

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université 20 Août 1955-Skikda

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Réf : D012122017D



جامعة 20 اوت 1955 سكيكدة

كلية التكنولوجيا

قسم: الهندسة المدنية

المرجع : D012122017D

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de

DOCTORAT en SCIENCES

Filière : **Génie Civil**

Option : **Géotechnique**

**Réponse dynamique (sismique) d'une fondation
encastrée dans un sol renforcé par inclusions rigides**

Présentée par :

Gheddar Kamal

Directeur de Thèse : Pr. Sbartai Badreddine

Soutenue publiquement le 01/02/2023

Devant le Jury

Pr. Messast Salah	Professeur	Université de SKIKDA	Président
Pr. Sbartai Badreddine	Professeur	Université d'ANNABA	Rapporteur
Pr. Merzoud Mouloud	Professeur	Université d'ANNABA	Examineur
Dr. Athmani Allaeddine	MCA	Université d'ANNABA	Examineur

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents,

Ma femme et mes enfants,

Mes frères et sœurs,

À tous ceux qui me sont chers.

Remerciements

La réalisation de ce travail de recherche de doctorat a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui je voudrais témoigner toute ma gratitude.

Je voudrais tout d'abords adresser toute ma reconnaissance au directeur de thèse le professeur **SBARTAI BADREDDINE**, pour sa patience, sa disponibilité, ses conseils, ses encouragements ainsi que son soutien effectif qu'il n'a cessé de m'apporter tout au long de ce travail.

Je présente aussi mes remerciements au professeur **MESSAST SALAH** de l'Université de Skikda qui m'a fait l'honneur de présider le jury de thèse, ainsi que pour l'intérêt qu'il lui a porté.

Mes remerciements s'adressent ensuite aux rapporteurs de thèse : Le professeur **MERZOUZ MOULOUD** et Le Docteur **ATHMANI ALLAEDDINE** de l'Université de Annaba, pour l'honneur et pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu manifester à l'égard de ce travail, en acceptant d'examiner cette thèse et de faire partie du jury.

Je tiens à remercier le Docteur **MESSIOUD SALAH**, de l'université de JIJEL, pour ses conseils, ses orientations et son soutien durant la période de préparation de ce travail.

Enfin, je remercie ma famille et mes amis infiniment pour le soutien, les encouragements, l'aide, la patience et la compréhension.

Liste des Tableaux et des Figures :	v
Liste des symboles :	viii
ملخص:.....	xi
Résumé :	xii
Abstract:	xiii
Introduction générale :.....	1
Chapitre 1 : Systèmes de fondation sur pieux et sur inclusions rigide :.....	5
1.1. Introduction :.....	6
1.2. Système de pieux :	7
1.2.1. Domaine d'application :	7
1.2.2. Différents types de pieux :	8
1.2.3. Mécanisme de transfert de charge pour pieux :	12
1.3. Présentation de la technique de renforcement par des inclusions rigides :	14
1.3.1. Définition d'une inclusion rigide :	14
1.3.2. Principe de renforcement par inclusions rigides :.....	14
1.3.3. Types d'inclusions rigides :	16
1.3.4. Le matelas de transfert des charges :	18
1.4. Domaine d'application :.....	18
1.5. Conclusion :	20
Chapitre 2 : Problème de l'interaction Sol-Structure (ISS)	22
2.1. Introduction :.....	23
2.2. Action sismique.....	23
2.3. Comportement des sols	23
2.4. Interaction sol-structure :.....	25
2.4.1. Interaction statique de sol-structure :	25
2.4.2. Interaction dynamique de sol-structure :.....	25
2.4.3. Méthodes de prise en compte de l'interaction dynamique sol structure :	26
2.4.3.1. Méthode globale :	26
2.4.3.2. Méthode de sous structure :	28
2.4.4. Fonction d'impédance :	31
2.5. Modélisation de l'interaction sol-structure :.....	32
2.5.1. Model en éléments finis MEF et des éléments de frontière :	32
2.5.2. Model en ressort–model de Winkler :	36
2.5.3. Les approches par homogénéisation :	37

2.6.	Comportement sismique des pieux :	38
2.6.1.	Influence du profil du sol :	38
2.6.2.	Influence des conditions aux extrémités des pieux :	41
2.7.	Comportement sismiques des inclusions rigides :	41
2.8.	Conclusion :	44
Chapitre 3 : Modélisation numérique par MEF de l'interaction sol-pieux-fondation		46
3.1.	Introduction	47
3.2.	Modèle numérique :	47
3.2.1.	Maillage et discrétisation temporelle	47
3.2.2.	Frontières du modèle :	48
3.2.3.	Amortissement :	48
3.2.4.	Éléments structuraux :	50
3.2.5.	Chargement :	52
3.3.1.	Propriétés du modèle numérique :	53
3.3.2.	Modelé numérique :	54
3.3.3.	Validation du modèle numérique et de la méthode de calcul :	57
3.3.3.1.	Validation statique du modèle :	57
3.3.3.2.	Validation dynamique du modèle :	59
3.4.	Conclusion :	62
Chapitre 4 : Analyse du comportement dynamique du système sol-pieux-fondation.....		63
4.1.	Introduction :	64
4.2.	Influence de la cohésion du sol :	64
4.2.1.	Impédance horizontale :	64
4.2.2.	impédance verticale :	68
4.3.	Influence de l'angle du frottement interne du sol :	71
4.3.1.	Impédance horizontale :	71
4.3.2.	Impédance verticale :	74
4.4.	Conclusion :	76
Chapitre 5 : Analyse du comportement dynamique du système sol - inclusions rigides-matelas - fondation.....		78
5.1.	Introduction :	79
5.2.	Présentation du modèle de calcul.....	79
5.3.	Influence de non linéarité du sol et du matelas de transfert des charges :	82
5.4.	Influence des caractéristiques du matelas de répartition :	84
5.4.1.	Influence de l'épaisseur de matelas :	85
5.4.2.	Influence de la largeur d'extension du matelas par rapport à la semelle :	87

5.4.3. Influence du module de déformation du matelas :	89
5.4.4. Influence l'angle du frottement interne du matelas :	92
5.5. Comparaison avec un groupe de pieux :	95
5.6. Conclusion :	97
Conclusion générale et perspectives.....	99
Conclusion générale :	100
Perspectives :	102
Références :	103

Liste des Tableaux et des Figures :

Tableau.1.1. Les principales méthodes de renforcement des sols d'après Magnan (1994)	6
Figure 1.1. Système de fondation sur pieux	7
Figure 1.2. Classification selon le mode de fonctionnement. (Plumelle C. (2004))	10
Figure 1.3. Fondation massive fictive équivalente à un groupe de pieux (Frank, R (1999)).	13
Figure.1.4. Schéma typique de l'application des pieux-racines (Lizzi 1982).	14
Figure 1.5. Principe de renforcement des sols par inclusions rigides (Orianne. J (2005)).....	15
Figure.1.6. Réseau d'inclusions soumis à un chargement d'après Berthelot et al. (2003).....	16
Figure.1.7. Frottement le long des inclusions d'après Berthelot et al. (2003).....	16
Figures.1.8. Exemples d'ouvrages renforcés par inclusions rigides. (Briançon. L 2002).	17
Tableau.1.2. Principaux types d'inclusions rigides selon (Briançon. L 2002).....	17
Figure.1.9. Exemples d'ouvrages renforcés par inclusions rigides. (Orianne. J (2005))	19
Tableau.2.1 : domaine de comportement des sols. (Idriss et Seed, 1968).....	24
Figure.2.1. Domaines de comportement des sols. (Idriss et Seed, 1968).....	24
Figure.2.2. Schématisation de l'interaction statique sol-structure	25
Figure.2.3 : problème globale de l'interaction sol structure.....	26
Figure.2.4. Schématisation d'un problème d'interaction sol structure en éléments finis méthode globale. Pecker A. (2006).	27
Figure.2.5. : Schématisation d'une méthode de sous structure	28
Figure.2.6. Théorème de superposition.....	30
Figure.2.7. Modélisation de système sol-pieux-dalle (Messioud et al. 2016).....	34
Figurr.2.8. Schéma de modèle simple pour groupe de pieux (Taherzadeh et al.2002).	36
Figure. 2.9. Milieu renforcé par inclusions linéaires. (a) Réseau de poutres droites identiques distribué périodiquement dans une matrice. (b) Géométrie et dimensions de la période (Soubestre, 2011).	37
Tableau.2.2. Accélération maximale dans San Francisco (d'après AFPS, 1990).	39
Figure 2.10. Relation entre les accélérations maximales et les différent conditions des sols mous (Idriss (1990,1991)).....	39
Figure.2.11. Influence de la variation du module de Young sur la réponse d'un groupe de 4 pieux (Sadek. M (2003)).	40
Figure.2.12. Réponse sismique d'un sol renforcé par inclusions rigides. (Mayoral et al. (2006)).....	42
Figure.2.13. Spectre d'accélération pour un de sol mou renforcé par un groupe d'inclusions rigides. (Rangel Núñez et al. (2006)).....	43
Figure.2.14. Spectre d'accélération en surface de sol au centre de massif renforcé (Rangel Núñez et al (2006)).....	43
Figure 2.15 : Réponse d'un micropieu isolé à un chargement sismique. (Shahrour et Ousta. (2001))..	44
Figure 3.1. Variation de l'amortissement avec la fréquence.	50
Figure 3.2. Sélection de l'amortissement de Rayleigh.	50
Figure 3.3 Éléments volumique constitué par un élément QU8.....	51
Figure 3.4. Éléments plaque triangulaire et rectangulaire.	51
Figure 3.10. Système sol-groupe de pieu-fondation.....	53
Tableau.3.1. Propriétés mécaniques des éléments en interaction.....	54
Figure.3.11 propriétés géométriques du modèle 3D.	54
Figure.3.12.Le système pieux-dalle	55
Figure.3.13.Le maillage du modèle de groupe de 9 pieux.	55
Figure.3.14.Maillage de demi-modèle 3D d'un seul pieu isolé.	56
Figure.3.15.Maillage du système dalle-pieux.	56
Figure.3.16.Maillage d'un pieu.	56
Figure.3.17.a.Réponse horizontale d'un pieu isolé – domaine élastique	57

Figure.3.17.b.Réponse horizontale d'un pieu isolé – domaine élastoplastique.....	57
Figure.3.18.a.Réponse vertical d'un pieu isolé – domaine élastique	58
Figure.3.18.b.Réponse vertical d'un pieu isolé – domaine élastoplastique.....	58
Figure.3.19.a.Impédance dynamique verticale de groupe de 9x9 pieux – Rigidité dynamique.....	60
Figure.3.19.b.Impédance dynamique verticale de groupe de 9x9 pieux – Coefficient d'amortissement.	60
Figure.3.19.a.Impédance dynamique verticale de groupe de 9x9 pieux – Rigidité dynamique.....	61
Figure.3.19.b.Impédance dynamique verticale de groupe de 9x9 pieux – Coefficient d'amortissement.	61
Figure.4.1.a. Influence de la cohésion du sol. Impédance Horizontale. S/d=2. Rigidité.	65
Figure.4.1.b. Influence de la cohésion du sol. Impédance Horizontale. S/d=2. Coefficient d'amortissement.	65
Figure.4.2.a. Influence de la cohésion du sol. Impédance Horizontale. S/d=5. Rigidité.	66
Figure.4.2.b. Influence de la cohésion du sol. Impédance Horizontale. S/d=5. Coefficient d'amortissement.	66
Figure.4.3.a. Influence de la cohésion du sol. Impédance Horizontale. S/d=10. Rigidité.	67
Figure.4.3.b. Influence de la cohésion du sol. Impédance Horizontale. S/d=10. Coefficient d'amortissement.	67
Figure.4.4.a. Influence de la cohésion du sol. Impédance Verticale. S/d=2. Rigidité.....	68
Figure.4.4.b. Influence de la cohésion du sol. Impédance Verticale. S/d=2. Coefficient d'amortissement.	68
Figure.4.5.a. Influence de la cohésion du sol. Impédance Verticale. S/d=5. Rigidité.....	69
Figure.4.5.b. Influence de la cohésion du sol. Impédance Verticale. S/d=5. Coefficient d'amortissement.	69
Figure.4.6.a. Influence de la cohésion du sol. Impédance Verticale. S/d=10. Rigidité.....	70
Figure.4.6.b. Influence de la cohésion du sol. Impédance Verticale. S/d=10. Coefficient d'amortissement.	70
Figure.4.7.a. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Horizontale. S/d=2. Rigidité.	71
Figure.4.7.b. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Horizontale. S/d=2. Coefficient d'amortissement.	71
Figure.4.8.a. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Horizontale. S/d=5. Rigidité.	72
Figure.4.8.b. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Horizontale. S/d=5. Coefficient d'amortissement.	72
Figure.4.9.a. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Horizontale. S/d=10. Rigidité.	73
Figure.4.9.b. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Horizontale. S/d=10. Coefficient d'amortissement.	73
Figure.4.10.a. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Verticale. S/d=2. Rigidité.	74
Figure.4.10.b. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Verticale. S/d=2. Coefficient d'amortissement.	74
Figure.4.11.a. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Verticale. S/d=5. Rigidité.	75
Figure.4.11.b. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Verticale. S/d=5. Coefficient d'amortissement.	75
Figure.4.12.a. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Verticale. S/d=10. Rigidité.	76
Figure.4.12.b. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Verticale. S/d=10. Coefficient d'amortissement.	76
Figure.5.1. Exemple étudié : fondation sur sol renforcé par 3x3 inclusions rigides	80
Figure.5.2 : maillage du modèle globale de l'exemple étudié.....	80
Tableau 5.1. Propriétés mécanique des sols et matelas.....	80
Tableau .5.2 : Propriétés des inclusions rigides.	81

Figure. 5.3. Maillage du demi-modèle l'exemple étudié	81
Figure .5.4. Maillage d'un quart du modèle	81
Figure.5.5. Maillage de système inclusions-matelas-semelle	82
Figure 5.6.a. Impédance Horizontale. Partie réelle. Effet de non-linéarité du sol et du matelas.	83
Figure 5.6.b. Impédance Horizontale. Partie imaginaire. Effet de non-linéarité du sol et du matelas. .	83
Figure 5.7.a. Impédance Verticale. Partie réelle. Effet de non-linéarité du sol et du matelas.....	84
Figure 5.7.b. Impédance Verticale. Partie imaginaire. Effet de non-linéarité du sol et du matelas.	84
Figure 5.8.a. Impédance Horizontale. Partie réelle. Effet de l'épaisseur du matelas.	86
Figure 5.8.b. Impédance Horizontale. Partie imaginaire. Effet de l'épaisseur du matelas.....	86
Figure 5.9.a. Impédance Verticale. Partie Réelle. Effet de l'épaisseur du matelas.....	86
Figure 5.9.b. Impédance Verticale. Partie imaginaire. Effet de l'épaisseur du matelas.	87
Figure 5.10.a. Impédance Horizontale. Partie Réelle. Effet de la largeur d'extension du matelas par rapport à la semelle.	88
Figure 5.10.b. Impédance Horizontale. Partie imaginaire. Effet de la largeur d'extension du matelas par rapport à la semelle.	88
Figure 5.11.a. Impédance Verticale. Partie Réelle. Effet de la largeur d'extension du matelas par rapport à la semelle.	89
Figure 5.11.b. Impédance Verticale. Partie imaginaire. Effet de la largeur d'extension du matelas par rapport à la semelle.	89
Figure 5.12.a. Impédance Horizontale. Partie réelle. Effet du module de déformations du matelas. ...	90
Figure 5.12.b. Impédance Horizontale. Partie imaginaire. Effet du module de déformations du matelas.	90
Figure 5.13.a. Impédance Verticale. Partie réelle. Effet du module de déformations du matelas.....	91
Figure 5.13.b. Impédance Verticale. Partie imaginaire. Effet du module de déformations du matelas.	92
Figure 5.14.a. Impédance Horizontale. Partie réelle. Effet de l'angle du frottement interne du matelas.	92
Figure 5.14.b. Impédance Horizontale. Partie imaginaire. Effet de l'angle du frottement interne du matelas.....	93
Figure 5.15.a. Impédance Verticale. Partie réelle. Effet de l'angle du frottement interne du matelas. .	93
Figure 5.15.b. Impédance Verticale. Partie imaginaire. Effet de l'angle du frottement interne du matelas.....	94
Figure 5.16.a. Impédance Horizontale. Partie réelle. Comparaison entre groupe 3x3 pieux et groupe 3x3 inclusions.....	95
Figure 5.16.b Impédance Horizontale. Partie imaginaire. Comparaison entre groupe 3x3 pieux et groupe 3x3 inclusions.	96
Figure 5.17.a. Impédance Verticale. Partie réelle. Comparaison entre groupe 3x3 pieux et groupe 3x3 inclusions.....	97
Figure 5.17.b. Impédance Verticale. Partie imaginaire. Comparaison entre groupe 3x3 pieux et groupe 3x3 inclusions.....	97

Liste des symboles :

Q_u : charge ultime (limite) d'un pieu

Q_p : effort de pointe d'un pieu

Q_s : effort de frottement positif de l'interface pieu-sol

C_e : coefficient d'efficacité é d'un groupe de pieux

A_p : la section d'une tête d'inclusion

A_s : la surface d'une maille élémentaire

U : Vecteur de déplacement relatif

\dot{U} : Vecteur de vitesse relative

\ddot{U} : Vecteur d'accélération relative

M : Matrice de masse

K : Matrice de raideur

C : Matrice d'amortissement

\ddot{U}_g : Vecteur d'accélération de sol

I : Vecteur unitaire

U_B : Vecteur de déplacement de superstructure

U_F : Vecteur de déplacement de l'interface sol-structure

U_s : Vecteur de déplacement de sol

P_F : Réaction de sol sur la fondation

u^i : Déplacement de l'interaction

u^* : Déplacement de l'interaction cinématique

ω : Pulsation

\tilde{S}_F : Matrice d'impédance

T : Matrice de transformation

K^* : Matrice de d'impédance de fondation rigide

m : Masse

K : Raideur

C : Amortissement

ω_n : Pulsation naturelle

u : Déplacement

ξ : Pourcentage d'amortissement

V_s : Vitesse de propagation des ondes de surface

G : Module de cisaillement

ρ : Masse volumique

K_s^i : Impédance statique de fondation encastrée

K_i : Coefficient de rigidité

C_i : Coefficient d'amortissement visqueux

β : Coefficient d'amortissement par hystérésis.

h_{max} : Longueur max d'onde

f_{max} : Fréquence max des ondes

E_s : Module de déformation de sol

E_b : Module de déformation de béton

m^* : Masse généralisée

k^* : Raideur généralisé

$p^*(t)$: Force généralisée

t : Temps

$F(t)_I$: Vecteur des forces d'inertie

$F(t)_C$: Vecteur des forces de l'amortissement visqueux

$F(t)_K$: Vecteur des charges extérieures

τ : Instant du temps

Δt : Laps du temps

Δl : Taille de maillage

2D : bidimensionnel

3D : tridimensionnel

$\{X\}$: Vecteur de déplacement relatif

$\{\dot{X}\}$: Vecteur de vitesse relative

$\{\ddot{X}\}$: Vecteur d'accélération relative

$\{z\}$: Vecteur de coordonnées principales

$[\emptyset]$: Matrice modale

$\{F(t)\}$: Vecteur de force

ω_{di} : La pulsation naturelle amortie du mode propre i

N : Nombre de modes propres

S_D : déplacement spectral

S_V : vitesse spectrale

S_A : Accélération spectrale

$X_c(t)$: Solution complémentaire

$X_p(t)$: Solution particulière

X_0 : condition initiale de déplacement

\dot{X}_0 : Condition initiale de vitesse

$P(t)$: chargement harmonique

$U(t)$: translation harmonique

c : la cohésion du sol

ϕ : angle du frottement interne du sol

ψ : angle de dilatance du sol

f : fréquence

λ : longueur d'onde de cisaillement

T : période fondamentale de la structure

δ_i : flèches horizontales

δ_n : Flèche horizontale au sommet du bâtiment

g : la pesanteur

d : diamètre du pieux

s : entres axes des pieux voisins

L : longueur du pieu

γ_p ; masse volumique du pieu

γ_s : masse volumique du sol

L_{ex} : Largeur d'extension du matelas par rapport aux côtés de fondation

ملخص:

تركز هذه الأطروحة على دراسة السلوك الديناميكي للأساسات المنشأة على تربة معززة بأعمدة دقيقة صلبة من جهة ومن جهة أخرى الأساسات المنشأة على الخوازيق. تم أخذ تأثير التفاعل الديناميكي للتربة-الأساس-خوازيق في الاعتبار من خلال نمذجة كاملة ثلاثية الأبعاد بواسطة طريقة العناصر المنتهية (MEF) لأنظمة الأساسات المعنية بالدراسة، باستخدام برنامج الحساب المعروف CODE_ASTER. تم اختصار دراسة السلوك الديناميكي لأنظمة الأساس المدروسة إلى تحديد الصلابة الديناميكية لواجهة التربة الخوازيق-الأساس، والمعروفة عمومًا بوظائف مصفوفة الصلابة الديناميكية. التي تربط بين القوى المطبقة والانزياح الناتج. تتمثل المرحلة الرئيسية لهذه الدراسة في حساب هذه المصفوفة المتعلقة بالتردد و التي تصف الخصائص الديناميكية للنظام المدروس، أي صلابته وتخميده الديناميكي، من خلال طريقة حساب مقترحة تعتمد على تحليل النموذج ثلاثي الأبعاد الذي تم تطويره باستخدام طريقة العناصر المنتهية ، في المجال الزمني ، والتي يتم فيها نمذجة سلوك التربة وطبقة توزيع الحمولة بواسطة معيار MOHR-COULOMB و يتم ضمان الانتقال من المجال الزمني إلى مجال التردد باستخدام تحويل فورييه السريع (FFT). تتم دراسة تأثير معاملات لدونة للتربة ' معامل التماسك C وزاوية الاحتكاك ϕ على الاستجابة الديناميكية لأنظمة الاساسات المدروسة. يتم عرض النتائج المحصل عليها على شكل دوال الصلابة الديناميكية ومعامل التخמיד الديناميكي

الكلمات المفتاحية: التفاعل تربة-خوازيق-أساسات، FEM، FFT، مصفوفة الصلابة، Mohr-Coulomb، تقوية التربة، الخوازيق الدقيقة، طبقة توزيع الحمولة.

Résumé :

Cette thèse s'intéresse à l'étude du comportement dynamique des fondations encastrées dans un sol renforcé par des inclusions rigides ainsi que des fondations sur un groupe de pieux. L'effet de l'interaction dynamique sol-fondation-pieux ou sol-fondation-inclusions a été pris en compte par une modélisation complète tridimensionnelle par la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le code de calcul CODE_ASTER. L'étude du comportement dynamique des systèmes de fondations étudiés se réduit à la détermination de la rigidité dynamique des deux systèmes, généralement connue sous le nom de fonctions impédances dynamique. Ces fonctions relient, à chaque fréquence, les forces appliquées aux déplacements résultants. L'étape clef de l'analyse est le calcul des déplacements par une méthode de calcul tridimensionnel en utilisant la méthode des éléments finis, dans le domaine temporel, où le comportement du sol et du matelas de transfert des charges sont décrit par le critère de Mohr-Coulomb. Le passage du domaine temporel au domaine fréquentiel est assuré par l'utilisation de la transformée rapide de Fourier (FFT). L'influence des paramètres de plasticité du sol, la cohésion C et l'angle du frottement φ , sur la réponse dynamique des deux systèmes de fondations a été investiguée. Les résultats obtenus ont été présentés en termes de rigidités et d'amortissements dynamiques.

MOTS-CLÉS : Interaction sol-pieux-fondation, MEF, FFT, impédance, Mohr-coulomb, sol renforcé, inclusion rigide, Matelas de transfert des charges.

Abstract:

This thesis focuses on the study of the dynamic behavior of foundations embedded in a soil reinforced by rigid inclusions as well as foundations on a group of piles. The effect of the dynamic soil-foundation-pile or soil-foundation-inclusions interaction was taken into account by a complete three-dimensional modeling by the finite element method (MEF) using the CODE_ASTER calculation code. The study of the dynamic behavior of the foundation systems studied is reduced to the determination of the dynamic stiffness of the two systems, generally known under the name of dynamic impedance functions. These functions relate, at each frequency, the forces applied to the resulting displacements. The key stage of the analysis is the calculation of the displacements by a three-dimensional calculation model using the finite element method, in the time domain, where the behavior of the ground and the load transfer mattress are described by the criterion of Mohr Coulomb. The transition from the time domain to the frequency domain is ensured by the use of the fast Fourier transform (FFT). The influence of soil plasticity parameters, cohesion C and friction angle ϕ , on the dynamic response of the two foundation systems was investigated. The results obtained were presented in terms of stiffness and dynamic damping.

KEYWORDS: soil-piles-foundation interaction, FEM, FFT, impedance, Mohr-Coulomb, soil reinforced, rigid inclusion, load transfer mattress.

Introduction générale :

La réalisation des grandes constructions et des remblais des différents ouvrages sur tous types de sols prend une grande attention vu l'augmentation constante des besoins humains. La raréfaction des bons sols et le besoin à la construction des divers ouvrages impliquent la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols de mauvaises qualités pour pouvoir les exploiter en construction.

Il existe différents types de fondation et différentes méthodes de renforcement des sols de mauvaise qualité, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées. Parmi eux, on cite le système de fondation sur pieux et celui de fondation sur sols renforcés par des inclusions rigides. Le système de pieux est le plus utilisé pour supporter des structures de grande envergure à travers des sols médiocres, cependant, le système d'inclusions rigides a connu un développement récent important et son exploitation en construction connaît une expansion continue depuis les années 1980 à travers le monde. Les deux systèmes présentent une similarité qui réside dans l'utilisation des éléments plus aux moins rigides élancés avec des procédures de réalisations pareilles enfoncées dans des sols de mauvaise qualité en but de les rendre capables à supporter des constructions de grande importance.

Le système de fondation sur pieux est constitué d'une semelle encastree sur un groupe de pieux dont les charges de la superstructure sont transmises directement aux pieux qui sont installés pour les supporter.

La technique de renforcement par inclusions rigides consiste à mettre en place un groupe d'inclusions (micropieux) à travers le sol compressible afin de transférer les charges vers un horizon plus rigide. Les inclusions sont superposées par un matelas en sol frottant destiné au transfert des charges aux têtes des inclusions rigides. Un autre rôle du matelas de transfère réside sur la réduction des tassements différentiels excessifs des massifs des fondations. Le matelas contribue au transfert des charges vers les inclusions par la formation de voûtes. Le renforcement peut être rigidifié par des nappes de géo synthétique à la base du matelas ou à son intérieur, ces nappes contribuant au report de charges par effet membrane. (Romeo. F .1997)

Les inclusions rigides et pieux, pour renforcement des sols et pour fondations des structures, sont généralement réalisés en groupe ou en réseau, ce qui pose des difficultés importantes liées à l'existence, en général, d'interaction entre les pieux (ou inclusions rigides) relativement rapprochés qui se traduisent par un comportement d'un pieu donné au sein du groupe différent du comportement du même élément considéré isolé. Cette différence, donne naissance au terme « effet de groupe », qui désigne, en général, l'effet de l'interaction pieu/pieu.

Ces interactions résultent du chevauchement des "zones d'influence" des pieux ou inclusions rigides, et dépendent en effet de nombreux paramètres tels que, en particulier, la nature et l'état initial du sol, le mode de réalisations des pieux (ou inclusions rigides) et l'entraxe relatif entre eux, l'influence de ces paramètres étant combinée, ce qui complique encore le problème. Romeo. F (1997).

L'utilisation des inclusions rigides (dites aussi micropieux) en zones à risque sismique présente un concept intéressant. Vis-à-vis d'un chargement sismique, ce système de renforcement s'apparente à un système d'isolation à la base de l'ouvrage. Le matelas de transfert de charge constitue une zone de dissipation d'énergie transmise entre la structure et les éléments rigides du renforcement et vice versa, réduisant l'effet inertiel de la superstructure (Pecker et Garnier. (1999) ; Pecker et Salençon. (1999) ; Dorby et al. (2003)).

L'étude du comportement des fondations sur pieux et sur sol renforcé par des inclusions rigides sous chargement sismique nécessite la résolution du problème avec la prise en compte du phénomène de l'interaction sol-structure, prenant en compte l'interaction entre les différents éléments du système, à savoir, le sol, les pieux où les inclusions rigides, le matelas de répartition et la structure.

Des observations post-sismiques montrent que l'interaction sol fondation-superstructure joue un rôle primordial dans les dommages sismiques subis par les structures et ces fondations profondes (Kagawa. (1981), Mizuno. (1987), Boulanger et al. (1999), Miura (2002),...).

L'analyse du comportement dynamique de la structure dans son environnement montre que la présence de la structure peut apporter des modifications du mouvement de sol au voisinage de la structure par rapport à celui en champ libre. Il est par conséquent nécessaire d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage en prenant en compte l'interaction entre le sol, la fondation et la structure. Car l'interaction entre ces éléments peut être l'origine des dommages induits lors du chargement sismique. (Alia. H(2007)).

L'étude du comportement sismique des inclusions rigides est très récente, il a fait l'objet de peu de travaux de recherche. Du fait que ce type de renforcement présente des similarités avec les fondations profondes (pieux), l'étude de son comportement sismique bénéficie de la littérature abondante sur le comportement sismique des pieux.

Problématique :

Dans ce travail de thèse, on s'intéresse par l'étude du comportement dynamique des fondations sur pieux ou sur sols renforcés par des inclusions rigides, tout en prenant en compte l'effet de l'interaction entre les différents éléments du système étudié. La méthode utilisée est la méthode des éléments finis (MEF) dans le domaine temporel. Cette méthode offre la possibilité de traiter les problèmes au niveau local (lois constitutives en contraintes-déformations). Elle permet de définir précisément le comportement de tous les éléments composant le problème (sol, fondation, structure, etc...), sachant que les non-linéarités globales imposent très souvent une résolution en temps.

L'analyse dynamique du système de fondation peut être réduite à la détermination de la rigidité dynamique de l'interface sol-pieux/fondation, généralement connue sous le nom de fonctions d'impédance.

La fonction d'impédance représente les caractéristiques dynamiques de rigidité et d'amortissement de l'interaction de sol-fondation. Mathématiquement, la matrice d'impédance est une matrice qui rapporte le vecteur des forces harmoniques $P(t)$ à la base de la structure au

vecteur de réponse résultant $U(t)$ de la base relativement au champ libre. Les éléments de la matrice d'impédance $[K]$ sont appelés les fonctions d'impédance.

$$[K] = \frac{P(t)}{U(t)} = \frac{p \times \sin(\omega t + \varphi)}{u \times \sin(\omega t)}$$

La fonction d'impédance obtenue par l'équation précédente est une quantité complexe et peut être séparée en un terme réel qui correspond à la rigidité et un terme imaginaire qui correspond à l'amortissement dynamique du système. Les deux termes dépendent de la fréquence du chargement.

$$K(\omega) = K_{réel}(\omega) + i K_{imaginaire}(\omega)$$

L'équation précédente peut être écrite, dans le domaine fréquentiel, pour une fréquence angulaire ω donnée comme suit :

$$K(\omega) = (K_{st} - m\omega^2) + i c \omega$$

Avec K_{st} est la raideur statique du système, m sa masse et C le coefficient d'amortissement.

ω la fréquence angulaire du chargement harmonique.

Objectifs de la thèse :

L'objectif essentiel de ce travail de thèse est l'étude de l'influence de non-linéarité du comportement du sol de fondation et de matelas de répartitions des charges sur la réponse dynamique du système de fondation sur sols renforcés par inclusions rigides et de fondation sur pieux. Pour atteindre cet objectif, une modélisation complète tridimensionnelle appropriée par la méthode des éléments finis (MEF) a été développée, par l'utilisation d'un code de calcul pertinent, à savoir le logiciel CODE_ASTER. Une méthode de calcul des fonctions d'impédance qui décrivent le comportement dynamique des systèmes de fondation à partir des analyses temporelles a été proposée et validée. Par la suite, l'influence du comportement du sol de fondation sur les paramètres dynamiques de système fondation-pieux/inclusions rigides tout en prenant en compte l'interaction entre les différents constituants de système de fondation est investiguée. Les résultats sont représentés sous termes des coefficients de rigidité et d'amortissement dynamiques suivant le mode de translation vertical et horizontal.

Organisation de la thèse :

Ce travail de thèse est organisé en cinq chapitres.

Le premier chapitre présente une recherche bibliographique sur les pieux et les inclusions rigides, dont les définitions et leurs utilisations comme techniques de fondation ont été décrites, ainsi ces différents types et les différentes modalités de réalisations connus. Le domaine d'application a été aussi exposé.

Le deuxième chapitre présente une recherche bibliographique sur le comportement sismique des pieux et des inclusions rigides, tout en abordant le comportement des différentes parties du problème, à savoir le sol, les pieux qui présente une similarité du comportement que

des inclusions rigides, le phénomène de l'interaction sol structure sous la condition dynamique et le comportement des fondations caractérisé par les fonctions d'impédances.

Le troisième est mené à la modélisation numérique du problème de l'interaction sol structure (ISS) étudié, à l'aide de la méthode des éléments finis. Un modèle complet tridimensionnel a été développé en utilisant le logiciel Code_Aster, dont les différentes caractéristiques géométriques et paramètres mécaniques ont été décrits. Des étapes de validation du modèle de calcul ont été effectuées et présentées dans ce chapitre, avec prise en compte des conditions statiques et dynamiques du modèle.

Le quatrième chapitre est consacré à la recherche de l'influence de comportement non linéaire du sol de fondation sur la réponse dynamique de système sol-pieux fondation. Les fonctions de l'impédance dynamique pour les deux modes de translations, horizontal et vertical, du système ont été calculées, et l'effet des paramètres de critère du Mohr-coulomb décrit le comportement non linéaire du sol, à savoir la cohésion et l'angle du frottement interne, a été investigué et présenté.

