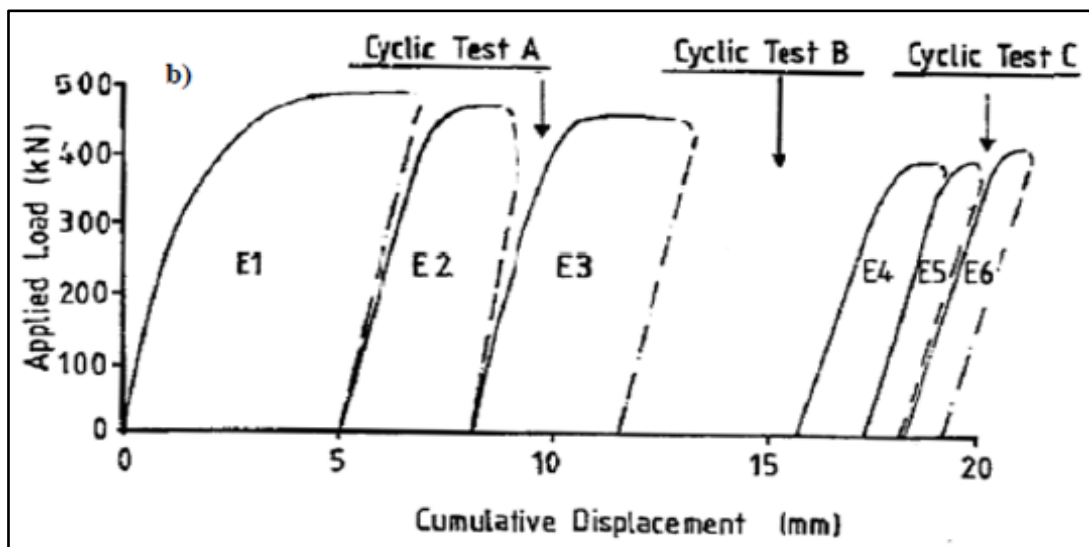


Figure III.6. b) Déplacement cumulatif en tête du pieu  
(Mc. Anoy et al., 1982)

Les essais C21 et C12 (Figure III.7) ont les mêmes charges maximales  $Q_{\max}$  (52% de la charge de fluage  $Q_{ft}$ , soit 40% de la charge ultime  $Q_{ut}$ ) et des charges minimales différentes (0,32  $Q_{ft}$  et 0,1  $Q_{ft}$  respectivement). Tous les deux montrent une accumulation régulière du déplacement en tête sans indication de stabilisation même après 1500 cycles.

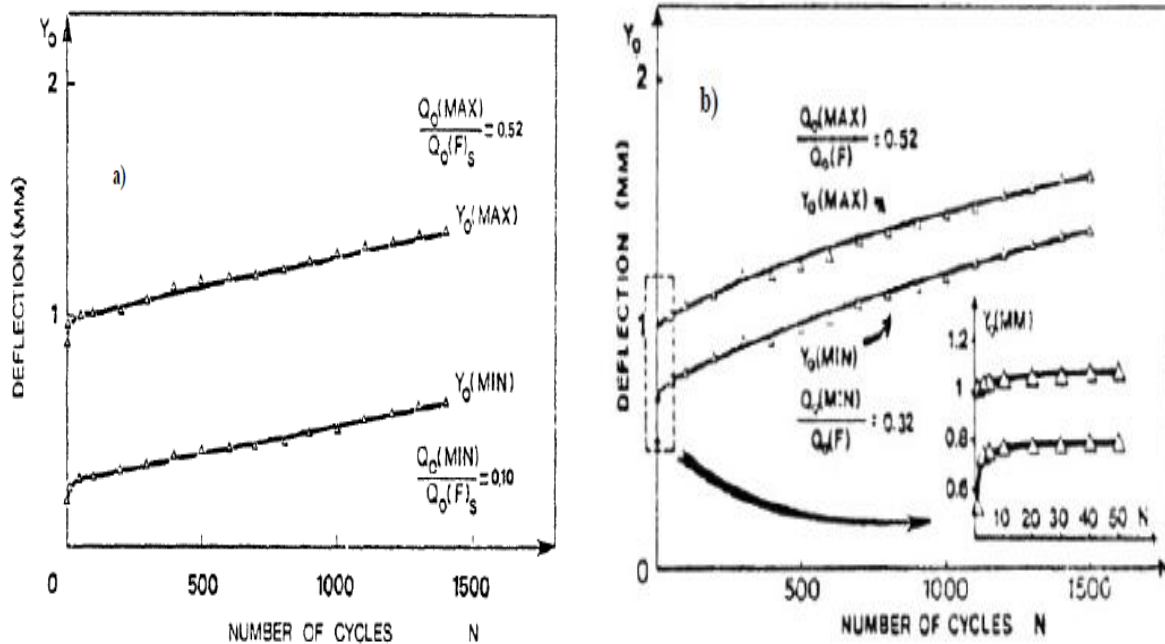


Figure III.7. Evolution du déplacement du pieu de Plancoët  
a) Essai cyclique C12, b) Essai cyclique C21

### III.3.2. Essais de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sables

L'étude bibliographique a permis de constater que les essais de chargements cycliques sur pieux grandeur nature installés dans le sable sont très limités. Les premiers essais ont été réalisés par Begemann (1973), qui a réalisé des essais de chargements cycliques répétés en traction et en compression sur huit pieux métalliques de type H (30x30) battus dans le sable dense de Rotterdam. Les essais ont été appliqués par incrément de charge en montant progressivement jusqu'à 80% de la capacité statique en traction et 100% de la capacité statique en compression.

L'auteur a constaté que le mouvement résiduel est d'autant plus grand que la charge augmente. En définissant le déplacement critique à 0,2 mm, il a obtenu la rupture après seulement 4 cycles pour les cas de chargement. D plus, il a constaté que la réduction de frottement latéral provoqué par les essais de traction n'était pas récupérable.

Chan (1975) a réalisé des essais de chargements cycliques sur des pieux installés dans des sables fins vaseux denses à Kuala Lumpur en Malaisie. Le diamètre nominal était de 0,45 m avec des longueurs variant entre 5,6 m et 7,8 m. Le chargement maximal appliqué était de  $Q_{\max} = 1100 \text{ kN}$  (100% de  $Q_{uc}$ ).

La Figure III.8 (a) montre la courbe typique des efforts-déplacement et (b) les déformations plastiques en tête du pieu en fonction du nombre de cycles. Chan (1975) a constaté que l'effet de 10 cycles de chargement était de doubler le déplacement en tête de pieu (3,8 mm à  $N=1$  et 7,1 mm à  $N=10$ ). Dans les trois premiers cycles, le déplacement résiduel a diminué brusquement puis plus lentement en fonction de  $N$ .

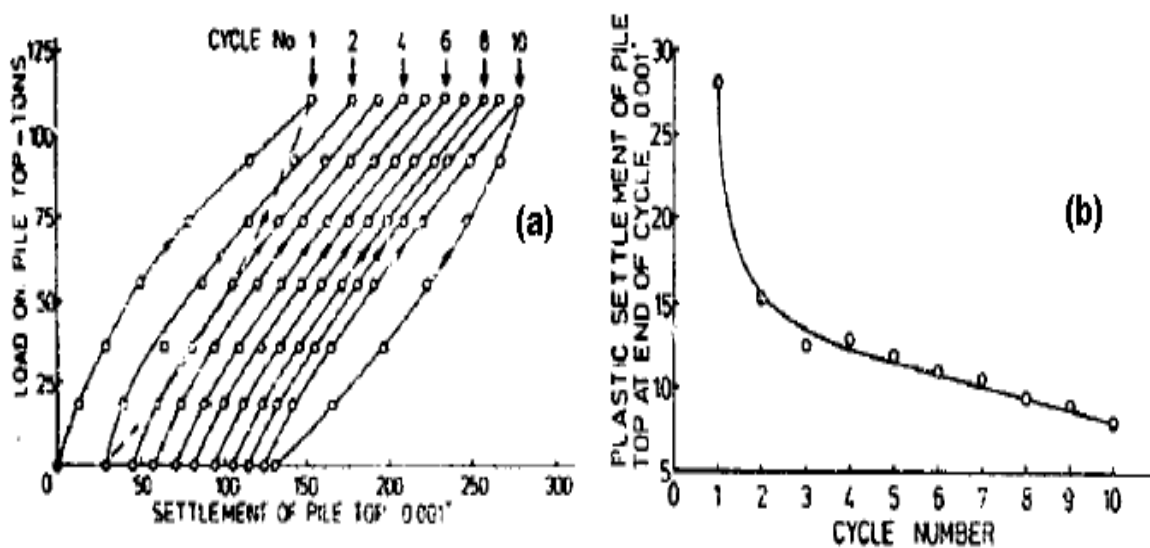


Figure III.8. Courbes (a) efforts-déplacements (b) déformations plastiques en fonction du nombre de cycles (Chan, 1975)

Heins et Barends (1979) ont effectué une série d'essais de chargement statiques et cycliques sur des pieux de diamètre  $D = 0.356 \text{ m}$  de longueur  $L = 7.68 \text{ m}$  enfoncés dans le sable dense de Hoogzand aux Pays-Bas. Le nombre de cycles était d'environ 50 par incrément et la fréquence était de 0.33 Hz avec un temps de ( $T = 30 \text{ sec}$ ). Ils ont notés que l'accumulation des déplacements, lors des essais en compression répétés, s'est produite quand  $Q_{\max}$  a dépassé  $0.52 Q_u$ . En conséquent, Les différents essais de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sols fins et les sables ont montré qu'il existe un seuil critique ( $S_c = \% \text{ de la capacité statique}$ ) au-dessus duquel le chargement cyclique peut dégrader la capacité portante du pieu.

Schwarz (2002), rapporté par Abdel-Rahman et Achmus (2011), a donné des valeurs de ce seuil critique en fonction de type de sol (tableau III.1). Le tableau indique clairement que les

pieux installés dans les sols pulvérulents sont plus sensibles au chargement cyclique axial que les pieux installés dans les sols cohérents.

Tableau III.1. Seuil critique du chargement cyclique en fonction de type de sol (Schwarz, 2002)

Nature du sol	Seuil critique ( $S_C$ ) en %
sable	0.1 - 0.4
limon	0.4 - 0.6
Argile normalement consolidé	0.3 - 0.55
Argile sur-consolidée	0.85 - 1.0

### III.4. Influence du contenu fréquentiel de chargement sismique

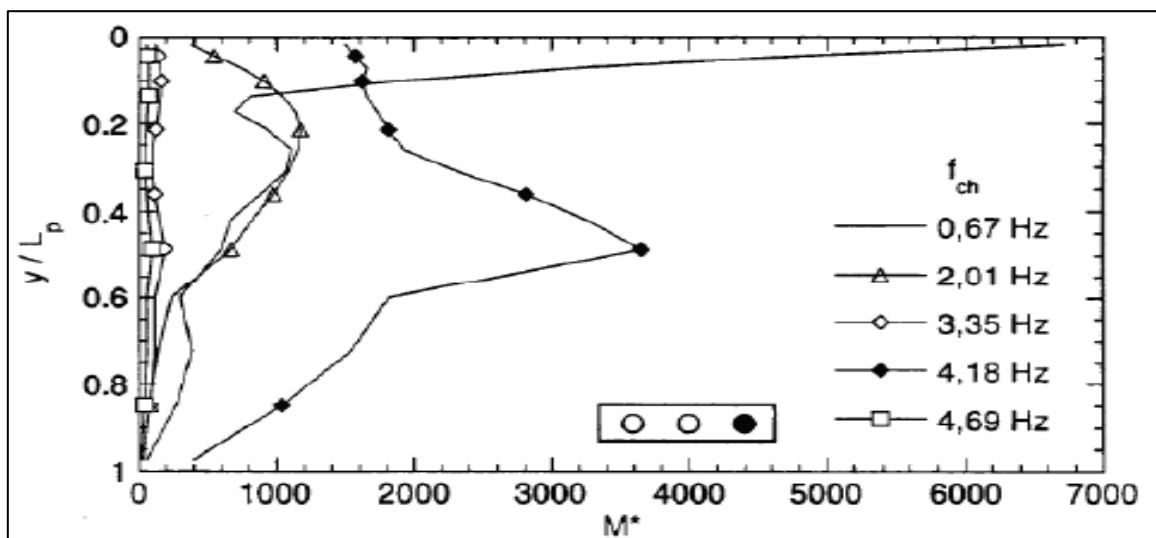


Figure III.9. Influence de la fréquence de chargement sur le moment fléchissant dans le pieu

Chung (2000) a réalisé une modélisation tridimensionnelle d'un groupe de 3 pieux pour les quatre premières fréquences du massif de sol ( $f_1=0.67$  Hz,  $f_2= 2.01$  Hz,  $f_3 = 3.35$  Hz,  $f_4 = 4.69$  Hz) et la fréquence fondamentale de la superstructure ( $f_{st} = 4.18$  Hz).

Le calcul effectué avec la fréquence fondamentale de la structure ( $f_{st} = 4.18$  Hz) donne des moments relativement élevés, notamment en travée (Figure III.9). A titre d'exemple, le moment maximal obtenu dans le pieu extérieur est égal à  $M_{max}^* = 3649$ , soit 54% du moment maximal obtenu à la première fréquence ( $f_1$ ), mais 311% du moment maximal obtenu avec la 2<sup>ème</sup> fréquence ( $f_2$ ).

En outre, les résultats indiquent une forte amplification des efforts dans le pieu quand la fréquence du chargement est proche de la fréquence fondamentale de la superstructure ou celle du massif du sol. Ces résultats ont été confirmés par Sadek (2003).

### III.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présentée une synthèse de travaux réalisés sur les pieux utilisés comme éléments de fondation en site sismique. Les observations post-sismiques présentées dans ce chapitre, ont montré que l'effondrement d'un ouvrage résulte d'un ou plusieurs problèmes liés à ses trois principales composantes : la superstructure, les fondations ou encore la perte de résistance des sols. Les résultats de modélisation confirment les tendances des observations post-sismiques ; les forces inertielles de la superstructure contribuent d'une manière importante aux dommages constatés sur les ouvrages et leurs fondations lors des précédents séismes.

La réponse sismique du système sol-pieux-structure est complexe puisqu'il dépend de plusieurs paramètres concernant les caractéristiques dynamiques du sol, la fondation et de la superstructure notamment leurs fréquences fondamentales, et la géométrie de la fondation (nombre et position d'éléments, rigidité, inclinaison, espacement, ...). Les travaux de modélisation numérique réalisés sur l'interaction sol-pieux-structure ont donné des résultats intéressants sur leur comportement sismique. Néanmoins, la plupart de ces recherches ont été réalisées dans le cadre d'élasticité avec une liaison rigide entre les pieux et le sol. Alors que, l'analyse des dommages subis par les ouvrages fondés sur les pieux lors des séismes antérieurs, montre une apparition d'une forte non-linéarité de sol et des glissements à l'interface sol-pieu surtout proche de la surface du sol. Une meilleure modélisation du comportement sismique du système sol-pieu-superstructure doit intégrer ces aspects.

L'examen de la base de données des essais de chargements cycliques sur les pieux réels installés dans différents types de sols a été effectué. Certes, la comparaison directe de ces essais doit être considérée avec précaution, mais on a identifié un certain nombre de tendances générales de comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux.

Ces essais ont démontré l'interaction combinée du niveau de chargement, du nombre de cycles, de la vitesse de chargement, de l'histoire de chargements. Chacun de ces facteurs influence le comportement du pieu d'une façon complexe et leurs effets combinés peuvent être difficiles à cerner. Les conclusions sont plus souvent qualitatives que quantitatives. Dans l'argile, les mécanismes fondamentaux qui ont été observés lors des cycles sont : une génération de surpressions inertielles, une accumulation de déplacements en tête, une diminution de la rigidité du pieu et une dégradation de la capacité portante.