Le cinquième chapitre comporte une analyse globale du comportement dynamique d'une fondation encastree dans un sol renforcé par des inclusions rigides (micropieux). L'interaction dynamique entre les différents éléments de système de renforcement, à savoir le sol, les inclusions, le matelas de transfert des charges et la fondation, a été prise en compte. Le comportement non linéaire du sol et du matelas a été considéré et son effet a été recherché. Le rôle du matelas a été étudié via des analyses paramétriques en variant dans chaque analyse un paramètre géométrique ou mécanique de celui-ci. Les résultats ont été présentés sous forme des impédances dynamiques horizontales et verticales. Une comparaison entre le système de groupe de pieux et celui de groupe d'inclusions rigides a été présentée.

Chapitre 1 :
Systemes de fondation sur pieux et sur
inclusions rigides

1.1. Introduction :

Quand les sols de surface ou pré de la surface n'ont pas la capacité suffisante pour supporter les charges induites par les structures, quelle que soit la nature des structures, le recours à un système de fondations profondes ou à une méthode de renforcement des sols compressibles constitue un alternatif indispensable.

Il existe différents types de fondations profondes et différentes méthodes de renforcement des sols de mauvaise qualité, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées. Parmi eux, on cite le système de fondation sur pieux et le système de fondation sur sols renforcés par des inclusions rigides. Les deux systèmes présente une similarité qui réside dans l'utilisation des éléments plus aux moins rigides élançés avec des procédures de réalisations pareilles enfoncées dans des sols de mauvaise qualité en but de les rendre capables à supporter les charges des constructions de grande importance. Leurs intérêts essentiels résident dans leurs rigidités élevées par rapport à celui du sol ce qui traduit par une augmentation importante dans la capacité portante de système de fondation et une limitation avantageuse des tassements totaux et différentiels.

Magnan (1994) présente un bilan des méthodes permettant de réduire les tassements des remblais édifiés sur sols compressibles. Les diverses méthodes ainsi que les principales conclusions sont reportées dans le Tableau.1.1.

Tableau.1.1. Les principales méthodes de renforcement des sols d'après Magnan (1994)

Technique	Données nécessaires	Contrainte	Fiabilité	Commentaires
Pré chargement	Compressibilité Perméabilité	Temps nécessaire	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Lent Peu cher
Pré chargement avec drains verticaux	Compressibilité Perméabilités verticales et horizontales	Plus rapide	Plus flexible	Rapide Relativement cher
Remplacement du sol	Épaisseur de la couche	Mise en dépôt de sol Nouveau matériau	Bonne en cas de remplacement total	Rapide Cher
Colonnes ballastées Colonnes de sable compacté	Résistances et déformabilité du sol	Équipement Plot expérimental	Bonne après analyses de plots expérimentaux	Cher Rapide
Dalle sur pieux	Résistance du sol		Bonne	Très cher
Électro-Osmose et injection	Propriétés chimico-physiques Compressibilité Perméabilité	Destruction des électrodes Alimentation électrique	Incertaine	Très cher
Remblai léger	Compressibilité Perméabilité	Protection de matériaux légers	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	cher
Remblai sur inclusions rigides	Résistance et déformation du sol		Bonne	Cher Rapide
Colonnes et jet grouting	Résistance et déformation du sol		Bonne	Cher Rapide

1.2. Système de pieux :

Les pieux sont des éléments rigides élancés généralement d'une section cercle, en béton, acier ou bois ou même composites de plusieurs matériaux (béton-acier, béton-bois...), enfoncés dans des sols de mauvaise qualité par battage des éléments préfabriqués ou fabriqués sur site par forage et bétonnage. Figure 1.1.

Les charges des structures sont transmises directement aux pieux qui les transmettent au substratum rigide par l'effet de pointe, ou les dispersées sur l'horizon de sol de fondation par l'effet de frottement ou par la combinaison des deux effets.

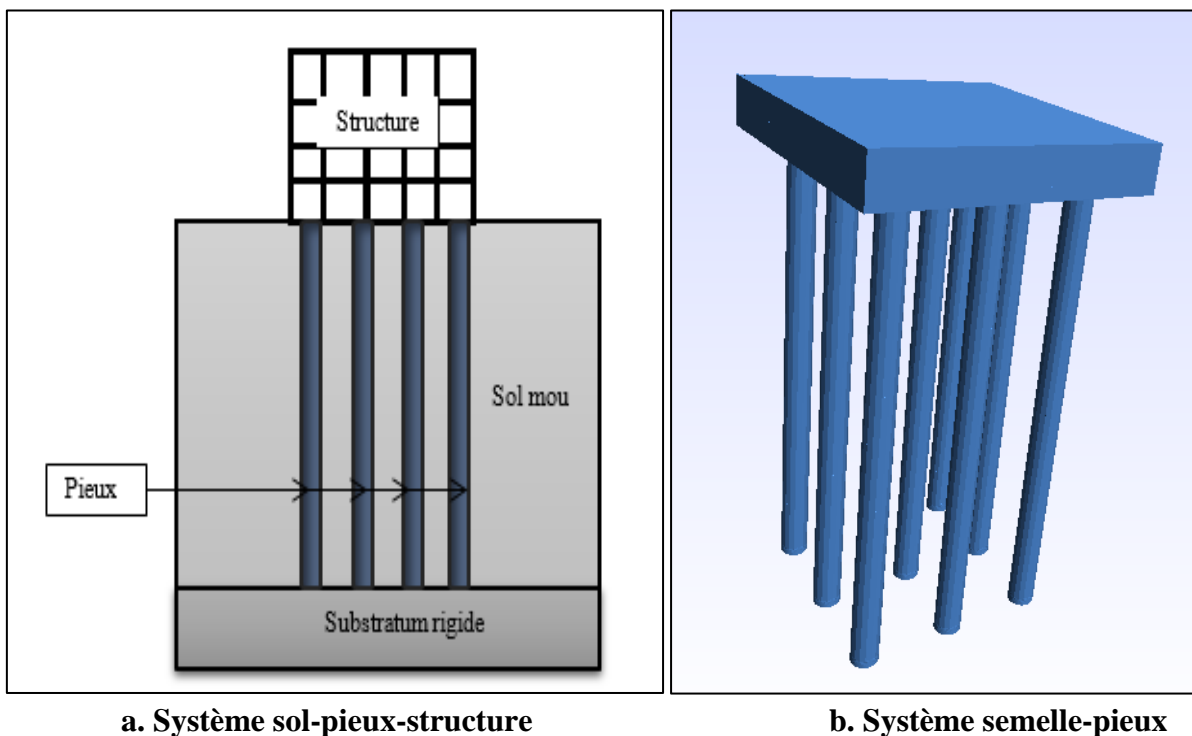


Figure 1.1. Système de fondation sur pieux

1.2.1. Domaine d'application :

Les pieux sont utilisés généralement dans les situations suivantes (Arora. K.R. 2004) :

- **Sols de faible portance :**

Lorsqu'une ou plusieurs couches supérieures du sol sont très compressibles et trop faibles pour supporter la charge transmise par la superstructure, des pieux sont utilisés pour transmettre cette charge au substrat rocheux sous-jacent ou à une couche de sol plus solide. Lorsque le substrat rocheux n'est pas rencontré à une profondeur raisonnable sous la surface du sol, les pieux sont utilisés pour transmettre progressivement la charge structurelle au sol. La résistance à la charge structurelle appliquée provient principalement de la résistance de frottement développée à l'interface sol-pieu.

- **Forces horizontales :**

Lorsqu'elles sont soumises à des efforts horizontaux, les fondations sur pieux résistent par flexion, tout en supportant la charge verticale transmise par la superstructure. Ce type de situation est généralement rencontré dans la conception et la construction d'ouvrages de soutènement et de fondations d'ouvrages de grande hauteur soumis à des vents violents ou à des forces sismiques.

- **Sols expansifs ou pliables ;**

Dans de nombreux cas, des sols expansifs et pliables peuvent être présents sur le site d'une structure proposée. Ces sols peuvent s'étendre à une grande profondeur sous la surface du sol. Les sols expansifs gonflent et rétrécissent à mesure que leur teneur en humidité augmente et diminue, et la pression de gonflement peut être considérable. Si des fondations peu profondes sont utilisées dans de telles circonstances, la structure peut subir des dommages considérables.

Cependant, les fondations sur pieux peuvent être considérées comme une alternative lorsque les pieux sont prolongés au-delà de la zone active, là où se produisent le gonflement et le retrait.

- **Forces de soulèvement ;**

Les fondations de certaines structures, telles que les tours de transmission, les plates-formes offshore et les radiers des sous-sols sous la nappe phréatique, sont soumises à des forces de soulèvement hydrostatique. Les pieux sont parfois utilisés pour ces fondations afin de résister à la force de soulèvement.

- **L'érosion du sol ;**

Les culées et piles des ponts sont généralement construites sur des fondations sur pieux pour éviter la perte de capacité portante qu'une fondation peu profonde pourrait subir en raison de l'érosion du sol à la surface du sol.

Donc, les pieux sont nécessaires lorsque les conditions du sol sont telles qu'un lessivage, une érosion ou un affouillement du sol peut se produire sous une fondation peu profonde.

1.2.2. Différents types de pieux :

Les fondations sur pieux sont classées généralement selon le matériau, la fonction et le processus d'installation :

a) Classification selon les matériaux constitutifs :

- **Pieux en bois :**

Les pieux en bois sont fabriqués à partir de troncs d'arbres après une coupe appropriée. Le bois utilisé doit être droit, sain et exempt de défauts. Des patins en acier sont fournis pour éviter tout dommage pendant la conduite. Pour éviter d'endommager le haut du pieu, une bande

métallique ou un capuchon est fourni. L'épissage des pieux en bois se fait à l'aide d'un manchon de tuyau ou de métal sangles et boulons. Les piles de bois sous la nappe phréatique ont généralement une longue durée de vie. Cependant, au-dessus de la nappe phréatique, ceux-ci sont attaqués par les insectes. La durée de vie des pieux en bois peut être augmentée par des conservateurs tels que l'huile de créosote. Les pieux en bois ne doivent pas être utilisés en milieu marin où ils sont attaqués par divers organismes.

- **Pieux en acier**

Les pieux en acier se présentent généralement sous la forme de tubes épais ou de profilés en H en acier laminé. Les pieux tubulaires en acier sont enfoncés dans le sol avec leurs extrémités ouvertes ou fermées. Les pieux sont munis d'un point d'entraînement ou sabot à l'extrémité inférieure.

Des revêtements époxy sont appliqués en usine lors de la fabrication des tuyaux pour réduire la corrosion des pieux en acier. Parfois, l'enrobage de béton sur le site sert de protection contre la corrosion. Prendre compte tenu de la corrosion, une épaisseur supplémentaire de la section en acier est généralement recommandée. Les pieux métalliques offrent l'avantage d'être d'un maniement commode, et surtout, pouvoir atteindre de grandes longueurs par soudage d'éléments successifs.

- **Pieux en béton**

Les pieux en béton sont soit préfabriqués, soit coulés sur place. Les pieux en béton préfabriqué sont préparés dans une usine ou un chantier de fabrication. Le renfort est prévu pour résister aux contraintes de manutention et de roulage. Les pieux préfabriqués peuvent également être précontraints à l'aide de câbles précontraints en acier à haute résistance. Un pieu coulé sur place est construit en faisant un trou dans le sol puis en le remplissant de béton. Un pieu coulé sur place peut être tubé ou non tubé. Un pieu tubé est construit en enfonçant un tubage en acier dans le sol et en le remplissant de béton. Un pieu non tubé est construit en enfonçant le tubage jusqu'à la profondeur désirée et retirer progressivement le tubage lorsque le béton frais est rempli. Un pieu non tubé peut avoir un socle.

- **Pieux composites.**

Un pieu composite est constitué de deux matériaux. Un pieu composite peut être constitué de la partie inférieure en acier et partie supérieure en béton coulé sur place. Un pieu composite peut aussi avoir la partie inférieure en bois sous la nappe phréatique permanente et la partie supérieure en béton. Comme il est difficile de fournir un joint approprié entre deux matériaux dissemblables, les pieux composites sont rarement utilisés dans la pratique. Dans ce système, les supériorités et les infériorités des différents matériaux sont prises en compte pour les utiliser stratégiquement avec un maximum d'avantages.

b) Classification selon leurs modes de transfert des charges :

Selon le mode de transfert des charges des structures aux sols du support, les pieux peuvent être classés en trois catégories (Arora. K.R 2004) :

- **Pieux travaillés à la pointe** ; Dans cette catégorie, le pieu transmet les charges qu'il supporte par l'appui de sa base sur le sol résistant (Figure 1.2.a). Chaque pieu agit comme un poteau et transmette les charges à travers les sols de mauvaise qualité à une strate ferme en dessous. Si un lit rocheux est situé à une profondeur raisonnable, les pieux peuvent être prolongés jusqu'à la roche. La capacité ultime du pieu dépend de la capacité portante de la roche. Si au lieu de lit rocheux, une assez compacte et dure couche de sol existe à une profondeur raisonnable, les pieux peuvent être prolongés de quelques mètres dans la couche dure.
- **Pieux travaillés par frottement** : ou pieux de friction (Figure 1.2.c) sont utilisés lorsque la couche rocheuse ou la strate dure n'existent pas ou sont situées à une profondeur déraisonnable. Dans ce cas, l'utilisation de pieux en bout devient très longue et peu rentable. La capacité de charge ultime des pieux à friction est dérivée du frottement cutané développé sur la longueur du pieu et du sol environnant. La longueur des pieux de friction est relative à la résistance au cisaillement du sol, charge appliquée, et taille de pile.
- **Pieux travaillés par la combinaison des effets de pointe et de frottement** : Ces pieux transfèrent les charges par une combinaison de l'effet de pointe au bas du pieu et l'effet de frottement le long de la surface du fût du pieu (Figure 1.2.b). La charge ultime portée par le pieu est égale à la somme de la charge portée par la pointe du pieu et de la charge portée par le frottement latéral.

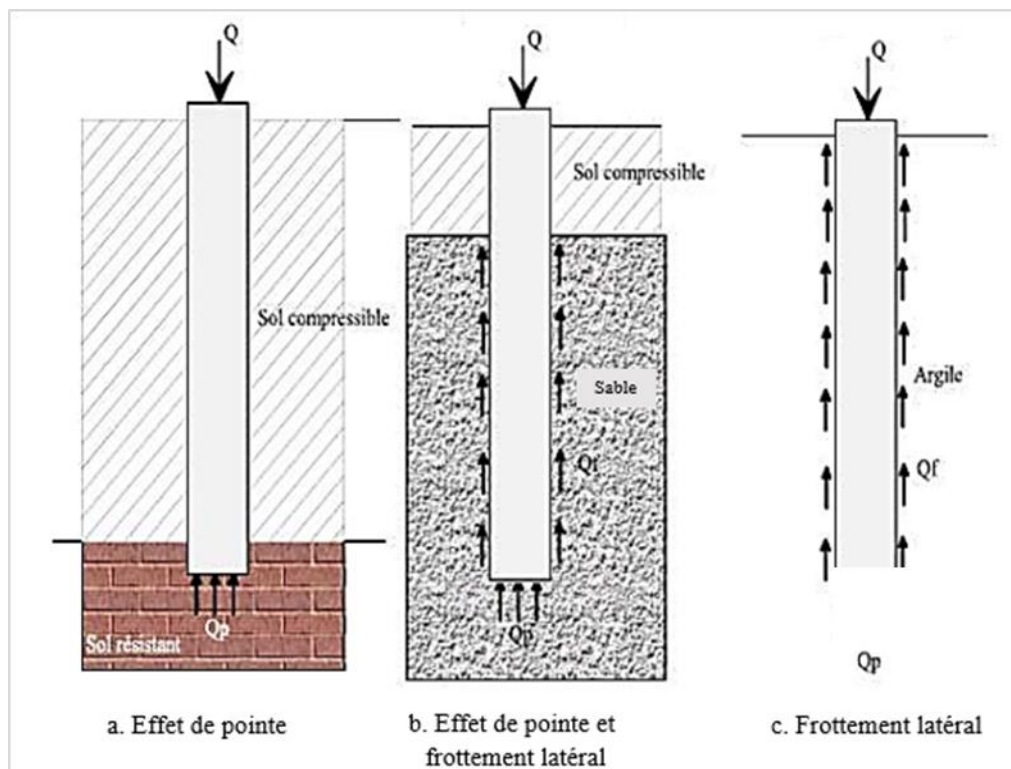


Figure 1.2. Classification selon le mode de fonctionnement. (Plumelle C. (2004))

c) Classification selon leurs modes de réalisation :

Sur la base de la méthode de construction, les pieux peuvent être classés dans les cinq principales catégories suivantes (Arora. K.R 2004):

- **Pieux battus** : Les pieux battus sont également appelés pieux de « déplacement » car le processus d'installation déplace une quantité de sol équivalente au volume du pieu battu. Les pieux battus gagnent efficacement en capacité géotechnique en déplaçant le sol autour du puits et en compactant les sols au pied lors de l'installation. Le battage des pieux se fait généralement par percussion et marteaux vibrants.
- **Pieux battus et coulés sur place** : Ces pieux sont formés par battage d'un tubage à fond fermé dans le sol. Le coffrage est ensuite rempli de béton. Le tube, également appelé chemise, peut être retiré ou non.
- **Pieux forés et coulés sur place** : Ces types de pieux sont installés en forant un trou vertical dans le sol puis en le remplissant de béton frais. Par forage, le sol est retiré pour laisser de la place au pieu à installer, qui est également étiqueté comme pieu de « remplacement ». Les pieux forés peuvent être en béton ordinaire ou armé. L'installation de pieux forés peut comprendre l'enfoncement d'un tuyau d'acier temporaire comme châssis pour éviter l'érosion et le colmatage du trou foré. Celui-ci reste en place dans la partie supérieure du trou jusqu'à ce que le coulage du béton soit terminé. Les pieux forés sont couramment utilisés dans les systèmes de fondation qui supportent de lourdes charges structurelles. Ils sont également favorisés dans des conditions de sol instables et difficiles comme un sol cohésif et soulevé, et sur des sites où le dégagement vertical est limité et où les vibrations excessives sont interdites.
- **Pieux vissés** : Les pieux vissés sont des types d'acier avec une hélice près du pied comme mécanisme auto-pénétrant. Un pieu vissé peut être équipé de plusieurs hélices en fonction de l'état du sol. Généralement, plus il y a d'hélices fournies, plus la résistance à l'arrachement est élevée.
- **Pieux lancés** : Éléments en acier ou en béton enfoncés dans le sol au moyen de vérins hydrauliques, généralement pour le renforcement des structures et des travaux de différentes natures, dans laquelle l'application des solutions conventionnelles sont difficiles voire impossibles. Ils permettent de travailler dans des endroits étroits ou de faible hauteur et à proximité des installations en fonctionnement évitant l'interruption des activités industrielles, l'éviction de voisins ou toute autre perturbation qui, avec les procédures classiques, sont souvent inévitables.

d) Classification selon leurs utilisations :

Selon leurs utilisations, les pieux sont classés dans les catégories suivantes (Arora. K.R 2004) :

- **Pieux porteurs** : Ces pieux sont utilisés pour transférer les charges verticales de la superstructure à travers des strates à faible capacité portante vers une couche solide de sol ou de roche par l'effet de pointe, par frottement ou par la combinaison des deux effets.
- **Pieux de compactage**. Ces pieux sont enfoncés dans des sols granulaires meubles pour augmenter la densité relative. La capacité portante du sol est augmentée en raison de la densification causée par les vibrations.
- **Pieux tendus**. Ces pieux travaillent essentiellement en traction. Ils sont utilisés pour ancrer des structures soumises aux forces de soulèvement hydrostatique ou aux forces de renversement.
- **Pieux muraux** : Dans cette application, de nombreux pieux individuels sont interconnectés pour former un mur qui contre-carre la pression latérale et les forces verticales minimales. Les pieux muraux ou les palplanches sont utilisés comme retenues pour le sol meuble et parfois l'eau dans de nombreuses applications temporaires et permanentes telles que la construction de batardeaux, de voies navigables, de protection des rives, de tranchées, etc.

e) Classification selon le déplacement de sol en place :

En fonction du volume de sol déplacé lors de la mise en œuvre, les pieux peuvent être classés en deux catégories (Arora. K.R 2004) :

- **Pieux mis en place avec refoulement du sol** ; Tous les pieux battus sont des pieux mis en place avec refoulement des sols, car le sol est déplacé latéralement lors l'installation de pieu et se densifie. L'installation peut provoquer un soulèvement du sol environnant. Les pieux en béton préfabriqué et les pieux tubulaires à extrémité fermée sont des pieux à déplacement du sol élevé. Les pieux en H en acier sont des à faible déplacement.
- **Pieux mis en place sans refoulement de sol** ; Les pieux forés sont des pieux sans déplacement de sol. Comme le sol est enlevé lors l'opération de forage de pieu, il n'y a pas de déplacement du sol lors de l'installation. L'installation de ces pieux modifie très peu les contraintes du sol environnant.

1.2.3. Mécanisme de transfert de charge pour pieux :

a) Cas d'un pieu isolé :

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte (Q_u) par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe Q_p) et par le frottement latéral entre le sol et le pieu (Q_s), dans laquelle :

- l'effort de pointe est proportionnel à la section de la base du pieu et à la résistance du substratum ;
- l'effort de frottement latéral est proportionnel à la surface de contact entre le pieu et le sol et au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol) ;

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

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

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (1) \quad (\text{Eq.1.1})$$

Toutefois, pour un pieu travaillé à la pointe, la charge Q_u est principalement résistée par le sol sous la pointe du pieu et la résistance par frottement latéral est minime. D'autre part, la charge Q sur les pieux de friction n'est généralement résistée que par le frottement latéral plutôt que par la capacité portante d'extrémité Q_p .

b) Cas de groupes de pieux :

Le pieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui du pieu isolé examiné dans le paragraphe précédent.

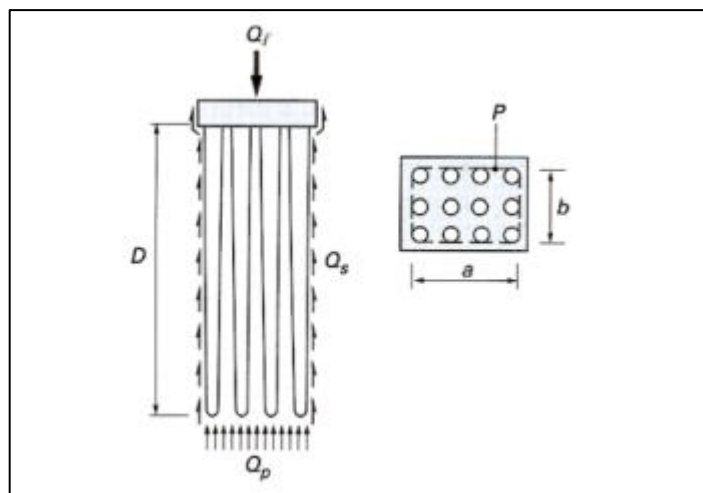


Figure 1.3. Fondation massive fictive équivalente à un groupe de pieux (Frank, R (1999)).

Deux causes différentes sont à l'origine de cet effet de groupe (Frank, R (1999)).

- La mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé, dont le comportement sert de référence. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée ;
 - la charge appliquée sur un pieu a une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des pieux voisins

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

$$C_e = \frac{\text{charge limite du groupe}}{N \times \text{charge limite du pieu isolé}}$$

1.3. Présentation de la technique de renforcement par des inclusions rigides :

1.3.1. Définition d'une inclusion rigide :

Un micropieu (ou inclusion rigide) est un pieu de petit diamètre élancé souvent cylindrique, mécaniquement continu, et généralement vertical. Les inclusions rigides sont disposées généralement suivant un maillage régulier, qui doit être adapté à la nature et la géométrie des charges appliquées et aux conditions de sols.

La technique des inclusions rigides a été développée dans les années soixante : initialement, ils ont été utilisés en Italie sous l'appellation de pieux racines (Figure 1.4) qui sont des pieux de petit diamètre scellés au terrain par un mortier. Par la suite sont apparus des inclusions rigides injectés sous forte pression qui ont permis d'obtenir des portances plus élevées. Pendant longtemps, cette technique n'a été employée que dans la reprise en sous-œuvre de bâtiments et d'ouvrages. Par la suite le domaine d'application de cette technique s'est élargi aux fondations d'ouvrages neufs dans certains cas de terrains difficiles ou contenant des obstacles durs divers tels que : anciennes fondations, blocs, couche dure, etc., qu'il serait très onéreux de traverser en forage de grande section.

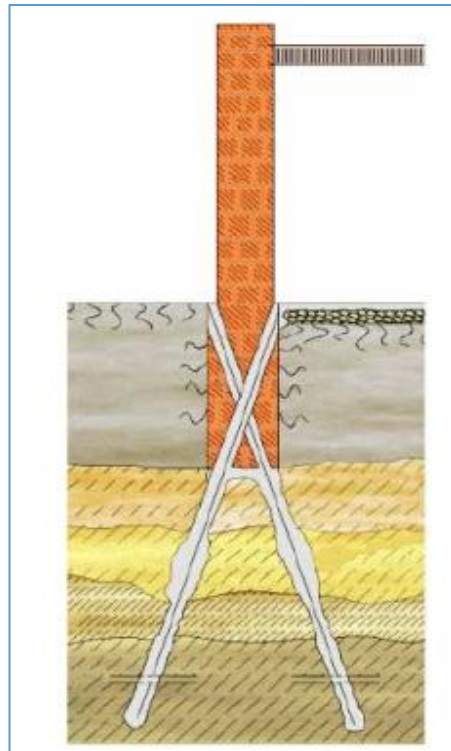


Figure.1.4. Schéma typique de l'application des pieux-racines (Lizzi 1982).

1.3.2. Principe de renforcement par inclusions rigides :

Le principe du renforcement est illustré par la Figure 1.5. La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge. Oriane. J (2005) :

- Les inclusions rigides (micropieux) sont mises en place à travers l'horizon compressible et permettent de transférer les charges vers le substratum par le développement d'un effort de pointe et de frottements le long de l'inclusion. Des dallettes peuvent être mises en place au niveau des têtes d'inclusion afin d'augmenter la surface de reprise des charges.
- Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les inclusions rigides et l'ouvrage en surface. Sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes d'inclusion. Il est constitué de sols granulaires. Le tassement différentiel en base du matelas entre les inclusions rigides et le sol compressible induit du cisaillement dans le sol granulaire et donc la formation de voûtes qui assurent le transfert des charges vers les têtes d'inclusion, l'homogénéisation et la réduction des tassements en surface. La présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux, car les inclusions sont désolidarisées de l'ouvrage en surface.
- Afin d'augmenter le report des charges vers les inclusions rigides, une nappe de renforcement géosynthétique peut être disposée en base du matelas. Le tassement différentiel entre les têtes d'inclusion et le sol compressible induit la mise en tension de la nappe qui contribue au report de charge par effet membrane.

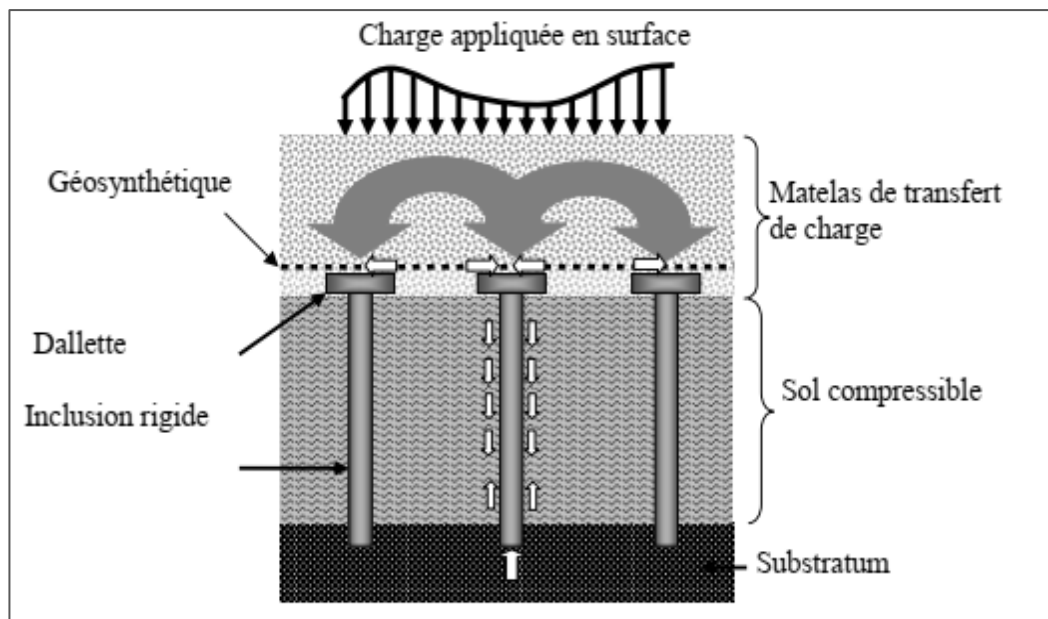


Figure 1.5. Principe de renforcement des sols par inclusions rigides (Orianne. J (2005))

Le frottement le long des inclusions participe également aux mécanismes de transfert de charge. La Figure.1.6 présente le comportement d'un réseau d'inclusions soumises à un chargement. Au niveau de la partie supérieure des inclusions, le sol compressible tasse plus que les inclusions et entraîne du frottement négatif le long de l'inclusion, ce qui contribue au report de la charge sur les inclusions. Ainsi le sol de fondation participe aux mécanismes. Au niveau de la partie inférieure, les inclusions poinçonnent le substratum qui n'est jamais

parfaitement rigide, ce qui entraîne du frottement positif. Au niveau de la base de l'inclusion se développe un effort de pointe.

La Figure.1.7 illustre le chargement d'une inclusion soumise à du frottement négatif et du frottement positif, comme cela est proposé par la méthode de dimensionnement de Combarieu (1988), complétée et développée par Simon (2001) et Berthelot et al. (2003).

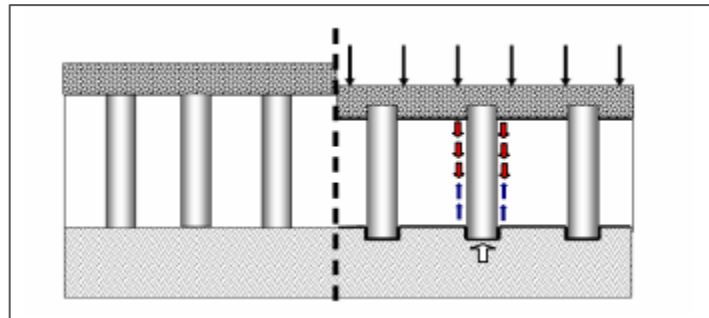


Figure.1.6. Réseau d'inclusions soumis à un chargement d'après Berthelot et al. (2003)

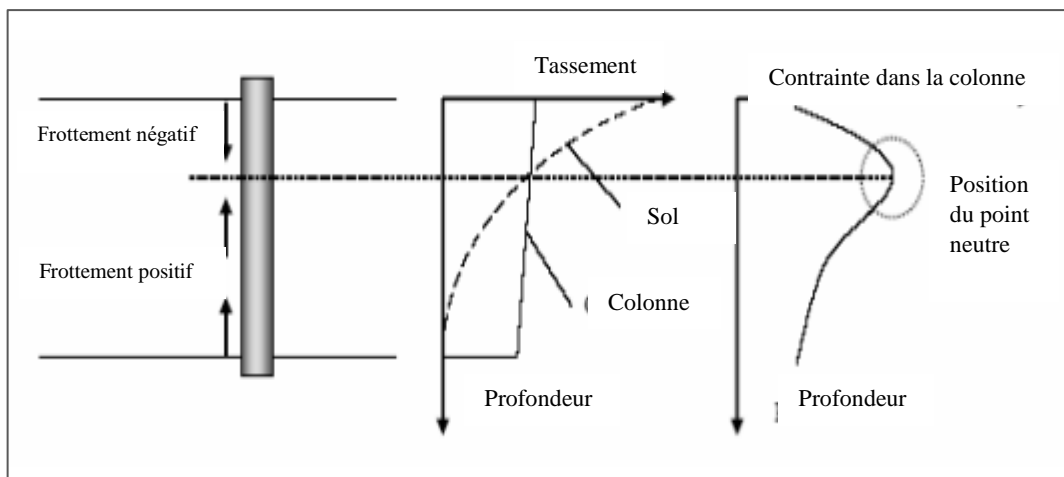


Figure.1.7. Frottement le long des inclusions d'après Berthelot et al. (2003)

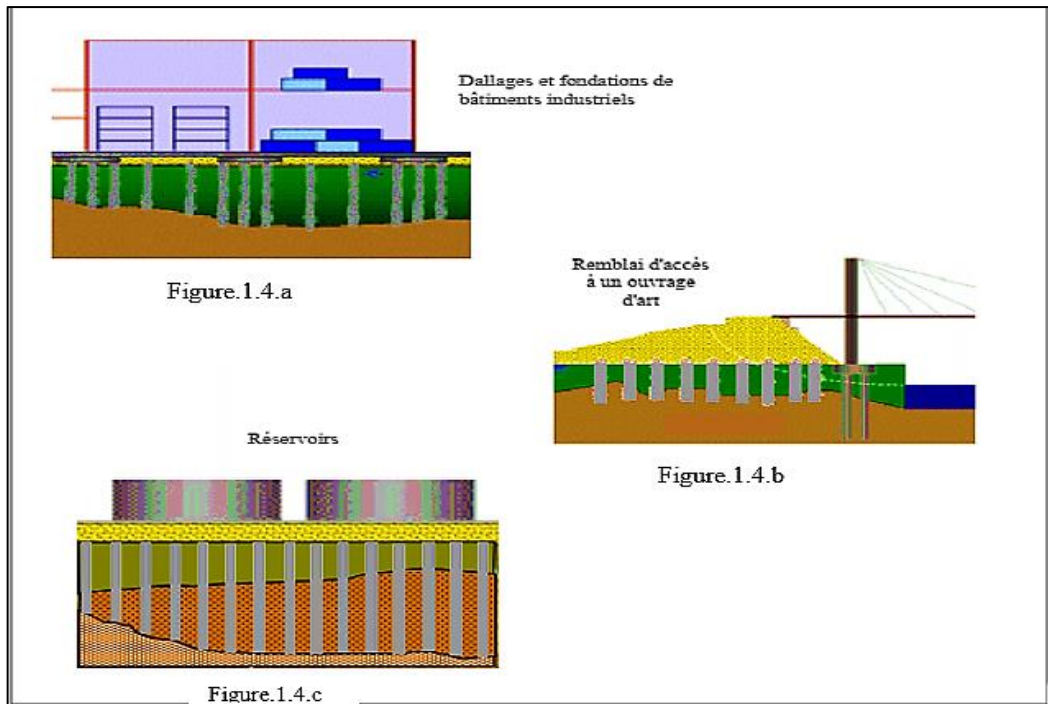
Le procédé des inclusions rigides verticales est de plus en plus utilisé pour le renforcement d'ouvrages de géotechniques tels que :

- les dallages et les fondations des bâtiments industriels et commerciaux (Figure.1.8. a),
- les remblais (Figure.1.8.b),
- les réservoirs de stockage ou bassins et ouvrages des stations d'épuration (Figure.1.8.c),

1.3.3.Types d'inclusions rigides :

Similaires aux pieux, de nombreux types d'inclusions rigides peuvent être envisagés suivant les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible. Les inclusions peuvent être préfabriquées ou construites *in situ*. Leur module de déformation varie entre 20 MPa (colonne de soil mixing) et 200 GPa (pieu métallique). Oriane. J (2005).