**Chapitre IV :**

**Modélisation et**

**interprétation des résultats**

### IV.1. Introduction

Le comportement des fondations sous sollicitations harmoniques est abordé sous l'aspect des déformations cycliques réversibles et des déformations non linéaires. Le calcul des déformations réversibles fait appel à la notion d'impédance de la fondation dont l'évaluation repose sur des concepts théoriques bien établis. Le développement des méthodes de calcul numérique permet de calculer, pour des sols, les impédances des fondations superficielles, enterrées, profondes. Les quelques expériences réalisées, soit sur modèle réduit, soit en vraie grandeur, montrent un bon accord entre valeurs théoriques et valeurs expérimentales. Vis-à-vis des déformations non linéaires, la situation est totalement différente ; les problèmes de décollement et glissement des fondations peuvent être abordés de façon simple et rationnelle.

Par contre, il n'existe aucune théorie approuvée, simple de mise en œuvre, permettant d'évaluer la réponse des différents types de fondation aux sollicitations harmoniques. Dans le cadre d'une analyse harmonique, les chargements imposés, ainsi que les propriétés géométriques des matériaux, peuvent varier dans le temps. De plus, même dans la configuration initiale, le milieu peut être caractérisé par des fonctions du temps. Les paramètres à calculer sont donc également des fonctions du temps, et de nouvelles grandeurs apparaissent pour caractériser le mouvement, c'est-à-dire la variation de configuration dans le temps. Ce sont les paramètres cinématiques tels que les vitesses, les accélérations, les fréquences, qui n'existent pas dans le cas de la statique.

L'objectif de ce chapitre est de donner les procédures de modélisation d'un problème de chargement harmonique dans l'analyse du comportement d'un groupe de deux pieux avec prise en compte de l'influence de l'interface sol – structure. Le but de la modélisation est de refléter les dispositifs de base du chargement harmonique dans une structure en donnant le contour des différents résultats issus de l'analyse tels que : Déformations élastique et plastiques, contour des contraintes élastique, courbes de réponse harmonique du sol et du pieux... etc.

Les études sur l'interaction sol - pieux ont été massivement développées ces dernières années, notamment numériquement avec le concept de macro - élément qui s'intègre dans la nouvelle philosophie de la conception parasismique. Cependant, les travaux de recherche expérimentale sont moins avancés sur ce sujet. En interaction sol-structure, la faible rigidité du sol conduit à une réponse moins sévère dans la structure que si celle-ci était encastrée dans le rocher. Les non linéarités générées à l'interface sol - structure et dans le sol jouent un rôle non négligeable en termes de dissipation d'énergie.

## IV.2. Présentation du code de calcul ANSYS

Le code de calcul ANSYS a été développé par Dr. John Swanson, fondateur de la société ANSYS Inc. qui a son siège à Houston, USA. Il s'agit d'un outil de développement en analyse d'ingénierie. ANSYS est un code en éléments finis d'usage général dédié à la résolution numérique d'une large variété de problèmes physique en général et de mécanique en particulier. Ces problèmes portent notamment sur : l'analyse structurale en statique et en dynamique (linéaire et non linéaire), transfert de chaleur, dynamique des fluides, acoustique, électromagnétique. Le traitement des problèmes de technologie contient fondamentalement trois étapes principales :

### 1. Préprocesseur :

- Choisir le type d'éléments
- Enter les propriétés géométriques
- Entrer les paramètres physiques
- Créer le maillage : définir les nœuds et les éléments
- Appliquer les sollicitations
- Imposer les conditions aux limites

### 2. Solveur :

- Choisir le type d'analyse (statique, dynamique,...)
- Construire la matrice et le vecteur élémentaire  $ke$  ,  $fe$
- Assembler  $ke$  et  $fe$  dans  $K$  et  $F$
- Prendre en compte les conditions aux limites
- Résoudre le système d'équations  $K U = F$
- Calculer les variations additionnelles (gradients, réactions,...)

### 3. Post-processeur

- Présenter les résultats sous :
  - Forme numérique
  - Forme graphique
- Effectuer des fonctions complémentaires : combinaisons, interprétation, interpolation, animation,

### IV.2.1. Procédures de modélisation

- **Pre-Processing** : Définir le Problème

#### a) Donner un Titre au Problème

Par exemple "Modélisation d'un tunnel".

Dans la barre **Utility menu** sélectionner : **File > Change Title** :

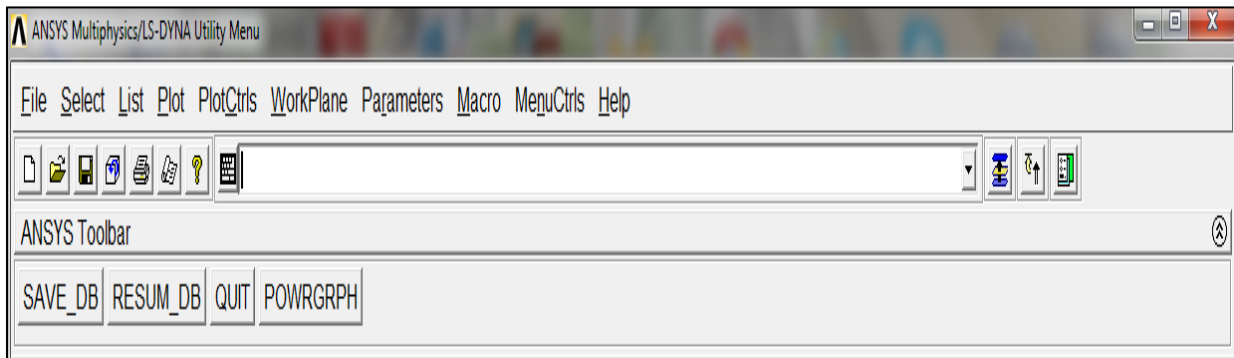


Figure IV.1. Donner un titre à l'analyse

#### b) Choix d'unité (MKS)

Pour définir l'unité qu'on veut utiliser, on doit suivre les étapes suivantes :

**Preprocessor > Material Props > Material Library > select Units**

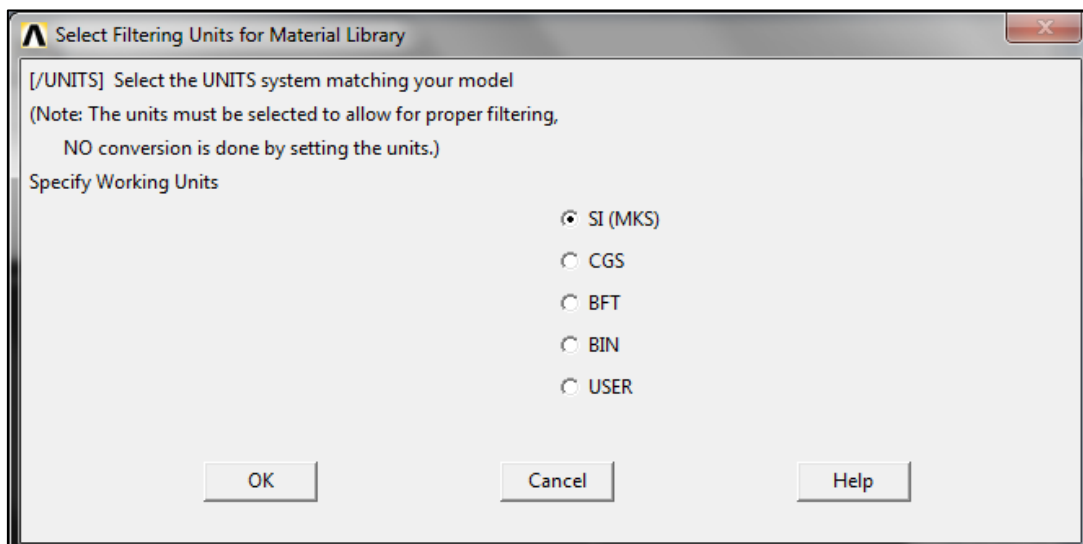


Figure IV.2. Choix d'unité des paramètres

c) Définir les propriétés physiques des matériaux

Le tableau suivant illustre, les propriétés physiques des matériaux utilisé (Argile, Béton et Roche).

Tableau IV.1. Paramètres physique des matériaux utilisés

Parameters Elastique			
Roche	Modules de young "E"	$\nu$	Masse Volumique
	$2.4 \times 10^8 \text{ Pa}$	0.45	$2000 \text{ kg.m}^{-3}$
Béton	$30 \times 10^9 \text{ Pa}$	0.23	$2500 \text{ kg.m}^{-3}$
Argile	$22 \times 10^6 \text{ Pa}$	0.25	$18\ 000 \text{ Kg.m}^{-3}$

Désormais, nous devons introduire ces valeurs par l'interface de la figure suivante :

Dans le menu "**Preprocessor**", sélectionner **Material Props > Material Models**

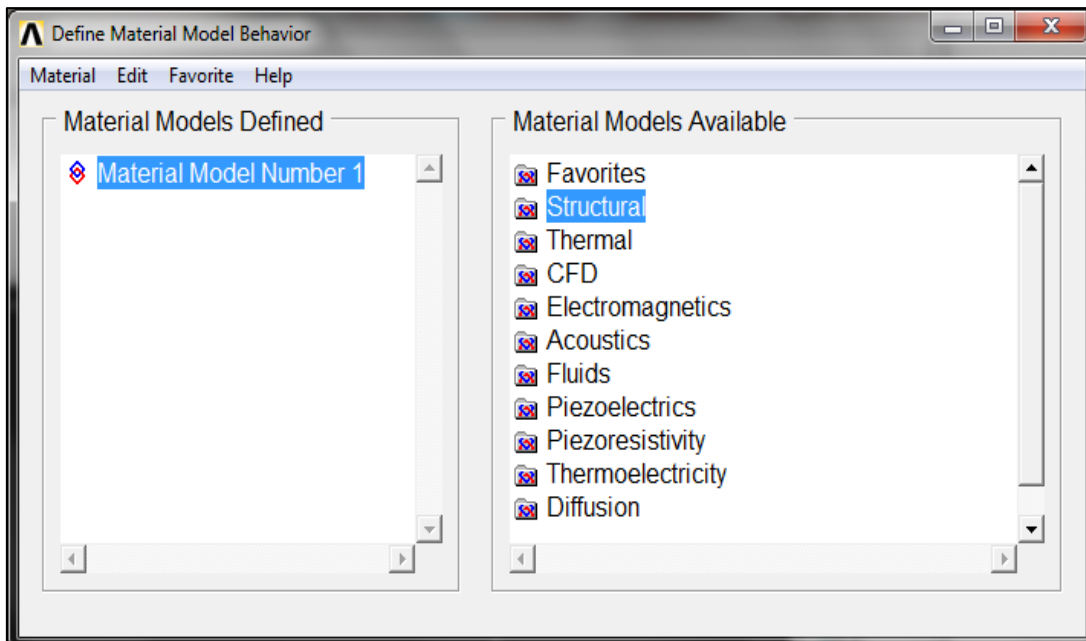


Figure IV.3. Interface d'introduction des propriétés des matériaux

- Cliquer sur **Structural > Linear > Elastic > Isotropic**

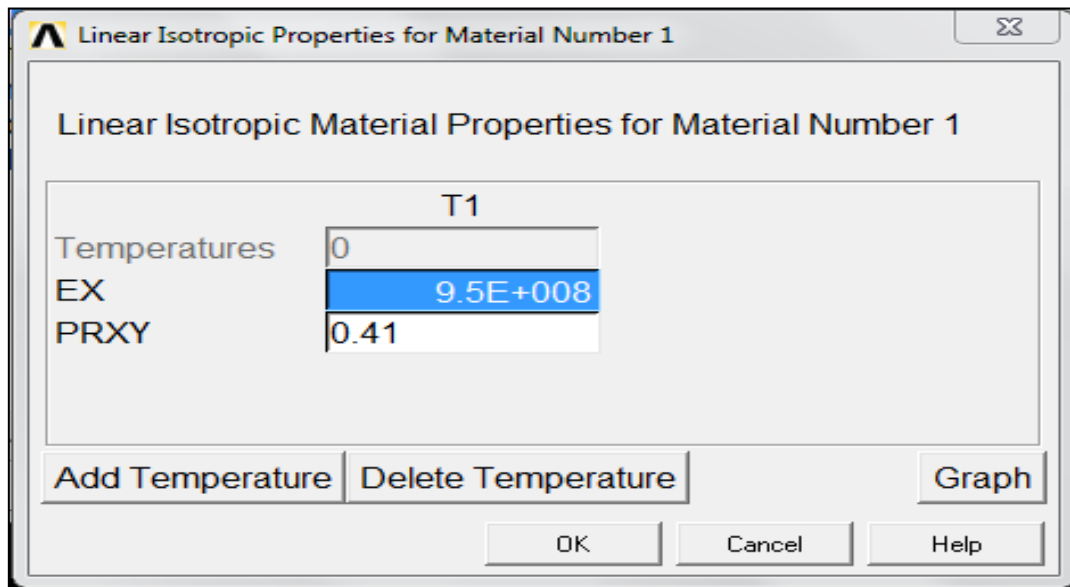


Figure IV.4. Procédure d'introduction du Module de Young et le coefficient de Poisson des matériaux

- Cliquer sur '**OK**' pour continuer.
- On clique sur : **structural > Density**

### IV.3. Discrétisation de la structure en éléments finis et modèle rhéologique

Le logiciel Non commercial ANSYS, est l'un des simulateurs puissant d'analyse structural basé sur la méthode des éléments finis. Il est ainsi utilisé dans l'analyse et l'évaluation transitoire des transferts thermique dans les matériaux, le calcul de champ de contraintes résiduelles pendant le chargement, etc. L'analyse effectuée par ANSYS inclue deux étapes, à savoir une étape de modélisation et une étape de calcul. La 1<sup>ère</sup> étape consiste à modéliser la structure en élément finis en choisissant l'élément qui convient au type d'analyse à effectuer, comme par exemple : l'élément **PLANE 55** convient pour les problèmes thermiques et l'élément **PLANE 182** (figure IV.5) pour l'analyse structural. La 2<sup>ème</sup> étape est subdivisée en trois, à savoir :

1. L'étape pré-processeur : qui consiste à introduire la géométrie du problème, propriétés des matériaux tel que (constantes du fluage, le module de rigidité, coefficient de poisson, densité, conductivité thermique, etc..) et les conditions au limite ;
2. Tandis que, dans l'étape solution, nous choisissons le type d'analyse qu'on doit effectuer ;
3. Finalement, les résultats de la solution effectuée sont observés dans l'étape post-processeur.

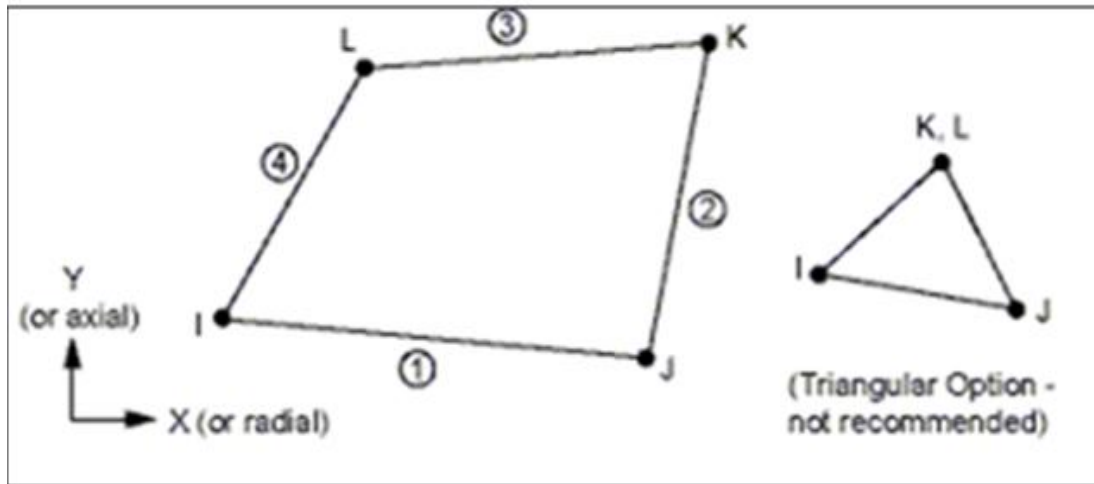


Figure IV.5. Géométrie des éléments PLANE 182 (ANSYS 17.1)

La figure IV.6 suivante illustre le modèle rhéologique proposé par Winkler. Le recours aux ressorts élastiques pour modéliser le comportement du sol peut présenter cet avantage. La méthode des ressorts assimile le comportement d'un pieu à celui d'une poutre élastique reposant sur une série de ressorts rapprochés découplés. Cette méthode relie le comportement du sol (réaction du sol (P)) au comportement du pieu (déplacement (y)) sous un chargement harmonique.

Les figures IV.7 et IV.8 suivantes illustrent la discrétisation de la structure (sol – pieux) en Élément Finis PLANE 182, ainsi que la zone d'interface sol - structure suivant le modèle rhéologique donné dans la figure IV.6, avec un nombre de 637 éléments et 1005 nœuds.

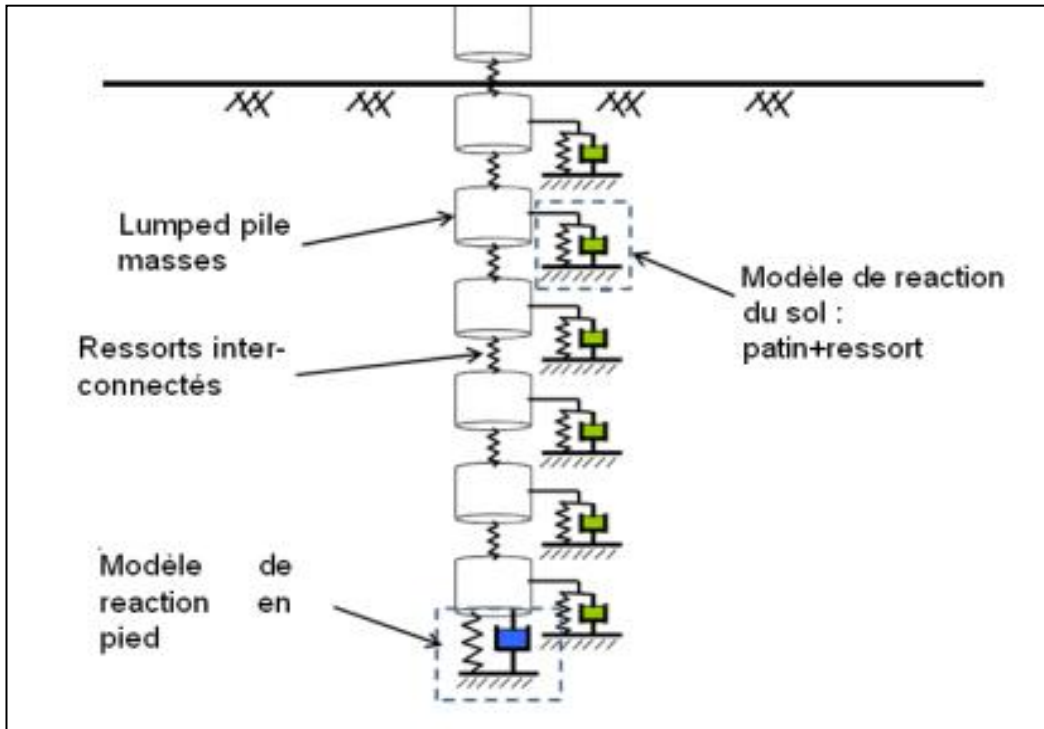


Figure IV.6. Modèle rhéologique de Smith (1960) et discrétisation de l'interaction sol - structure

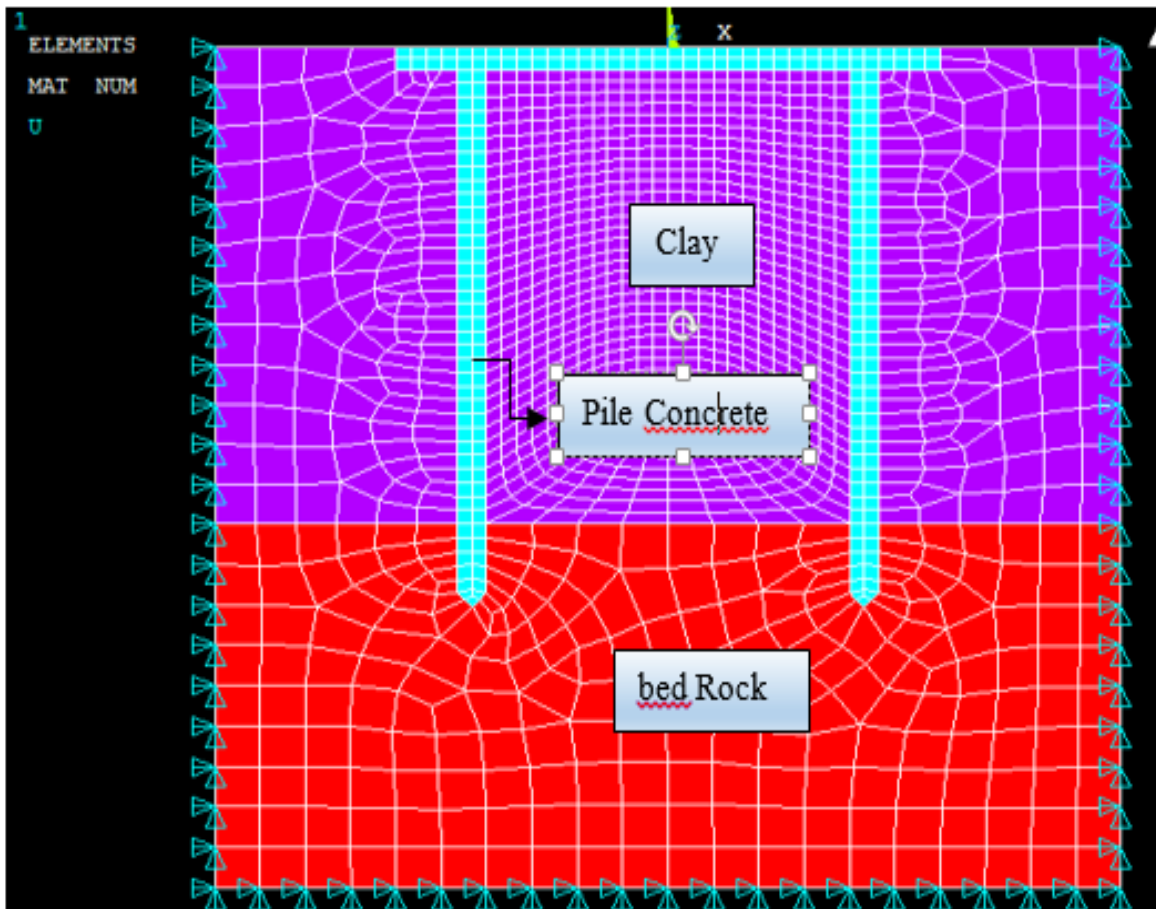


Figure IV.7. Discrétisation de la structure sol – pieux en Elément Finis PLANE 182

## IV.4. Comportement au contact des structures

### IV.4.1. Méthodes de résolution du contact

Il existe différentes méthodes numériques permettant de générer le contact entre deux solides, ou entre un solide et une surface rigide. Parmi les plus utilisées et citée dans la littérature, on peut citer :

#### 1. Méthode de Pénalité (Penalty Method)

Méthode exposée par [Chan S.H. and Tuba I.S., (1971)]. Elle permet de gérer le contact entre un nœud frontière d'un corps élastique et une surface. Cette surface peut être rigide (contact élastique – rigide) (figure IV.9), soit une surface élastique (contact élastique – élastique). L'équation IV.1 illustre la force de contact en fonction de la pénétration et la rigidité du corps.

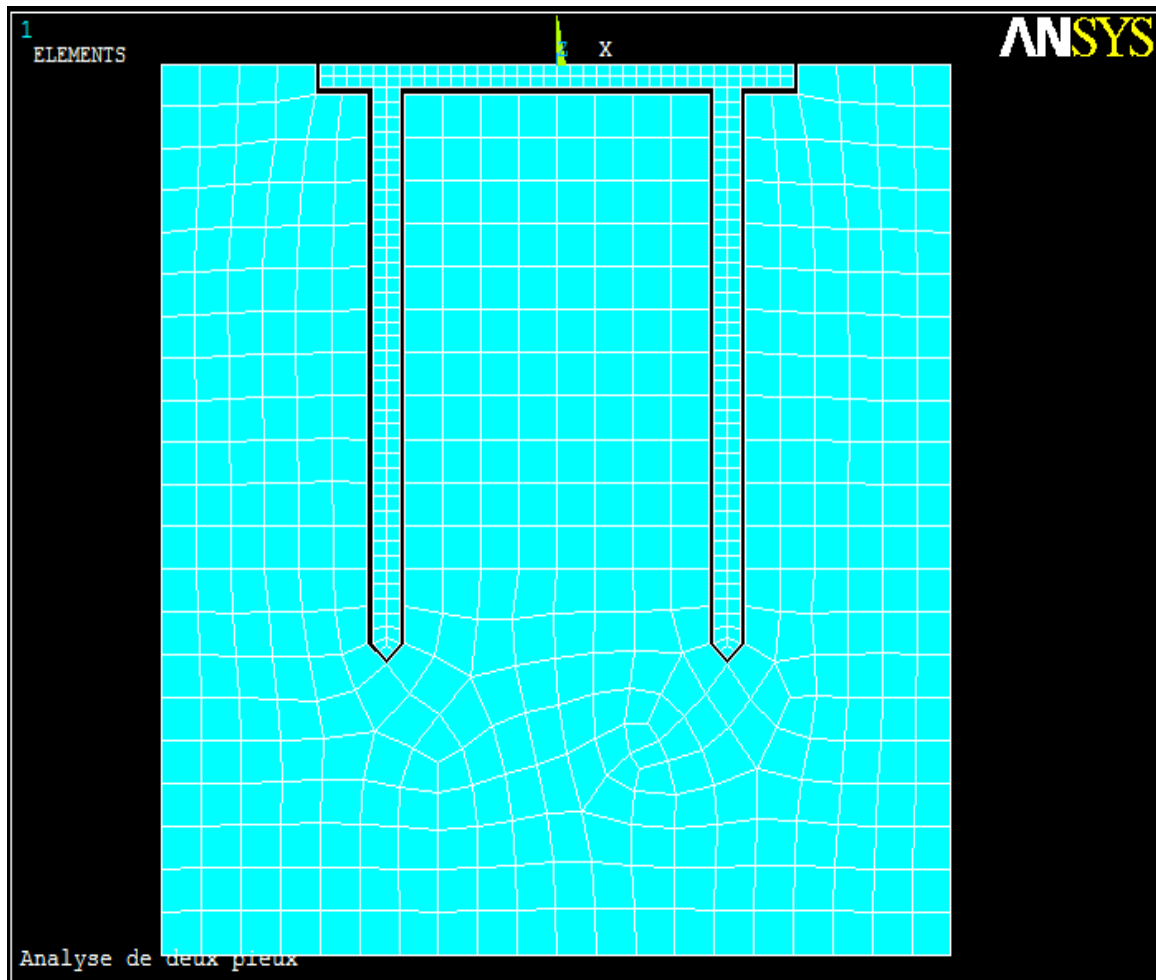


Figure IV.8. Création de l'interface sol-structure (pieux)

$$F_n = k_n X_p \quad (IV.1)$$

Avec :

$F_n$  : force de contact ;

$K_n$  : raideur de contact (coefficient de pénalisation), défini par ANSYS par une constante réelle FKN pris entre (0.01 et 0.1) ;

$X_p$  : degré de pénétration.

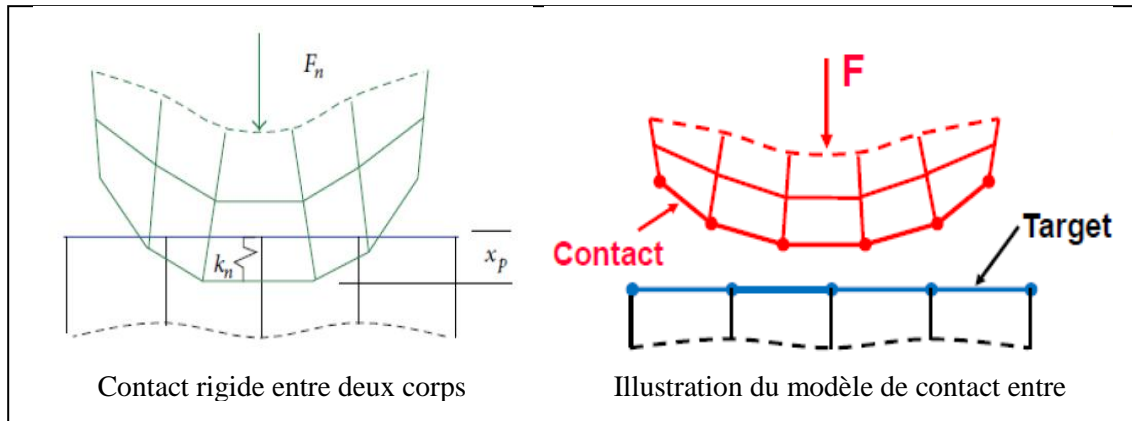


Figure IV.9. Modèle rhéologique du contact

Cette méthode facile à mettre en œuvre dans un code d'élément finis. Le choix des coefficients de pénalisation (raideur de contact) définis dans ANSYS comme paramètre FKN est pris égal à une valeur comprise entre 0.01 et 0.1. En effet, une faible valeur de ce coefficient conduit à de grandes valeurs de pénétration qui ne sont pas acceptable physiquement. ANSYS prend une valeur maximale de 0.1.

## 2. Méthode des multiplicateurs de Lagrange

Méthode introduite par [Simo J.C. and all (1985), Wriggers.P and Simo J.C. (1985)], qui permet de respecter la condition de non pénétration et d'éviter les problèmes liés au choix des coefficients de pénalisation. Sa mise en œuvre est plus difficile puisque elle nécessite d'une part l'introduction d'inconnus (multiplicateurs de Lagrange), et d'autre part la définition d'une surface maître et de nœuds esclave. L'équation (IV.2) régit le comportement du contact.

$$[K_n] \{X\} = \{F\} + \{F_n\} \quad (IV.2)$$

Les conditions de contact sont alors imposées aux nœuds esclaves qui ne doivent pas pénétrer dans le domaine délimité par la surface maître.

#### IV.4.2. Procédure de modélisation du contact par ANSYS

Le comportement des sols est très complexe. Le comportement des interfaces sont généralement soumises à de fortes sollicitations de cisaillement. Le contact sol-structures peut être modélisé à l'aide du modèle de contact entre deux corps. Afin de proposer une modélisation du contact, nous allons effectuer une discrétisation de la surface de contact.