Le tableau.1.2 présente quelques caractéristiques des principaux types d'inclusions répertoriés. Ces caractéristiques sont d'ordre technique (vibrations, bruit, déblais) ou mécanique (module). Briançon. L (2002) :



Figures.1.8. Exemples d'ouvrages renforcés par inclusions rigides. (Briançon. L 2002).

Tableau.1.2. Principaux types d'inclusions rigides selon (Briançon. L 2002).

Types d'inclusion		Vibrations	Bruit	Déblais	E (MPa)	
Pieux pré fabriqués	Pieux bois	oui	oui	non	14 000	
	Pieux métalliques	oui	oui	non	200 000	
	Pieux béton	oui	oui	non	10 000 - 20 000 ¹	
Inclusions fabriquées in situ	Pieux battus et forés	Battus	oui	oui	non	Mortier : 2000 7 400 Béton B15 : 9000 Béton B25 : 10 815
		Forés simples	non	non	oui	
		Forés tubés	non	non	oui	
		A la tarière	non	non	oui	
		Starsol	non	non	oui	
	VCC	non	non	non	10 000	
	CMC	non	non	non	500 - 20 000 ²	
	Par mixing	COLMIX	non	non	non	50 - 300 ³
		Jet grouting	non	non	non	
		LCC	non	non	non	20 - 200 ³

¹ fonction de la nature du béton et du renforcement
² fonction de la nature du coulis
³ fonction de la nature du liant et du sol

1.3.4. Le matelas de transfert des charges :

Le matelas de transfert des charges assure la transition entre les charges appliquées en surface et les inclusions rigides. Il permet de concentrer les charges sur les têtes des inclusions rigides, de réduire et d'homogénéiser les tassements en surface grâce à la formation de voûtes. Ainsi sa présence permet de diminuer les sollicitations sur l'ouvrage afin d'en assurer le bon fonctionnement et la pérennité.

Une épaisseur minimale de matelas est nécessaire, de façon à permettre un bon transfert de charge entre les inclusions et le sol, d'une part, et pour limiter les efforts dans la structure supportée (dallages, semelles...), d'autre part. Cette épaisseur, souvent de l'ordre de 40 à 80 cm, notamment en vue de la réduction des moments de flexion dans les dallages. Projet ASIRI (2012).

La plate-forme de transfert de charge peut être constituée, selon les applications :

- d'une simple couche de matériau granulaire bien compacté,
- d'une couche de sol traité aux liants hydrauliques,
- ou d'une couche de sol renforcé par nappes horizontales de géosynthétiques.

1.4. Domaine d'application :

Les inclusions rigides (micropieux) peuvent supporter des charges axiales (compression et traction) et certaines charges latérales. Selon le concept de conception utilisé, les inclusions peuvent être un substitut aux pieux conventionnels ou comme un composant dans une masse composite sol/pieu. Les inclusions rigides sont installées par des méthodes qui perturbent le moins possible les structures adjacentes, le sol et l'environnement. Elles peuvent être installées dans des environnements à accès restreint et dans tous les types de sols et conditions de sol. Comme la résistance latérale fournie par ces types de pieux est faible, leur utilisation a été limitée aux travaux de rénovation et aux renforcements des sols compressibles et pour la construction des certains ouvrages neufs.

Étant donné que la procédure d'installation des inclusions provoque un minimum de vibrations et de bruit et peut être utilisée dans des conditions de faible hauteur libre, les inclusions rigides sont souvent utilisées pour étayer les structures existantes. Le soutènement est le processus de renforcement et de stabilisation de la fondation d'une structure existante et est accompli en étendant la fondation en profondeur ou en largeur afin qu'elle repose sur une couche de sol plus solide ou répartit sa charge sur une plus grande surface. Un équipement de forage spécialisé est souvent nécessaire pour installer les micropieux à partir des installations de sous-sol existantes ou à travers les semelles des ponts existantes.

Les inclusions rigides sont utilisées pour le renforcement des sols compressibles pour fonder des ouvrages tels que des remblais, des dallages, des fondations des bâtiments ou des ouvrages, des réservoirs de stockage ou des bassins et ouvrages de stations d'épuration. La figure.1.9 présente quelques différents domaines d'application de la technique de renforcement des sols par des inclusions rigides.

Les inclusions rigides ou micropieux sont actuellement utilisées dans deux applications générales, le support structurel et le renforcement in situ.

- Le renforcement in situ comprend :
 - Stabilisation de talus et rétention de terre ;
 - Renforcement et protection du sol ;
 - Réduction et homogénéisation des tassements ;
 - Stabilité structurelle ;
- Le renforcement des structures existantes comprend :
 - Rétention de terre ;
 - Fondations pour nouvelles structures ;
 - Rénovation sismique ;
 - Soutènement des fondations existantes ;

Les micropieux ont été développés à l'origine pour soutenir les structures existantes. La reprise en sous-œuvre de structures existantes peut être réalisée à plusieurs fins :

- Arrêter et prévenir les mouvements structurels.
- Améliorer la capacité portante des structures existantes.
- Réparer/remplacer les fondations détériorées ou inadéquates.
- Pour ajouter une protection contre l'affouillement aux fondations sensibles à l'érosion.
- Pour élever les fondations établies à leur élévation d'origine.
- Pour transférer les charges vers une strate plus profonde.

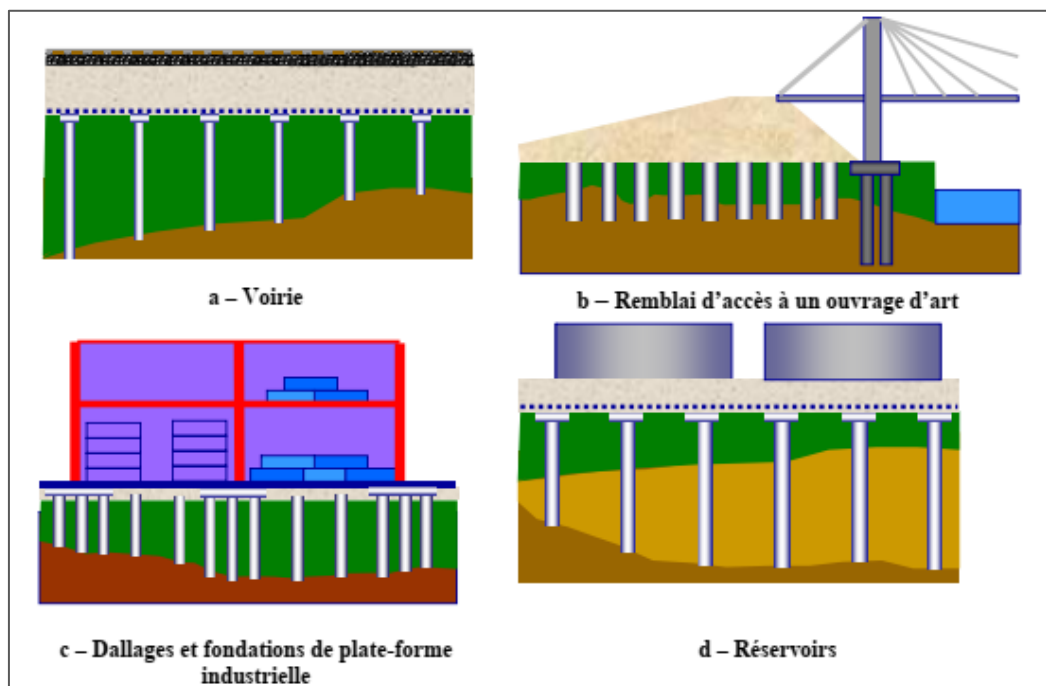


Figure.1.9. Exemples d'ouvrages renforcés par inclusions rigides. (Oriane. J (2005))

Briançon. L (2002) a cité quelque exemple d'utilisation des inclusions rigides dans le domaine de renforcement des sols compressibles pour fonder des nouveaux ouvrages :

-
- Les remblais routiers ou autoroutiers peuvent être construits sur sols compressibles renforcés par inclusions rigides afin de contrôler les tassements en surface du remblai et de réduire la durée du chantier (Barry et al. (1995) ; Card et Carter, (1995) ; Wood, (2003) ; Quigley et al. 2003 ; Stewart *et al.* (2004) ; Collin et al. (2005).
 - L'élargissement d'une route existante sur sol compressible peut entraîner du tassement différentiel entre la nouvelle et l'ancienne voie et donc des fissures au niveau de la chaussée. Le renforcement par inclusions rigides apporte une solution rapide à ce problème (Habib et al. (2002) ; Lambrechts et al. (2003) ; Wang et Huang. (2004)).
 - De nombreux remblais ferroviaires situés en Allemagne sont fondés sur sol renforcé par inclusions rigides (Alexiew et Vogel. (2002) ; Zanziger et Gartung. (2002) ; Brandl et al. (1997)). Cortlever et Gutter (2003) présentent un projet d'élargissement de remblai ferroviaire en Malaisie.
 - Les remblais d'accès aux ouvrages d'art peuvent être édifiés sur sol compressible renforcé par inclusions rigides afin d'éviter les tassements différentiels entre la culée fondée sur pieux et la voie d'accès (Holtz et Massarsch. (1976) ; Holmberg. (1978) ; Reid et Buchanan. (1984) ; Combarieu et al. (1994) ; Forsman et al. (1999) ; Lin et Wong. (1999) ; Mankbadi et al. (2004) ; Plomteux et al. (2004). Combarieu et Frossard (2003) présentent un projet de remblai d'accès à un quai portuaire des berges de la Loire.
 - Liausu et Pezot (2001) présentent le cas d'un dallage industriel de grande surface situé dans la Somme, édifié sur sol compressible renforcé par colonnes à module contrôlé. Pinto et al. (2005) présentent le cas d'un renforcement des berges du Tage pour la construction de bâtiments industriels légers.

L'utilisation d'inclusions rigides peut s'étendre à un dernier domaine d'application : le renforcement d'ouvrages en zone sismique. En effet, il est important que pour des sollicitations importantes, l'ouvrage garde un comportement sain sans détérioration rapide ni risque d'instabilité. Le renforcement par inclusions rigides permet de répondre à cet objectif en aménageant des zones dissipatives d'énergie aux endroits appropriés et en renforçant l'ouvrage en dehors de ces zones : la zone dissipative d'énergie est fournie par le matelas de transfert de charge (couche granulaire) sur laquelle l'ouvrage peut éventuellement glisser sans dommage ; le renforcement du sol, hors zone dissipative, est obtenu à l'aide d'inclusions rigides qui préviennent le développement de surface de rupture dans le sol. Ce type de renforcement a été mis en œuvre pour le pont Rion-Antirion (Pecker et Teyssandier. (1998)).

1.5. Conclusion :

La rareté des bons sols pour la construction des nouveaux bâtiments, des usines, des autoroutes et des voies ferrées ...etc., a entraîné un besoin accru à des techniques de fondations dans des sols de mauvaise qualité pour pouvoir les exploiter en construction.

Parmi les techniques de fondations sur mauvais sol on distingue le système de fondation sur pieux et le système de fondation sur sol renforcé par des inclusions rigides. Une brève

présentation de ces deux techniques a été décrite dans ce chapitre. Le domaine d'application peut se résumer dans trois catégories principales ; renforcement des ouvrages existants, construction des remblais sur des sols compressibles, les dallages et les fondations des grandes constructions. En général, ces deux solutions de fondations sont utilisées essentiellement pour les ouvrages de grandes emprises.

Les différents types et modalités de construction des pieux et des inclusions rigides ont été exposées. Les principaux avantages de ces techniques se résident sur la facilité de la mise en place, avec une importante réduction des tassements, une bonne adaptation aux cas des sites à accès difficiles et une productivité élevée. Le système d'inclusions rigides e permet aussi de conserver le sol compressible en place, ce qui constitue un avantage économique et environnemental non négligeable.

Chapitre 2 :

Problème de l'interaction Sol-Structure (ISS)

2.1. Introduction :

L'étude du comportement pieux et des inclusions rigides sous chargement sismique nécessite la résolution du problème avec prise en compte du phénomène de l'interaction sol-structure, prenant en compte l'interaction entre les différents éléments du système, à savoir, le sol, les pieux où inclusions rigides, le matelas de répartition des charges et la structure.

Des observations post-sismiques montrent que l'interaction sol fondation-superstructure joue un rôle primordial dans les dommages sismiques subis par les structures et ces fondations profondes (Kagawa. T. et Kraft M. (1980), Mizuno. (1987), Boulanger et al. (1998,1999), Miura (2002),...).

L'analyse du comportement dynamique de la structure dans son environnement montre que la présence de la structure peut apporter des modifications du mouvement de sol au voisinage de la structure par rapport à celui en champ libre. Il est par conséquent nécessaire d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage en prenant en compte l'interaction entre le sol, la fondation et la structure. Car l'interaction entre ces éléments peut être l'origine des dommages induits lors du chargement sismique. Alia. H(2007).

2.2. Action sismique

Deux approches sont utilisées pour la modélisation de l'action sismique :

- Une approche temporelle qui donne la variation temporelle des sollicitations à partir des enregistrements réels ou de la modélisation.
- Une approche par spectres, qui donne les caractéristiques spectrales des mouvements sismiques. La figure 1.6 donne le spectre de réponse réel pour un séisme de magnitude 5.5 (San Salvador 1986) et un spectre de réponse en accélération utilisé dans la réglementation parasismique.

Le mouvement sismique est défini par ses trois composantes : deux composantes horizontales orthogonales, indépendantes et représentées par le même spectre, et une composante verticale, qui peut être représentée par le spectre de la composante horizontale, mais avec une intensité égale à 70% de celle de la composante horizontale. Le mouvement sismique subit des variations spatiales et temporelles lors de sa propagation. Les modifications spatiales et temporelles du mouvement sismique peuvent avoir des effets d'amplification ou d'atténuation du mouvement. À titre d'exemple, les accélérations maximales du séisme de Loma Pieta 1989, enregistrées sur les sites rocheux de la ville de San Francisco sont deux ou trois fois plus importantes que celles enregistrées dans les sites alluvionnaires.

2.3. Comportement des sols

L'étude de l'interaction sol-structure est souvent effectuée en utilisant un comportement élastique ou viscoélastique équivalent pour le sol. La non-linéarité de sol est considérée en prenant en compte des caractéristiques (module de cisaillement G et amortissement β) compatibles avec la déformation moyenne induite par la sollicitation sismique (Idriss et Seed, 1968). Un inconvénient de cette modélisation réside dans la sous-estimation des non-linéarités

liées à l'interaction sol-structure. Le tableau.2.1 et la figure.2.1 définissent les domaines de comportement de sol en fonction du niveau de cisaillement. Pour des niveaux de déformation élevés, il faut considérer le comportement non linéaire et irréversible des sols. Des modèles de comportement élastoplastique avec écrouissage sont alors nécessaires pour décrire correctement le comportement des sols sous chargement sismique, notamment pour la partie des déformations volumiques.

Tableau.2.1 : domaine de comportement des sols. (Idriss et Seed, 1968)

Déformation de cisaillement cyclique γ		Linéarité du comportement	Élasticité et plasticité	Dégradation cyclique pour sols saturés	Méthodes d'analyse
Très faible	$0 \leq \gamma \leq \gamma_s$	Pratiquement linéaire	Pratiquement élastique	Non dégradable	Linéaire
Faible	$\gamma_s \leq \gamma \leq \gamma_v$	Non-linéaires	Faiblement élasto-plastique	Pratiquement Non dégradable	Linéaire équivalent
Moyenne à large	$\gamma_v \leq \gamma$	Non-linéaires	Elasto-plastique	Dégradable	Non-Linear

γ_s et γ_v , les seuils d'apparition de non-linéarités réversibles ou quasi réversibles et non-linéarités irréversibles, respectivement.

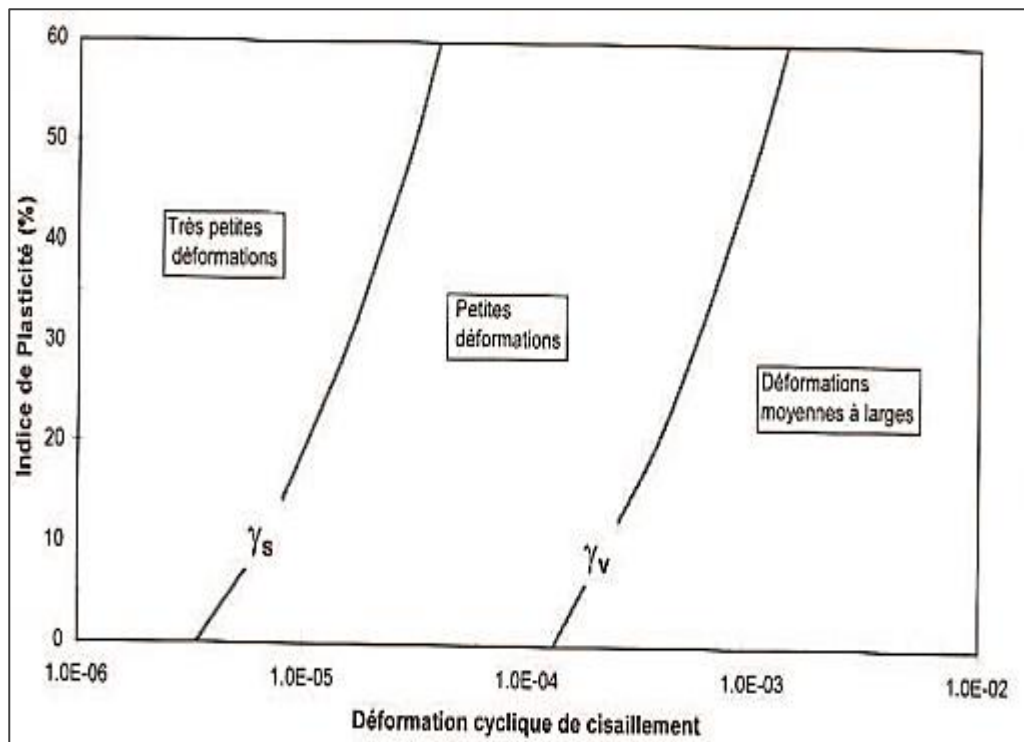


Figure.2.1. Domaines de comportement des sols. (Idriss et Seed, 1968)

2.4. Interaction sol-structure :

Tous les ouvrages de génie civil impliquent un certain type d'élément structural du contact direct avec la terre. Ce contact implique un processus interactif influence sur le comportement des structures et des sols de fondation pendant les phases de construction, et en cas des excitations externes qui peuvent toucher ces ouvrages. Ce processus est connu sous le nom de l'Interaction sol-structure.

Selon le type de chargement, on distingue deux types d'interaction sol-structure :

2.4.1. Interaction statique de sol-structure :

Comme le sol est considéré qu'un matériel déformable, il peut subir certaines déformations sous l'action des charges de la superstructure, ces déformations peut être uniforme le long de surface de contact fondation-sol, comme il peut exister un état de déformations différentiel dans le sol supportant la structure.

Dans le cas des déformations uniformes, les éléments de la superstructure ne subissent aucun effort additionnel, mais quand il existe un état de déformations différentielles ou la pression de contact à divers points de la base varie, les moments et les efforts de cisaillement dans les poteaux et les poutres de la structure sont affectés par cet état de déformations, ce qui constitue le cas de l'interaction statique Sol-Structure. IStrucE. (1989).

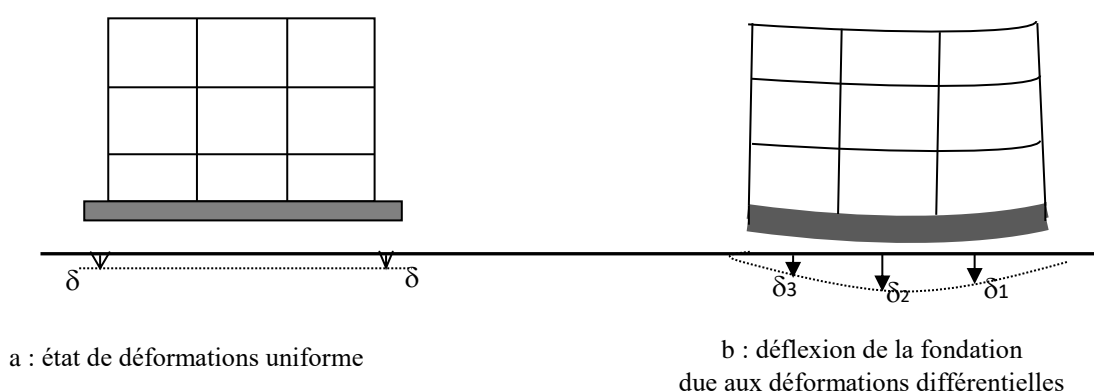


Figure.2.2. Schématisation de l'interaction statique sol-structure

2.4.2. Interaction dynamique de sol-structure :

Les caractéristiques du sol entourant une structure peuvent modifier la réponse dynamique de cette structure quand elle est soumise au mouvement de terrain résultant d'un tremblement de terre, ceci est connu sous le nom de l'interaction dynamique Sol-Structure. Tapan K. Sen, (2009).

le processus de l'interaction dynamique sol-structure peut apparaître en deux phénomènes :

➤ **L'interaction cinématique :**

Le mouvement de terrain de tremblement de terre cause le déplacement de sol connu sous le nom de mouvement de champ libre. Cependant, la base incluse dans le sol ne suivra pas le mouvement de champ libre du fait de différence de rigidité entre la fondation et le sol. Le champ d'ondes sismique incident est réfléchi et réfracté par la fondation et donc modifier le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci. Ce phénomène est connu sous le nom de l'interaction cinématique. Pecker A. (2006).

➤ **L'interaction inertielle :**

L'inertie développée dans la structure due à ses propres vibrations est transmise à la fondation sous forme de forces et de moments qui causent à leur tour des déplacements de sol de fondation relativement au champ libre. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction inertielle. Pecker A. (2006).

2.4.3. Méthodes de prise en compte de l'interaction dynamique sol structure :

Les méthodes générales par lesquelles l'interaction dynamique sol-structure est prise en compte peuvent être classées par catégorie en tant que méthodes globales (directes) qui traitent le problème global de l'interaction sol-structure et celles qui s'appuient sur la décomposition du système en sous-systèmes (Méthodes de sous-structures).

2.4.3.1. Méthode globale :

La méthode consiste à résoudre en une seule étape l'équation du mouvement dynamique du système :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = -MI\ddot{U}_g \quad (\text{Eq.2.1})$$

Où : U : représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise

I : vecteur unité, donnant la direction de la sollicitation \ddot{U}_g

M, K, C les matrices de masse, de raideur et d'amortissement du système.

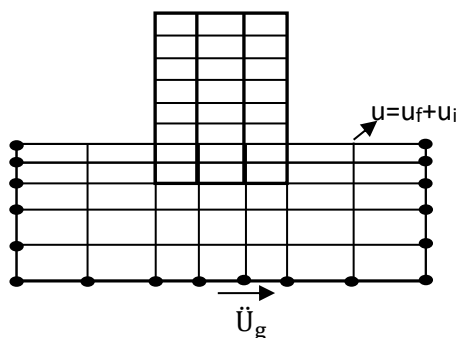


Figure.2.3 : problème globale de l'interaction sol structure

Généralement, la technique de résolution est basée sur la méthode des éléments finis qui présente la plus grande flexibilité et permet en outre la prise en compte de phénomènes non linéaires.

La problématique de la résolution par une méthode globale est que l'excitation de tremblement de terre est appliquée à la base de la couche de sol, tandis que l'entrée sismique habituellement est exprimée en termes d'accélérogrammes enregistrés à l'interface de sol de champ libre (Figur.2.4). Pecker A. (2006).

- Le mouvement sismique de dimensionnement est connu (spécifié) à la surface du sol, en champ libre ;
- Le mouvement est calculé à la base inférieure du modèle, choisie à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas ce mouvement ; cette étape est connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique ;
- Le mouvement déconvolué est imposé uniformément à la base du système sol structure et la réponse est calculée par résolution de l'équation (Eq.2.1) ;

Un des avantages principaux des méthodes globales est leur capacité à prendre en compte les hétérogénéités résultant soit des variations de faciès, soit des variations des caractéristiques de sol provenant de non-linéarités. L'expérience montre qu'elles sont généralement mieux adaptées et plus faciles de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrages enterrés.

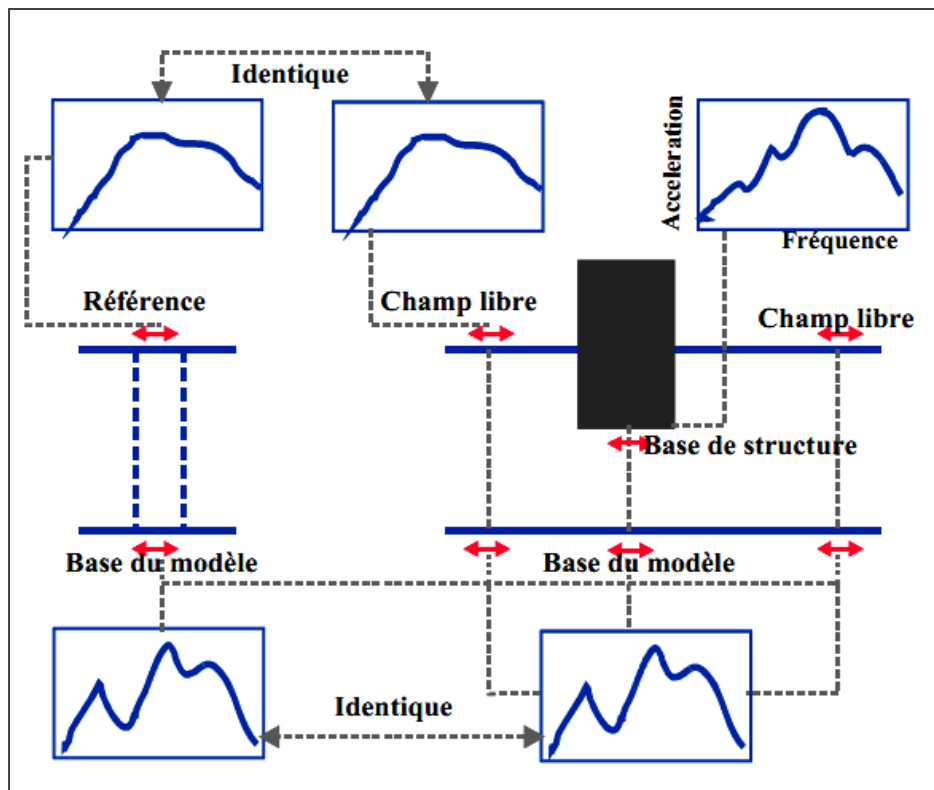


Figure.2.4. Schématisation d'un problème d'interaction sol structure en éléments finis méthode globale. Pecker A. (2006).

2.4.3.2. Méthode de sous structure :

La méthode de sous structure est une approche dans laquelle la base et la structure sont représentées en tant que deux modèles mathématiques ou sous-structures indépendantes. Le raccordement entre eux est fourni par des forces d'interaction d'amplitudes égales, mais des actions dans des directions opposées sur les deux sous-structures. Tous les mouvements développés à l'interface sont la somme des mouvements de champ libre à l'interface du sol sans superstructure supplémentaire plus les mouvements additionnels résultant de l'interaction. L'analyse modale est, donc, utilisée pour résoudre les équations du mouvement différentielles couplées.

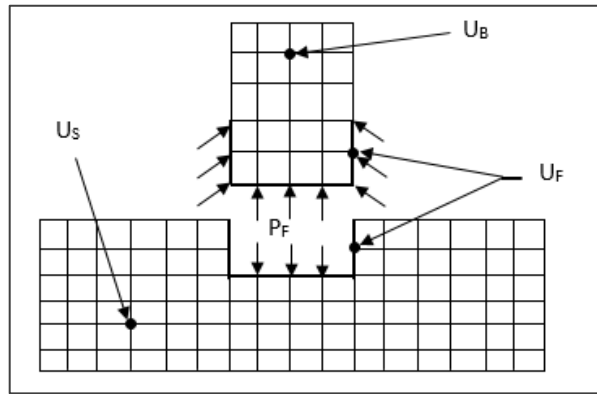


Figure.2.5. : Schématisation d'une méthode de sous structure

Les équations des différents sous-systèmes s'écrivent :

- structure :

$$\begin{bmatrix} m_B & 0 \\ 0 & m_{FB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_B \\ \ddot{u}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{BB} & K_{FB} \\ K_{FB} & K_{FF} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_B \\ u_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ P_F \end{bmatrix} \quad (\text{Eq.2.2})$$

- sol :

$$\begin{bmatrix} m_{FS} & 0 \\ 0 & m_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_F \\ \ddot{u}_S \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{FF} & K_{FS} \\ K_{FS} & K_{SS} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_F \\ u_S \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -P_F \\ 0 \end{bmatrix} \quad (\text{Eq.2.3})$$

Dans les équations ci-dessus, comme indiqué sur la figure (figure.2.5), on a désigné par l'indice B les déplacements de la structure, l'indice F ceux de l'interface sol -structure et l'indice S ceux du sol.

Considérons maintenant le cas du sous-système sol en l'absence de la structure ; son équation d'équilibre s'écrit comme suit :

$$\begin{bmatrix} m_{FS} & 0 \\ 0 & m_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_F^* \\ \ddot{u}_S^* \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{FF} & K_{FS} \\ K_{FS} & K_{SS} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_F^* \\ u_S^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -P_F \\ 0 \end{bmatrix} \quad (\text{Eq.2.4})$$

Dans l'expression de l'équation (Eq.2.4) \mathbf{u}^* représente le déplacement d'interaction cinématique. Appelant \mathbf{u}^i le déplacement d'interaction défini par :

$$\mathbf{u}^i = \mathbf{u} - \mathbf{u}^* \quad (\text{Eq.2.5})$$

Par soustraction des équations (Eq.2.3) et (Eq.2.4) il vient :

$$\begin{bmatrix} m_{FS} & 0 \\ 0 & m_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_F^i \\ \ddot{\mathbf{u}}_S^i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{FF} & K_{FS} \\ K_{FS} & K_{SS} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_F^i \\ \mathbf{u}_S^i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\mathbf{P}_F \\ 0 \end{bmatrix} \quad (\text{Eq.2.6})$$

Pour la résolution du problème d'interaction sol-structure par la méthode de sous-structure, on travaille dans le domaine fréquentiel, avec la transformé de Fourier :

$$U = \sum \tilde{u}(\omega) e^{i\omega t}$$

on obtient :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} m_{FS} & 0 \\ 0 & m_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{u}}_F^i \\ \tilde{\mathbf{u}}_S^i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{FF} & K_{FS} \\ K_{FS} & K_{SS} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{u}}_F^i \\ \tilde{\mathbf{u}}_S^i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\tilde{\mathbf{P}}_F \\ 0 \end{bmatrix} \quad (\text{Eq.2.7})$$

Le système d'équations (Eq.2.7) peut être utilisé pour éliminer tous les degrés de liberté qui n'appartiennent pas à l'interface sol-structure. Ce processus appelé condensation permet de relier les déplacements de l'interface aux réactions en ces nœuds :

$$\tilde{\mathbf{S}}_F(\omega) \mathbf{u}_F^i(\omega) = -\tilde{\mathbf{P}}_F(\omega) \quad (\text{Eq.2.8})$$

Dans l'équation (Eq.2.8) la matrice $\tilde{\mathbf{S}}_F$ s'appelle la matrice d'impédance de la fondation. On notera que les quantités intervenant dans (Eq.2.7), et en particulier $\tilde{\mathbf{S}}_F$, dépendent de la fréquence.

Tenant compte de la condition de compatibilité et de la relation (Eq.2.5) ; on aura à la fin :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} m_B & 0 \\ 0 & m_{FB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{u}}_B \\ \tilde{\mathbf{u}}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{BB} & K_{FB} \\ K_{FB} & K_{FF} + \tilde{\mathbf{S}}_F \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{u}}_B \\ \tilde{\mathbf{u}}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \tilde{\mathbf{S}}_F \mathbf{u}_F^* \end{bmatrix} \quad (\text{Eq.2.9})$$

Si la fondation est rigide le champ des déplacements de celle-ci peut s'exprimer en termes d'un mouvement de corps rigide défini par rapport à un point quelconque, par exemple son centre :

$$\tilde{\mathbf{U}}_f = T \tilde{\mathbf{U}}_0 \quad (\text{Eq.2.10})$$

Où T est la matrice de transformation et \tilde{U}_0 le vecteur des déplacements et rotations du centre de la fondation. De même, les forces nodales \tilde{P}_F sont reliées aux forces et moments \tilde{P}_0 appliqués à la fondation en son centre :

$$\tilde{P}_0 = T^T \tilde{P}_F \quad (\text{Eq.2.11})$$

Avec ces définitions l'équation (I.9) prend la forme :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} m_B & 0 \\ 0 & m_{FB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{u}_B \\ \tilde{u}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{BB} & K_{FB} T \\ T^T K_{FB} & T^T (K_{FF} + \tilde{S}_F) T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{u}_B \\ \tilde{u}_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ T \tilde{S}_F u_F^* \end{bmatrix} \quad (\text{Eq.2.12})$$

La matrice $K^* = T^T \tilde{S}_F T$ représente la matrice d'impédance de la fondation rigide. Notant que $T^T \tilde{S}_F \tilde{U}_F^* = K^* T^T \tilde{U}_F^*$ l'équation précédente représente le mouvement d'une structure reliée à un support par la matrice d'impédance K^* et soumise à un mouvement de ce support défini par $T^T \tilde{U}_F^*$.

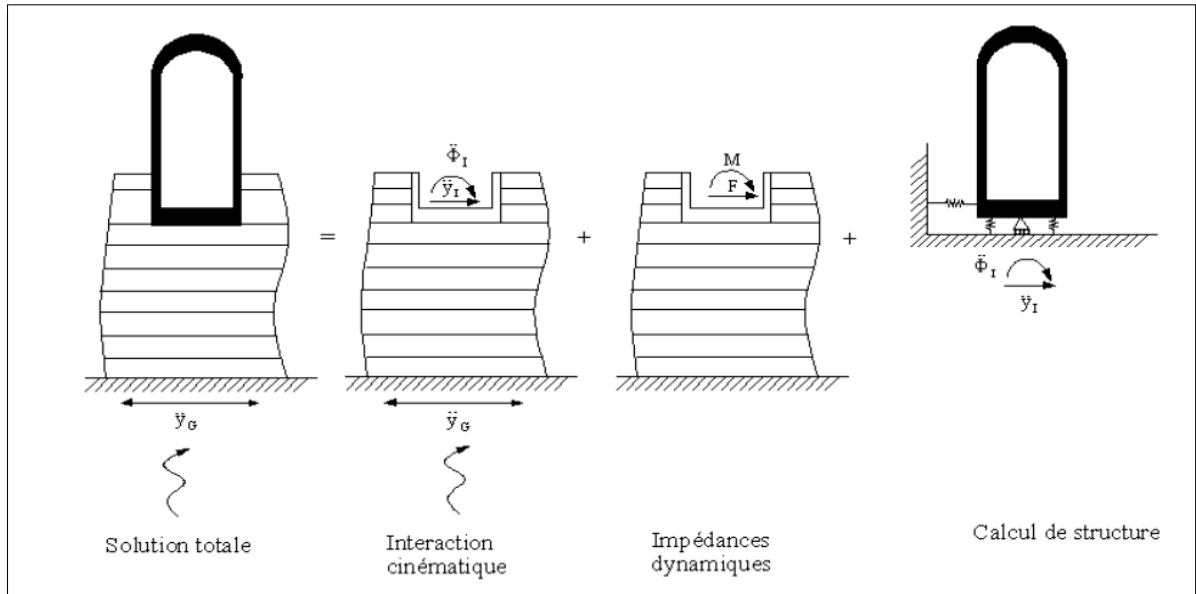


Figure.2.6. Théorème de superposition

Ainsi, dans l'hypothèse d'une fondation rigide, il est pertinent de scinder le problème global en trois sous-problèmes :

- détermination du mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique ; cette étape représente la solution de l'équation (Eq.2.4) ;
- détermination de la matrice d'impédance de la fondation (Eq.2.6) ;

- calcul de la réponse dynamique de la structure reliée à la matrice d'impédance et sujette à son support au mouvement d'interaction cinématique (Eq.2.12).

Dans la mesure où la fondation est parfaitement rigide, cette démarche est rigoureusement identique à celle conduisant à la résolution du système global en une étape (Eq.2.1). Cette décomposition est connue sous le nom de théorème de superposition de Kausel et est illustrée sur la figure.2.6. Son intérêt apparaît clairement s'il est possible de simplifier une des trois étapes du calcul. Pecker A. (2006).

2.4.4. Fonction d'impédance :

La fonction d'impédance représente les caractéristiques dynamiques de rigidité et d'amortissement de l'interaction de sol-fondation. Mathématiquement, la matrice d'impédance est une matrice qui rapporte le vecteur des forces harmoniques $P(t)$ à la base de la structure au vecteur de réponse résultant $U(t)$ de la base relativement au champ libre. Les éléments de la matrice d'impédance $[K]$ sont appelés les fonctions d'impédance.

Dans le cas le plus générale, la fondation possède six degrés de liberté, et la matrice d'impédance $K(\omega)$ a pour dimension 6×6 . Si la fondation est de forme quelconque, les différents degrés de liberté sont couplés et la matrice d'impédance est pleine. Si la fondation possède des symétries, certains des termes de couplage (termes hors diagonale) disparaissent Pecker A. (2006). Chaque terme de la matrice représente donc le rapport de la force appliquée par le déplacement résultant suivant le même degré de liberté.

Pour bien comprendre la notion de la fonction d'impédance d'une fondation, on fait le parallèle avec l'oscillateur à un degré de liberté de raideur K , de masse m et d'amortissement C , soumis à une force harmonique $P(t) = Pe^{i\omega t}$.

La réponse de l'oscillateur est donnée par :

$$u(t) = \frac{P \cdot e^{i\omega t}}{k - m\omega^2 + i\omega c} \quad (\text{Eq.2.13})$$

Par définition l'impédance de l'oscillateur simple s'écrit :

$$K = \frac{p(t)}{u(t)} = (K - m\omega^2) + i\omega c = K \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 + 2i\xi \frac{\omega}{\omega_n} \right] \quad (\text{Eq.2.14})$$

ω_n et ξ désigne la pulsation propre et le pourcentage d'amortissement critique de l'oscillateur simple.

Par analogie avec l'équation (Eq.2.12) on montre que l'impédance dynamique d'une fondation encastree de E dans le semi-espace peut s'écrire sous la forme générale :

$$K = K_s [K_1(\omega) + iK_2(\omega)] \quad (\text{Eq.2.15})$$

Les coefficients a_0 , K_1 et K_2 sont sans dimension et dépendent de la pulsation ω .

Avec :

$$a_0 = \frac{\omega B}{V_s} \quad (\text{Eq.2.16})$$

Dont :

- ω : la pulsation de la fondation ;
- B : le demi largeur de la fondation ;
- $V_s = \sqrt{G/\rho}$: La célérité des ondes de cisaillement ;
- G : le module de cisaillement du sol de fondation ;
- ρ : La masse volumique du sol de fondation ;

Dans laquelle la fonction d'impédance se compose d'un terme multiplicatif K_s qui est la raideur statique de la fondation (raideur à fréquence nulle) et d'une partie représentant la contribution dynamique. Cette contribution dynamique comporte une partie réelle K_1 qui reflète le comportement élastique du sol et tient compte de la rigidité et de l'inertie du milieu, et une partie imaginaire K_2 indique que le mouvement vibratoire est amorti. Deux types d'amortissements interviennent. L'un correspond à un amortisseur de type visqueux et dépendant de la fréquence ; l'autre résulte du comportement hystérétique du sol sous l'action du mouvement cyclique et très peu dépendant de la fréquence.

Afin de séparer l'effet de deux amortissements, la forme suivante peut être utilisée :

$$K = K_s^i [K_i(\omega) + i a_0 C_i(\omega)] (1 + 2i\beta) \quad (\text{Eq.2.17})$$

Avec :

- $K_s^i = K_s (1 + f(\frac{E}{B}))$: Impédance statique de la fondation encastrée ;
- $f(\frac{E}{B})$: Fonction de l'encastrement relatif ;
- K_i : Coefficient de rigidité, fonction de a_0 .
- C_i : Coefficient d'amortissement visqueux, fonction de a_0 .
- β : Coefficient d'amortissement par hystérésis.

Les formulations analytiques approchées des solutions numériques valables pour les semelles circulaires et rectangulaires ont été rassemblées par Pais et Kausel. (1988).

2.5. Modélisation de l'interaction sol-structure :

2.5.1. Model en éléments finis MEF et des éléments de frontière :

La méthode des éléments finis (MEF) est largement utilisée en génie parasismique. Cependant, certaines conditions doivent être respectées.

La taille de l'élément de maillage doit être suffisamment petite pour assurer la transmission correcte des ondes de hautes fréquences imposées par le chargement dynamique.

Cette taille est liée directement à la vitesse des ondes de cisaillement et à la fréquence max. On retient généralement une valeur comprise entre 1/5 et 1/8 de la longueur d'onde :

$$h_{max} \leq \frac{1}{5} \text{ à } \frac{1}{8} \frac{V_s}{f_{max}} \quad (\text{Eq.2.18})$$

Où f_{max} représente la fréquence la plus élevée à transmettre et V_s la vitesse de propagation des ondes de cisaillement.

Le modèle d'éléments finis est capable de traiter des domaines de sol de géométrie arbitraire et de tenir compte de la non-linéarité, de l'anisotropie et de l'inhomogénéité des matériaux, mais ne satisfait pas la condition de propagation des ondes (dissipation de l'énergie) vers l'infini aux limites, un phénomène essentiel à l'interaction sol structure. Cependant, l'extension du modèle pour que les ondes réfléchies aux limites n'atteignent pas la structure durant le laps de temps où l'on évalue sa réponse augmente considérablement le nombre des nœuds du modèle de calcul ce qui alourdit les analyses et rend le cout en temps et en mémoire de calcul très élevé.

Pour s'affranchir de cette difficulté, des conditions aux limites spéciales doivent être introduites pour simuler la nature illimitée du sol.

La modélisation des frontières de domaine est l'un des plus gros problèmes des ISS dynamiques. En raison des ressources de calcul limitées, le domaine de calcul doit être suffisamment petit pour pouvoir être analysé dans un délai raisonnable. Cependant, en limitant le domaine, une frontière artificielle est introduite. En tant que représentation précise du système sol structure, cette limite doit absorber toutes les ondes sortantes et ne refléter aucune onde dans le domaine de calcul. L'objectif général de ces "limites de transmission" est d'éviter la réflexion des ondes issues de l'ouvrage et du sol adjacent. Des dispositifs spéciaux, appelés frontières absorbantes ou consistantes, ont été développés et placés aux limites du modèle afin de modéliser l'infini de domaine.

Des frontières absorbantes dites locales consistent simplement à connecter des amortisseurs à tous les degrés de liberté des nœuds frontières et à les fixer à l'autre extrémité dont les caractéristiques sont fonction des propriétés mécaniques du milieu à leur voisinage. Ces frontières ne réalisent pas le couplage des différents degrés de liberté des nœuds le long de la frontière et n'absorbent parfaitement que les ondes à incidence normales. Cette méthode est relativement facile à mettre en œuvre dans un code aux éléments finis et présente le pouvoir d'être implantées dans un calcul temporel ou fréquentiel.

Les frontières consistantes, par opposition aux frontières locales, couplent tous les degrés de liberté des nœuds de la frontière et absorbent parfaitement tous les types d'ondes. La formulation de ces frontières fait intervenir des termes dépendant de la fréquence ; elles ne peuvent donc être utilisées que pour des résolutions dans le domaine fréquentiel.

En plus aux difficultés liées à la taille du modèle en éléments finis et au raffinement du maillage, d'autres difficultés sont encore à prendre en considération pour la modélisation des interactions sols-pieux fondation, à savoir :

- La modélisation des pieux circulaires à faible diamètre nécessite un maillage très fin du modèle au niveau de pieu et à leur proximité immédiate pour bien conserver sa géométrie, ce qui augmente le nombre des nœuds et en conséquence la taille de la matrice globale à résoudre ;
- Pour la modélisation 3D d'un problème d'inclusions rigides, leur nombre parfois très important conduit à une résolution de problèmes de très grande taille ;
- En éléments finis, la modélisation réelle des interfaces sols-structures nécessite l'introduction des relations spéciales entre les interfaces, ce qui rend le problème plus complexe ;
- La modélisation des hétérogénéités des matériaux peut conduire à un fort contraste des propriétés mécaniques, qui peut engendrer des problèmes de singularité et de stabilité des calculs et de risque de divergence du résultat.

En raison de ces contraintes imposées à la modélisation de l'interaction sol-pieux-fondation par la méthode des éléments finis, les analyses approfondies d'ouvrages fondés sur des pieux ou sur des sols renforcés par des inclusions rigides à l'aide de la méthode des éléments finis sont relativement rares.

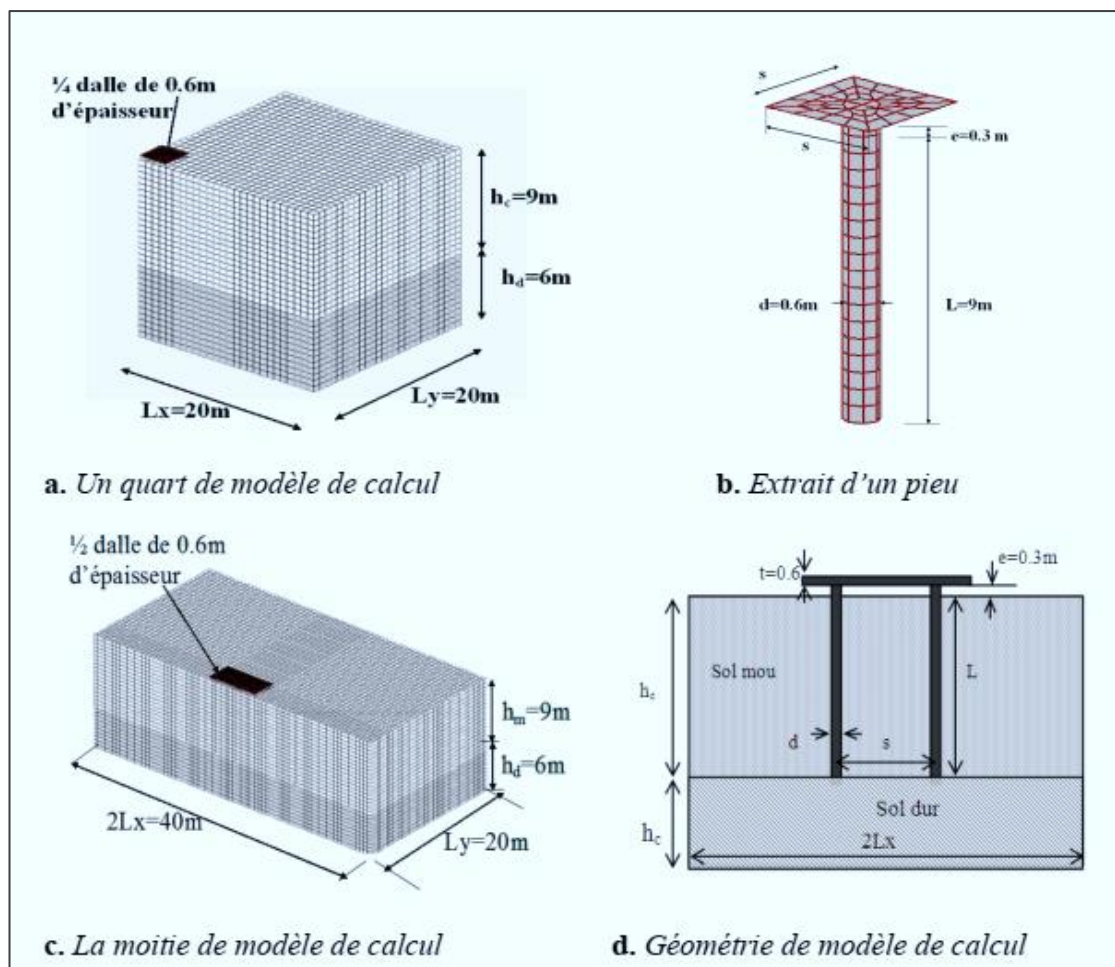


Figure.2.7. Modélisation de système sol-pieux-dalle (Messioud et al. 2016)

Parmi les études récentes consacrées à la simulation par éléments finis tridimensionnels de ce type de problème, on peut citer :

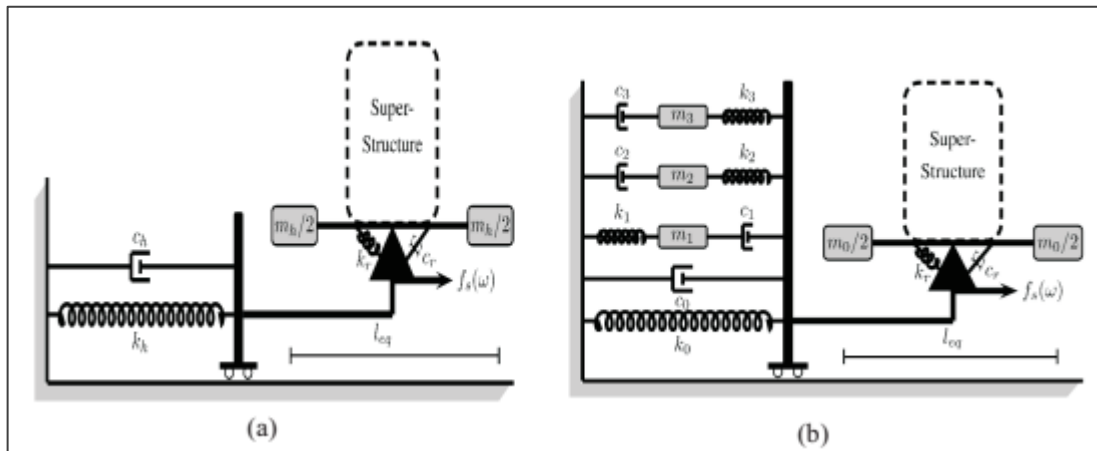
- Guoxi Wu et Liam Finn (1997) ont présenté une méthode des éléments finis quasi tridimensionnels, dans laquelle l'équation des ondes 3D est utilisée pour décrire la réponse dynamique du sol.
- (Messioud et al. (2011, 2016, 2017)) ont modélisé par la méthode des éléments finis un problème complexe tridimensionnel de l'interaction sol-pieux-fondation à l'aide de code ASTER (Figure.2.7). La réponse dynamique de ce système est analysée dans le domaine fréquentiel tout en profitant de l'implantation des frontières absorbantes fournies par le code de calcul.

D'autres approches numériques ont été développées en vue de surmonter les différentes difficultés de la méthode des éléments finis ci-dessus, à savoir :

- la méthode des éléments de frontière BEM ("boundary element method") : L'idée de base de BEM est de discrétiser la surface du problème au lieu de l'ensemble du domaine (Poulos et Davis. (1980) ; Maeso et al. (2005)), et contrairement au MEF, les équations de mouvement du domaine seront formulées sous la forme d'équations intégrales au lieu de l'équation différentielle. De plus, contrairement à MEF, BEM ne nécessite pas l'utilisation de frontières non réfléchissantes spéciales pour satisfaire le critère de non-réflexion des ondes. En conséquence, le nombre de degrés de liberté et le temps de calcul seront réduits. À cet égard, BEM est plus avantageux que MEF, en particulier, pour les problèmes dans des domaines illimités. Cependant, dans des problèmes d'ingénierie complexes, BEM est moins efficace que MEF en raison de sa difficulté d'application dans le cas d'un milieu hétérogène et anisotrope (Wolf et Deeks, 2004.). De plus, BEM a des limites pour considérer les problèmes non linéaires (Lou et al. 2011);
- la méthode des éléments finis couplée à celle des éléments de frontière où le sol est séparé en deux blocs : comme chaque méthode a ses propres avantages et inconvénients, de sorte qu'il est souhaitable de développer une approche combinée méthode éléments finis/éléments frontières, qui utilise leurs avantages et réduit leurs inconvénients, de tels sorts les inclusions modélisées par éléments finis, et le champ de l'entourage modélisé par éléments de frontière. Ces deux blocs sont assemblés en utilisant la technique de Craig-Bampton (Taherzadeh et al. (2002), Coda, Venturini, 1998, Padron, et al (2006)).

C'est sur la base de l'utilisation de couplage de la méthode des éléments finis et la méthode d'éléments de frontière que Taherzadeh et al. (2002) ont établis des formules analytiques permettant d'évaluer l'impédance dynamique d'un radier de fondation reposant sur un groupe de pieux flottants ou encastés, soumis à des sollicitations dynamiques latérales ou de renversement. De telles formules sont fondées sur la construction d'un modèle général de matrice d'impédance (Figure.2.8) relative au comportement global de l'ouvrage. L'avantage de cette démarche est de pouvoir disposer de formules analytiques simples, d'application directe, permettant d'évaluer les propriétés dynamiques de la fondation en fonction d'un certain nombre

de paramètres géométriques et mécaniques, notamment pour des ouvrages comportant un grand nombre d'inclusions.



Figurr.2.8. Schéma de modèle simple pour groupe de pieux (Taherzadeh et al.2002).

(a) flottant. (b) encastré.

2.5.2. Model en ressort–modèle de Winkler :

Dans ce modèle, le milieu du sol est idéalisé et représenté par des ressorts et d'amortisseurs, qui sont répartis indépendamment et discrètement dans des espaces proches le long de la zone de pieux-fondation, ces derniers sont modélisés comme des poutres. Une densité de charges appliquées $q(z)$ est reliée au déplacement correspondant $Y(z)$ du pieu-fondation par une relation du type de celle donnée par Mylonakis et Gazetas (1999) pour une pulsation ω :

$$\frac{d^4 Y(z)}{dz^4} + 4\lambda(z, \omega)^4 Y(z) = \frac{q(z)}{EI} \quad (\text{Eq.2.19})$$

où la fonction $\lambda(z, \omega)$ est donnée par :

$$\lambda(z, \omega) = \left[\frac{K(z, \omega) - m\omega^2}{4EI} \right]^{1/4} \quad (\text{Eq.2.20})$$

Dans laquelle EI et m désignent respectivement la raideur en flexion et la masse du pieu par unité de longueur, tandis que $K(z, \omega) = k(z, \omega) + i\omega c(z, \omega)$ représente l'impédance complexe qui tient compte de la raideur, de l'inertie et des amortissements radiatifs et matériels du sol.

L'étape clef dans l'utilisation du modèle de Winkler est la détermination, à partir des paramètres de sol étudié, les caractéristiques des ressorts et d'amortisseurs à introduire dans les calculs. De nombreux travaux de recherche se trouvent dans la littérature et focalisent sur ce sujet.

Novak (1974), a proposé une solution analytique permettant de déterminer le comportement dynamique d'un pieu isolé sous l'hypothèse de déformation plane, dans laquelle

le sol est modélisé comme un ensemble de couches horizontales extrêmement petites agissant sur le pieu.

Novak et Sheta (1982) ont étudié l'influence de l'interaction pieu-pieu, de l'interaction pieux-sol, de la fréquence de chargement, de l'entraxe des pieux et du rapport de rigidité entre le sol et les pieux sur les fonctions impédances.

Gazetas et Dobry (1984) ont proposé une méthode simple permettant d'estimer les caractéristiques d'amortissement d'un pieu enfoncé dans le sol soumis à un chargement horizontal :

$$C(\omega) \approx \int_0^l c(z, \omega) Y(z)^2 dz \quad (\text{Eq.2.21})$$

où $c(z, \omega)$ est l'amortissement distribué le long du pieu.

Le principal avantage des méthodes basées sur l'utilisation du modèle de Winkler est la relative simplicité de mise en œuvre. Cependant (Dutta et Roy, 2002) dans une étude critique, ont conclu que malgré la simplicité et le temps de calcul réduit de cette approche, la limitation fondamentale est la prise en compte seulement du comportement linéaire contrainte-déformation du sol. De plus, la détermination des ressorts élastiques utilisés pour remplacer le sol sous-jacent est également un enjeu majeur. Parce que le coefficient du sol de fondation est affecté non seulement par le sol de fondation, mais aussi par les dimensions de la zone chargée.

2.5.3. Les approches par homogénéisation :

L'approche par homogénéisation consiste à étudier au préalable le comportement d'une maille élémentaire représentant une inclusion avec le sol et matelas associé. Le comportement de ce modèle est comparé à celui d'un modèle de mêmes dimensions, où le sol et l'inclusion sont remplacés par un seul matériau supposé homogène dont on cherche à établir les caractéristiques pour obtenir des résultats équivalents au premier modèle.

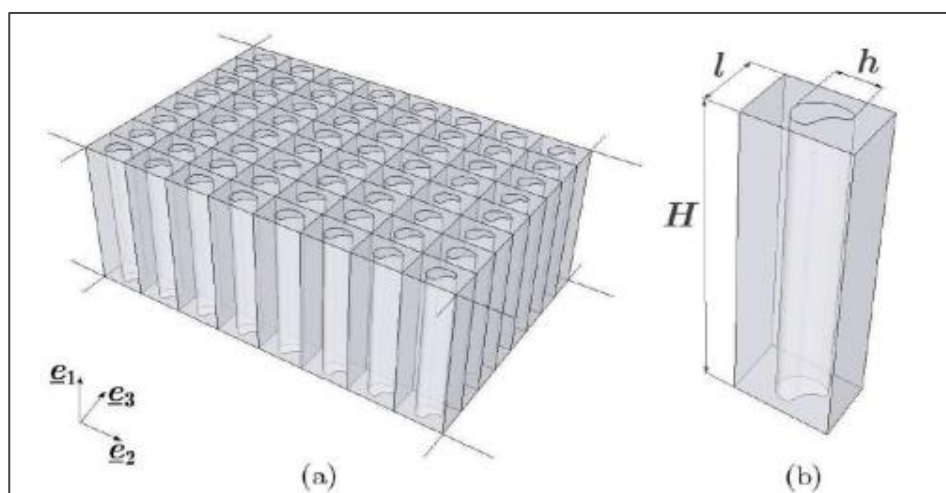


Figure. 2.9. Milieu renforcé par inclusions linéaires. (a) Réseau de poutres droites identiques distribué périodiquement dans une matrice. (b) Géométrie et dimensions de la période (Soubestre, 2011).

Le modèle cellulaire homogène obtenu est considéré comme modèle homogène élémentaire et peut être utilisé pour construire le modèle complet de milieu continu. Cette approche permet de réduire la complexité du modèle et de surmonter certaines difficultés imposées par les modélisations numériques.

Le domaine d'application de cette approche est celui du renforcement des sols par un réseau suffisamment dense d'inclusions (Patrick d.B .2004). Deux aspects doivent être considérés lors de l'application de cette méthode :

- la distribution régulière des inclusions au sein du domaine de sol ;
- l'échelle caractéristique du renforcement (espacement entre deux inclusions) qui peut être raisonnablement considérée comme faible au regard des dimensions d'ensemble de l'ouvrage ;

2.6. Comportement sismique des pieux :

Les travaux menés sur le comportement sismique des pieux montrent que ce comportement est régi par des mécanismes complexes d'interaction entre le sol, la structure et les pieux (Tajimi. (1969) ; Novak et Aboul-Ella. (1978) ; Kagawa et Kraft. (1980) ; Mizuno et al. (1984); Tazoh et al. (1987) ; Kaynia et Kausel. (1982) ; Gazetas et Dobry. (1984) et Shahrour et al. (1994).

Différentes méthodes ont été proposées pour l'analyse du comportement sismique des groupes de pieux. Ces méthodes peuvent être classées d'après la modélisation du sol, soit à l'aide des éléments ressorts avec des impédances prenant en compte la rigidité et l'amortissement du sol, soit par un milieu continu doté d'un comportement adéquat (linéaire, visqueux, non linéaire, irréversible,..) en fonction du niveau des sollicitations. Des méthodes analytiques ou numériques sont utilisées pour la résolution des équations régissant l'interaction sol-pieux-structure.

L'interaction sol-pieux-structure dépend des caractéristiques mécaniques et géométriques des éléments du système sol-pieux-structure. On présente ci-dessous l'influence sur le comportement sismique des pieux des éléments suivants : le profil du sol et les conditions de liaison aux extrémités des pieux.

2.6.1. Influence du profil du sol :

Le tableau.2.2 donne les accélérations enregistrées dans différents sites lors du séisme de Loma Prieta. On note que les accélérations maximales enregistrées dépendent d'une manière sensible de la nature du sous-sol. Pour le séisme de 1957, elles varient entre 0,04g et 0,13g ; pour le séisme de 1989, elles varient entre 0,09g et 0,26g. Les enregistrements sur les sites alluvionnaires font apparaître des pics importants à basses fréquences. Alia.H (2006).

Les divers codes parasismiques et les différentes études analytiques, empiriques et numériques reconnaissant la nécessité de prendre en compte les conditions géotechniques du sol dans la définition des sollicitations sismiques (Seed et al. (1976) ; Idriss. (1990) ; Gazetas

et al. (1998) ; Mylonakis et al (2005), etc.). Cette prise en compte se traduit par la définition des spectres de réponse selon la nature du sous-sol, qui est caractérisée par la vitesse de propagation moyenne des ondes de cisaillement sur les 30 mètres supérieurs de la couche de sol.

Tableau.2.2. Accélérations maximales dans San Francisco (d'après AFPS, 1990).

Station	Stratigraphie	Accélération maximale du sol	
		1957	1989
Golden Gate park	Rocher	0,13	
Market/Guerrero St	Rocher	0,12	
State Building	Sable + Sable argileux (60 m)	0,10	
Mason/Pine St	Rocher	0,10	
Alexander Building	Silt argileux+ Sable (45m)	0,07	0,17
Southern Pacific B.	Argile molle	0,05	0,20
Rincon Hill	Rocher	0,10	0,09
Oakland City Hall	Argile, Sable (30 m) + Argile raide (270 m)	0,04	0,26

À partir des enregistrements réels (Mexico city, 1985 et Loma Prieta, 1989), Idriss (1990) a proposé une courbe d'amplification des accélérations pour des différents types de sols (Figure 22). On note que le facteur d'amplification dépend des propriétés des sols et du niveau d'accélération.

Le caractère multicouche des sols est également très important. En effet, le comportement sismique des pieux implantés dans des sols multicouches dépend sensiblement du contraste des propriétés mécaniques entre les couches

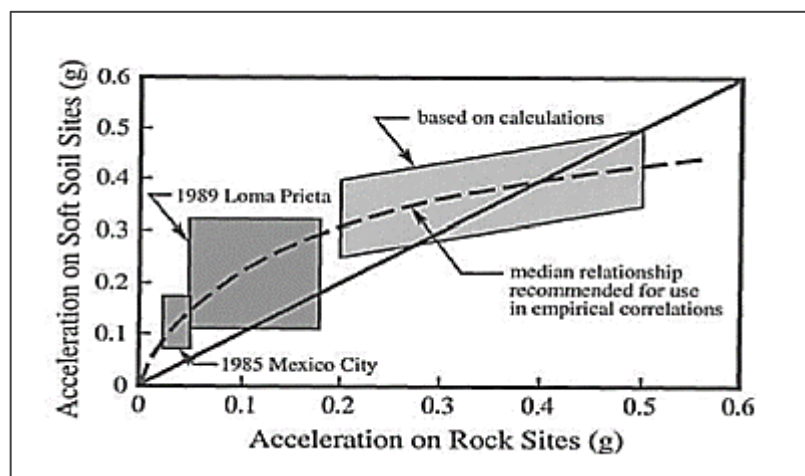


Figure 2.10. Relation entre les accélérations maximales et les différentes conditions des sols mous (Idriss (1990,1991))

L'influence de la variation de la rigidité du sol avec la profondeur sur la réponse sismique des pieux a été également analysée. La figure.2.11 montre la réponse sismique d'un groupe de pieux implantés dans un sol sableux à rigidité constante et celle dans un sol dont la rigidité croit avec la profondeur (Sadek. M (2003)).

On constate que, pour le même chargement, les pieux implantés dans un sol à module de déformation croissant avec la profondeur subissent des efforts internes (flexion et effort normal) largement supérieurs à ceux implantés dans un sol à module de déformation constant. Ceci est dû à la faible rigidité du sol au voisinage de la surface dans le cas du sol à module variable. Il est par conséquent nécessaire de prendre en compte l'augmentation de la rigidité des sols avec la profondeur dans le calcul des pieux en site sismique.

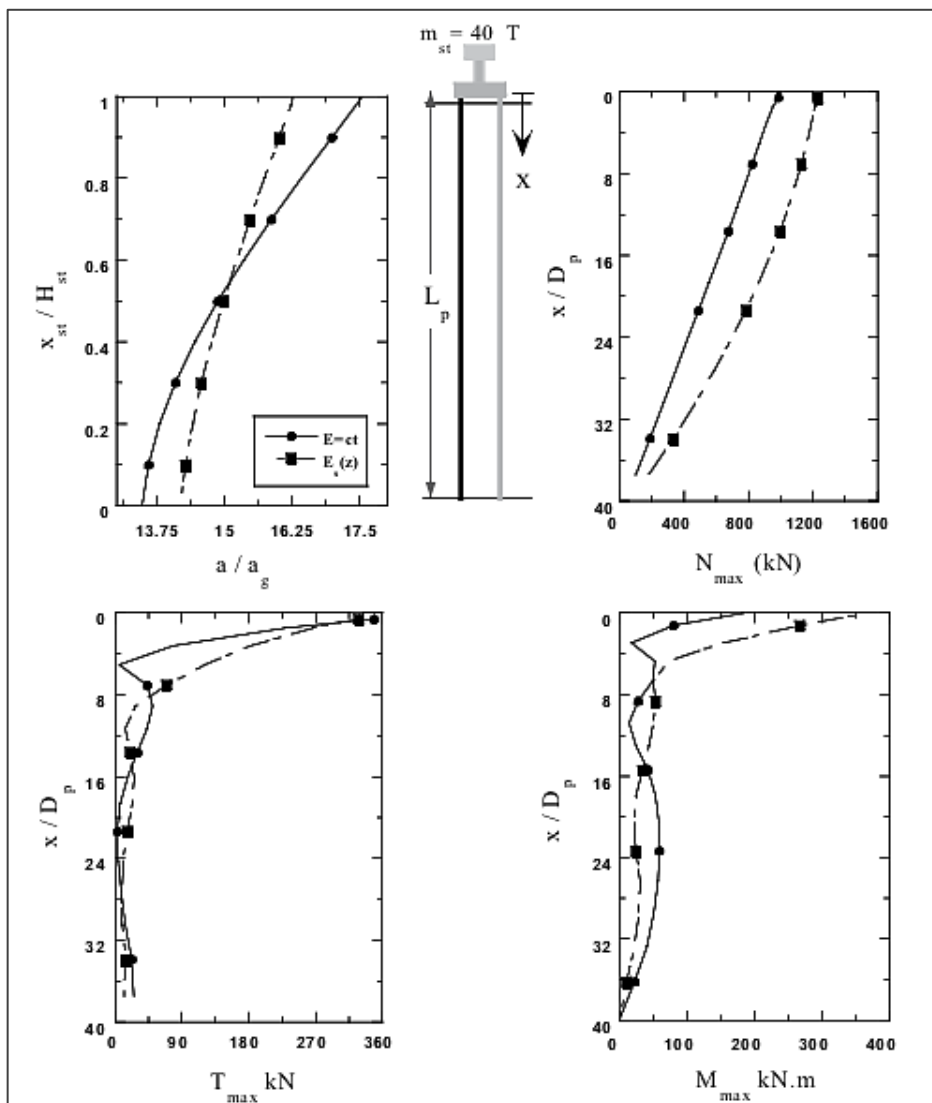


Figure.2.11. Influence de la variation du module de Young sur la réponse d'un groupe de 4 pieux (Sadek. M (2003)).