ANSYS (ANSYS Contact Technology) met en évidence la procédure de modélisation du plusieurs type de contact, en insérant pour chaque type, l'élément qui lui convient. A titre d'exemple :

- \* Les éléments CONTACT12, LINK10, COMBIN40, CONTAC52 et CONTA178 conviennent le contact Nœud – nœud ;
- \* Élément CONTAC26 pour le contact Nœud – ligne ;
- \* Les éléments CONTAC48, CONTAC49, pour le contact nœud - surface ;
- \* Et enfin les éléments de contact surface à surface sont: TARGE169, TARGE170, CONTA171, CONTA172, CONTA173, CONTA174.

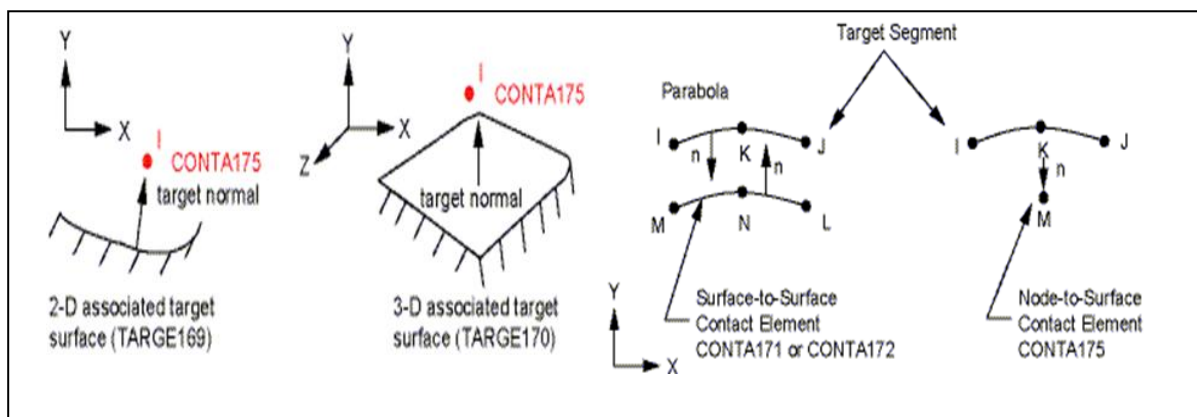


Figure IV.10. Eléments de contact TARGE 169 contacte 170, 171,172 et 175

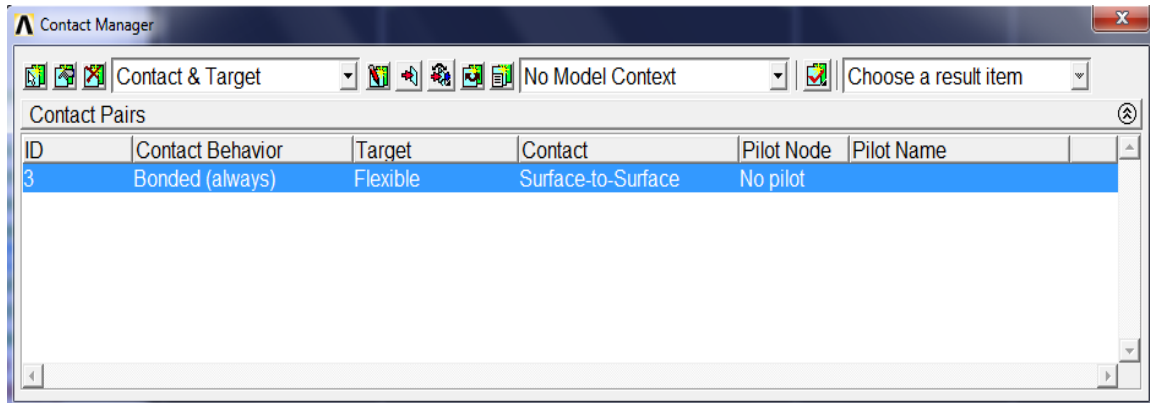
La procédure de modélisation nécessite sept étapes à savoir :

- Création de la géométrie du modèle ;
- Maillage du modèle ;
- Création d'une paire de contact (Surface – surface, Nœud – nœud ...etc) ;
- Spécifié le type d'analyse (Statique ou transitoire) et solution contrôle ;
- Application du chargement et les conditions aux limites ;
- Lancer la solution ;
- Avoir les résultats.

ANSYS génère le contact en suivant la procédure suivante :

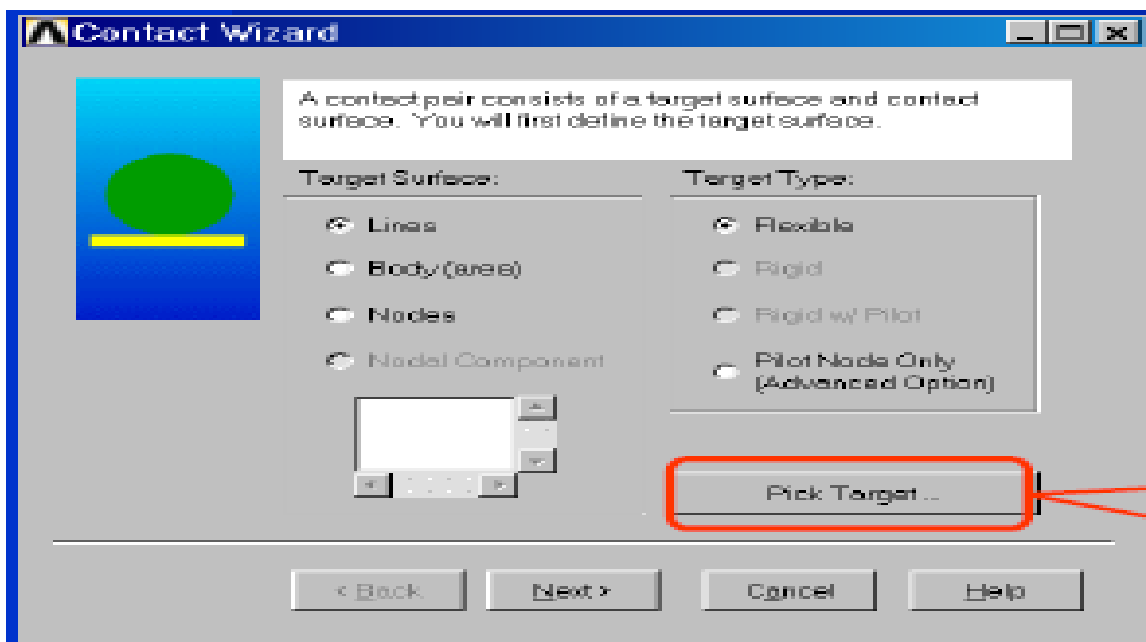
Dans le menu préprocesseur on clique :

### 1. Preprocessor > Modeling > Create > Contact Pair

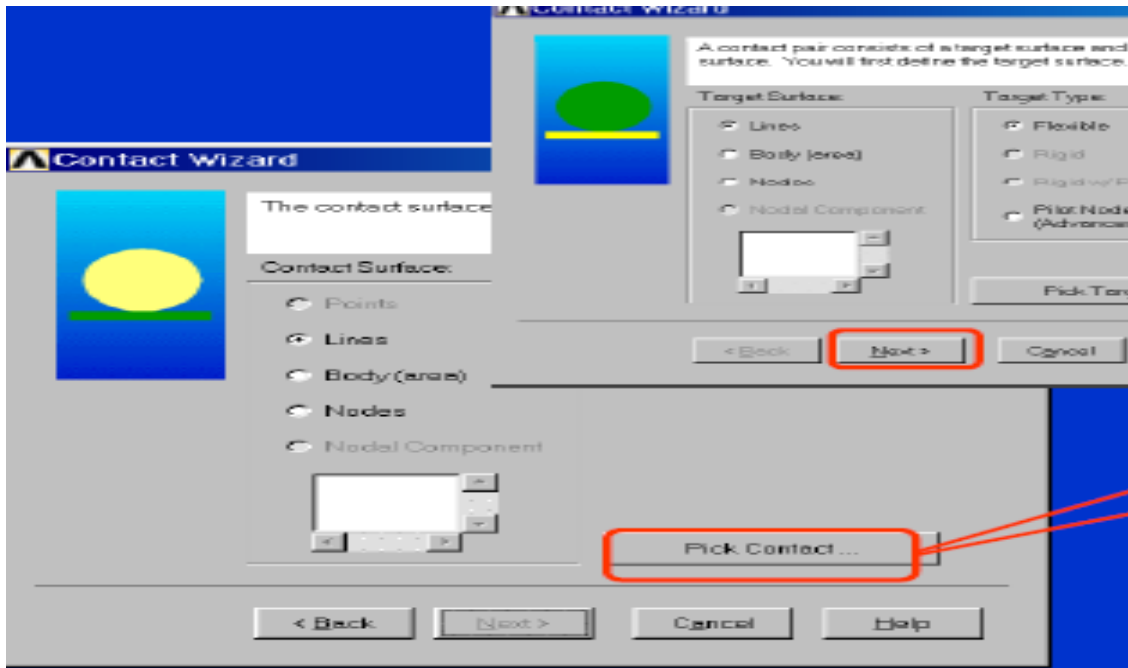


### 2. Contact Manager > Contact Wizard Icon

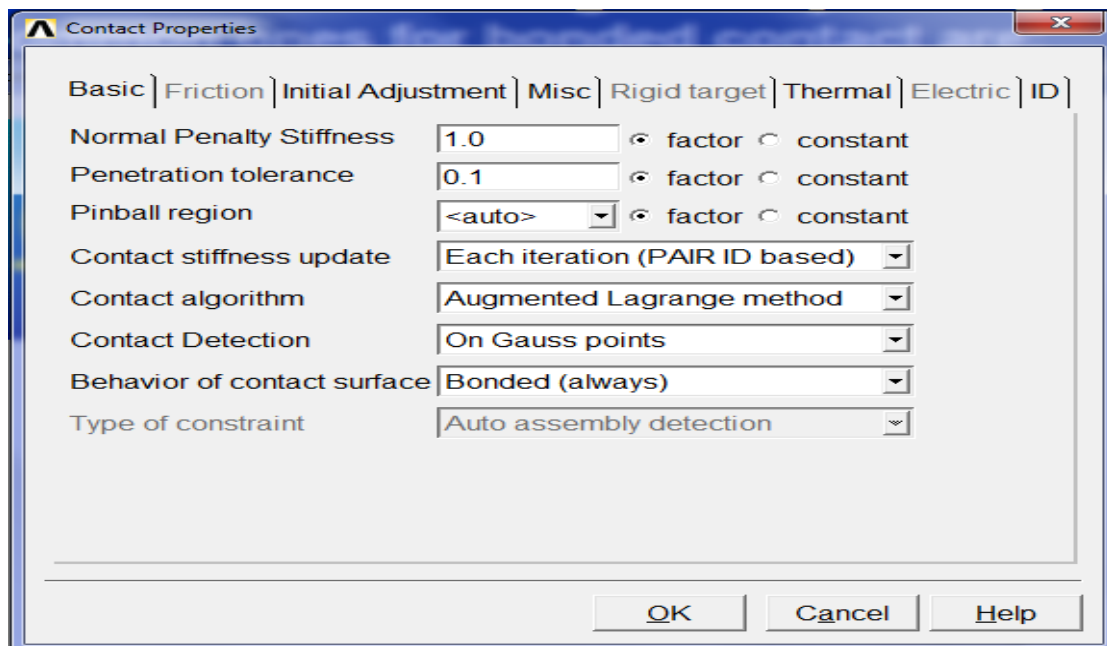
D'une part on clique sur (**Pick target**) pour sélectionner les surfaces maîtresses au sein du modèle géométrique.



D'autre part on clique sur (**pick the contact surface**), pour créer le contact (**surface – surface**).



On introduit la méthode choisie et le coefficient de pénalisation.



Finalement on doit générer le contact entre surface (figure IV. 11).

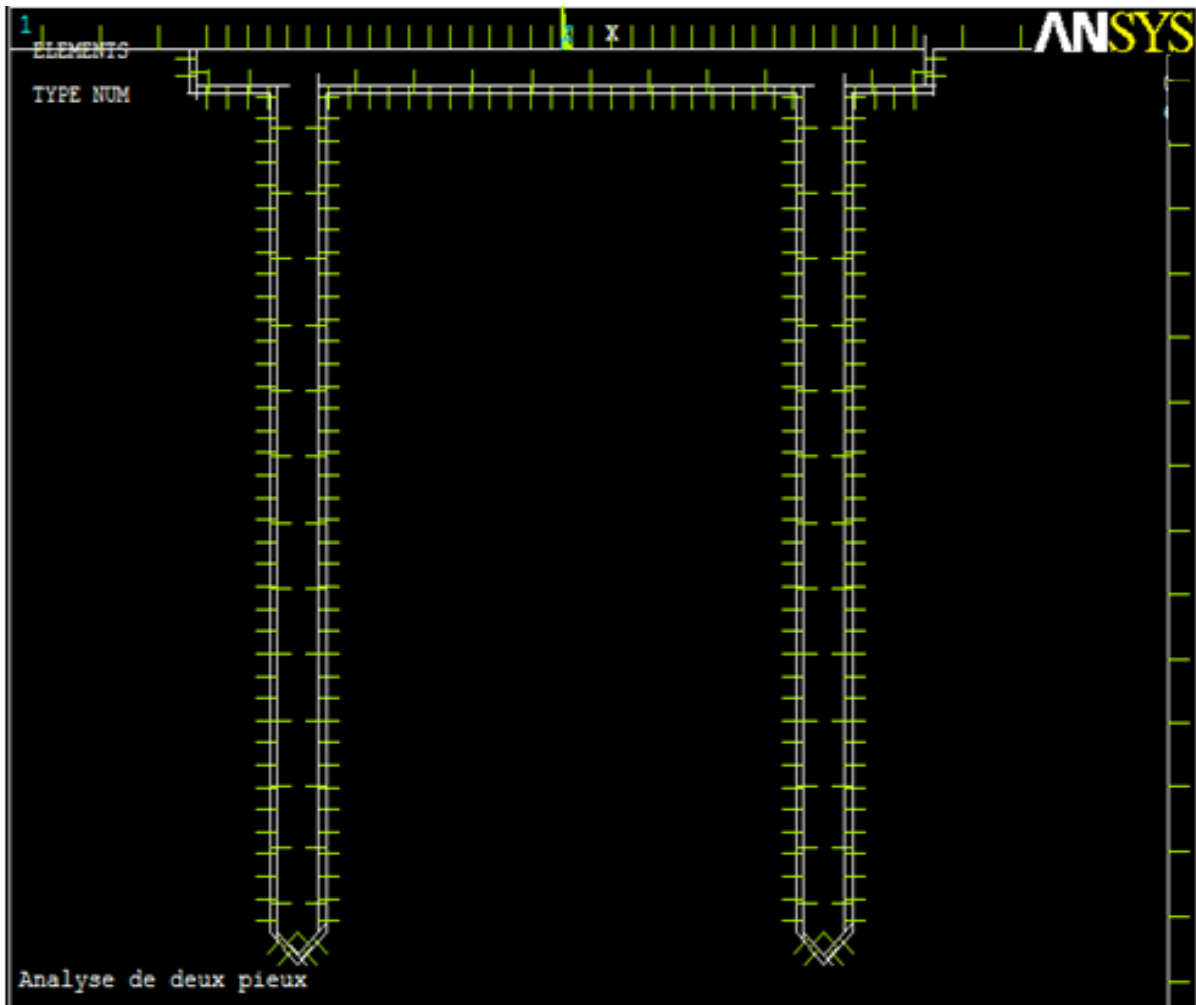


Figure IV.11. Génération du contact sol - structure dans le modèle

#### IV.4.3. Procédure de modélisation du comportement harmonique par ANSYS

Le comportement harmonique est régi par une loi de comportement donnée comme suit :

$$M \cdot \ddot{x} + C \cdot \dot{x} + K \cdot x = F \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

$M$  : matrice masse ;

$\ddot{x}$  : Vecteur accélération ;

$C$  : Matrice d'amortissement ;

$\dot{x}$  : Vecteur vitesse ;

$K$  : Matrice de rigidité ;

$x$  : vecteur déplacement ;

$F$  : vecteur force.