2.6.2. Influence des conditions aux extrémités des pieux :

Les observations post-sismiques montrent que les sollicitations induites au voisinage de la tête de pieux sont l'une des principales causes de rupture des pieux durant les tremblements de terre. Sadek et Shahrour (2003 et 2006) ont examiné l'influence d'une articulation en tête des inclusions rigides sur l'interaction sol-inclusions rigides-structure. Ils constatent que dans le cas d'inclusions rigides verticaux ou inclinés l'articulation conduit à une augmentation de l'amplification du mouvement de la superstructure et de l'effort tranchant normalisé et à une diminution de l'effort normal et du moment fléchissant normalisés. À noter que la diminution du moment fléchissant normalisé est plus significative dans le cas d'inclusions rigides inclinés.

Zacek (1996) conseille de limiter l'encastrement des pieux dans un bon sol afin de conserver une flexibilité et une possibilité de rotation des pieux en pointe, sinon, le moment fléchissant et l'effort tranchant induits dans les pieux sous une charge latérale sont doublés et quadruplés, respectivement. Sadek (2003) confirme cette recommandation pour les inclusions rigides. Une étude sur un group 2x2 inclusions rigides supportant une superstructure montre que l'encastrement d'inclusions rigides verticales dans un substratum rigide augmente l'amplification dynamique. L'encastrement induit des fortes sollicitations en tête des pieux et au niveau de l'encastrement dans la couche rigide. Cela indique que la zone d'encastrement présente une zone critique en flexion et en cisaillement.

2.7. Comportement sismiques des inclusions rigides :

Le renforcement des sols par des inclusions rigides présente des avantages pour la construction en zones sismiques, car ce système de fondation est caractérisé par de bonnes flexibilités et ductilité, propriétés très appréciées pour les ouvrages exposés à des risques sismiques, avec le système du matelas de transfert qui constitue une zone de dissipation d'énergie entre la structure et les éléments rigides. Ceci conduit à réduire les forces inertielles. Ce concept a été mis en œuvre pour le pont Rion-Antirion construit dans une zone à fort risque sismique (Pecker et Teyssandier. (1998)).

En effet, l'analyse des dommages subis par les fondations lors du séisme de Kobé en 1995 a montré que les pieux en acier de petit diamètre ont bien résisté aux efforts sismiques en comparaison des pieux en béton armé de grand diamètre (Tokimatsu et al. (1996)). Par ailleurs, l'analyse des séismes de Loma Prieta (Bardet et al. (1996)) et de Kobe (Tokimatsu et al. (1996), Gazetas et Mylonakis. (1998)) ont montré que des structures fondées sur des pieux inclinés ont subi des dommages inférieurs à ceux d'autres structures. Ce constat plaide en faveur de l'utilisation des Inicropieux, en particulier dans des sites présentant des risques de liquéfaction tels que le site de Kobé. Hersbt (1994) a rapporté que des inclusions rigides ont bien résisté aux séismes en Italie et en Californie.

Les inclusions rigides sont également utilisées comme technique de renforcement du sol. Ils permettent de créer un composite sol-inclusions rigides présentant des propriétés mécaniques intéressantes, notamment en terme de rigidité et de résistance. L'utilisation des inclusions rigides comme technique de renforcement présente un grand intérêt pour les sites

exposés à des risques sismiques et constitués de sols médiocres ou liquéfiables. Dans ce cas les inclusions rigides confèrent au sol un confinement, une cohésion apparente et une rigidité qui permettent de réduire le mouvement du sol, et ainsi le risque de liquéfaction. Projet ASIRI (2012).

L'étude du comportement sismique des inclusions rigides est très récente, il a fait l'objet de peu de travaux de recherche. Du fait que ce type de renforcement présente des similarités avec les fondations profondes (pieux), l'étude de son comportement sismique bénéficie de la littérature abondante sur le comportement sismique des pieux. (Voir §2.6).

Mayoral et al. (2006) ont étudié à l'aide d'une modélisation 2D la réponse dynamique d'une inclusion isolée implantée dans un sol représentatif des conditions géotechniques de Mexico. Ils montrent que le système matelas-inclusions permet une réduction de l'ordre de 17% de l'accélération en surface. Ils montrent qu'une partie importante de cette réduction est apportée par le matelas de répartition et que les inclusions n'apportent que 1% de réduction de l'accélération (Figure.2.12).

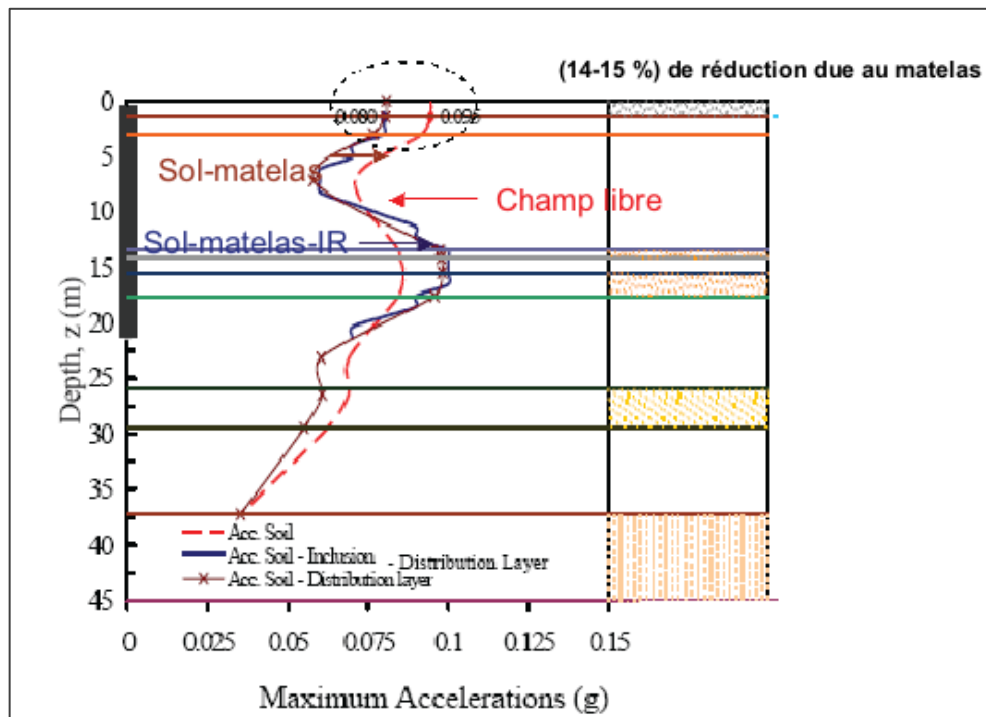


Figure.2.12. Réponse sismique d'un sol renforcé par inclusions rigides. (Mayoral et al. (2006))

Rangel Núñez et al. (2006) ont réalisé une étude 2D par la méthode d'éléments finis du comportement sismique de deux sections de sols renforcés par un groupe d'inclusions rigides. Les deux sections sont représentatives des sols de Mexico. Pour les périodes supérieures à 1,5s, on note une augmentation du spectre d'accélération avec la diminution de l'espacement entre les inclusions. Une tendance inverse est observée pour les périodes plus courtes.

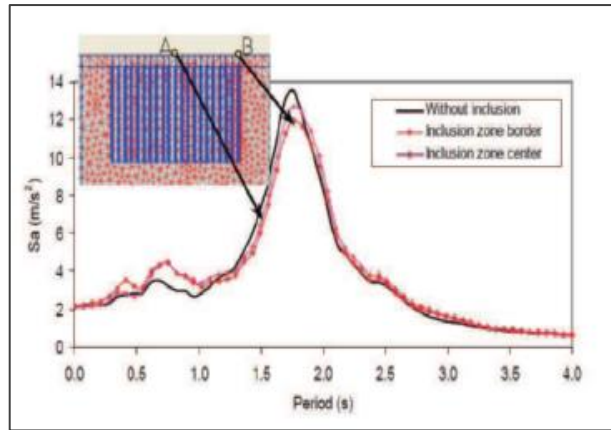


Figure.2.13. Spectre d'accélérations pour un sol mou renforcé par un groupe d'inclusions rigides. (Rangel Núñez et al. (2006))

L'influence des conditions de liaison en tête et en pied des inclusions sur la réponse dynamique a été également étudiée. Ils montrent, pour les inclusions encastrées à leur base, une augmentation du spectre d'accélération pour les périodes courtes. Les analyses effectuées montrent également une réduction du spectre au voisinage de la résonance lorsque la largeur de la zone renforcée augmente au-delà de 1,5 fois la hauteur de la couche (figures.2.13 et 2.14).

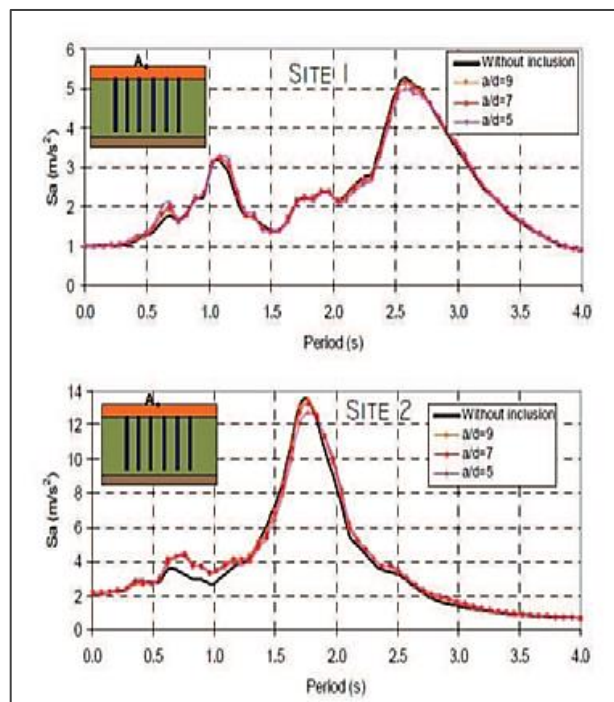


Figure.2.14. Spectre d'accélérations en surface de sol au centre de massif renforcé (Rangel Núñez et al (2006)).

Shahrour et Ousta. (2001), Benslimane (1998) et Juran et al. (1999), avec des essais de centrifuge et des modélisations tridimensionnelles par éléments finis, ont montré que lors d'un chargement sismique, les inclusions rigides suivent la déformée du sol en champ libre. La figure.2.15 présente les résultats d'une modélisation numérique par éléments finis 3D du comportement d'un micropieu isolé soumis à un chargement sismique appliqué à la base du

massif de sol sous forme d'une accélération harmonique à la fréquence fondamentale du massif de sol. On constate que la déformée de l'inclusion rigide suit de très près le déplacement du sol en champ libre.

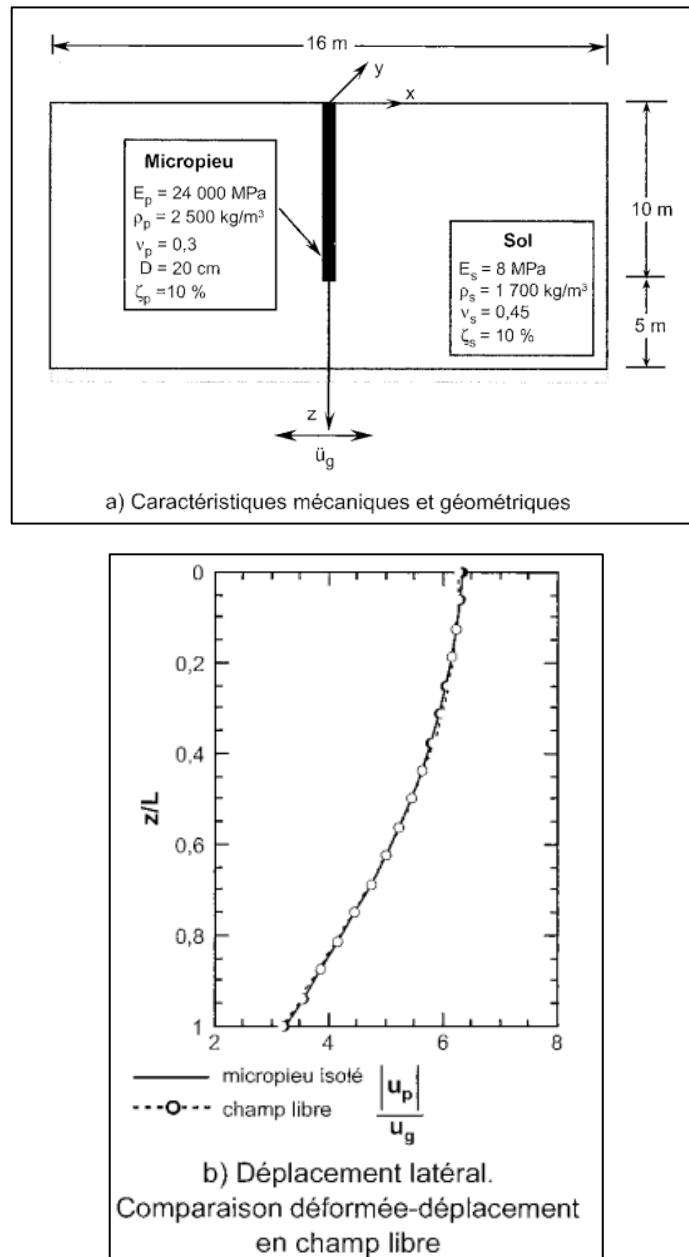


Figure 2.15 : Réponse d'un micropieu isolé à un chargement sismique. (Shahrour et Ousta. (2001))

2.8. Conclusion :

Les fondations sur inclusions rigides sont utilisées pour la construction de nouveaux ouvrages et pour le renforcement des ouvrages existants. Leur grand intérêt réside dans la facilité de leur installation, en particulier dans les sites à accès difficile. Leur utilisation en site sismique présente de grands avantages, car ce système de fondation est caractérisé par de

bonnes flexibilités et ductilité, propriétés très appréciées pour les ouvrages exposés à des risques sismiques. Vis-à-vis d'un chargement sismique, ce type renforcement joue un rôle d'isolation à la base de l'ouvrage. Le matelas de transfert constitue une zone de dissipation d'énergie entre la structure et les éléments rigides. Ceci conduit à réduire la transmission, d'une part, du mouvement de sol transmis vers la structure et, d'autre part, des forces inertielles vers le système sols-inclusions.

L'utilisation des inclusions rigides comme technique de renforcement présente un grand intérêt pour les sites exposés à des risques sismiques et constitués de sols médiocres ou liquéfiables. Dans ce cas les inclusions rigides confèrent au sol un confinement, une cohésion apparente et une rigidité qui permettent de réduire le mouvement du sol, et ainsi le risque de liquéfaction.

L'analyse du comportement du sol renforcé par des inclusions rigides en zone sismique a fait l'objet de peu de travaux de recherche. L'étude de ce comportement bénéficie de la littérature abondante sur le comportement sismique des pieux pour l'analyse des mécanismes d'interaction mis en jeu lors du chargement sismique du système sol-inclusion-matelas-structure.

Deux aspects importants doivent être considérés dans l'analyse du comportement sismique du sol renforcé par des inclusions rigides. Tout d'abord la présence du matelas de répartition qui joue un rôle important dans la transmission d'efforts entre la structure et les inclusions, et le fait que les inclusions sont généralement libres en tête, ce qui réduit d'une manière importante le moment de flexion dans la partie supérieure.

Chapitre 3 :
Modélisation numérique par MEF de
l'interaction sol-pieux-fondation

3.1. Introduction

La construction des structures, sur pieux ou micropieux (inclusions rigides), en zone sismique nécessite une analyse attentive de l'interaction sol-pieux-structure ou sol-inclusions rigides-matelas-structure afin de comprendre l'effet de l'interaction entre ces différents constituants du système sur le comportement dynamique de la fondation.

Ce chapitre a pour but de développer un modèle de calcul et de le valider pour l'exploiter dans une analyse dynamique non linéaire, en vue de déterminer les fonctions des impédances dynamiques du système sol-pieux-fondation (ou sol-inclusions rigides-matelas-fondation) par une analyse globale qui intègre dans une modélisation tridimensionnelle les différents éléments de système de fondation considéré. Le chapitre donne également une synthèse du code de calcul utilisé, de modèle numérique accordé, de caractéristiques de maillage arrêté et de la méthode de calcul des impédances dynamiques proposée. Des étapes de validation de modèle et méthode de calcul ont été exposées.

3.2. Modèle numérique :

Le problème concerne l'étude numérique de l'interaction d'un groupe pieux, mini pieux ou inclusions rigides implantées dans un sol mou et visé à supporter une structure. Cette étude nécessite des méthodes spécifiques qui doivent prendre en compte l'interaction sol-pieux-fondation.

Le but de ce chapitre est de déterminer les fonctions de l'impédance dynamique de groupe de pieux par une méthode basée sur l'analyse temporelle d'un modèle complet 3D en éléments finis dans le domaine d'élasticité des matériaux en premier lieu, et de le valider sous des conditions statiques et dynamiques en vue de l'exploiter, par la suite, pour entreprendre des analyses paramétriques.

L'analyse est conduite à l'aide de logiciel CODE_ASTER (Analyses des Structures et Thermomécaniques pour des Études et des Recherches). Un Logiciel libre de simulation numérique en mécanique des structures. Ce code consiste en une application non traditionnelle de la méthode des éléments finis. Il résout les problèmes statiques/quasi-statiques ou dynamiques par l'intermédiaire de l'équation d'équilibre dynamique dans le domaine fréquentiel et temporel. C'est principalement un solveur, basé sur la théorie de la mécanique des milieux continus, qui utilise la méthode des éléments finis pour résoudre différents types de problèmes mécaniques, thermiques, acoustiques, sismiques, etc.

3.2.1. Maillage et discrétisation temporelle

Le maillage doit garantir une transmission correcte des ondes dans le domaine. Pour cela, la taille de l'élément du maillage doit être suffisamment petite pour éviter la distorsion numérique de ces ondes. Cette taille dépend des fréquences mises en jeu et de la vitesse de propagation des ondes. Pour assurer la précision de la solution numérique, une relation entre les fréquences de chargement, la vitesse de propagation des ondes et la taille de l'élément de maillage est imposée. Kuhlemeyer et Lysmer (1973) ont montré que la taille de l'élément Δl doit être plus petite qu'un huitième à un dixième de la longueur d'onde λ .

$$\Delta l_{max} = \frac{1}{8} \text{ à } \frac{1}{10} \times \lambda \quad (\text{Eq.3.1})$$

λ est la longueur de l'onde.

$$\text{Avec} \quad \lambda = \frac{c_s}{f_{max}} \quad (\text{Eq.3.2})$$

Par conséquent, la taille maximale de l'élément de maillage qui peut être modélisée correctement pour une fréquence maximale est donnée par :

$$\Delta l_{max} = \frac{c_s}{10 \times f_{max}} \quad (\text{Eq.3.3})$$

où Δl_{max} et f_{max} désignent respectivement la dimension maximale de l'élément et la fréquence la plus élevée à transmettre à travers le domaine maillé, et V_s la vitesse de propagation des ondes de cisaillement.

3.2.2. Frontières du modèle :

Les problèmes standards de réponse sismique et d'interaction sol-structure amènent à considérer des domaines infinis ou supposés tels. Cette considération implique l'augmentation de la taille de modèle étudié, pour assurer la dissipation de l'énergie des ondes propagées, ce qui augmente le temps de calcul et la demande en mémoire des outils informatiques. Pour surmonter cette difficulté, des frontières absorbantes (ou visqueuses) posées aux frontières de modèle ont été développées par Lysmer et Kuhlemyer 1973 pour l'étude par éléments finis des vibrations de fondations en surface partiellement encastrées dans un sol semi-infini. Celle-ci est basée sur l'application, aux frontières du modèle discrétisé, des contraintes visqueuses (normales et tangentielles) de sorte que la plus grande partie de l'énergie transportée par les ondes puisse être totalement absorbée au niveau de la frontière du modèle discrétisé. Les valeurs approximatives de ces contraintes sont obtenues à partir de la théorie de propagation des ondes. La solution est, donc, de forcer ces frontières à produire le mouvement de champ libre en absorbant les ondes venant de la structure, cependant, pour cette frontière soit efficace, elle devrait être placée à une certaine distance de la fondation.

Le code ASTER utilise des éléments de frontière de type paraxiaux affectés à des frontières de domaines élastiques ou fluides pour traiter des problèmes 2D ou 3D d'interaction sol-structure ou sol-fluide-structure. Ils permettent de satisfaire la condition de Sommerfeld vérifiant l'hypothèse d'anéchoïcité: l'élimination des ondes planes élastiques ou acoustiques diffractées et non physiques venant de l'infini.

3.2.3. Amortissement :

Le mouvement des structures soumises à des forces ou des mouvements imposés, variables au cours du temps, dépend, en particulier des propriétés d'amortissement, c'est-à-dire de la dissipation d'énergie dans les matériaux constitutifs de la structure et dans les liaisons des différents éléments de structure entre eux et avec le milieu environnant.

Dans ce travail, le modèle d'amortissement matériel global de Rayleigh est utilisé pour simuler la dissipation d'énergie à travers le domaine du sol. Cet amortissement global est utilisé dans l'analyse d'un milieu continu élastique linéaire et/ou non linéaire. La matrice d'amortissement C est construite par une combinaison des matrices de rigidités K et de masse M sous la forme :

$$C = \alpha K + \beta M \quad (\text{Eq.3.4})$$

Où α désigne la contribution de la rigidité et β la contribution de la masse, respectivement. Ces deux coefficients dépendent des caractéristiques d'amortissement du matériau.

Cet amortissement de Rayleigh est calé sur deux modes et facteurs d'amortissement (ξ_1, ω_1) et (ξ_2, ω_2) pertinents pour l'analyse de la structure étudiée. Lorsqu'on connaît les valeurs des amortissements pour ces deux fréquences, on peut calculer α et β :

$$\alpha = 2 \frac{\omega_1}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \xi_1 - 2 \frac{\omega_2}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \xi_2 \quad (\text{Eq.3.5a})$$

$$\beta = 2 \frac{\omega_1 \omega_2^2}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \xi_1 - 2 \frac{\omega_1^2 \omega_2}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \xi_2 \quad (\text{Eq.3.5b})$$

En pratique, le cas où les deux amortissements sont égaux est toujours considéré : $\xi_1 = \xi_2 = \xi$, il résulte les formules à utiliser pour le calcul de α et β :

$$\alpha = \frac{2}{\omega_1 + \omega_2} \xi \quad (\text{Eq.3.6a})$$

$$\beta = 2 \frac{\omega_1 \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \xi \quad (\text{Eq.3.6b})$$

La figure 3.1 donne la variation du taux d'amortissement en fonction de la fréquence angulaire pour trois cas : la composante de la masse $\beta=0$, celle de la rigidité $\alpha=0$ et une combinaison des deux. On peut constater que la contribution de la masse à l'amortissement est beaucoup plus importante pour les basses fréquences tandis que la contribution de la rigidité est dominante pour les hautes fréquences. La courbe qui représente l'amortissement total (masse et rigidité) atteint une valeur minimale qui permet de déterminer le centre fréquentiel de l'amortissement de Rayleigh.

Les valeurs à imposer pour obtenir l'amortissement souhaité ξ dans l'intervalle des fréquences propres f_1 et f_2 se déduisent des équations Eq.3.6a et Eq.3.6b qui peuvent être écrites comme suit :

$$\alpha = \frac{\xi}{\pi(f_1 + f_2)} \quad (\text{Eq.3.7a})$$

$$\beta = \frac{4\pi\xi f_1 f_2}{f_1 + f_2} \quad (\text{Eq.3.7b})$$

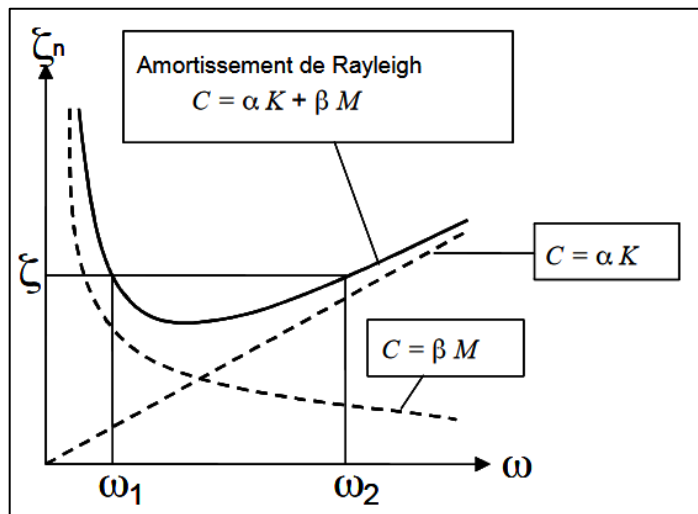


Figure 3.1. Variation de l'amortissement avec la fréquence.

Dans une analyse dynamique, on cherche à reproduire un niveau correct d'amortissement indépendant de la fréquence. Un comportement élastique d'un matériau nécessite l'utilisation d'un amortissement matériel pour dissiper un certain pourcentage de l'énergie. On utilise généralement un amortissement entre 2 et 10% pour les géomatériaux. Néanmoins, dans le cadre de la plasticité, il est connu qu'une quantité de l'énergie se dissipe lors de la mise en plasticité du matériau et par conséquent, un faible amortissement est nécessaire pour éviter la résonance du système en petites déformations.

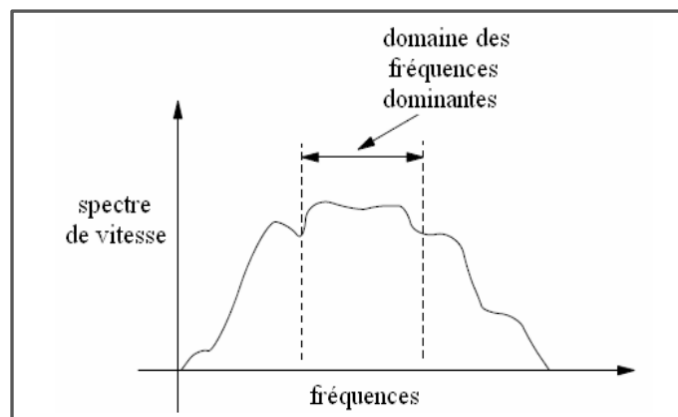


Figure 3.2. Sélection de l'amortissement de Rayleigh.

3.2.4. Éléments structuraux :

Dans ce travail de modélisation 3D de problème de l'interaction sol-pieux-fondation, le sol et les pieux sont modélisés par des éléments volumiques (élément massif) et la fondation par

élément coque (DKT). Les éléments volumiques sont des cubes à 8 nœuds, chaque nœud présente trois degrés de liberté, les translations suivant xi directions (modélisation3D).Figure.3.3.

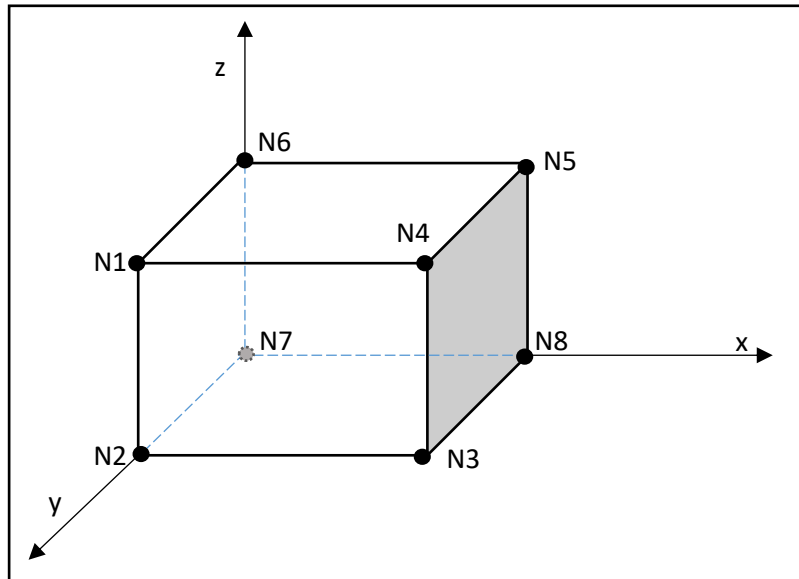
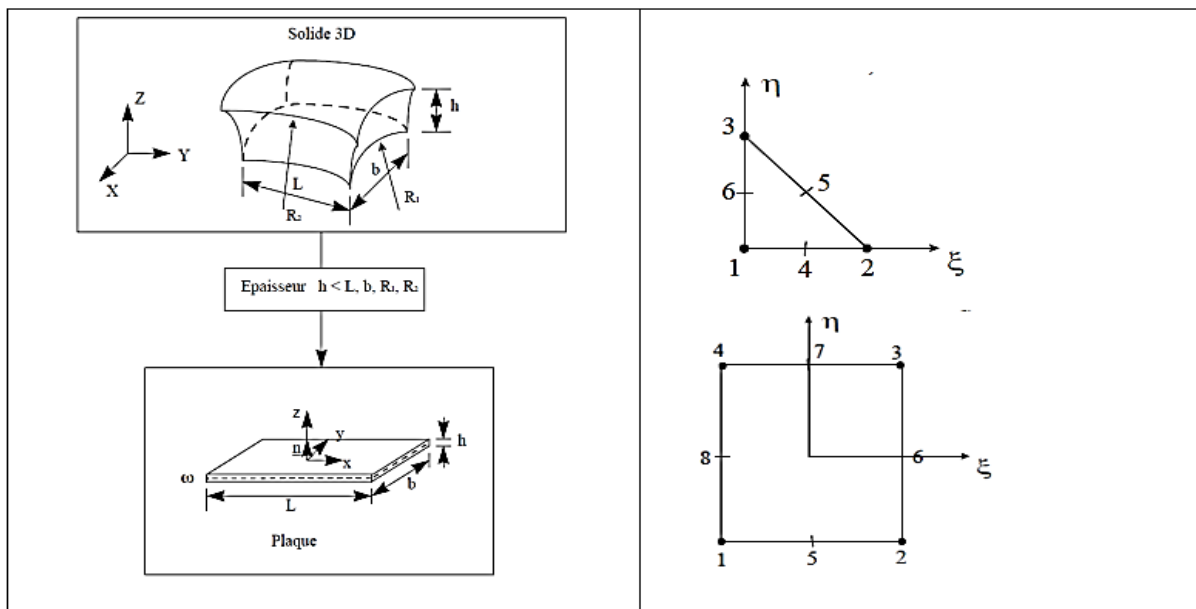


Figure 3.3 Éléments volumique constitué par un élément QU8

La modélisation DKT représente des éléments de coques destinées aux calculs en petites déformations et petits déplacements de structures minces courbes ou planes. Ces éléments sont réputés comme étant parmi les plus précis pour le calcul des déplacements et pour l'analyse modale.



a. La dalle de liaison

b. Éléments triangulaire DKT à 3 Nœuds et quadrangulaire (DKQ) à 4 Nœuds

Figure 3.4. Éléments plaque triangulaire et rectangulaire.

La modélisation DKT, selon le modèle de flexion de Love-Kirchhoff, comporte les éléments finis triangulaire (DKT) et quadrangulaire (DKQ), qui utilisent des champs à sous-points, afin par exemple d'intégrer la relation de comportement dans les couches constituant l'épaisseur.

Les mailles support de ces éléments finis sont linéaires (triangles et quadrangles). Les degrés de liberté de ces éléments finis sont les translations et les rotations des nœuds sommets.

3.2.5. Chargement :

Le chargement est appliqué sous forme d'un vecteur de charge sinusoïdale (Eq3.8) au centre de la dalle qui a été considérée infiniment rigide. Une méthode basée sur l'analyse du système de groupe de pieux-sol dans le domaine temporel est appliquée pour déterminer les fonctions impédances et la réponse sismique des fondations superficielles. Le vecteur de charge peut être une force nodale pour calculer les translations, ou un moment pour analyser les rotations du système.

$$P(t) = A \sin(\omega t) \quad (\text{Eq.3.8})$$

Dans le domaine fréquentiel, P peut être représenté comme suit :

$$P(t) = A. e^{i\omega t} \quad (\text{Eq.3.9})$$

3.3. Méthode de calcul des impédances dynamiques :

Par définition, l'impédance d'une fondation est égale à la réaction exercée sur la fondation sans masse quand elle est soumise à un déplacement harmonique unitaire imposé selon un de ses degrés de liberté. La fondation est sans masse, l'impédance représente d'autre part le quotient de la charge directement appliqué sur la fondation sur le déplacement résultant calculé dans le même point d'application de la charge harmonique selon la même direction de degré de liberté. Pecker (1984).

$$K = \frac{P}{U} \quad (\text{Eq.3.10})$$

La fonction d'impédance obtenue par l'équation (Eq.3.10) est une quantité complexe et peut être séparée en un terme réel qui correspond à la rigidité et un terme imaginaire qui correspond à l'amortissement dynamique du système. Les deux termes dépendent de la fréquence du chargement.

$$K(\omega) = k_{re}(\omega) + i k_{im}(\omega) \quad (\text{Eq.3.11})$$

La fonction d'impédance (K) inclut la rigidité du système dans sa partie de l'effet inertiel d'une part et de l'amortissement d'autre part. L'équation (Eq.3.11) peut être écrite, dans le domaine fréquentiel, pour une fréquence angulaire ω donnée comme suit :

$$k(\omega) = k_{st} - \omega^2 M + i \omega C \quad (\text{Eq.3.12})$$

Avec k_{st} la raideur statique du système, M sa masse et C le coefficient d'amortissement.