$K_a$  : spécificité de l'analyse harmonique, c'est que le vecteur déplacement  $x$  et le vecteur force  $F$  doivent être harmonique sous une fréquence ( $\omega$ ) ou :

$$\{F\} = \{F_{max} e^{i\psi}\} e^{i\omega t} = [\{F_1\} + i\{F_2\}] e^{i\omega t}$$

$$\{u\} = \{u_{max} e^{i\psi}\} e^{i\omega t} = [\{u_1\} + i\{u_2\}] e^{i\omega t}$$

Avec :

$\psi$  : angle de phase ;

$i$  : nombre imaginaire.

L'équation IV.3 devient :

$$-\omega^2 M + i\omega C + K + x_1 + i x_2 = F_1 + i F_2 \quad (\text{IV.4})$$

La figure IV.12 illustre la procédure d'introduction de l'analyse par le code de calcul Ansys en suivant le cheminement indiqué :

**Solution > Analysis Type > New Analysis Type > Harmonic**

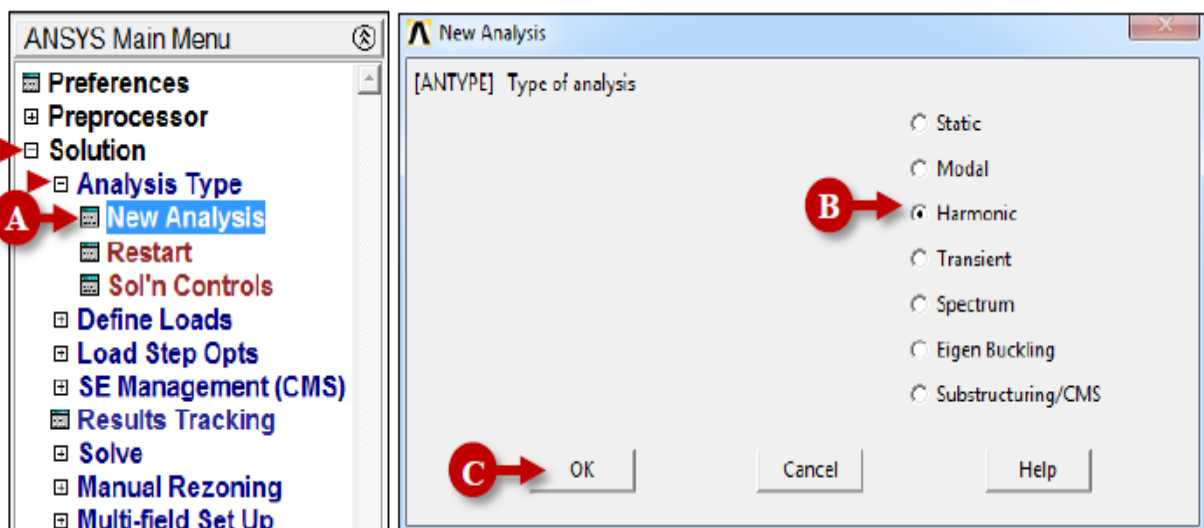


Figure IV.12. Procédure d'introduction de l'analyse harmonique

Après avoir introduit la géométrie de la structure, les paramètres physique des matériaux (Module de Young, densités, coefficients de poisson), et les conditions aux limites, on applique le chargement harmonique à faible fréquences (100 Hz) sur la structure comme suit :

**Solution > Define Loads > Apply > Structural > Force/Moment > On Keypoints**

L'intervalle de fréquence est défini comme suit :

**Solution > Load Step Opts > Time/Freque > Freq and Substps**

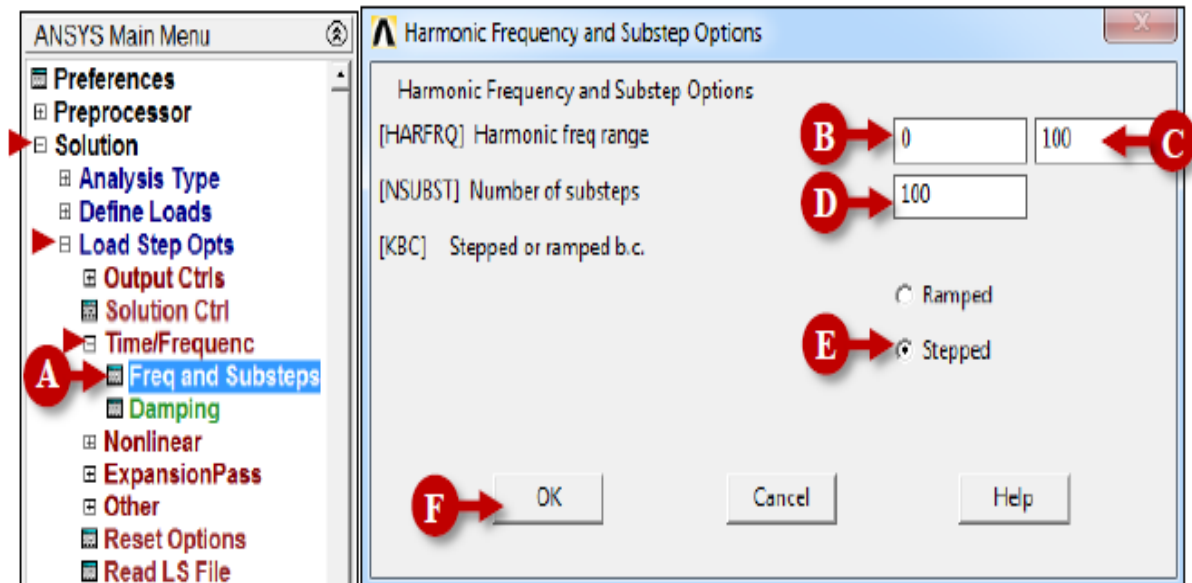


Figure IV.13. Procédure d'introduction de la fréquence harmonique

Avec :

- Harmonic Freq Range (0, 100 Hz) : intervalle de fréquence en Hz (1tr/s) ;
- Number of Substeps (100) : nombre de sous étapes ;
- Stepped.

NB : Dans le cas du chargement harmonique, on choisit généralement l'option (Stepped), indiquant la valeur de l'amplitude maximal.

Une fois le chargement appliqué, on doit choisir la méthode d'analyse. A savoir qu'il y a trois méthodes d'analyse harmonique :

- Méthode générale (Full Method) : méthode aléatoire, facile à appliquer par rapport aux autres méthodes ;
- Méthode réduite ;
- Méthode de superposition modale.

#### IV.5. Présentation des résultats

Aux termes des résultats obtenus, consistant à l'étude de l'influence de l'interaction sol structure dans la réponse des pieux au chargement harmonique, les figures IV.14 et IV.15 illustrent les déplacements  $U_x$  et  $U_y$  respectivement.

On constate d'après les valeurs maximales obtenues que la raideur dynamique des pieux influences largement sur la réponse des pieux. D'après les résultats de simulation, la partie

ancrée des pieux dans le substratum rocheux ne subis aucun déplacement. Cela indique les conséquences de l'ancrage sur la réponse du pieu.

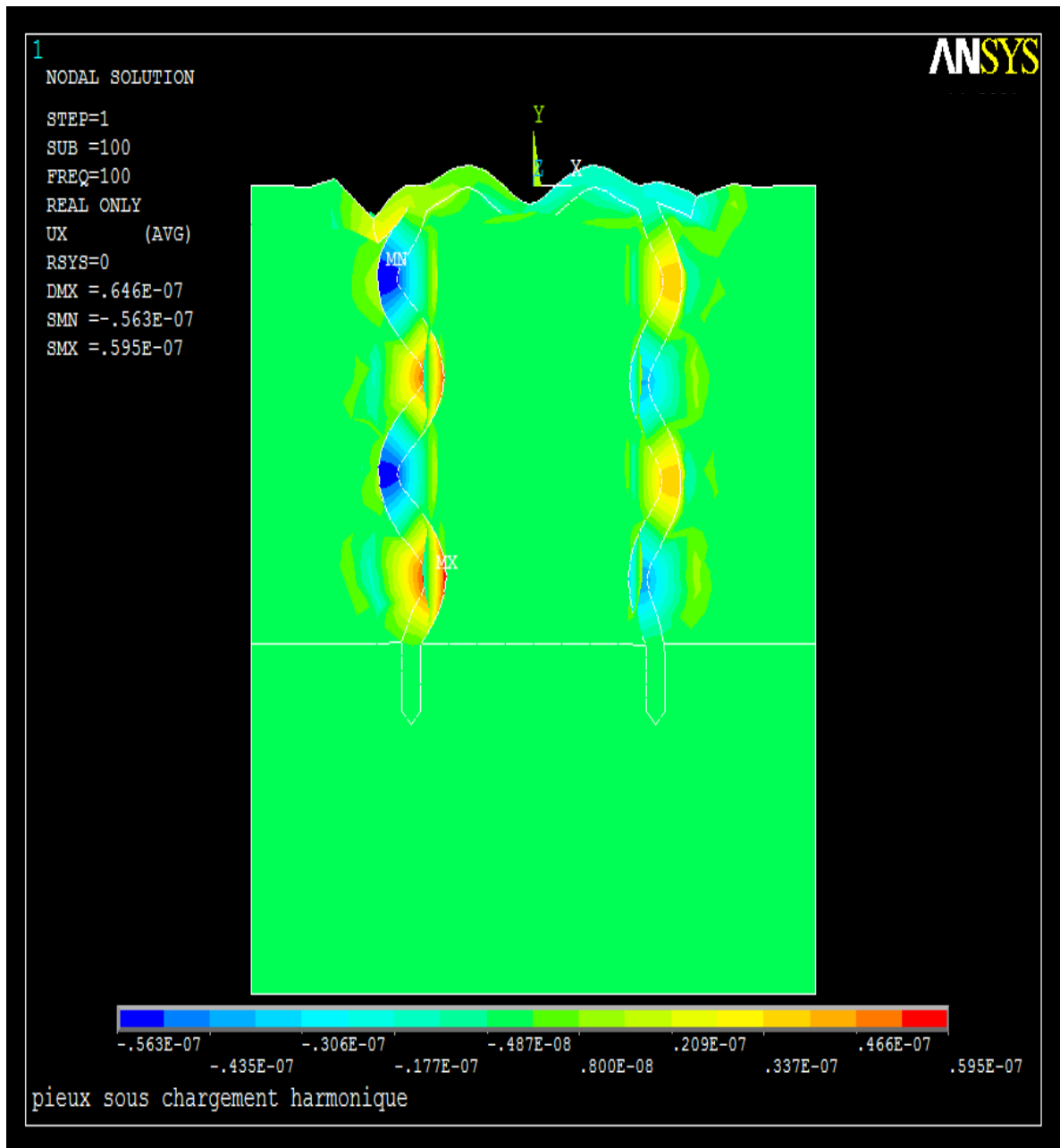
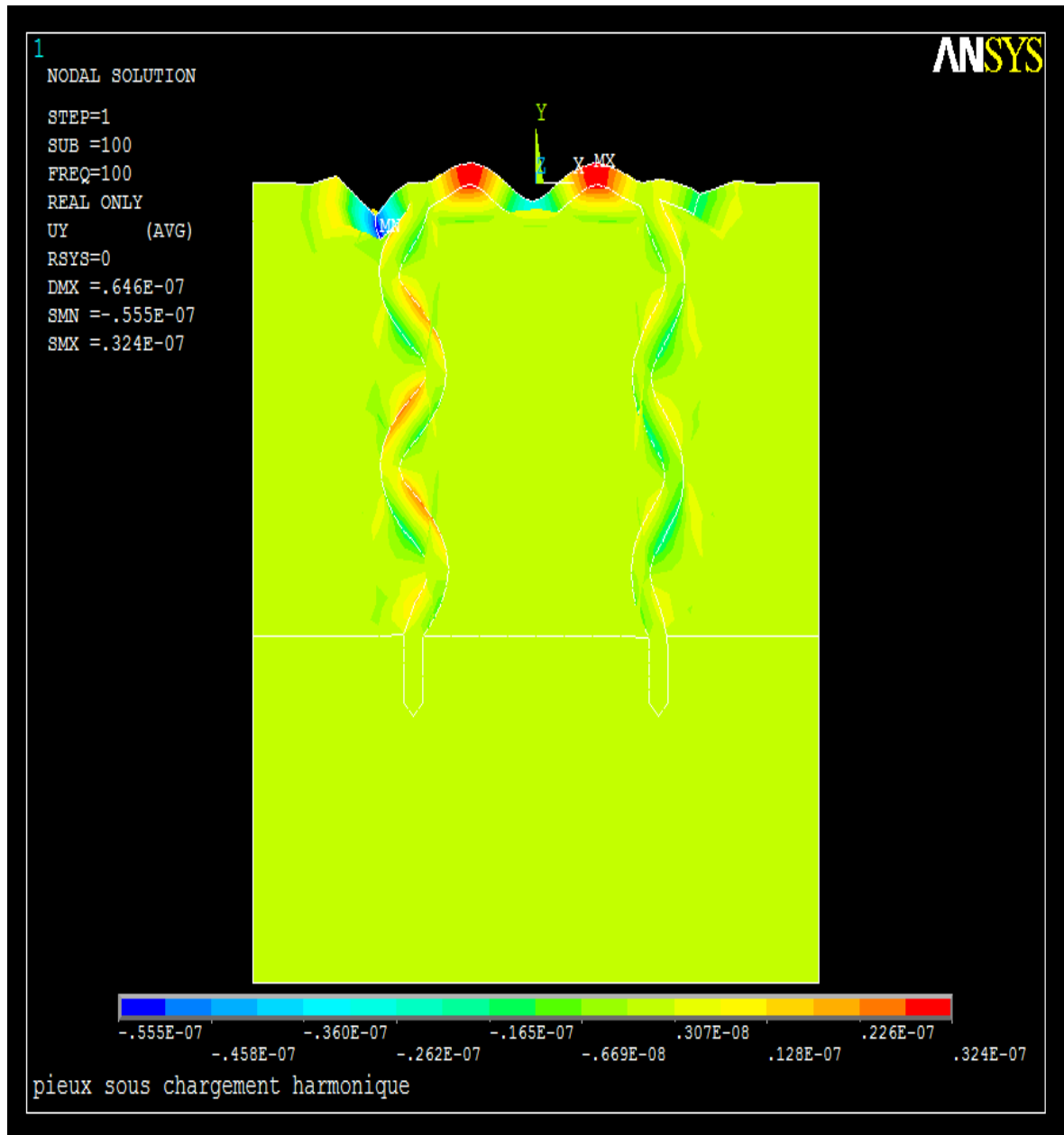


Figure IV.14. Contour des déplacements  $U_x$

Figure IV.15. Contour des déplacements  $U_y$ 

L'amortissement est concrétisé lors de l'enregistrement de la courbe des déplacements  $U_y$  par la présence d'un régime de « bosses » qui se caractérise par un spectre de déformation sous forme de fenêtres triangulaire.

Nous constatons que le pic des déplacements est atteint au cours des 5 premières fréquences, ensuite l'atténuation des pics de déformations continus jusqu'à ce qu'elles soient nuls, cela dus à la liquéfaction du sol au début du chargement.

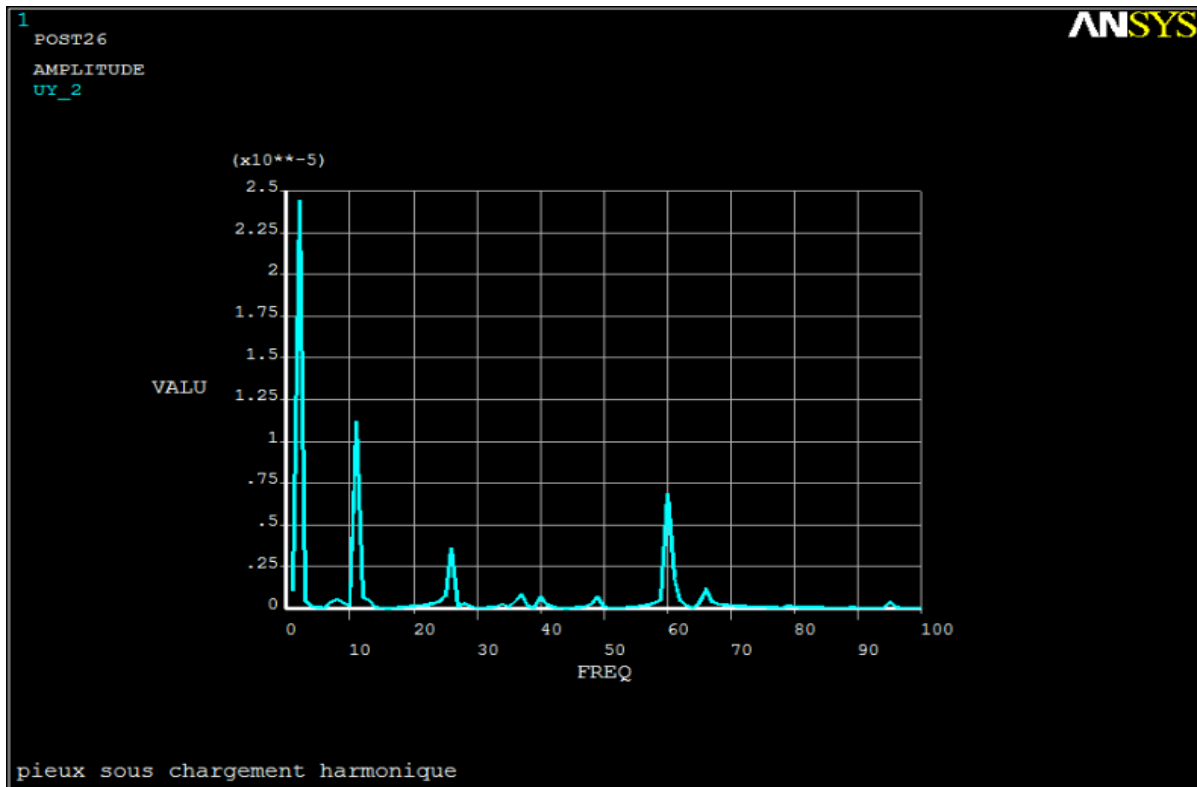


Figure IV.16. Courbe de déplacements  $U_y$  en fonction de l'amplitude des cycles pour  $F = 100 \text{ Hz}$

La figure IV.17 illustre les déformations élastique en réponse harmonique.

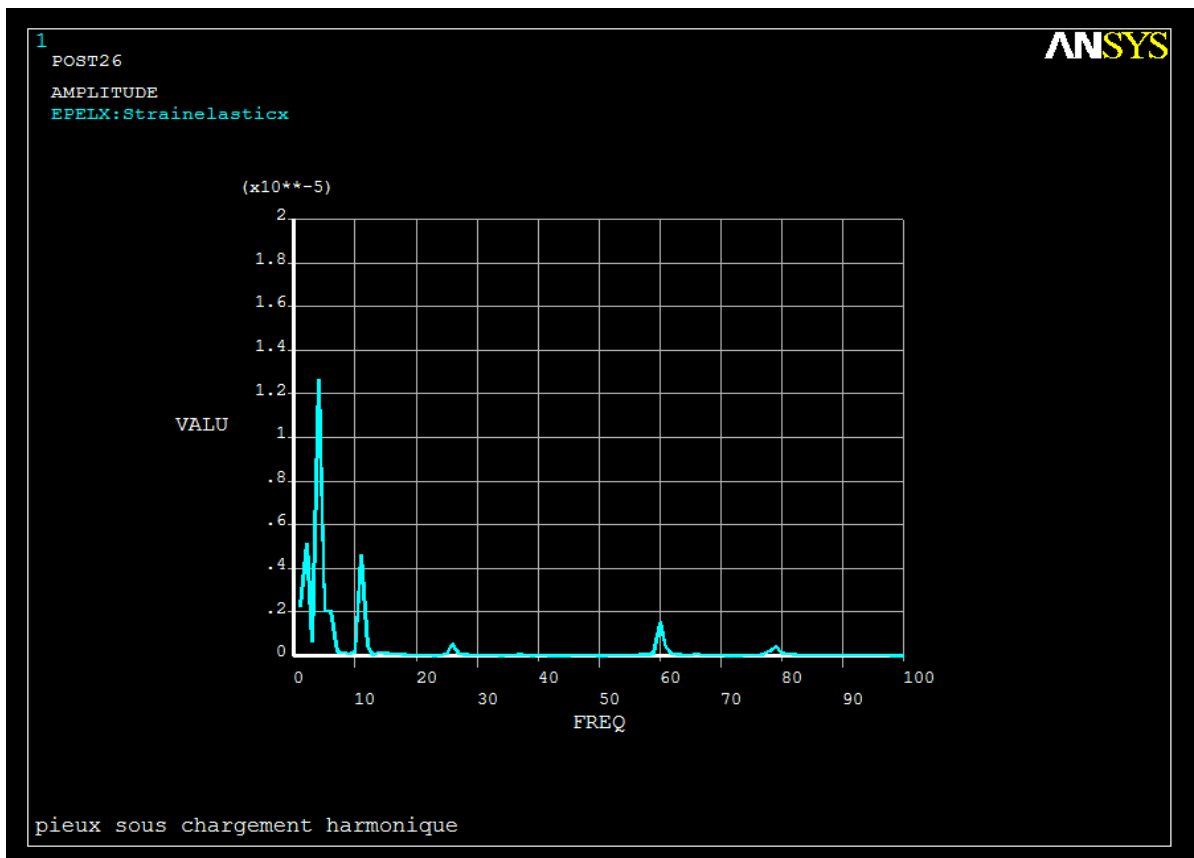
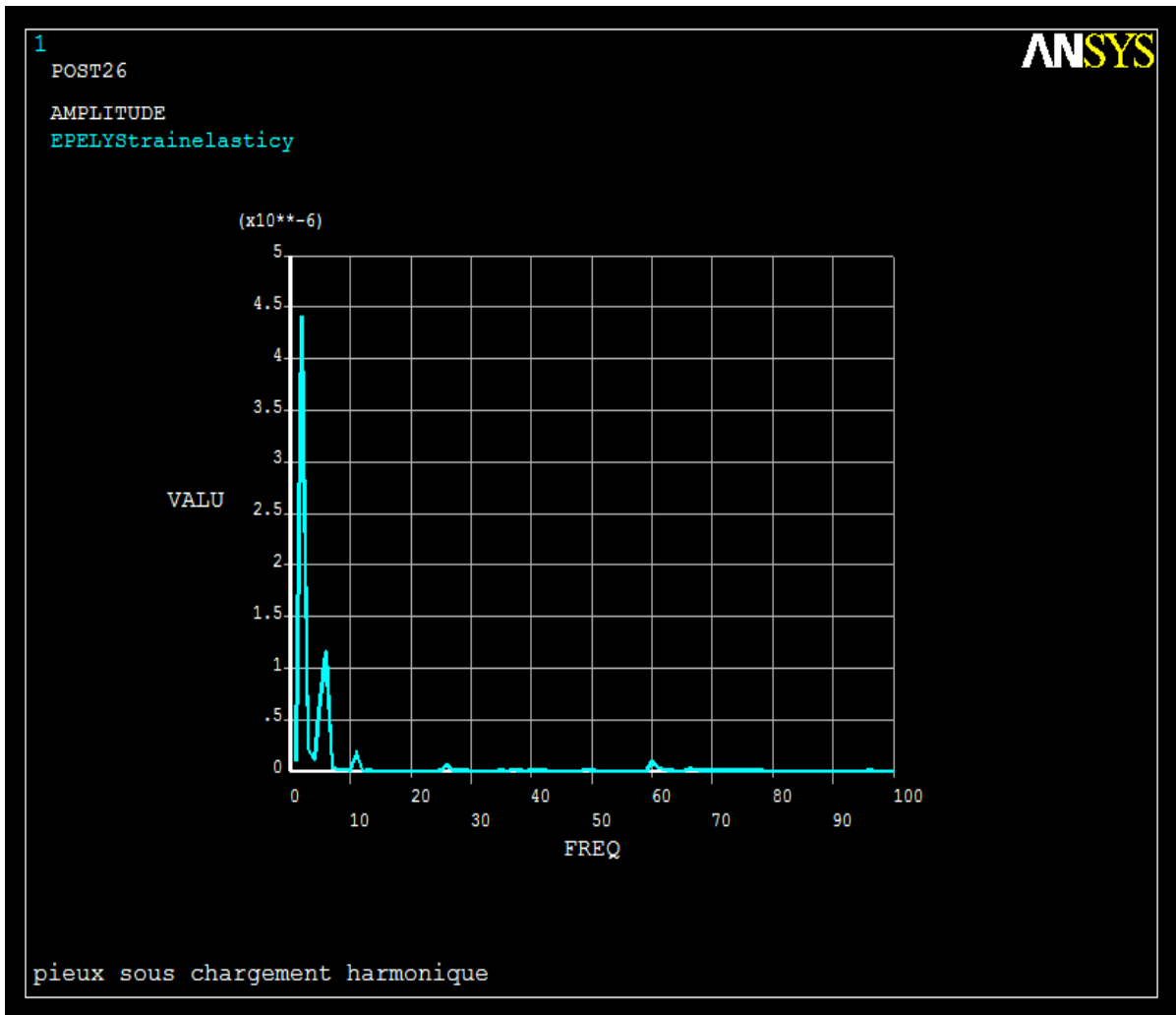


Figure IV.17. Graphe des déformation élastiques ( $\epsilon_x$ )

Figure IV.18. Graphe des déformation élastiques ( $\epsilon_y$ )

Les figures IV.19, IV.20 et IV.21 suivantes, illustrent l'intensité des contraintes et le contour des contraintes de cisaillement de la réponse des pieux. On constate que dans la partie ancrée (substratum rocheux), la répartition des contraintes suit un contour de répartition sous forme de bulbe, ce qui nous renseigne que dans cette partie d'ancrage, les pieux subissent un enfocement plus au moins important au lieu des déformations latérales, comme indiqué dans le sol argileux.