Dans ce travail, le déplacement U est calculé dans le domaine temporel par application du chargement sinusoïdale $P(t)$ (Eq.3.8) de la fréquence ' f ' au centre de la fondation. Le déplacement U est déterminé pour n valeurs de la fréquence f du chargement $P(t)$. Ce déplacement résultant $U(t)$, par conséquent, est une fonction sinusoïdale dépend du temps et a la même fréquence du chargement $P(t)$ avec une phase différent.

Pour toute valeur i ($i=0, \dots, i=n$) de la fréquence f , le déplacement est calculé et transféré avec la fonction du chargement par le transformé de Fourier (FFT) à des fonctions dépendes à la fréquence. Par suite, l'impédance K correspond à la valeur i de la fréquence f est donnée par l'équation (Eq.3.13) suivante :

$$K(i) = \frac{FFT[U(t)](i)}{FFT[P(t)](i)} \quad (\text{Eq.3.13})$$

Pour n valeurs de la fréquence f du chargement, l'impédance dynamique de la fondation est déterminée.

3.3.1. Propriétés du modèle numérique :

Un modèle complet tridimensionnel (3D) est développé pour représenter un groupe de 9 pieux enfoncés dans un domaine homogène du sol mou (Figure.3.5). Une dalle (fondation) considérée sans masse et infiniment rigide est connectée au sommet des pieux pour leur confier un comportement du groupe. Les pieux sont implantés avec des rapports d'espacement (centre au centre) $s/d = 2, 5$ et 10 , et un rapport de longueur L sur diamètre d de pieu $L/d = 15$, avec s est l'espacement centre au centre de deux pieux voisins.

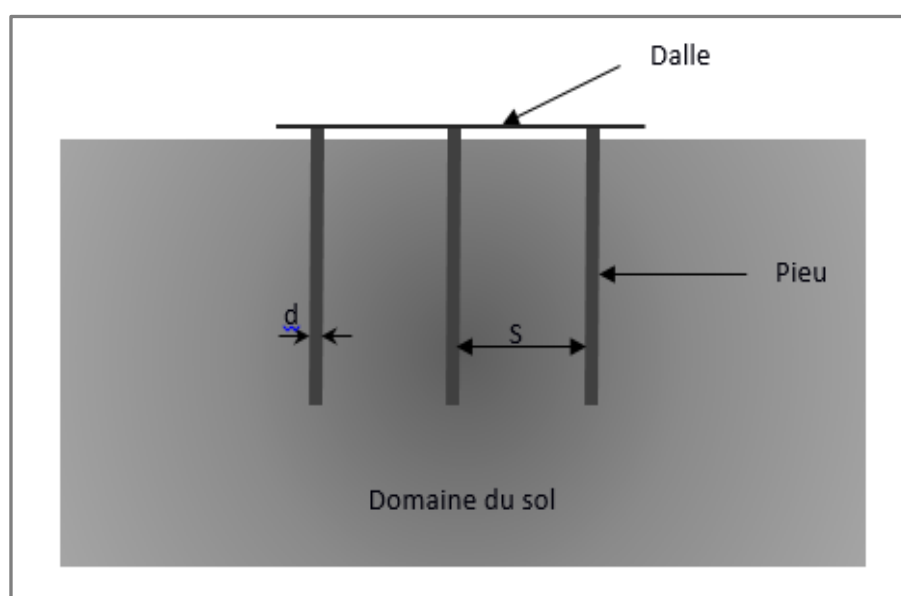


Figure 3.10. Système sol-groupe de pieu-fondation.

Le comportement matériel de l'ensemble de système est considéré élastique pour la validation du modèle et méthode de calcul en première étape. Avec le sol n'est pas en contact avec la dalle.

Pour analyser l'effet de non-linéarité du sol, le comportement de ce dernier est modélisé par la loi de Mohr-Coulomb (comportement élastique parfaitement plastique – élastoplastique).

Tableau.3.1. Propriétés mécaniques des éléments en interaction

matériau	Module de Young E (MPa)	coefficient de Poisson ν	Amortissement ξ (%)	Masse volumique (kg/m ³)
sol	25	0.4	5	1800
Pieux et dalle	25000	0.25	-	2500

3.3.2. Modelé numérique :

Comme il a été cité en haut, l'analyse numérique est conduite par le logiciel basé sur la théorie des éléments finis CODE_ASTER. Pour simuler le demi-espace élastique infini, des éléments dits PARAXIAUX (frontières absorbantes) ont été attribués aux frontières verticales et au fond du modèle. Ces éléments paraxiaux sont implantés aux frontières libres du modèle pour assurer la dissipation d'énergie et éviter la réflexion des ondes pour satisfaire les conditions de Sommerfeld.

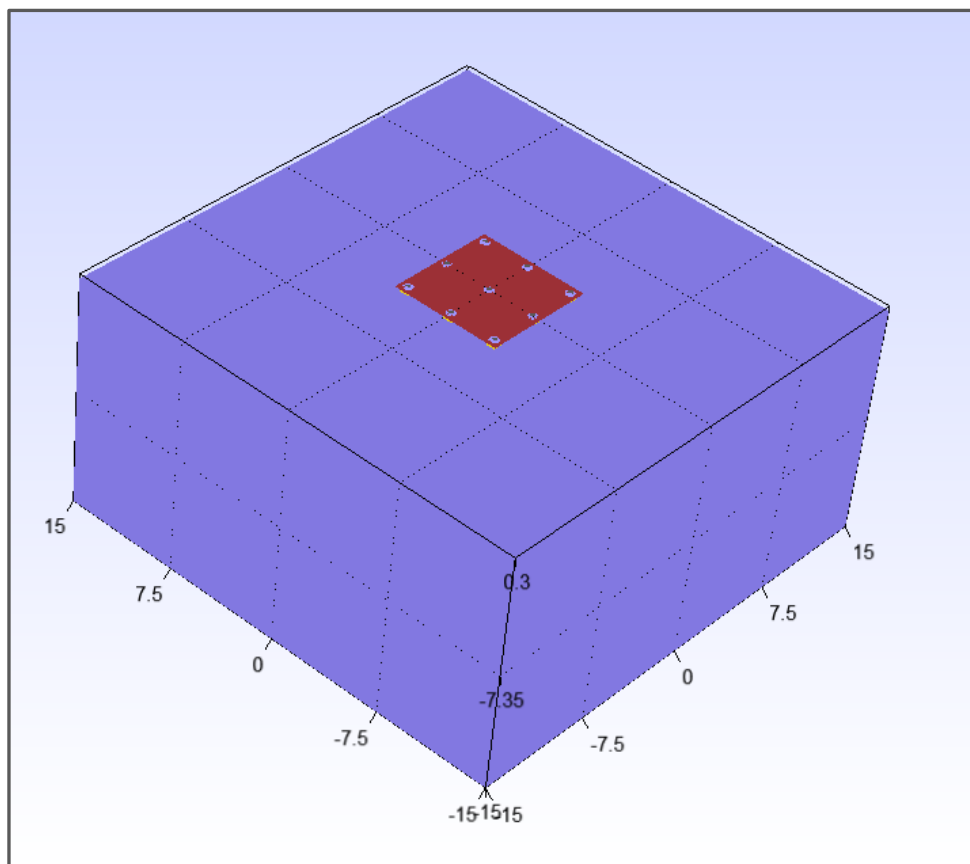


Figure.3.11 propriétés géométriques du modèle 3D.

Les propriétés géométriques du modèle ont été arrêtées d'une façon adéquate pour assurer le bon fonctionnement des frontières absorbantes. Un amortissement de 5% de type Rayleigh (amortissement global) est accordé au domaine du sol pour simuler la dissipation d'énergie à travers celui-ci.

La figure.3.11 illustre les propriétés géométriques de l'ensemble du modèle 3D et la figure.3.12 montre le système pieux-dalle

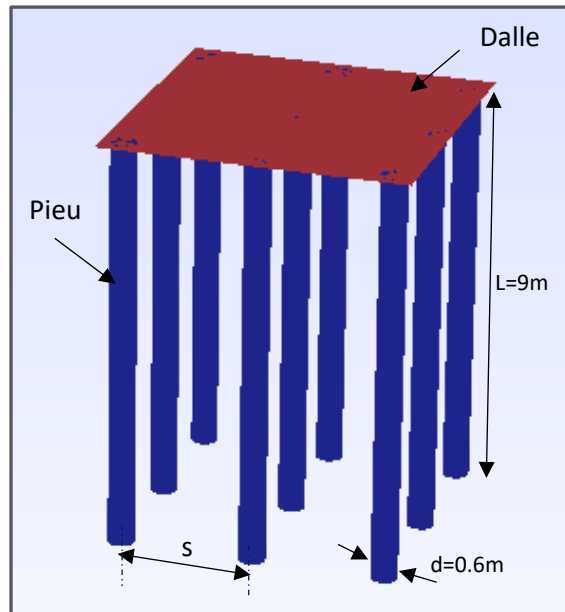


Figure.3.12.Le système pieux-dalle

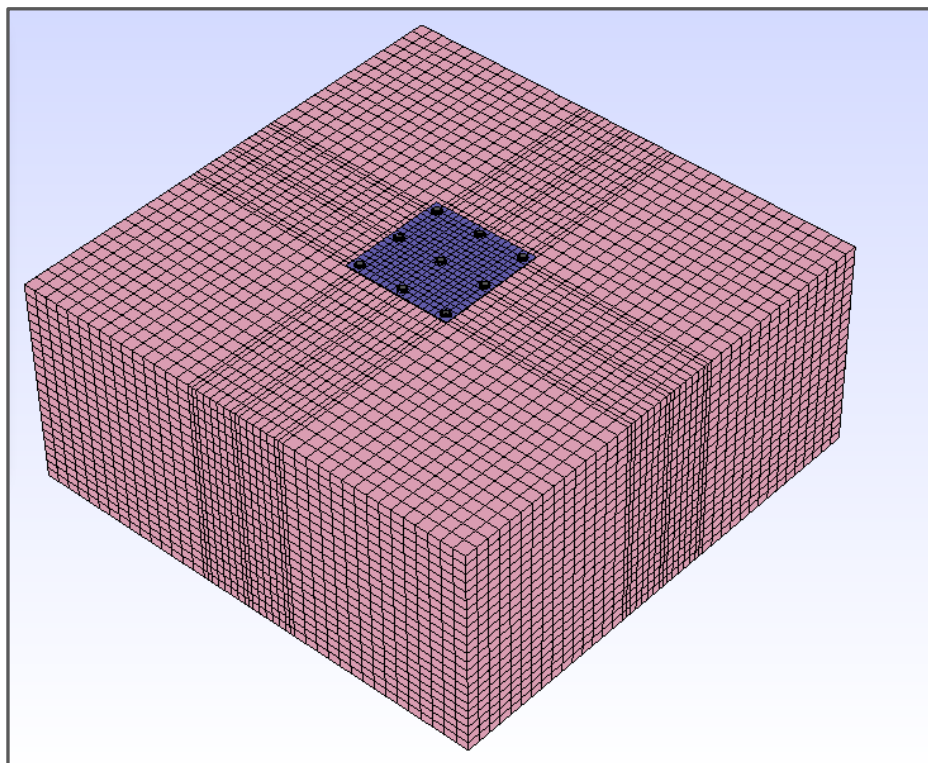


Figure.3.13.Le maillage du modèle de groupe de 9 pieux.

Comme il est indiqué dans le paragraphe §3.1.1, le modèle doit être maillé d'une façon à respecter la condition de propagation des ondes de cisaillement (Eq3. 3). La figure.3.13 montre le maillage du modèle 3D de groupe de 9 pieux, et la figure.3.14 le maillage de demi-modèle 3D d'un seul pieu isolé.

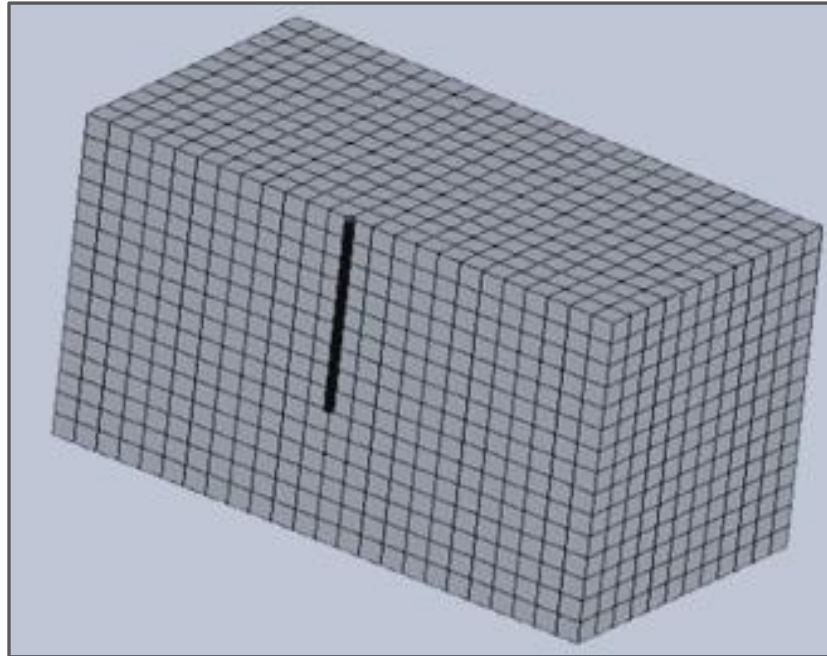


Figure.3.14.Maillage de demi-modèle 3D d'un seul pieu isolé.

La figure.3.15 illustre le maillage du système dalle-pieux, et la figure 3.16 le maillage d'un seul pieu.

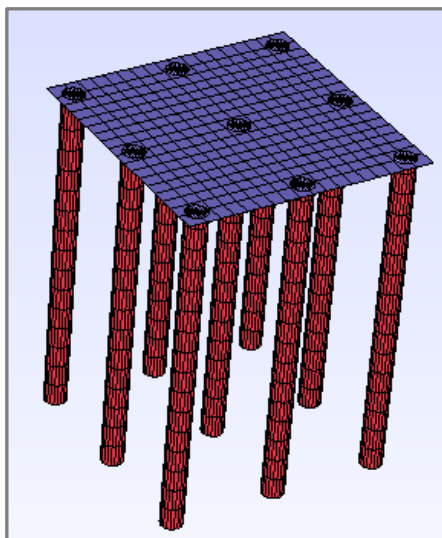


Figure.3.15.Maillage du système dalle-pieux.

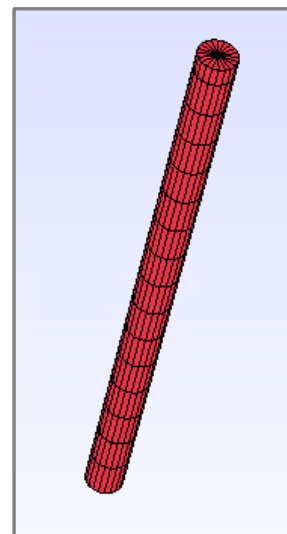


Figure.3.16.Maillage d'un pieu.

3.3.3. Validation du modèle numérique et de la méthode de calcul :

La validation du modèle se fait en deux étapes, la première sous des conditions statiques linéaires et non linéaires, et la deuxième sous des conditions dynamiques linéaires.

3.3.3.1. Validation statique du modèle :

La validation statique est faite sous la considération du comportement du sol élastique d'une part et élastoplastique, en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb, d'une autre part.

Le travail de validation se déroule en considérant le cas d'un seul pieu isolé enfoncé dans un sol homogène (Figure.3.14). Le chargement statique est appliqué au sommet du pieu suivant les deux directions, horizontale et verticale. La déflexion et le tassement du pieu sont déterminés et les résultats obtenus sont comparés, par la suite, avec des résultats existant dans la littérature.

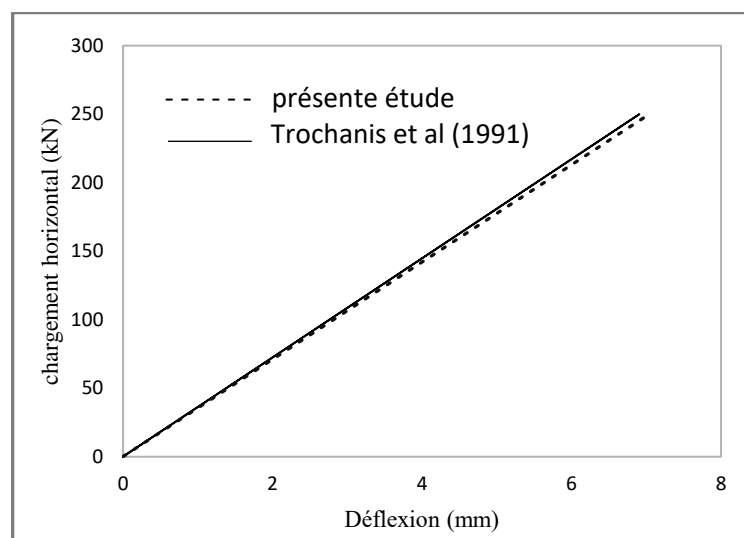


Figure.3.17.a. Réponse horizontale d'un pieu isolé – domaine élastique

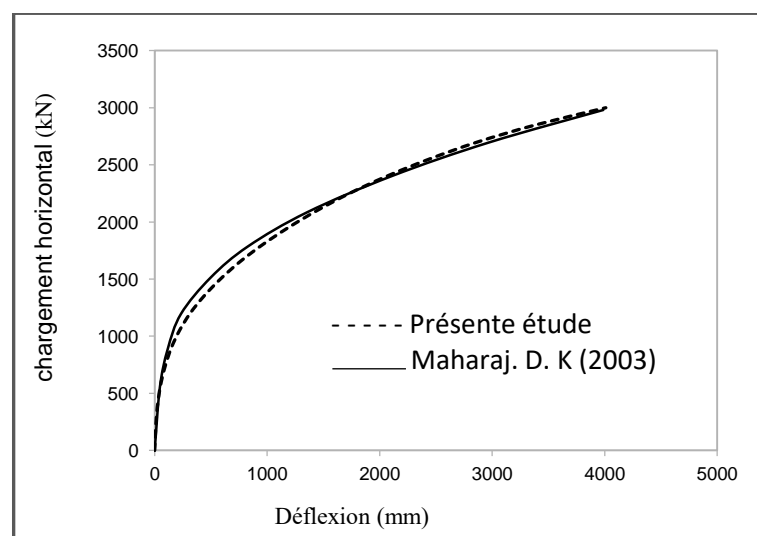


Figure.3.17.b. Réponse horizontale d'un pieu isolé – domaine élastoplastique

La figure.3.17.a présente le déplacement horizontal du modèle d'un seul pieu calculé dans le domaine élastique du sol comparé à celui obtenu par Trochanis et al(1991). La figure montre une bonne concordance entre les deux déplacements.

La figure.3.17.b présente le déplacement horizontal du pieu calculé dans le domaine élastoplastique du sol (modélisé par le critère de Mohr-Coulomb) comparé à celui présenté par Maharaj.D.K (2003). Les deux courbes montrent une bonne concordance.

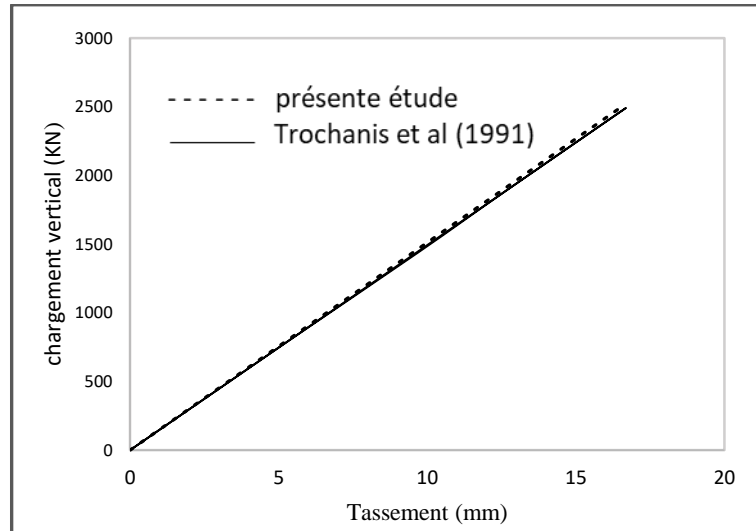


Figure.3.18.a.Réponse vertical d'un pieu isolé – domaine élastique

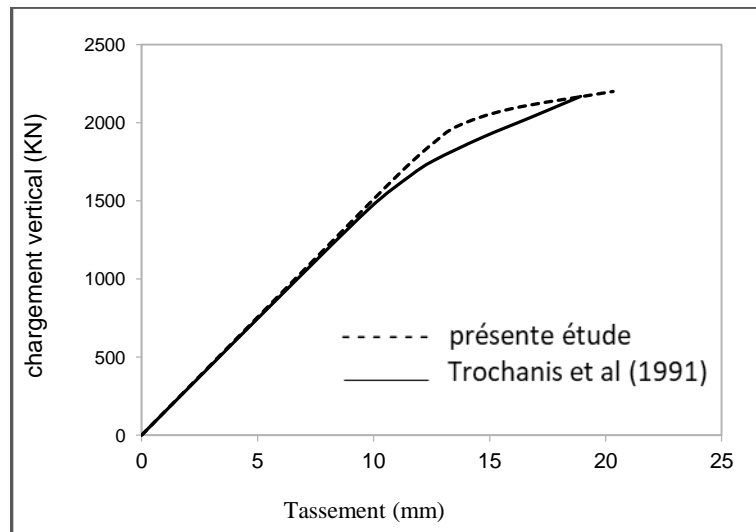


Figure.3.18.b.Réponse vertical d'un pieu isolé – domaine élastoplastique.

La figure.3.18.a et la figure.3.18.b montrent les tassements du pieu isolé calculés dans le domaine élastique (Figure.3.19) et dans le domaine élastoplastique (Figure.3.20) comparés avec les tassements présentés par Trochanis et al(1991). Les courbes montrent une bonne concordance entre les résultats de la présente étude et ceux de la littérature. Néanmoins, un petit écart des tassements est enregistré pour une charge $P > 1500$ KN dans la réponse non linéaire, dû, certainement, à l'utilisation des critères du comportement du sol différents, et pour que

Trochnais et al(1991) aient considéré un pieu de section carré alors que la présente étude considère une section circulaire de diamètre équivalent au côté de la section carrée.

De ce que précède, on peut constater que la validité du modèle numérique a été bien vérifiée sous les conditions statiques.

3.3.3.2. Validation dynamique du modèle :

Pour valider le modèle et la méthode de calcul, les impédances dynamiques de translation verticale et horizontale sont calculées tout en suivant la méthode expliquée dans le paragraphe §3.2.

En effet, les étapes de calcul peuvent se résumer en points suivants :

- Application du chargement sinusoïdal sur le centre de la dalle suivant une direction choisie, verticale ou horizontale, et calculer le déplacement résultant par analyse dynamique temporelle tout en variant la fréquence du chargement aux valeurs désirées.
- En utilisant la transformée de Fourier (FFT), les fonctions du chargement appliqué et du déplacement calculé sont transformées en fonctions dépendantes de la fréquence f .
- Par le biais de l'équation Eq.3.13, la valeur de l'impédance K_i correspond à la fréquence f_i est déterminé. Et pour n valeurs de la fréquence, la fonction de l'impédance dynamique du système est déduite.

Le comportement du sol est considéré élastique, les fonctions d'impédances sont calculées pour des rapports $s/d = 2, 5$ et 10 , le rapport $L/d = 15$, avec s est l'entre-axes des pieux voisins, d le diamètre de pieu et L sa longueur.

Le rapport $E_p/E_s = 1000$, E module de Young, $\gamma_s/\gamma_p = 0.625$, γ la densité, $\xi_s = 5\%$, ξ le pourcentage d'amortissement avec le symbole p désigne pieu et le s désigne sol.

Les fonctions d'impédances obtenues sont normalisées par la rigidité statique d'un pieu isolé fois le nombre de pieux dans le groupe (9 pour le cas étudié).

$$K_i = \frac{K_{i_réel}}{9 \times K_s} \quad (\text{Eq.3.14.a})$$

$$C_i = \frac{K_{i_imag}}{a_0 \times 9 \times K_s} \quad (\text{Eq.3.14.b})$$

Avec, K_i et C_i la rigidité et le coefficient d'amortissement dynamique du système, $K_{i_réel}$ et K_{i_imag} la partie réel et la partie imaginaire de l'impédance dynamique calculée et K_s la rigidité statique d'un pieu isolé du système.

Les résultats normalisés sont tracés, par la suite, par rapport à la fréquence adimensionnelle a_0 donnée par :

$$a_0 = \frac{\omega d}{c_s} \quad (\text{Eq.3.15})$$

Avec C_s la vitesse des ondes de cisaillement caractérisé le sol et ω la fréquence angulaire.

Dans les figures suivantes, K_{zz} et K_{xx} désignent la rigidité dynamique du système verticale et horizontale respectivement. C_{zz} et C_{xx} désignent le coefficient d'amortissement dynamique vertical et horizontal respectivement.

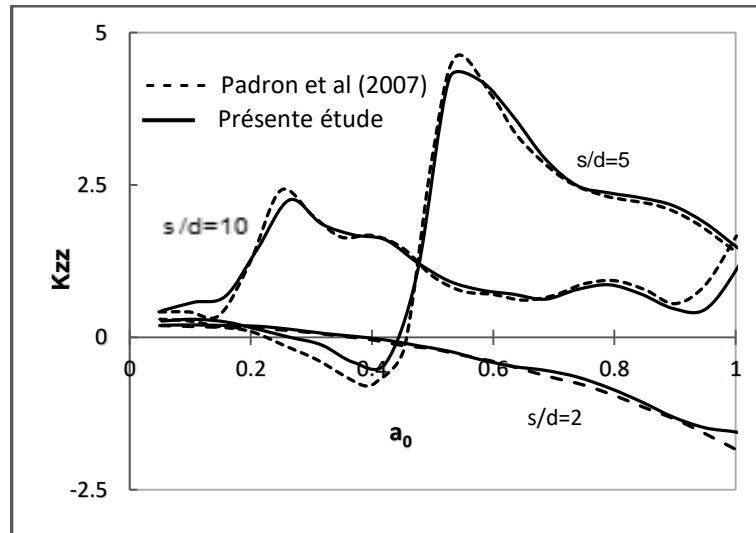


Figure.3.19.a. Impédance dynamique verticale de groupe de 9x9 pieux – Rigidité dynamique.

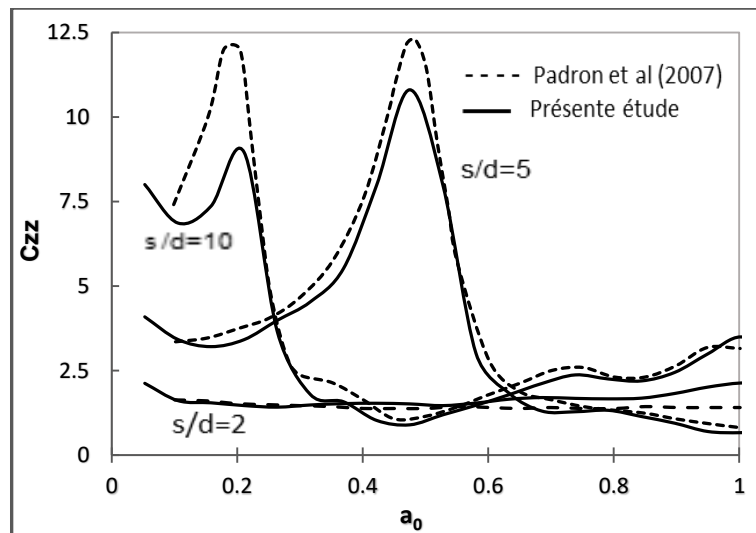


Figure.3.19.b. Impédance dynamique verticale de groupe de 9x9 pieux – Coefficient d'amortissement.

Les figures 3.19.a et 3.19.b représentent les composantes de l'impédance dynamique calculée et normalisée, la rigidité (K_{zz}) et le coefficient d'amortissement (C_{zz}) dynamique du système, comparées avec ceux présentés par Padron et al (2007). La comparaison montre un bon accord entre les résultats calculés et celles de littérature, seulement pour le groupe de pieux dont le rapport $s/d = 10$, les courbes présentent un petit éloignement en basse fréquence ($a_0 < 0.2$).

Pour le cas de translation horizontale (K_{xx} et C_{xx}), les figures 3.20.a et 3.20.b montrent la comparaison des résultats obtenus par la présente étude et ceux présentés par Padron et al (2007). Les figures montrent une bonne concordance entre les résultats calculés et celles de littérature, seulement les courbes représentant le coefficient d'amortissement présentent un petit éloignement surtout en basse fréquence ($a_0 < 0.2$).

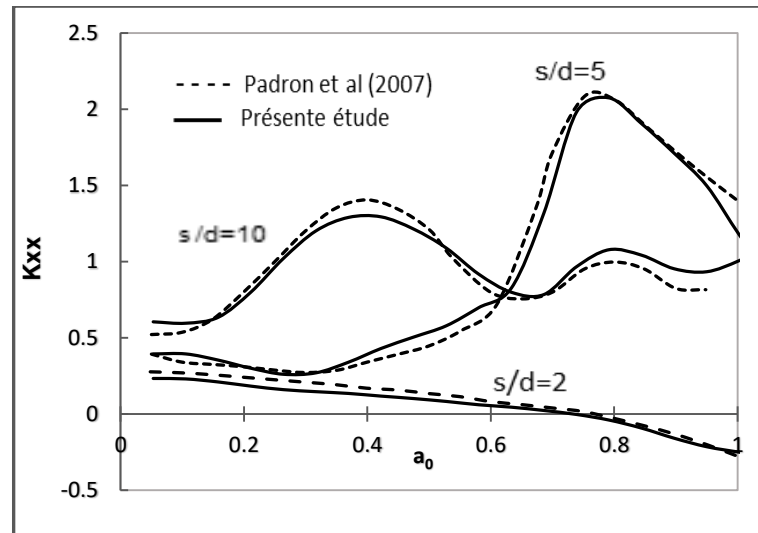


Figure.3.19.a. Impédance dynamique verticale de groupe de 9x9 pieux – Rigidité dynamique.

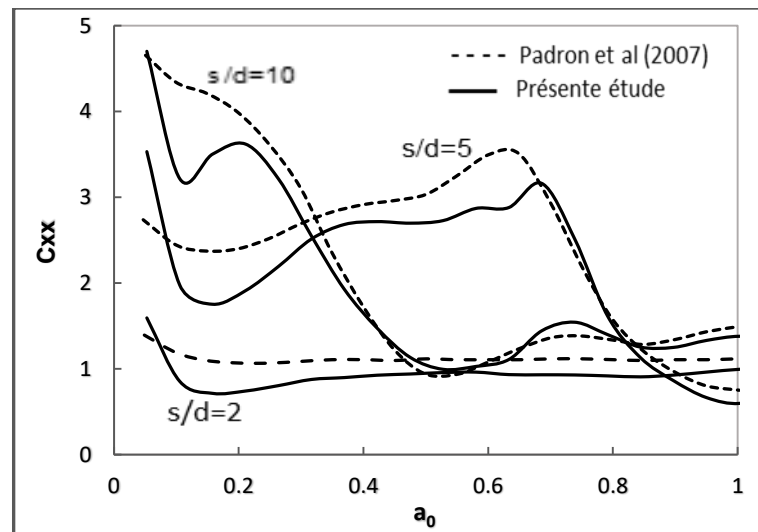


Figure.3.19.b. Impédance dynamique verticale de groupe de 9x9 pieux – Coefficient d'amortissement.

Le petit écart, remarqué essentiellement pour le coefficient d'amortissement entre les résultats de présente étude et ceux de Padron et al.(2007), peut s'expliquer par le fait que Padron et al.(2007) ont utilisé une méthode couplée des éléments finis et des éléments de frontières (BEM-FEM) dans le domaine fréquentiel avec un amortissement matériel local indépendant de la fréquence. Tandis que, la méthode des éléments finis a été utilisée dans le présent travail dans le domaine temporel avec un amortissement global de type Rayleigh dépend de la fréquence.

Dans tous les cas de rapport d'espacement s/d pour les deux modes de translations considérées, l'allure des courbes présente une bonne similarité.

En conclusion, la validité du modèle et de la méthode de l'analyse numérique est vérifiée, et son exploitation pour des études paramétriques est bien assurée.

3.4. Conclusion :

Les propriétés géométriques du modèle numérique développé au cours de cette recherche, en utilisant le logiciel de simulations numérique CODE_ASTER basé sur la méthode des éléments finis (MEF), ont été présentées. Ainsi les caractéristiques mécaniques des constituants du modèle, à savoir le béton pour les pieux (mini-pieux ou inclusions rigides) et pour la dalle de connexion ou la structure, et le sol qui est considéré, une fois comme milieu viscoélastique pour des analyses en élasticité pure, et d'autre part, comme milieu élastoplastique en lui confiant le critère de Mohr-coulomb qui décrit le comportement non linéaire des sols. Des critères de maillage du modèle ont été décrits, et le maillage a été obtenu tout en respectant les conditions numériques imposées par la méthode des éléments finis d'une part, et d'autre part, en cherchant à minimiser le nombre des nœuds pour gagner dans le temps de l'analyse et en mémoire de calcul.

La validation du modèle a été faite pour les cas de chargements statiques et dynamiques. En statique, le modèle d'un pieu isolé a été considéré, et la validation a été faite pour le cas du comportement linéaire du sol et le cas du comportement non linéaire. La comparaison avec des travaux qui existent dans la littérature montre la validité du modèle développé sous les conditions de chargement statique. Pour le cas dynamique, les impédances dynamiques d'un groupe de 9 pieux ont été calculées avec une méthode proposée basée sur l'analyse temporelle. La comparaison des résultats avec ceux des travaux existants dans la littérature montre la validité du modèle sous les conditions dynamiques.

Chapitre 4 :
Analyse du comportement dynamique du
système sol-pieux-fondation.