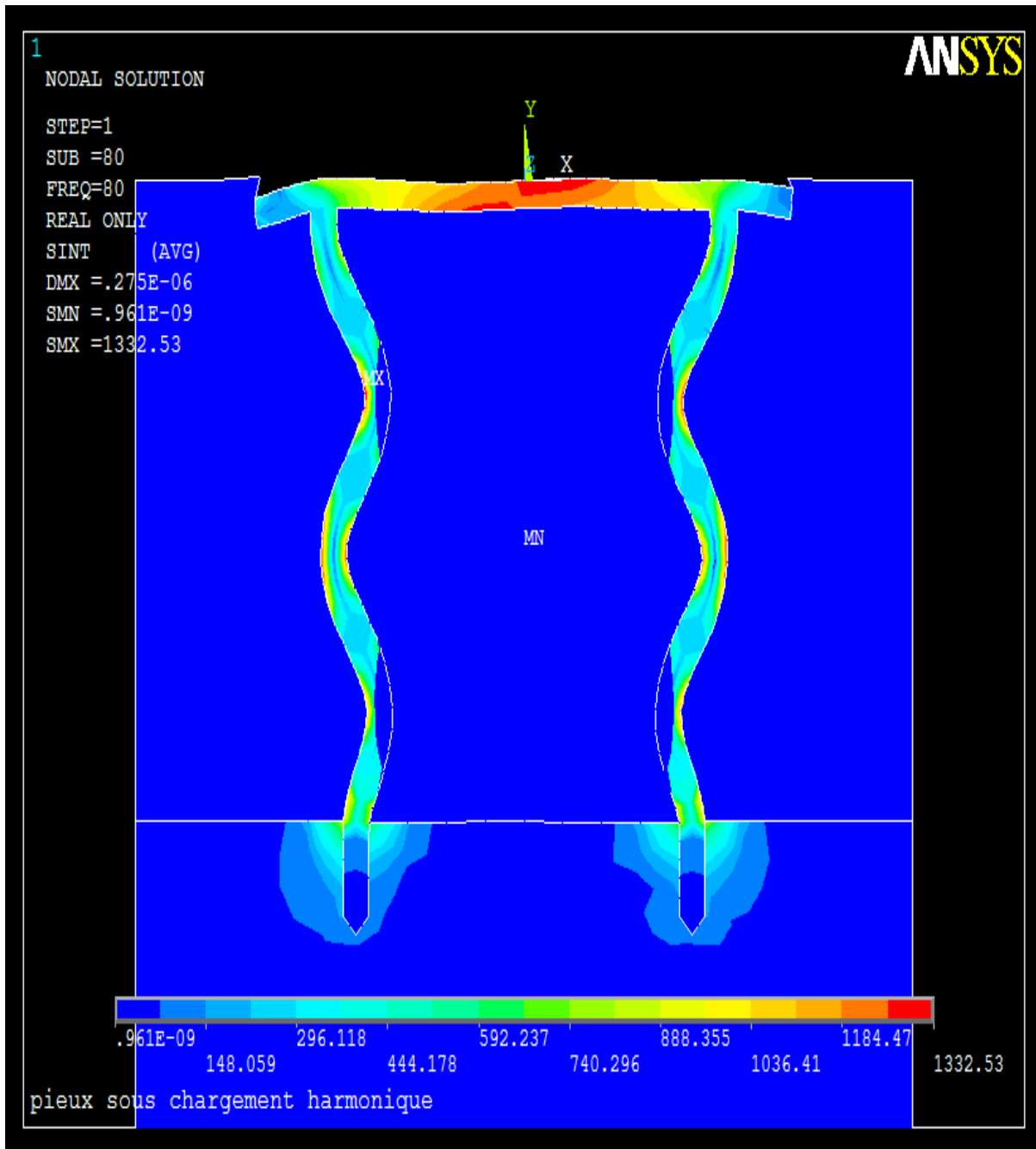


Figure IV.19. Intensité des contraintes lors de la réponse harmonique des pieux

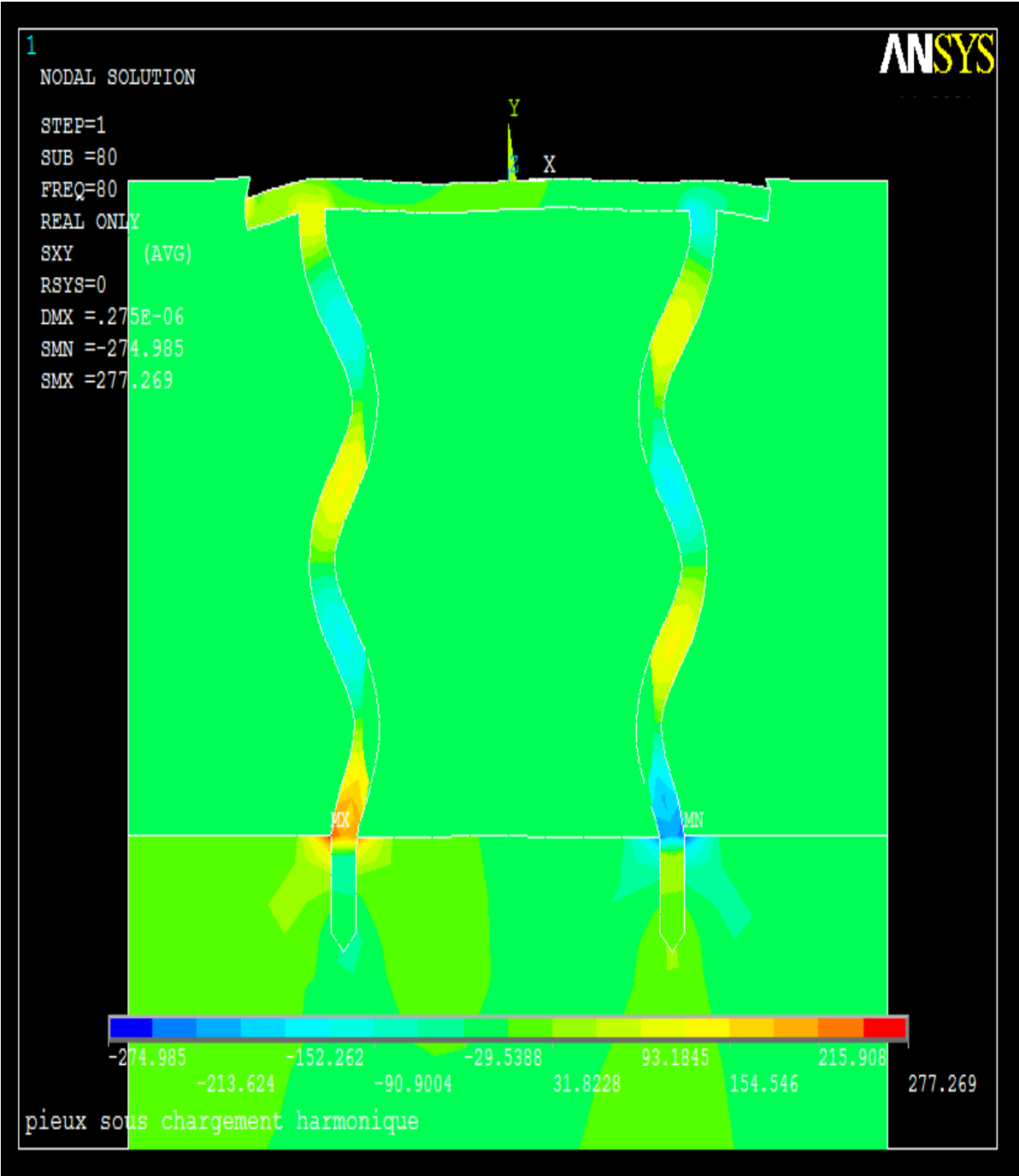


Figure IV.20. Contour des contraintes de cisaillement

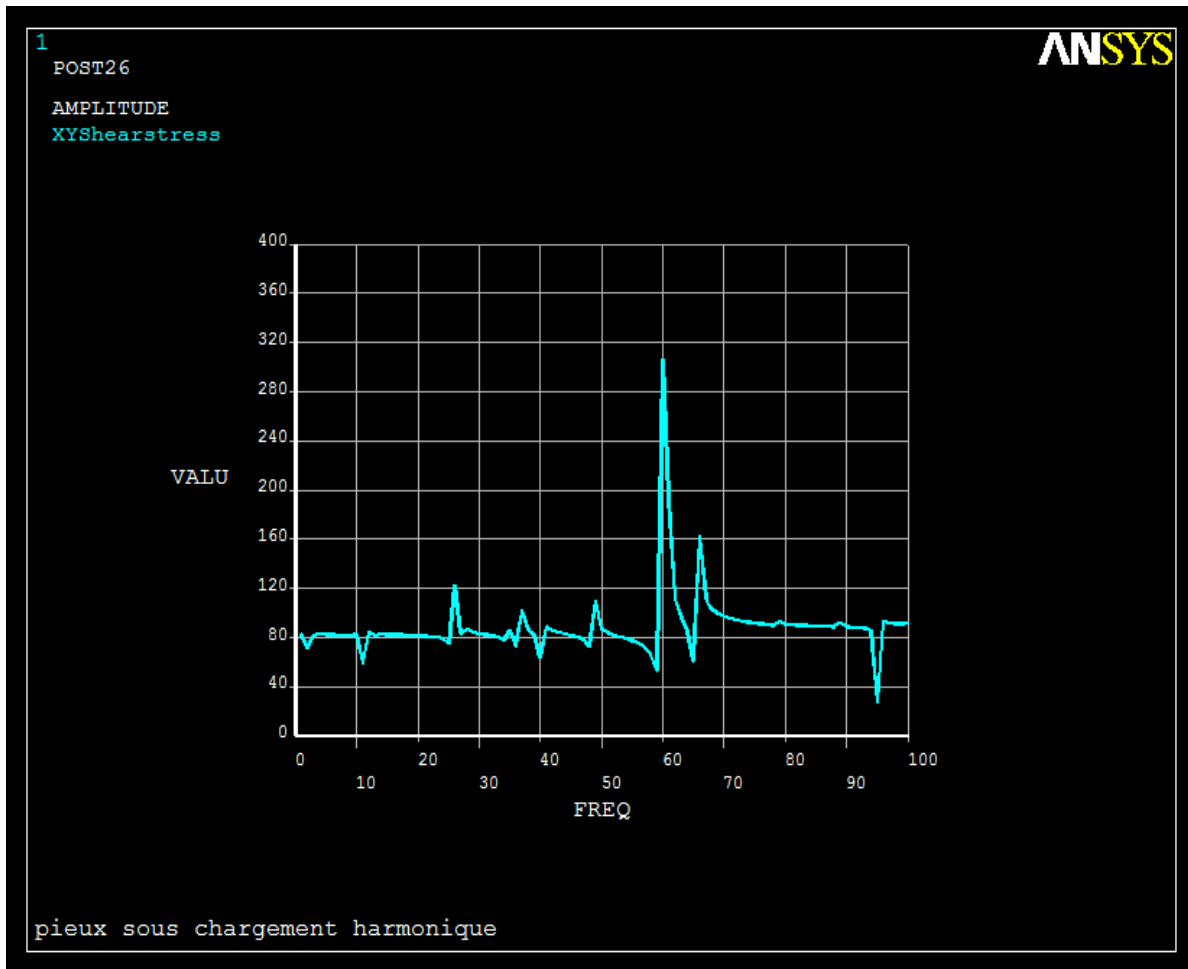


Figure IV.21. Illustration graphique des contraintes de cisaillement

Les figures IV.22, IV.23 et IV.24, ont illustré le contour et le graphe des contraintes de Von Mises, ainsi que les contraintes principales ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$ ). On constate qu'à la fréquence 60 Hz, on enregistre des valeurs maximales en termes de contraintes principales.

On constate qu'à cette fréquence (60 Hz), les déformations ( $\epsilon_x$  et  $\epsilon_y$ ) sont très faibles, ce qui nous laisse à déduire qu'à ce niveau de fréquence, on enregistre le phénomène de résonance d'amplitude et de déplacement (déformation) défini comme suit :

Résonance d'amplitude, résonance de déplacement. 'Une résonance d'amplitude existe entre un corps ou un système et une force sinusoïdale appliquée si la moindre variation dans la fréquence de la force provoque une diminution dans l'amplitude du déplacement au point d'application' (P<sub>IR</sub>. 1964).

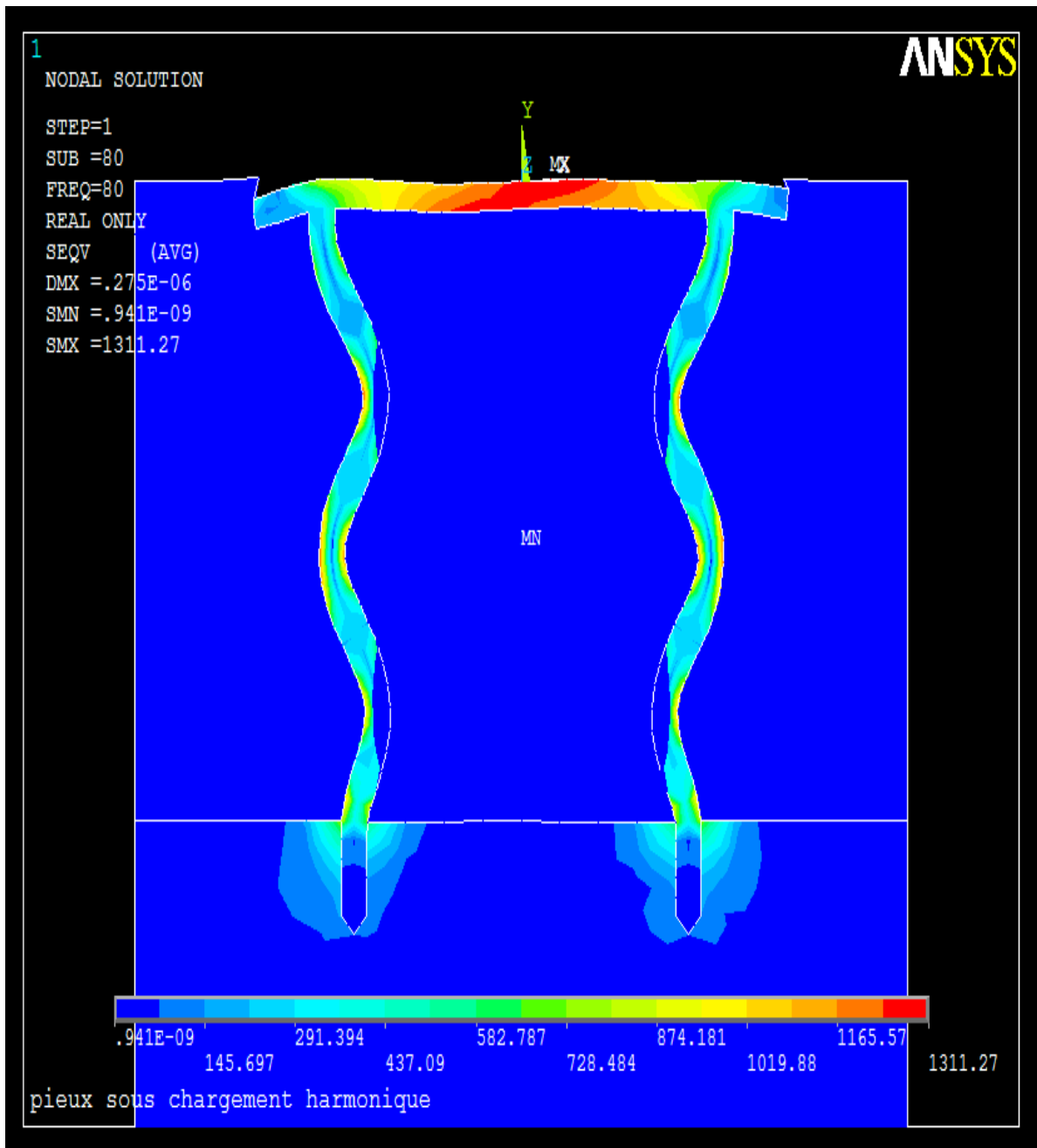


Figure IV.22. Contour des contraintes de Von Mises

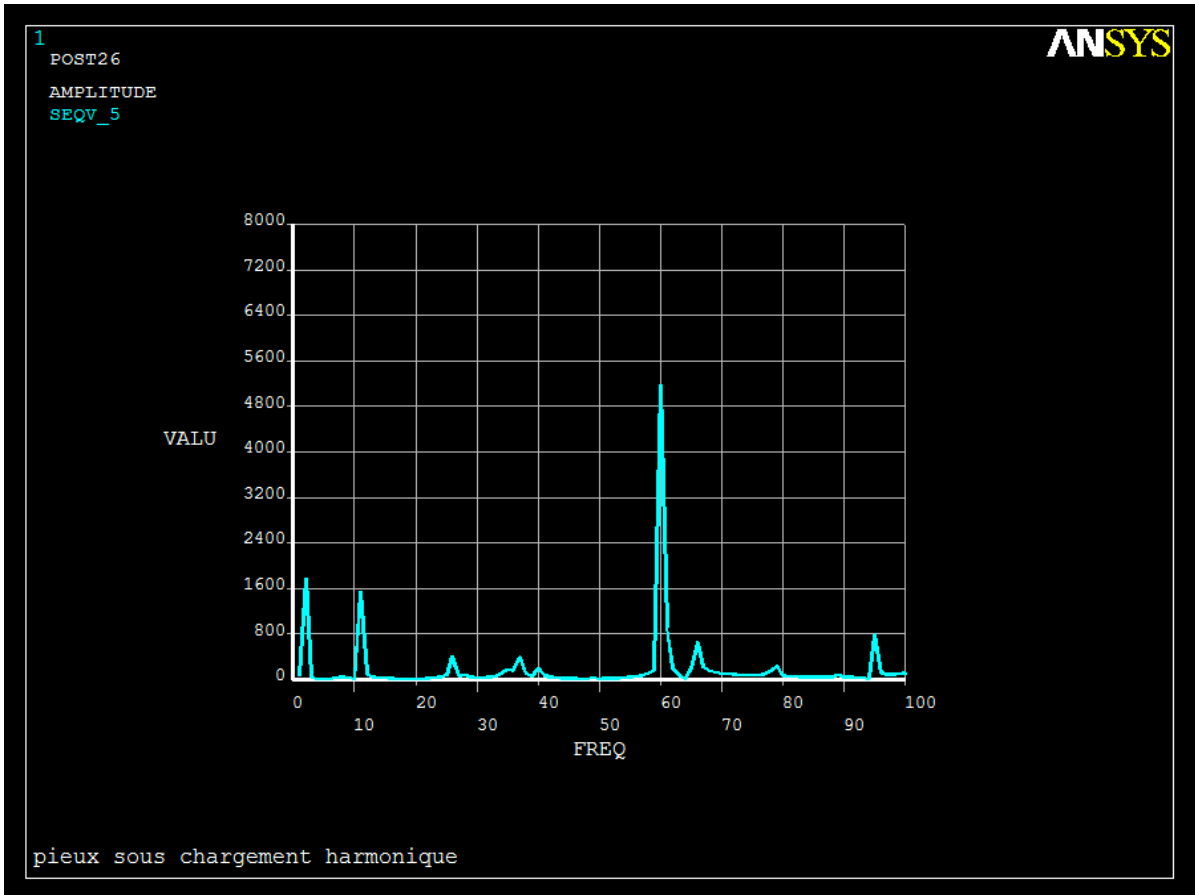


Figure IV.23. Illustration graphique des contraintes de Von Mises

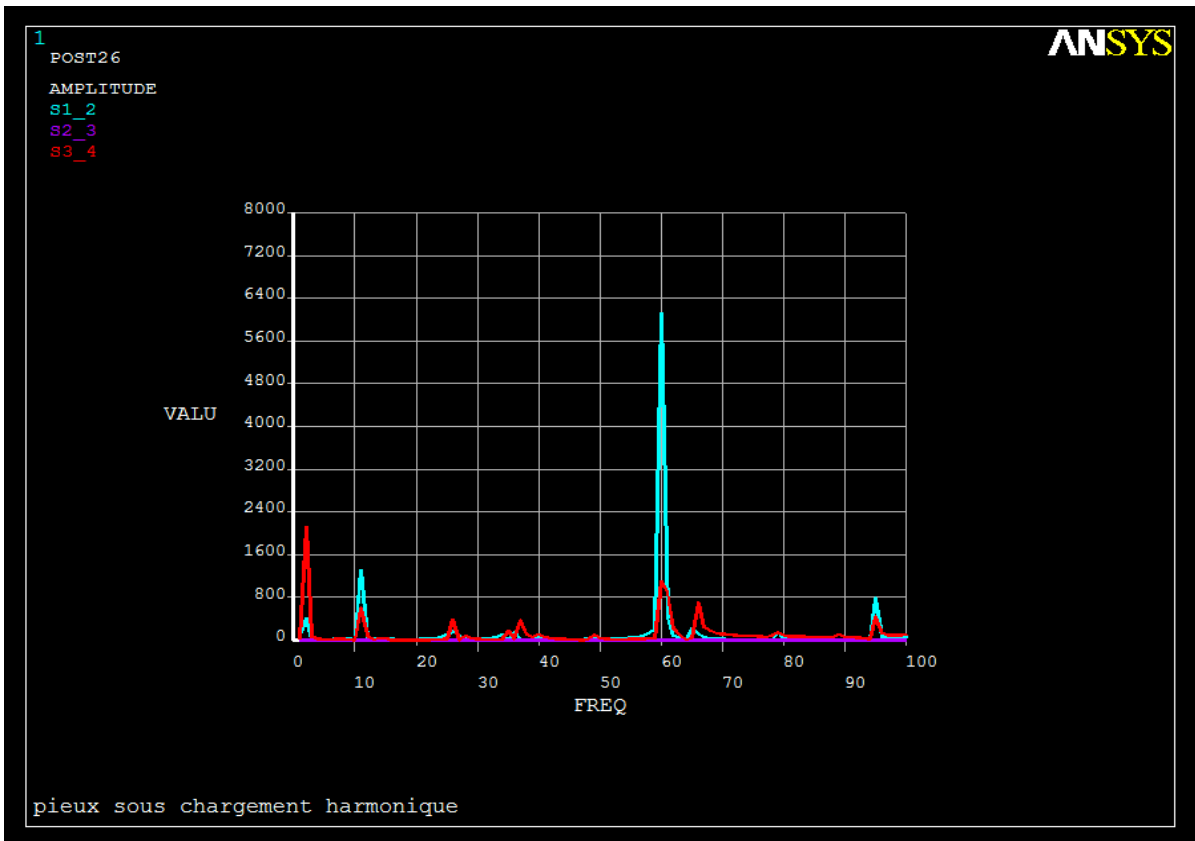


Figure IV.24. Illustration graphique des contraintes ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$ )