4.1.Introduction :

Ce chapitre est consacré à une étude paramétrique afin de comprendre l'effet des paramètres de plasticité du sol sur les fonctions d'impédance dynamique de groupe de 3x3 pieux enfoncé dans une couche du sol mou.

Le comportement du sol est considéré comme élastique parfaitement plastique, en utilisant le critère de Mohr-Coulomb, largement utilisé par les concepteurs dans le domaine de la géotechnique pour assimiler le comportement non linéaire des sols.

L'effet de la cohésion C et de l'angle du frottement interne ϕ du sol sur la rigidité dynamique et le coefficient d'amortissement dynamique de système de 3x3 pieux est investigué, tout en reprenant les mêmes paramètres considérés dans l'étape de validation du modèle numérique (§3.2.3.2), à savoir, le diamètre des pieux $d=0.6$, le rapport d'espacement des pieux $s/d=2, 5$ et 10 , le rapport d'élancement $L/d = 15$, le rapport $E_p/E_s = 1000$, le rapport $\gamma_p/\gamma_s=0.625$ et $\xi_s = 0.05$.

L'interface sol/pieu est considéré parfaitement rigide (pas de glissement au niveau de l'interface), et l'angle de dilatation ψ est calculé par la corrélation $\psi \approx \phi - 30^\circ$ pour $\phi \geq 30^\circ$, pour le cas ou $\phi < 30^\circ$ on prend $\psi = 0^\circ$.

4.2. Influence de la cohésion du sol :

Afin de bien représenter l'influence de la cohésion sur la fonction d'impédance, les valeurs de celle-ci sont choisies d'une manière adéquate et indépendamment pour chaque rapport d'espacement s/d . L'angle du frottement interne ϕ est pris égal à 20° pour tous les cas de calcul. Les résultats obtenus sont normalisés par rapport à la rigidité statique d'un pieu isolé fois le nombre de pieux par groupe (9 pieux).

4.2.1.Impédance horizontale :

La figure.4.1.a. montre les courbes de rigidité dynamique du système de 9 pieux avec le rapport $s/d=2$ (espacement serré) pour de différents sols caractérisés par les valeurs de sa cohésion C en kPa, 50, 30, 20, 15, 10, 5 et 1 versus la courbe pour le cas du sol considéré élastique. De cette figure, une réduction considérable de la rigidité dynamique du système par diminution de la cohésion du sol est remarquée pour toutes les valeurs de la fréquence. Cette réduction peut s'expliquer par le fait de l'augmentation de l'effet inertiel du système sol-pieux suivant la diminution de la cohésion ce qui engendre, en conséquence, de forte non-linéarité du comportement du sol.

La figure.4.1.b présente le coefficient d'amortissement dynamique du système sol-9pieux du cas de rapport $s/d=2$ pour de différentes valeurs de la cohésion $C = 50, 30, 20, 15, 10, 5$ et 1 kPa. La comparaison entre ces courbes et celle du comportement linéaire indique une légère réduction du coefficient d'amortissement pour des valeurs de cohésion $C > 15$ kPa. Pour des valeurs de la cohésion $C < 10$ kPa, le coefficient d'amortissement présente une réduction considérable avec la diminution de la cohésion du sol.

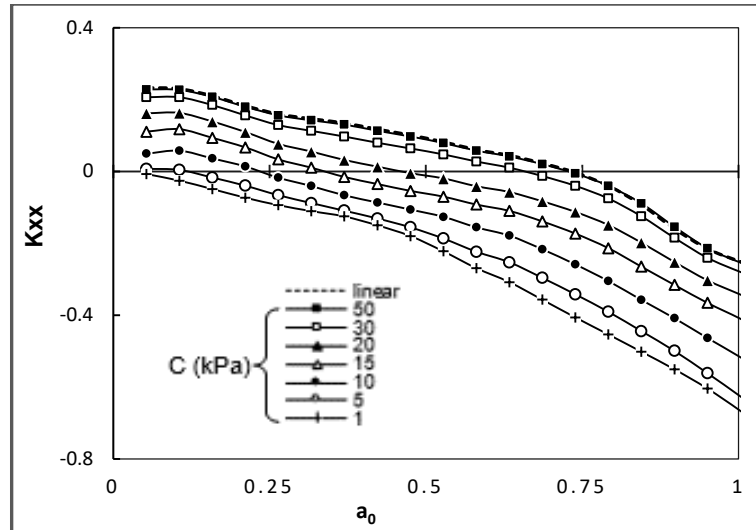


Figure.4.1.a. Influence de la cohésion du sol. Impédance Horizontale. $S/d=2$. Rigidité.

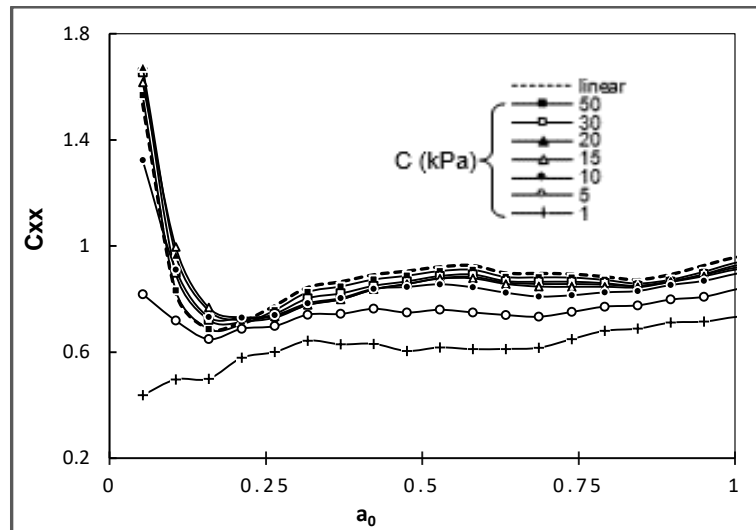


Figure.4.1.b. Influence de la cohésion du sol. Impédance Horizontale. $S/d=2$. Coefficient d'amortissement.

La figure.4.2.a illustre l'effet de la cohésion du sol sur la rigidité dynamique horizontale de groupe de 9 pieux pour un rapport d'espacement $s/d=5$ (espacement large), avec des valeurs de la cohésion $C= 50, 30, 20, 15, 10, 5$ et 1 kPa. Il est noté que le décroissement de la valeur de la cohésion du sol affecte de manière considérable la rigidité, essentiellement dans la rangée de moyennes à très haute fréquence ($a_0 > 0.5 \rightarrow f > 10$ Hz). Une forte diminution de la valeur de pic de rigidité, qui se trouve en correspond avec la fréquence $a_0 = 0.79$, est enregistrée. La courbe de rigidité perte s'allure, suivant la décroissance de la cohésion. L'effet inertiel est très important dans la gamme de moyennes à haute fréquence.

La figure.4.2.b montre l'effet de la cohésion du sol sur le coefficient de l'amortissement dynamique pour le rapport d'espacement des pieux $s/d=5$. Le coefficient C_{xx} a connu une réduction important dans la gamme de faible à haute fréquence ($0.25 < a_0 < 0.8$) suivant la

décroissance de la cohésion du sol. La réduction est plus importante aux moyennes fréquences. Pour des fréquences supérieures à 16 Hz ($a_0 > 0.8$), le coefficient d'amortissement présente une augmentation remarquable.

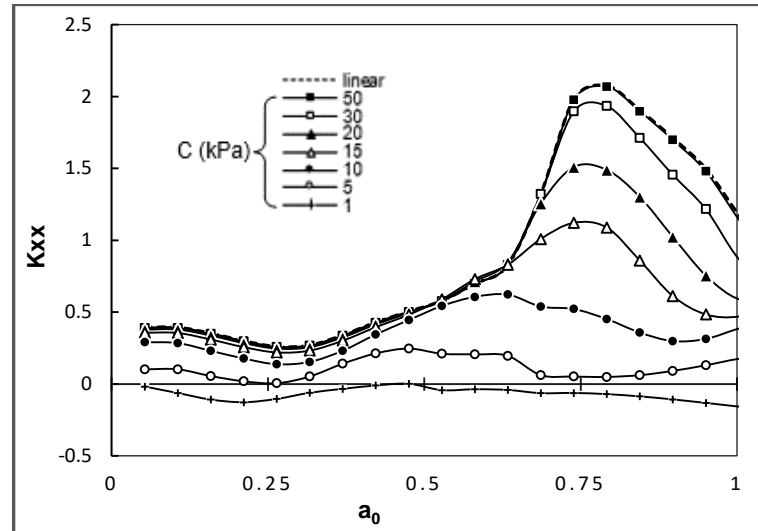


Figure.4.2.a. Influence de la cohésion du sol. Impédance Horizontale. S/d=5. Rigidité.

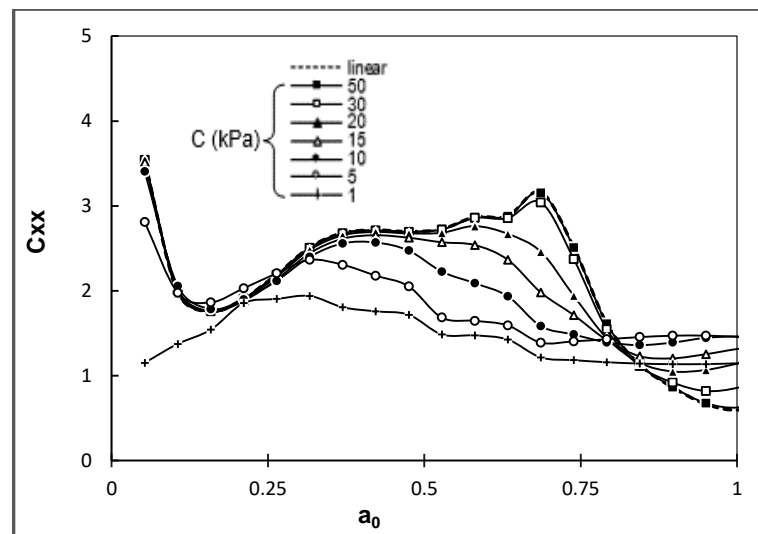


Figure.4.2.b. Influence de la cohésion du sol. Impédance Horizontale. S/d=5. Coefficient d'amortissement.

La figure.4.3.a présente la rigidité dynamique du groupe de pieux avec $s/d = 10$ (espacement très large) en fonction de la cohésion du sol. Il est noté que la décroissance de la cohésion diminue considérablement la rigidité du système pour des valeurs inférieures à 15 kPa pour toutes les fréquences considérées dans l'analyse.

L'influence de la cohésion sur le coefficient d'amortissement pour le cas $s/d = 10$ est illustré sur la figure.4.3.b. Le coefficient C_{xx} est peu influencé par la cohésion, sa valeur

diminue légèrement dans la gamme des fréquences inférieures à 7 Hz ($a_0 < 0.35$) par la réduction de la cohésion à partir des valeurs inférieures à 10 kPa. Pour des fréquences supérieures à 7 Hz et inférieures à 13 Hz ($0.35 < a_0 < 0.65$), le coefficient C_{xx} augmente légèrement à partir des valeurs de cohésion inférieures à 10 kPa. Pour des fréquences supérieures 13 Hz ($a_0 > 0.65$), l'influence de la cohésion est très légère.

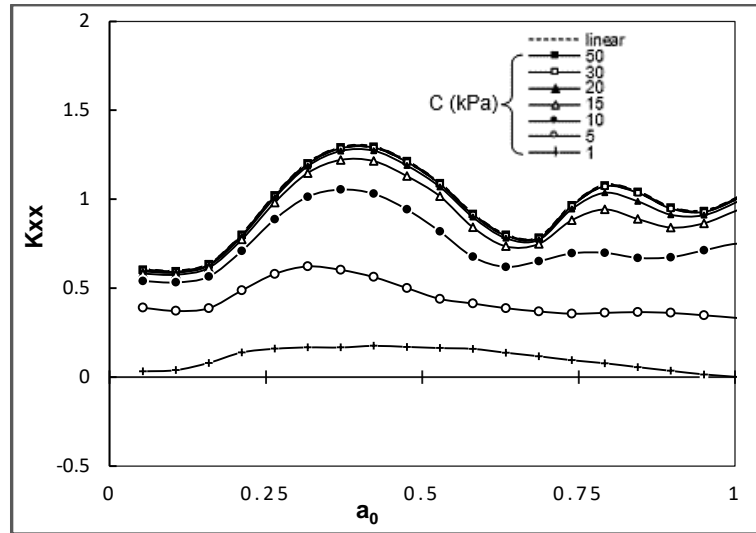


Figure.4.3.a. Influence de la cohésion du sol. Impédance Horizontale. $S/d=10$. Rigidité.

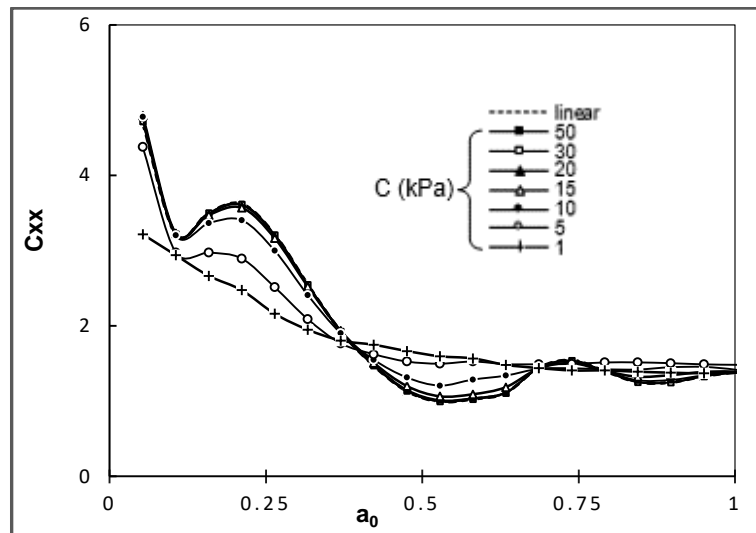


Figure.4.3.b. Influence de la cohésion du sol. Impédance Horizontale. $S/d=10$. Coefficient d'amortissement.

4.2.2. impédance verticale :

La figure.4.4.a et la figure.4.4.b présentent, respectivement, les courbes de rigidité et de coefficient d'amortissement de groupe de 3x3 pieux avec le rapport d'espacement $s/d = 2$ en fonction de la cohésion du sol entourant les pieux. Les figures montrent que la cohésion influence sur les deux quantités (K_{zz} et C_{zz}). La rigidité diminue avec la décroissance de cohésion pour toutes les fréquences considérées, son impact accroît quand la fréquence augmente. Le coefficient d'amortissement C_{zz} diminue par réduction de la cohésion dans la gamme des fréquences inférieures à 15 Hz ($a_0 < 0.75$). La diminution est plus remarquable pour des fréquences plus faibles. Pour des fréquences supérieures à 15 Hz ($a_0 > 0.75$), ce coefficient a connu une légère augmentation pour de très faibles valeurs de la cohésion ($C < 2$ kPa).

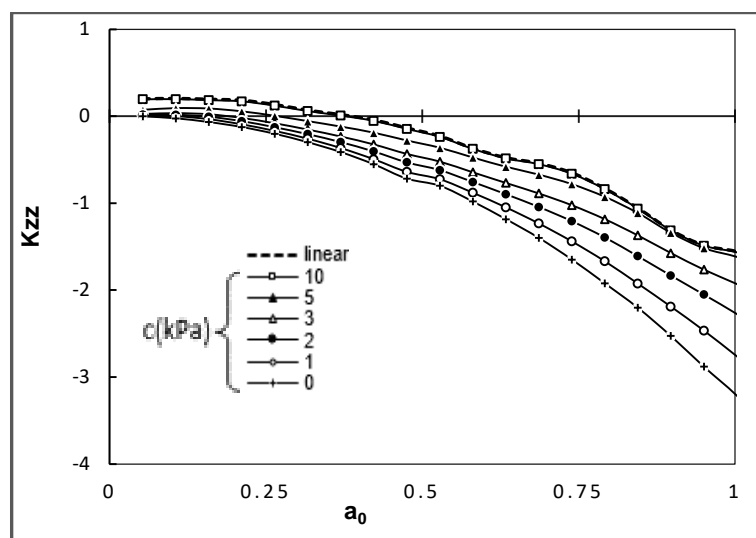


Figure.4.4.a. Influence de la cohésion du sol. Impédance Verticale. $S/d=2$. Rigidité.

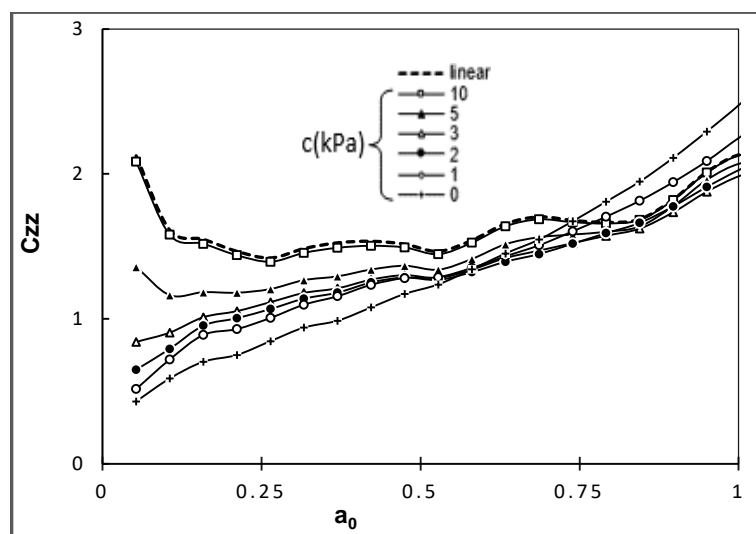


Figure.4.4.b. Influence de la cohésion du sol. Impédance Verticale. $S/d=2$. Coefficient d'amortissement.

La figure.4.5.a et la figure.4.5.b illustrent l'effet de la cohésion sur la rigidité dynamique et le coefficient d'amortissement dynamique de groupe de 9 pieux avec le rapport d'espacement des pieux $s/d=5$. Il est noté, de ces figures, que l'effet de la cohésion sur les deux quantités K_{zz} et C_{zz} est important, le pic des deux courbes décroît d'une façon très importante par décroissance de la cohésion du sol, ces courbes ont tendance à perdre ses formes pour des valeurs de cohésions très faibles ($C < 3\text{KPa}$). La diminution de la rigidité est enregistrée pour des valeurs de fréquence supérieures à 9 Hz ($a_0 > 0.45$). Au contraire de la rigidité, le coefficient d'amortissement diminue dans la gamme de fréquences inférieures à 13 Hz ($a_0 < 0.65$).

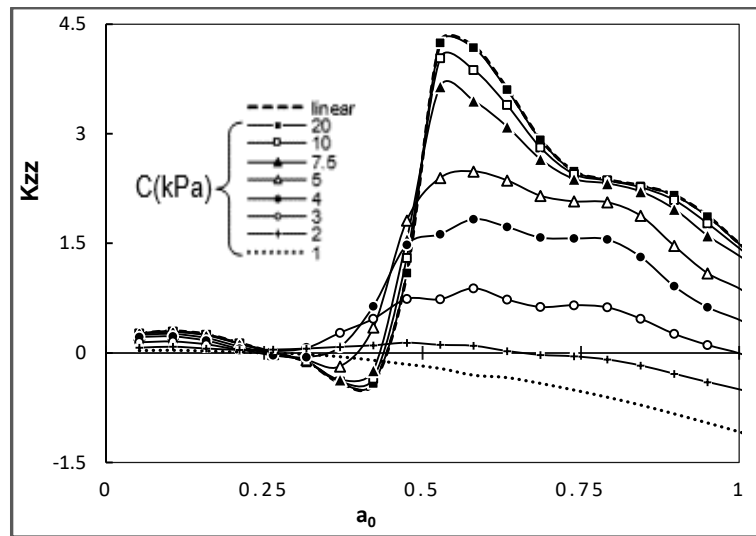


Figure.4.5.a. Influence de la cohésion du sol. Impédance Verticale. $S/d=5$. Rigidité.

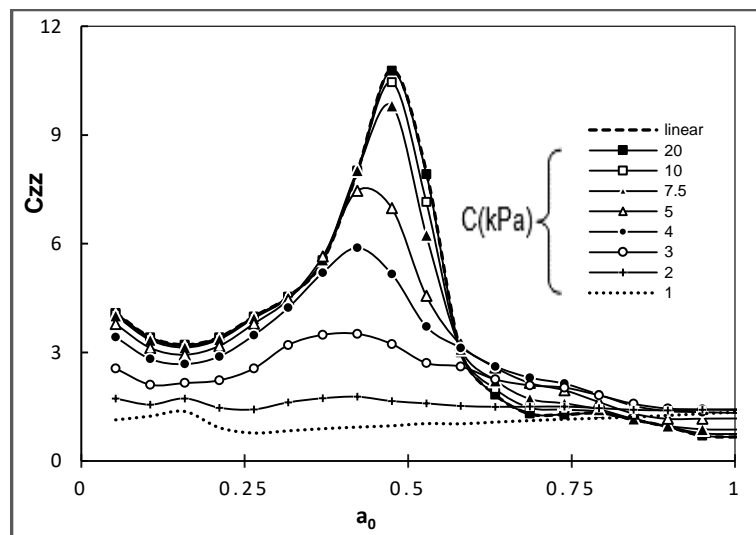


Figure.4.5.b. Influence de la cohésion du sol. Impédance Verticale. $S/d=5$. Coefficient d'amortissement.

Les figures 4.6.a et 4.6.b exposent l'influence de la cohésion du sol entourant le groupe de 3x3 pieux, avec $s/d = 10$, sur la fonction d'impédance dynamique verticale de celui-ci. La figure 4.6.a montre que la réduction de la cohésion du sol engendre une réduction importante de la rigidité dynamique de système sol-pieux pour toutes les fréquences considérées dans l'analyse. Le pic de la courbe de rigidité en élastique a subi une forte diminution par réduction de la cohésion. Cette courbe a la tendance à changer sa forme. La figure 4.6.b indique une forte réduction du coefficient d'amortissement C_{zz} par réduction de la cohésion pour des fréquences inférieures à 6 Hz ($a_0 < 0.3$), pour les fréquences supérieures à 6 Hz, la cohésion n'a pas d'influence remarquable sur ce coefficient.

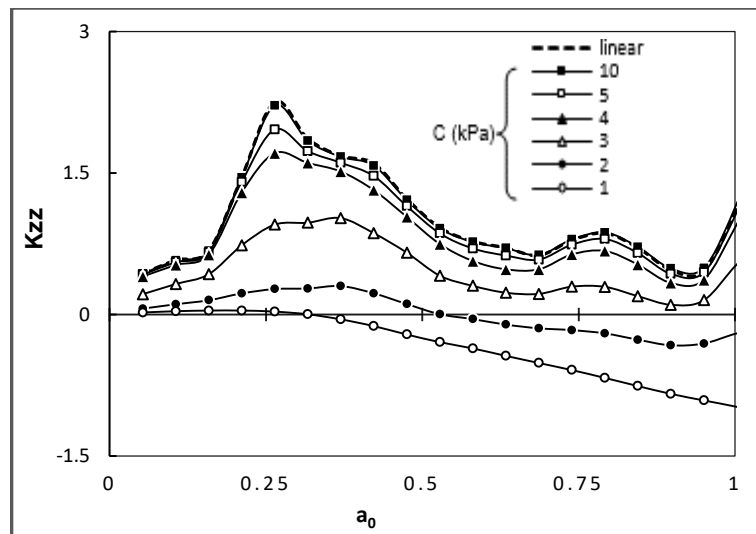


Figure.4.6.a. Influence de la cohésion du sol. Impédance Verticale. $S/d=10$. Rigidité.

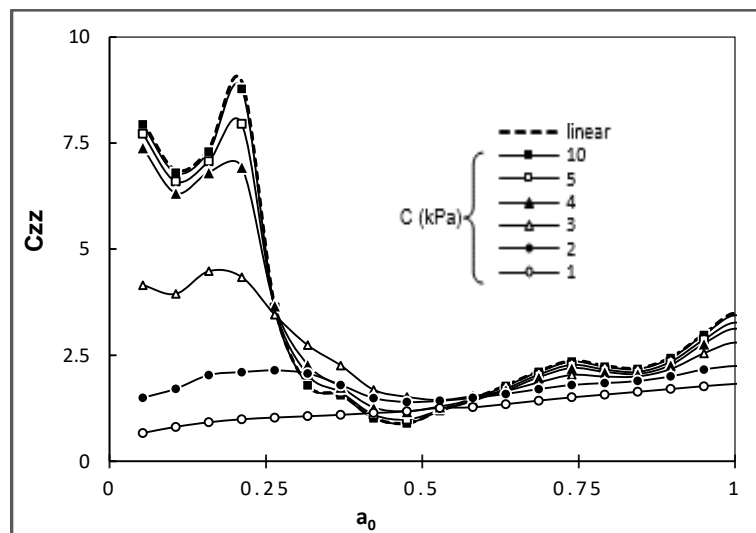


Figure.4.6.b. Influence de la cohésion du sol. Impédance Verticale. $S/d=10$. Coefficient d'amortissement.

4.3. Influence de l'angle du frottement interne du sol :

Pour étudier l'effet de l'angle du frottement interne du sol sur les fonctions des impédances dynamiques horizontales et verticales du groupe de 9 pieux pour les différents rapports d'espacements s/d , la valeur de l'angle est variée dans l'intervalle $[0^\circ, 25^\circ]$ d'une manière qui présente mieux son effet. La valeur de la cohésion est prise égale à 5 kPa.

4.3.1. Impédance horizontale :

Les figures 4.7.a et 4.7.b présentent l'influence de l'angle du frottement interne du sol sur les composantes de la fonction de l'impédance dynamique horizontale de groupe de 3×3 pieux pour un rapport d'espacement $s/d=2$ (espacement serré), la rigidité K_{XX} et le coefficient d'amortissement C_{XX} dynamiques . Ces figures montrent que l'angle du frottement interne du sol n'a pas d'influence significative sur les deux quantités.

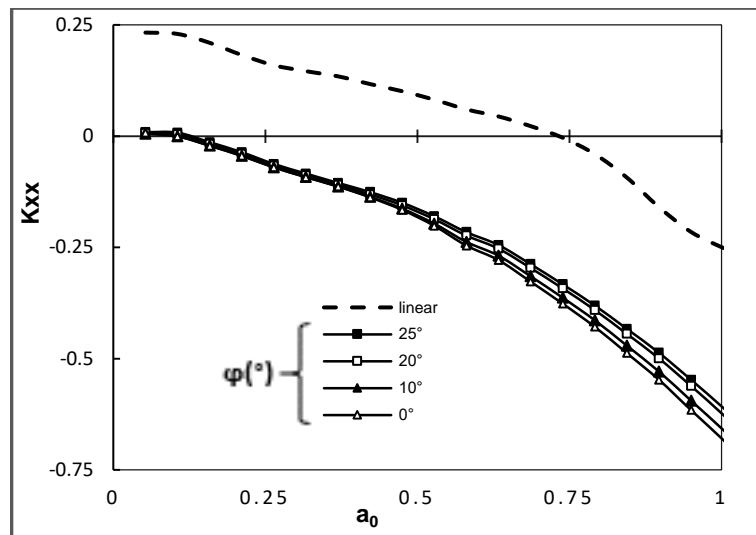


Figure.4.7.a. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Horizontale. $S/d=2$. Rigidité.

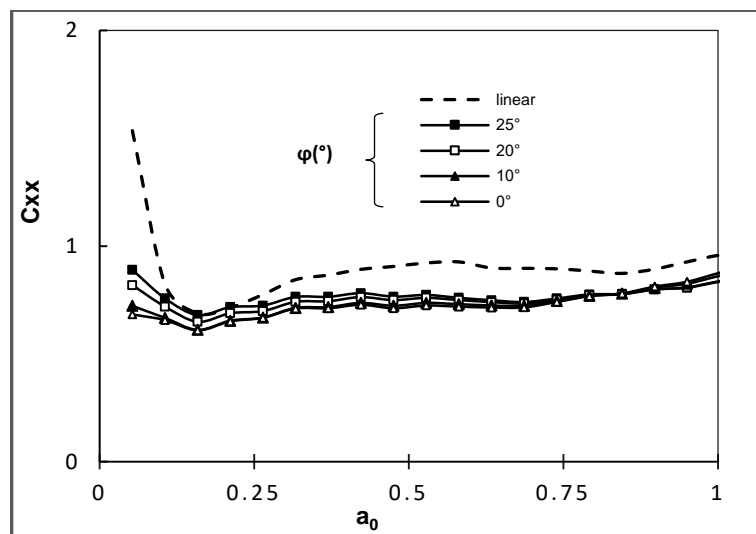


Figure.4.7.b. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Horizontale. $S/d=2$. Coefficient d'amortissement.

Une légère diminution de la rigidité est enregistrée dans la gamme de hautes fréquences ($a_0 > 0.6 \rightarrow f > 12$ Hz) suivant la décroissance de l'angle du frottement. Le coefficient d'amortissement subit une légère diminution dans la gamme des petites fréquences ($a_0 < 0.3 \rightarrow f > 6$ Hz),

Les figures 4.8.a et 4.8.b illustrent l'effet de l'angle du frottement sur la réponse dynamique horizontale de système de groupe de 9 pieux avec le rapport $s/d=5$ (espacement large). Ces deux figures montrent que l'effet de l'angle du frottement interne du sol sur la rigidité dynamique horizontale K_{xx} et le coefficient d'amortissement horizontal C_{xx} est négligeable.

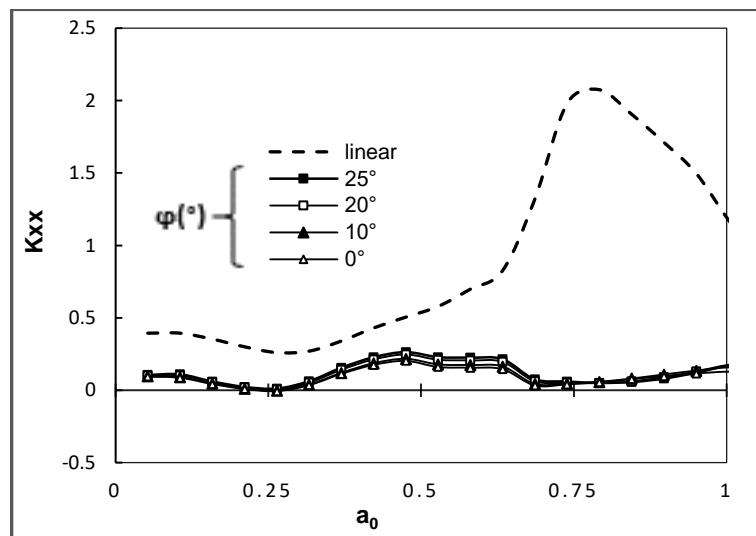


Figure.4.8.a. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Horizontale. S/d=5. Rigidité.

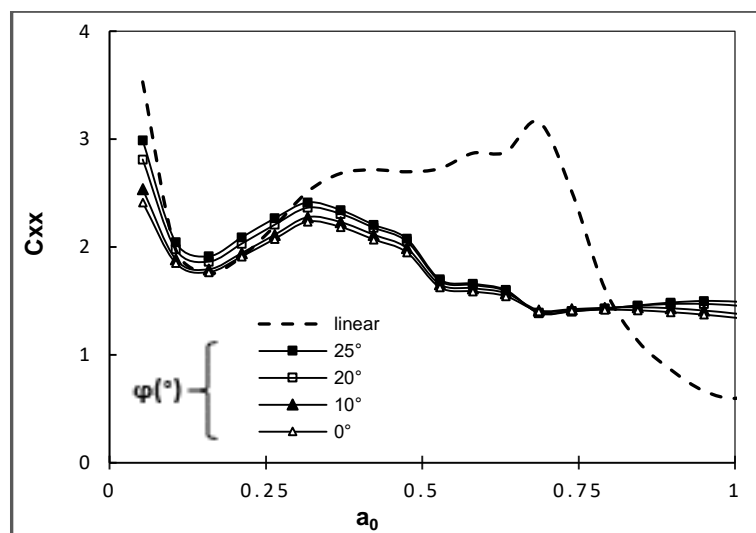


Figure.4.8.b. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Horizontale. S/d=5. Coefficient d'amortissement.

Les figures 4.9.a et 4.9.b représentent l'influence de l'angle du frottement sur la réponse dynamique horizontale de système de groupe de 9 pieux avec le rapport $s/d=10$ (espacement très large). La figure 4.9.a montre que la décroissance de l'angle de frottement engendre une réduction modérée et presque constante sur la rigidité dynamique horizontale K_{xx} pour toutes les fréquences considérées dans l'analyse. La figure 4.9.b montre que le coefficient d'amortissement n'est pas assez affecté par la variation de l'angle du frottement, néanmoins, une légère réduction dans la gamme des fréquences entre 2 Hz et 6 Hz ($0.1 < a_0 < 0.3$) a été enregistrée.

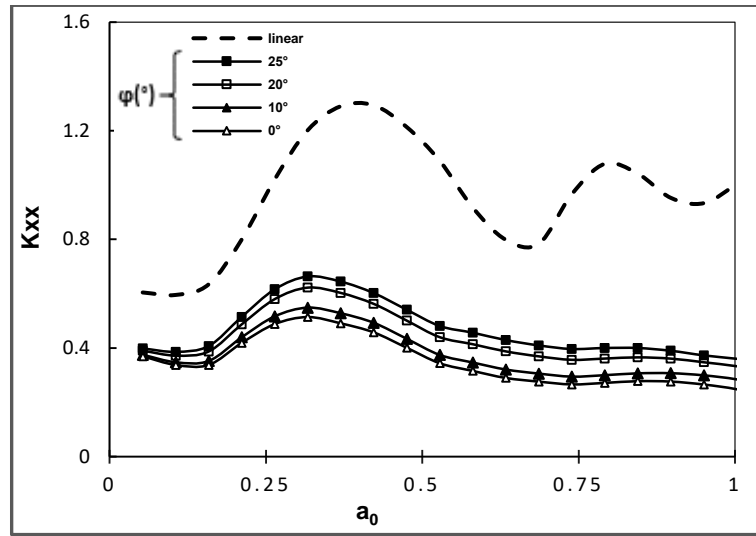


Figure.4.9.a. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Horizontale. $S/d=10$. Rigidité.