#### IV.6. Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu fournir une synthèse des caractéristiques générales de l'interface sol – structure, et les procédures de modélisation numérique de cette interface ainsi que la démarche à suivre dans le cas d'un chargement harmonique. La définition des mécanismes caractéristiques de l'interface a fourni des éléments indispensables pour une modélisation correcte de son comportement.

L'approche par la méthode des éléments finis d'une réponse harmonique permet de déterminer le comportement du pieu ainsi que du massif du sol l'entourant. La modélisation du comportement des pieux exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure ainsi que le choix d'un bon modèle d'interface sol - pieu et d'une loi de comportement adéquate du sol. Par ailleurs, le maillage des pieux doit être relativement raffiné au voisinage des interfaces, c'est-à-dire à la pointe et le long du fût.

Aux termes des résultats de simulation obtenus, nous constatons que l'amplitude des déplacements est plus importante au niveau de la tête des pieux. Le développement de solutions efficaces pour l'analyse de la réponse statique et dynamique des pieux, est très important pour la sécurité et la stabilité des grands ouvrages en situations accidentelles (séisme, explosion, choc, ...).

Les essais sur modèles réduits se révèlent prometteurs dans les domaines suivants :

- Etude de projets d'ouvrages trop complexes dans leur comportement pour que les méthodes de calcul usuelles puissent offrir une mise au point correcte.
- L'interaction cinématique sol - pieux devient significative dans les sols mous et sous accélération modérée.

Au final, la validation des résultats se fait à partir de résultats d'essais in situ de pieux en vraie grandeur, en s'appuyant sur des données de laboratoire relatives à la caractérisation du sol et de l'interface sol - structure.

**CONCLUSION**

**GENERALE ET**

**PERSPECTIVES**

# Conclusion générale

Les ouvrages de génie civil sont souvent réalisés sur des sols de différentes qualités. Lorsque la qualité de ces sols est médiocre, les ingénieurs optent pour des fondations profondes pour accéder aux couches de sols offrant une meilleure portance. Parmi celles-ci, les fondations sur pieux constituent une solution souvent préconisée en construction. Le comportement des fondations profondes est un problème d'interaction sol-structure. En effet, la transmission des efforts de la superstructure vers le sol se fait à travers l'interface (sol-structure). Or ce type de problème est assez complexe et il n'est pas très documenté. Par ailleurs, il n'est généralement pas étudié dans le cursus de l'ingénieur. Si bien que l'ingénieur praticien n'est pas suffisamment outillé pour adresser les problèmes faisant appel aux fondations profondes. Par ailleurs, le fait que la conception de ce type de fondations fait appel à deux spécialités, la géotechnique et la structure, rend l'accès à ce domaine frontière difficile.

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail numérique sur le comportement mécanique d'un ensemble de deux pieux sous chargement harmonique axial. Il s'agit d'un problème aux limites de l'interaction sol-structure où l'interface joue un rôle essentiel.

A travers l'étude bibliographique, nous avons décrit le comportement de l'interface sol-structure en décrivant les différentes méthodes ainsi que des essais élémentaires et des modèles rhéologiques. On constate qu'une bonne modélisation nécessite, d'une part, un bon modèle de comportement basé sur la caractérisation expérimentale de l'interface (essais élémentaires), et d'autre part, une mise en œuvre numérique appropriée de l'élément d'interface qui dépend du choix du type de l'élément.

Au terme des résultats obtenus dans la simulation numérique, nous dirons que l'interface sol-pieux joue un rôle d'amortissement pour les phénomènes de vibration du système Pieux – Sol.

En termes de perspective, nous souhaitons vivement comparer les résultats numériques obtenus à un modèle expérimentale réduit de pieux.

# Annexe

## Annexe A.1 (9 classes et 20 catégories de pieux)

Tableau A.1 – Classes et catégories de pieux

Classe	Catégorie	Technique de mise en œuvre	Abréviation	Norme de référence
1	1	Foré simple (pieux et barrettes)	FS	NF EN 1536
	2	Foré boue (pieux et barrettes)	FB	
	3	Foré tubé (virole perdue)	FTP	
	4	Foré tubé (virole récupérée)	FTR	
	5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	FSR, FBR, PU	
2	6	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation	FTC, FTCD	NF EN 1536
3	7	Vissé moulé	VM	NF EN 12699
	8	Vissé tubé	VT	
4	9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	BPF, BPR	NF EN 12699
	10	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	BE	
	11	Battu moulé	BM	
	12	Battu acier fermé	BAF	
5	13	Battu acier ouvert	BAO	NF EN 12699
6	14	Profilé H battu	HB	NF EN 12699
	15	Profilé H battu injecté	HBi	
7	16	Palplanches battues	PP	NF EN 12699
1 bis	17	Micropieu type I	M1	NF EN 1536/14199/12699
	18	Micropieu type II	M2	
8	19	Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)	PIGU, MIGU	
	20	Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)	PIRS, MIRS	

# **Références bibliographiques**

# Références bibliographiques

- ALfach, M. (2009). Modélisation tridimensionnelle du comportement sismique du système sol-pieux –pont : prise en compte des non-linéarités du sol et du béton. Thèse de doctorat en génie civil. Université des Science et Technologie de Lille. Français.
- ANSYS Contact Technology Guide, ANSYS Release 14. 0 Documentation, ANSYS, Inc.Simo, J.C. Wriggers P. Taylor R. L. (1985)“A perturbedlagrangian formulation for the finiteelement solution of contact problems”. Comp. Meth. Appl. Mech. Eng. 50, pp.163-180.
- Bakour, A. (2008). Comportement des fondations sous charges : aspects structuraux et géotechniques. Mémoire présente à l'école de technologie supérieure. École de Technologie Supérieur université Québec. Algérie.
- Barton, Y. O. et Pande, G. N. (1982). « Laterally Loaded Piles in Sands: Centrifuge Tests and Finite Element Analyses », International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, pp. 749-758.
- Beer, G. (1985).Anisoparametricjoint interface element for finite element analysis. Journal For Numerical Methods Engineering, Vol.21, pp.585-600.
- Beldjoudi, Y, (2019/2020). Interaction sol-structure d'un pont situe sur la voile ferré Ain TOUTA Msila. Mémoire de master en génie civil. Université Mohamed Boudiaf – M'silla. Algérie.
- Begemann, H.K.S. (1973), "Alternating Loading and Pulling Tests on Steel I-Beam Pile", Proc. 8th. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., MOSCOW, V0l. 2, pp. 13-17.
- Benziane, H. (2015/2016). Interaction sol-structure d'une fondation. Mémoire de master en génie civil. Université Mohamed Boudiaf – M'silla. Algérie.
- Boulanger, R. W.Curras, C. J.Kutter, B. L. Wilson, D. W. &Abghari, (1999). «Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses », Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, No. 9, pp. 750-759.

- Boulon, M. GARNICA, P. VERMEER, P.A. (1995 b). Soil structure interaction: FEM computations. Mech. of Geomat.Inter.Selvadurai A.P.S., Boulon M. Ed. Elsevier, Vol.42, pp.147-171.
- Chettah, I et Arar W. (2016/2017). Interaction sol-fondation d'un PIPO. Mémoire de master en génie civil. Université Mohamed Boudiaf – M'silla. Algérie.
- Chan, S.F. (1975), "An Experimental Study of the Behaviour of End Bearing Cast Insitu Piles", Proc. 4th South East Asiad Conf. Soil Engineering, Vol. 1, pp. 425- 432.
- Chang, G.-S. and Kutter, B. L. (1989). « Centrifugal Modeling of Soil-Pile-Structure Interaction », Engineering Geology and Geotechnical Engineering, Watters (ed.), Balkema, Rotterdam, pp. 327-334.
- Gazetas, G. (1991). Foundation vibrations. Foundation Engineering Handbook, 2nd ed., Fang H.Y. (ed.), Van Nostrand Reinhold, New York, USA, pp. 553-593.
- Gerolymos, N. and Gazetas, G. (2005). Constitutive model for 1-D cyclic soil behavior applied to seismic analysis of layered deposits. Soils and Foundations, No. 45, pp. 147-159.
- Gutierrez, J. A. and Chopra, A. K. (1978). A substructure method for earthquake analysis of structures including structure-soil interaction. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, John Wiley& Sons, Ltd. 6, 51-69.
- Idriss, J. M. and Kennedy, R. P. (1980). Analysis for soil-structure interaction effects for nuclear power plants – Report by the Ad Hoc Group on Soil Structure Interaction of the Committee on Nuclear Structures and Materials of the Structural Division of ASCE.
- Jim Graham, Canadian geotechnical society 2006. Canadian Foundation Engineering Manual, 4th Ed. BiTechPublishers Ltd.
- Kana, D. D. Boyce, L. and Blaney B. W. (1986). « Development of a Scale Model for the Dynamic Interaction of a Pile in Clay », Journal of Energy Resources Technology, ASCE, Vol. 108, pp. 254-261.
- Kacem, Kh. (2010). Contribution à l'étude du comportement des pieux soumis à des charges horizontales et dynamiques. Mémoire de master en génie civil. Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, Algérie.

- Kausel, E. Whitman, A. Murray, J. and Elsabee, F. (1978). The spring method for embedded foundations. Nuclear Engineering and Design, Vol. No. 48.
- Lieu, H. and Chen, K. (1991). « Test on Behavior of Pile Foundation in Liquefiable Soils», Proc. 2nd Intl. Conf. on Recent Advances in Geotech. Eng. and Soil Dyn., St. Louis, Vol.1,pp. 233-235.
- Lysmer, J. (1978). Analytical procedures in soil dynamics – State of the art, ASCE Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Pasadena, California.
- Lysmer, J. Raissi, M. Tajirian, F. Vahdani, S. Ostadan, F. (1981). SASSI – A system for analysis of soil-structure interaction – Geotechnical report No. 81-02, University of California, Berkeley.
- Meymand, P. J. (1998). « Shaking Table Scale Model Tests of Nonlinear Soil-Pile-Structure Interaction in Soft Clay », Ph. D. Dissertation, University of California, Berkeley.
- Meymand, P. J. (1998). « Shaking Table Scale Model Tests of Nonlinear Soil-Pile-Structure Interaction in Soft Clay », Ph. D. Dissertation, University of California, Berkeley.
- Miyamoto, Y. Miura, K. Scott, R. and Hushmand, B. (1992). « Pile Foundation Response in Liquefiable Soil Deposit During Strong Earthquakes, Centrifuge Test for Pile Foundation Model and Correlation Analysis », Journal of Struct. Constr. Engng, AIJ. No. 439, pp. 49-63.
- Mizuno, H. Iiba, M. Kitagawa, Y. (1984). « Shaking Table Testing of Seismic Building Pile-two-Layered-Soil Interaction », Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. III, pp. 649-656.
- Morin, Pierre, et Société canadienne de géotechnique. 1994. Manuel canadien d'ingénierie des fondations, 2<sup>e</sup> éd., Richmond, B.C. Société canadienne de géotechnique, xix,558p.
- Nogami, T. and Konagai, K. (1986). Time domain axial response of dynamically loaded single piles. Journal of Engineering Mechanics, American Society of Civil Engineers (ASCE), 112, pp. 1241-1252.

- Nogami, T. and Konagai, K. (1988). Time domain flexural response of dynamically loaded single piles. *Journal of Engineering Mechanics*, America Society of Civil Engineers (ASCE), 114, pp. 1512-1525.
- Novak, M. and Aboul-Ella, F. (1978). « Impedance Functions of Piles in Layered Media », *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 104, No. EM6, pp. 643-661.
- Novak, M. (1991). Piles under dynamic loads. *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. St. Louis, Missouri, Paper No. SOA14.
- Omar, B.(2012). « Contribution à l'étude du comportement des pieux sous chargements cycliques axiaux ».
- Pecker, A. (1984). *Dynamique des sols*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Pecker, A. (2011). *Dynamique des structures et des ouvrages*. Notes de cours. École des Ponts et Chaussées, Paris.
- Poulos, H.G. (1981), "Cyclic Axial Response of Single Pile." *Jnl. Geot. Eng. Divn, ASCE*, Vol.107, No.GT7, pp.41-58.
- Rahmani, S. Réponse dynamique des pieux en zone sismique. Mémoire de master en génie civil. Université El Hadj Lakhdar Batna. Batna. Algérie.
- Seed, H. B. & REESE, L. C. (1955), The action of soft clay along friction piles. *Transaction of the American Society of Civil Engineers*, 731-754."
- Sharman, F. A (1961), The anticipated and observed resistance of some function piles entirely in clay. *5th international Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Paris.
- Tajimi, H. (1969). « Dynamic Analysis of Structure Embedded in Elastic Stratum », *Proc. 4th Wld Conf. Earthq. Engng, Santiago*, pp. 53-69.
- Tazoh, T. Shimizu, K. &Wakarara, T. (1987). « Seismic Observations and Analysis of Grouped Piles », in *Dynamic Response of Pile Foundations – Expérimentations, Analysis, and Observation*, *Geotech. Spec. Pub. 11, ASCE*, pp. 1-20.
- Wilson, D. W. (1998). « Soil-pile-superstructure Interaction at Soft and Liquefying Soil Sites », *PhD Thesis, U. of California at Davis, Davis, CA*.

- Wriggers, P. and Simo J.C.(1985). "A note on tangent stiffness for fully nonlinear contact problems", Comm. in Appl. Num.Meth. 1, 199-203, 1985.
- Xiangwei, Z. (2011). Modélisation physique et numérique des interaction sol-structure sous sollicitations dynamiques transverses. Thèse de doctorat en génie civil. Université de Grenoble. Français.
- Zhang, C. and Wolf, J.P. (1998). DynamicSoil-Structure Interaction. Elsevier.