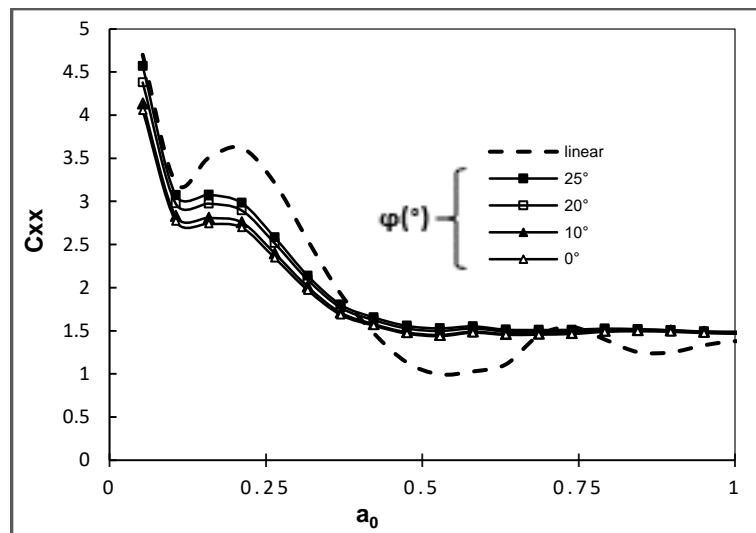


Figure.4.9.b. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Horizontale. $S/d=10$. Coefficient d'amortissement.

4.3.2. Impédance verticale :

Les figures 4.10.a et 4.10.b présentent, respectivement, les courbes de la rigidité et le coefficient d'amortissement dynamiques verticales de groupe de 9 pieux pour le cas d'espacement serré ($s/d=2$) en fonction de l'angle de frottement interne du sol entourant les pieux. Il est noté, de la figure 4.10.a, que la variation de la valeur de l'angle de frottement n'a aucune influence sur la rigidité dynamique du système. Pour le coefficient de l'amortissement, la figure 4.10.b montre que pour des fréquences inférieures à 4 Hz ($a_0 < 0.21$), la décroissance de la valeur de l'angle de frottement engendre une augmentation de ce coefficient. Cette augmentation est plus importante quand la fréquence est basse.

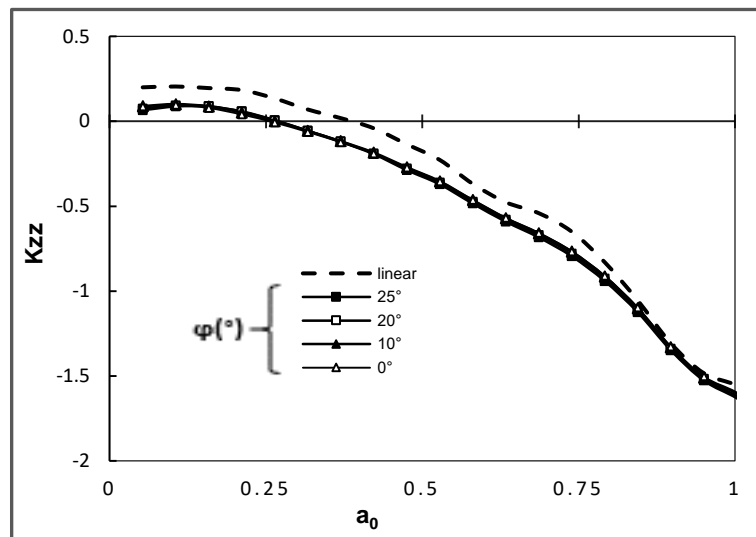


Figure.4.10.a. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Verticale. $S/d=2$. Rigidité.

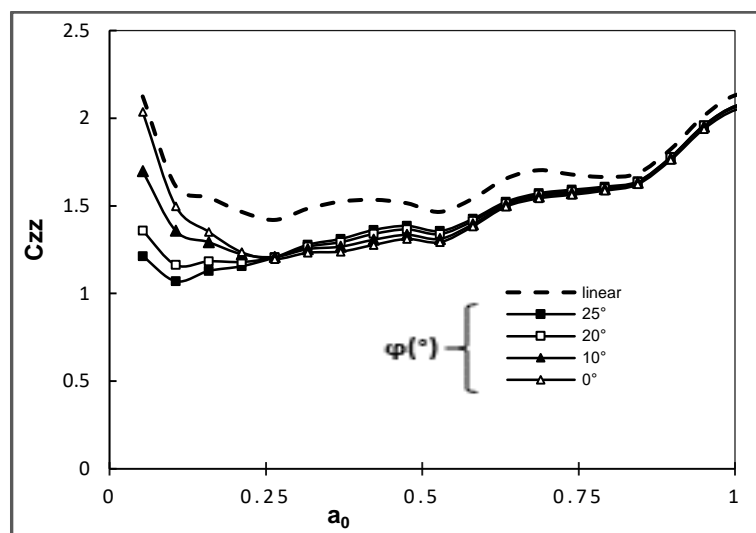


Figure.4.10.b. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Verticale. $S/d=2$. Coefficient d'amortissement.

Les figures 4.11.a et 4.11.b montrent l'effet de l'angle du frottement sur la rigidité et le coefficient d'amortissement dynamiques verticales de groupe de pieux pour le cas de l'espacement large ($s/d=5$). Ces figures montrent que l'angle du frottement interne du sol n'a aucun effet sur les deux quantités dynamiques.

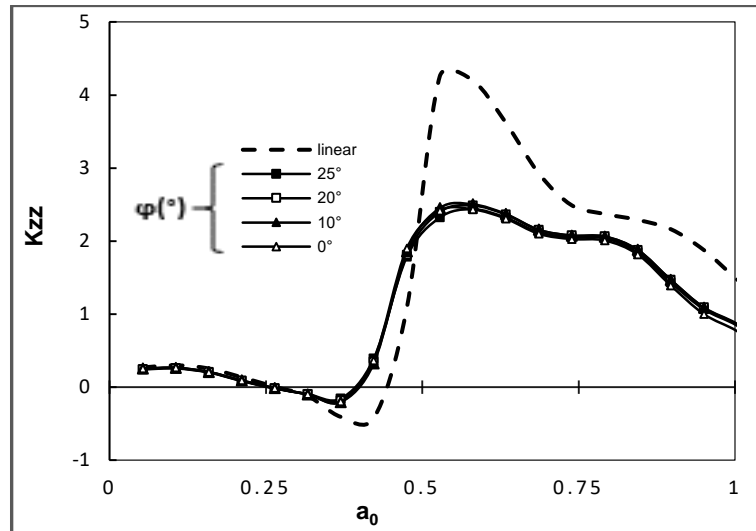


Figure.4.11.a. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Verticale. $S/d=5$. Rigidité.

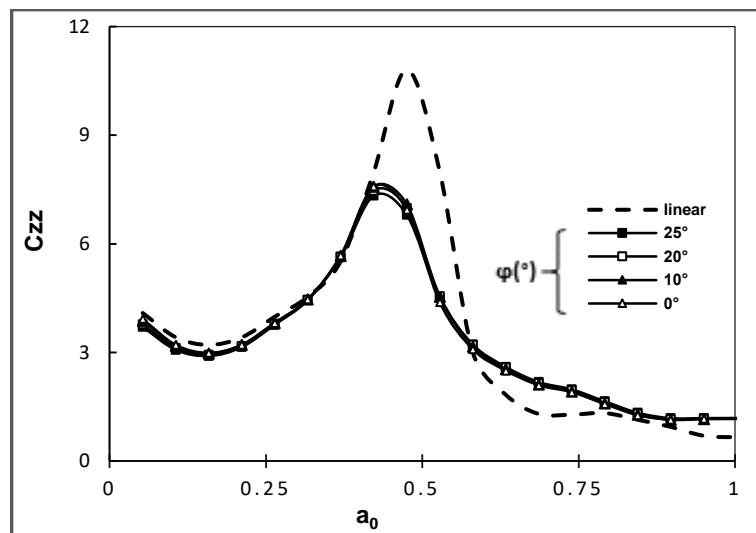


Figure.4.11.b. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Verticale. $S/d=5$. Coefficient d'amortissement.

Les figures 4.12.a et 4.12.b montrent l'effet de l'angle du frottement sur la réponse dynamique verticale de groupe de pieux, avec l'espacement très large ($s/d=5$). La figure 4.12.a présente la rigidité dynamique du système, et la figure 4.12.b montre son coefficient d'amortissement dynamique suivant le mode vertical. Ces figures montrent que l'angle du frottement interne du sol n'a aucun effet sur les deux quantités dynamiques.

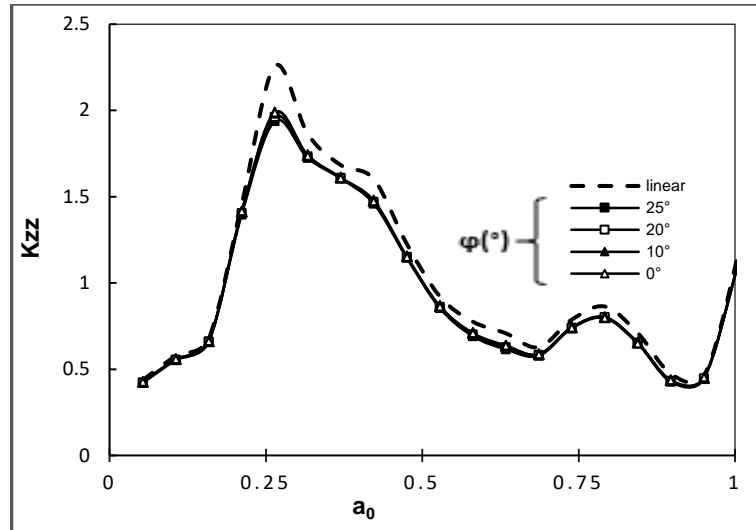


Figure.4.12.a. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Verticale. $S/d=10$. Rigidité.

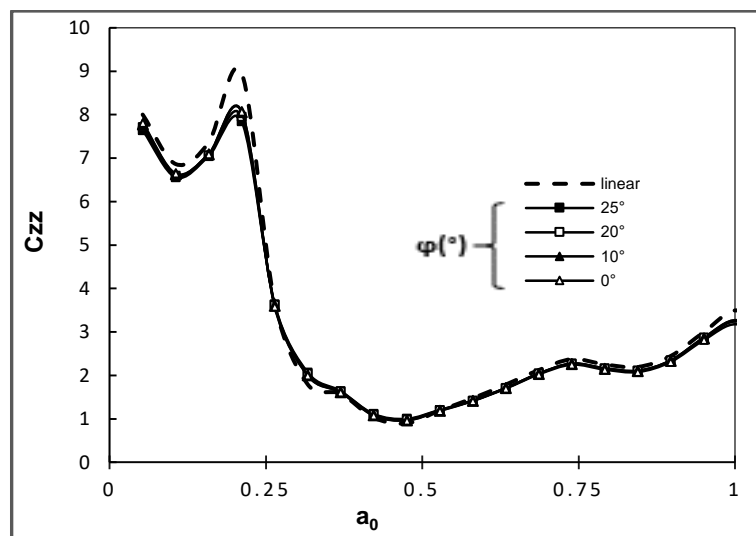


Figure.4.12.b. Influence de l'angle de frottement du sol. Impédance Verticale. $S/d=10$. Coefficient d'amortissement.

4.4. Conclusion :

Les résultats obtenus et présentés dans ce chapitre ont mis en évidence l'influence de comportement non linéaire du sol sur la réponse dynamique des systèmes sol-pieux -fondation.

L'analyse de comportement du système montre une grande influence de la cohésion du sol sur les paramètres dynamiques qui caractérisent la réponse sismique de tel technique de fondations des structures construites dans des sols mous. La cohésion du sol réduit considérablement la rigidité du système, soit en translation horizontale ou verticale, cependant,

son effet en mode vertical et plus important qu'en horizontale, surtout pour les configurations large ($s/d=5$) et très large ($s/d=10$). Pour l'espacement serré ($s/d = 2$), l'effet de la cohésion sur la rigidité est plus important en mode horizontale.

La variation de la cohésion a montré une faible à moyenne influence sur l'amortissement dynamique du système. Seule la configuration large $s/d=5$ qui a subi une importante réduction en mode de translation vertical suivant la réduction de la cohésion. La configuration très large ($s/d=10$) a connu une réduction considérable sur la gamme de basses à moyenne fréquence en translation verticale. Il est remarqué que la configuration des pieux de large espacement ($s/d=5$) est la plus affectée par la diminution de cohésion du sol suivant les deux modes de vibration.

En ce qui concerne l'effet de l'angle de frottement, les résultats de l'étude montrent que ce paramètre n'a aucun effet considérable sur les fonctions d'impédance dynamique du système de 09pieux-sol-fondation pour tous les espacements des pieux considérés suivant les deux modes de vibration. Cependant, une augmentation remarquable du coefficient d'amortissement dynamique, par diminution de valeur de l'angle du frottement, est enregistrée pour le cas d'espacement serré ($s/d=2$) en translation verticale dans la gamme des basses fréquences.

Chapitre 5 :
Analyse du comportement dynamique du
système sol - inclusions rigides-matelas -
fondation.

5.1. Introduction :

La construction des structures sur des sols renforcés par des inclusions rigides (micropieux) nécessite une analyse fine de l'interaction sol-inclusion-matelas-structure afin de mieux comprendre le comportement de ce système de fondation sous des conditions de chargements dynamiques, tel que les séismes, vents, machines ...etc.

Ce chapitre a pour but d'analyser cette interaction, via le calcul des fonctions des impédances dynamiques du système, à l'aide d'une analyse globale tridimensionnelle (3D), par la méthode des éléments finis (MEF), qui intègre dans une seule modèle les différents éléments du système de fondation, à savoir le sol, les inclusions rigides, le matelas de répartition et la semelle. Le chapitre donne également une analyse de l'influence de principaux paramètres sur l'interaction sol-inclusion-matelas-semelle, notamment les propriétés du matelas (épaisseur, débord sur les côtés de la semelle, module de déformations et angle de frottement interne). Une comparaison entre le système de fondation par pieux et le système de renforcement par inclusions rigides est également donnée.

5.2. Présentation du modèle de calcul

L'exemple étudié est constitué d'une fondation rigide qui repose sur un sol mou renforcé par un groupe de 3x3 inclusions rigides de longueur $L=7,5$ m. la couche de sol ayant des propriétés mécaniques uniformes avec la profondeur. Les inclusions ont un diamètre de 34 cm et reposent sur une base rigide de 3 m d'épaisseur. L'espacement entre les inclusions est de $S=1,7$ m ($S/D=5$, D est le diamètre de l'inclusion). Le matelas de répartition est directement sous la fondation et débord de celle-ci de 17 cm de chaque côté. Les inclusions rigides ne sont pas ancrées dans le matelas de répartition (Figure 5.1). Les caractéristiques du sol et des inclusions sont données dans les tableaux 5.1 et 5.2. Le choix de ces propriétés a été effectué à partir d'une recherche bibliographique (Laurent, 2003, Stewart et Filz, 2005, Jenck et al, 2005, Hatem et al 2009..etc.).

Le comportement du sol, du matelas et de la base rigide est décrit par le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb. L'inclusion est constituée de béton armé. Son comportement est supposé élastique linéaire. Aucune interface n'est pas prise en compte entre l'inclusion et le sol compressible. Un amortissement de type Rayleigh de 5% est considéré pour le domaine du sol du matelas et 2% pour les éléments de structure.

La fondation (semelle) est de forme carrée de 3.75 m x 3.75 m de dimensions en plan et de 0.6m en épaisseur. Pour le calcul des impédances dynamiques, elle est considérée rigide et sans masse. Le modèle est étendu en plan hors inclusions suffisamment pour assurer le bon fonctionnement des frontières absorbantes. Après des analyses de vérification, une géométrie de 12 x 12 x 11 est accordée pour le modèle global.

Le calcul des fonctions des impédances dynamiques horizontales et verticales se fait suivant les démarches décrites dans le Chapitre 3.

La figure.5.2 montre le maillage retenu pour le calcul. Ce maillage a été retenu après une analyse de sensibilité des résultats par rapport au maillage.

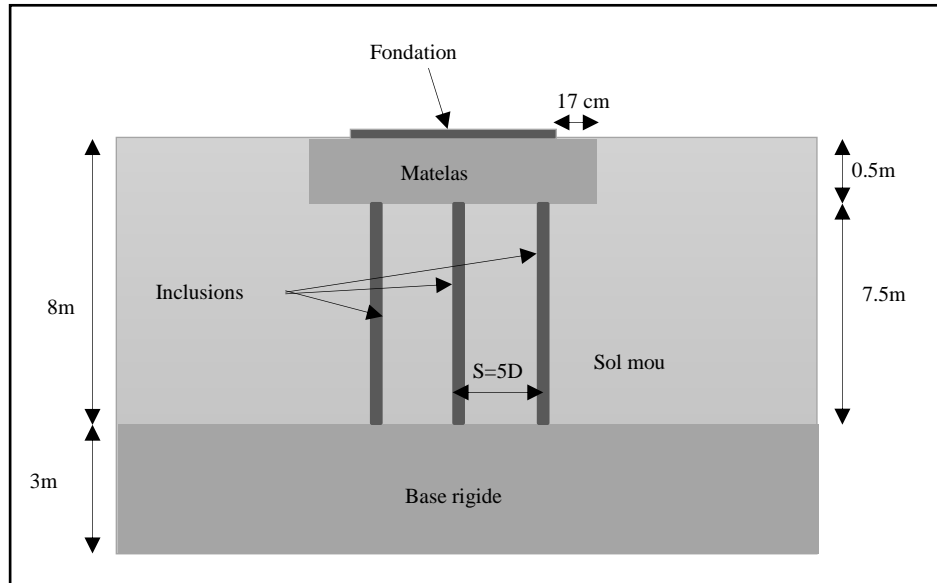


Figure.5.1. Exemple étudié : fondation sur sol renforcé par 3x3 inclusions rigides

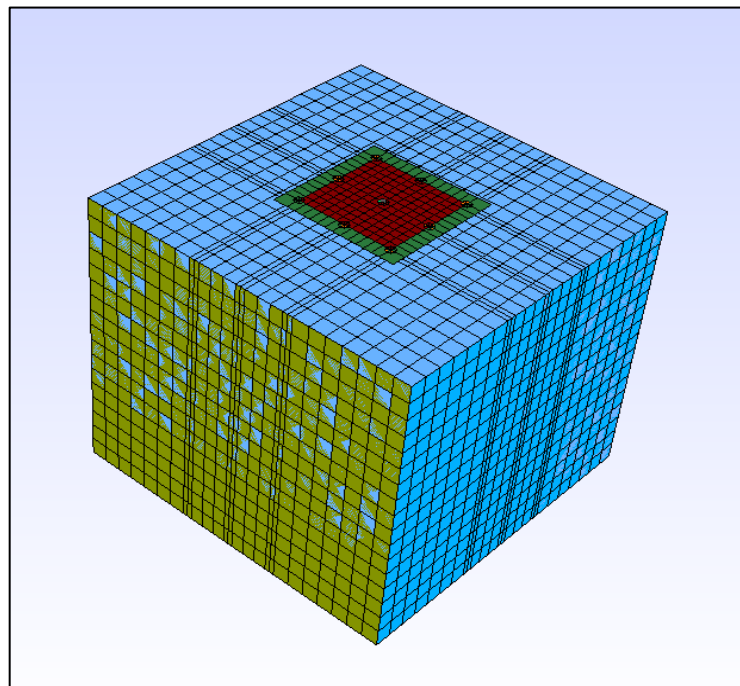


Figure.5.2 : maillage du modèle globale de l'exemple étudié.

Tableau 5.1. Propriétés mécanique des sols et matelas.

Horizon	E(MPa)	ρ (Kg/m ³)	C (KPa)	ϕ (°)	ν
Matelas	50	2200	0	35	0.3
Sol mou	6	1700	30	10	0.3
Sol rigide	120	2200	50	0	0.3

Tableau .5.2 : Propriétés des inclusions rigides.

D (cm)	E (MPa)	P (kg/m ³)	ν
34	2400	2500	0.3

La figure 5.3 montre le maillage d'un demi-modèle, la figure 5.4 montre le maillage d'un quart de modèle et la figure 5.5 montre le système inclusions-matelas-fondation.

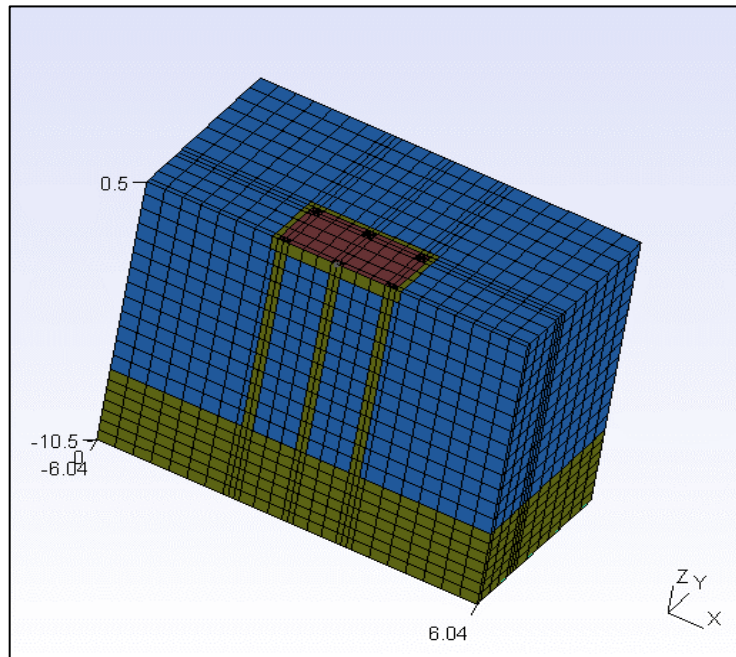


Figure. 5.3. Maillage du demi-modèle l'exemple étudié

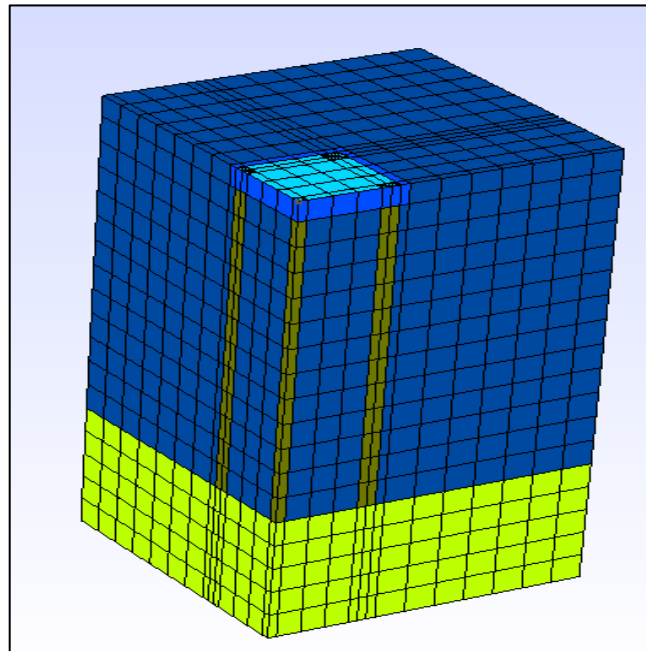


Figure .5.4. Maillage d'un quart du modèle

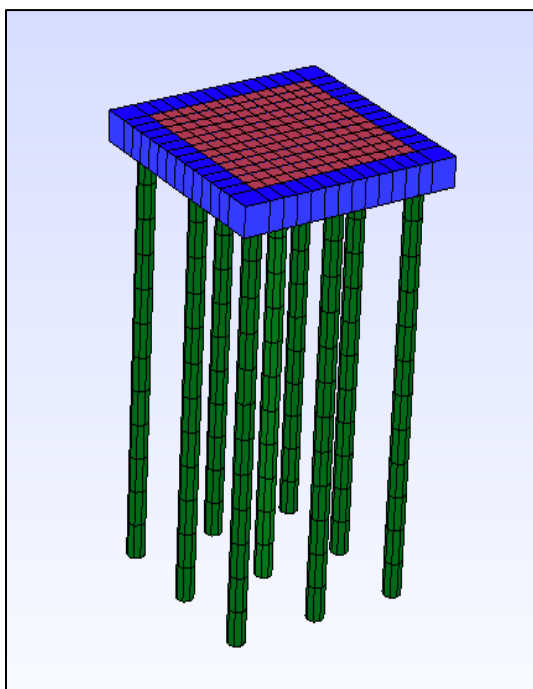


Figure.5.5. Maillage de système inclusions-matras-semelle

5.3. Influence de non linéarité du sol et du matras de transfert des charges :

L'effet de la non-linéarité du comportement de sol et de matras sur la réponse dynamique de système de renforcement par inclusions rigides est analysé en calculant une fois les impédances dynamiques de la fondation en considérant le comportement élastique du sol et du matras, et une fois en considérant le comportement non linéaire en les modélisant par le modèle de Mohr-Coulomb (§5.3).

Les figures 5.6.a et 5.6.b représentent la fonction de l'impédance horizontale de la fondation, partie réelle (figur5.6.a) et partie imaginaire (figure5.6.b). On note que le comportement non linéaire du sol et du matras de transferts des charges affecte les deux quantités dynamiques qui caractérisent le comportement sismique de la fondation. La non-linéarité du sol et du matras diminue la rigidité et l'amortissement dynamiques pour toutes les fréquences considérées dans le calcul. Cependant, son effet est plus important sur l'amortissement dynamique que la rigidité.

La figure 5.7.a et la figure 5.7.b montrent, respectivement, la partie réelle et la partie imaginaire de l'impédance verticale de la fondation. Il est noté de la figure 5.7.a que la non-linéarité du sol et du matras diminue considérablement la rigidité dynamique, surtout pour des basses à moyennes fréquences (< 10Hz). La courbe change de forme et le pic enregistré en élastique à la fréquence 3 Hz se déplace dans le cas du modèle élastoplastique pour correspondre à la fréquence 10 Hz. Après cette fréquence, les deux courbes se rapprochent à mesure que la fréquence augmente.

L'amortissement dynamique vertical illustré à la Fig. 5.7.b n'est que légèrement affecté par la non-linéarité du sol et du matras de transfert des charges. Il se diminue modérément aux basses fréquences et l'écart entre les deux courbes tend à diminuer avec l'augmentation de la

fréquence jusqu'à ce que les deux courbes se croisent à 12 Hz. Après cette fréquence, la prise en compte du comportement non linéaire du sol et du matelas augmente légèrement l'amortissement et les deux courbes s'éloignent progressivement par croissance de la fréquence.

Les observations précédentes peuvent s'expliquer par le fait que la prise en compte du comportement non linéaire induit l'adoucissement du sol et du matelas ce qui conduit à une augmentation de l'effet inertiel et par conséquent diminution de la rigidité et augmentation de l'amortissement dynamique.

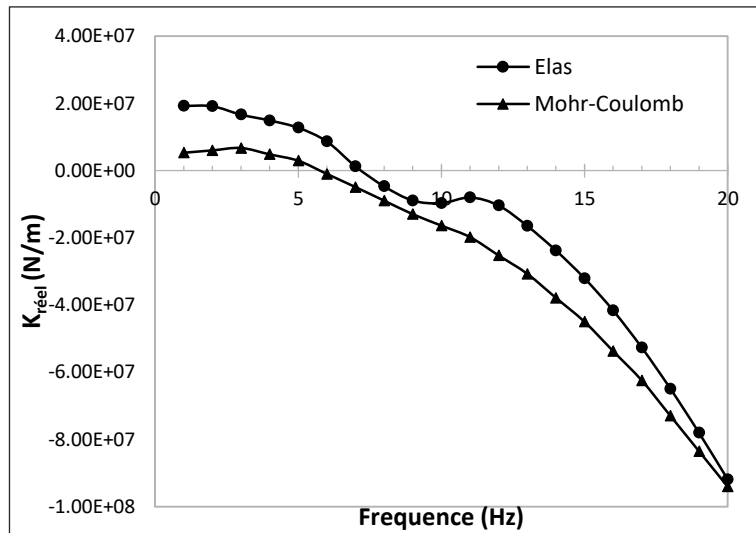


Figure 5.6.a. Impédance Horizontale. Partie réelle. Effet de non-linéarité du sol et du matelas.

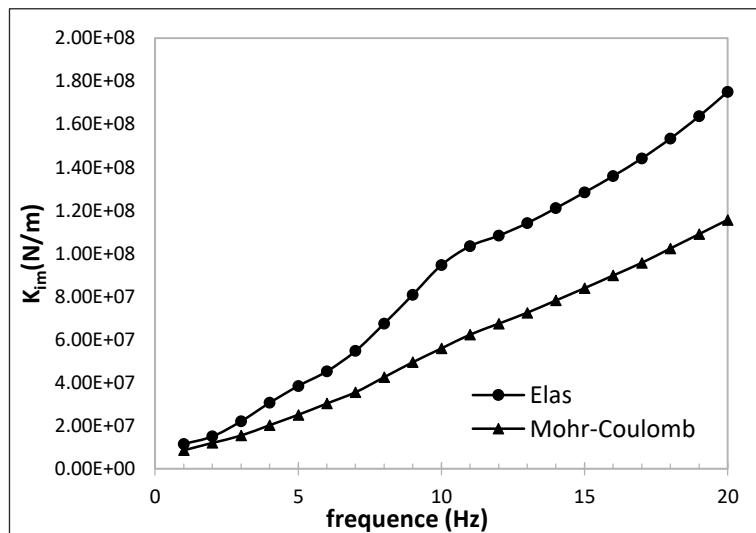


Figure 5.6.b. Impédance Horizontale. Partie imaginaire. Effet de non-linéarité du sol et du matelas.

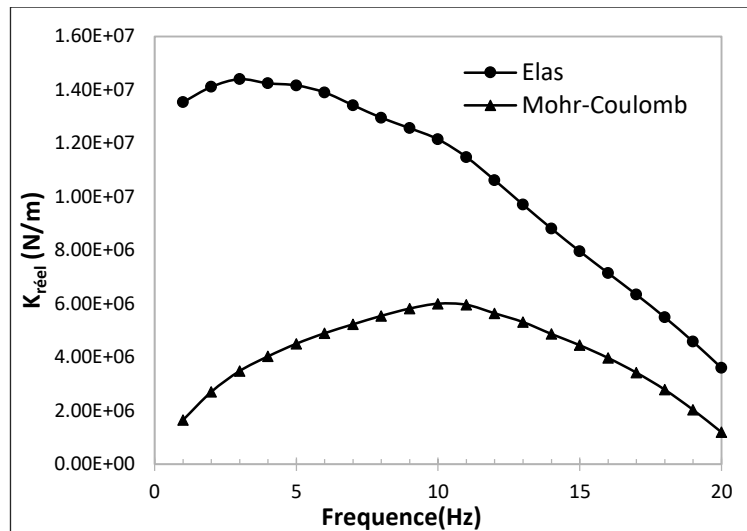


Figure 5.7.a. Impédance Verticale. Partie réelle. Effet de non-linéarité du sol et du matelas.

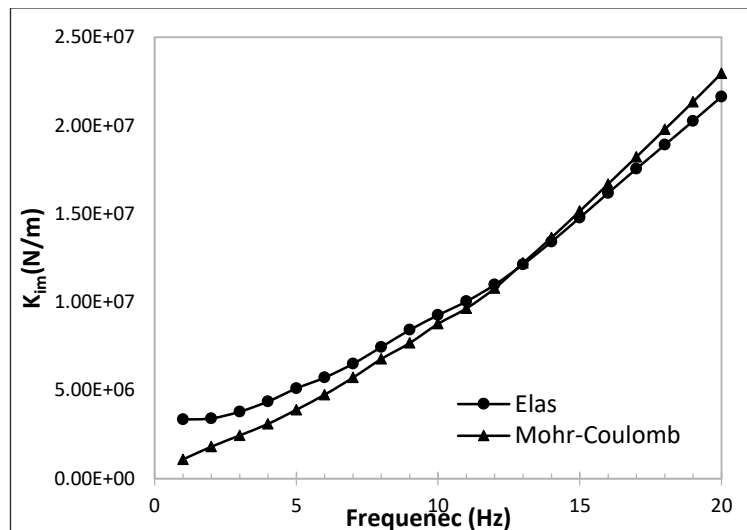


Figure 5.7.b. Impédance Verticale. Partie imaginaire. Effet de non-linéarité du sol et du matelas.

5.4. Influence des caractéristiques du matelas de répartition :

Dans cette partie, l'influence de certains paramètres du matelas de transfert des charges sur le comportement dynamique de fondation sur sol renforcé par des inclusions rigides est recherchée. Les paramètres à changer sont l'épaisseur du matelas, son débord sur les côtés de la fondation, son module d'élasticité et son angle du frottement interne. Les résultats sont représentés sous forme des courbes qui représentent la partie réelle de l'impédance dynamique (rigidité dynamique) et sa partie imaginaire (amortissement dynamique). Les courbes sont dessinées versus le cas de la modélisation élastique (comportement du sol, de la base rigide et du matelas considéré élastique)

5.4.1. Influence de l'épaisseur de matelas :

Afin d'étudier l'influence de l'épaisseur du matelas sur l'interaction sol-inclusions-matelas -structure, les fonctions des impédances dynamiques, selon les deux modes de vibration horizontale et verticale, ont été calculées pour trois valeurs de l'épaisseur du matelas ($H_m=0,5 ; 1 ; 1,5$ m).

Les figures 5.8.a et 5.8.b présentent, successivement, la partie réelle et la partie imaginaire des fonctions d'impédance dynamique horizontales de système sol-inclusions-matelas-fondation pour les trois valeurs de l'épaisseur du matelas versus la courbe du cas élastique.

De la figure 5.8.a, on note que l'augmentation de l'épaisseur du matelas diminue la partie réelle de l'impédance qui représente la rigidité dynamique du système. Cette diminution est plus considérable pour la gamme de fréquences supérieures à 4 Hz. Pour la partie imaginaire qui représente l'amortissement dynamique du système, figure 5.8.b, on note qu'elle n'est pas affectée par l'augmentation de l'épaisseur du matelas que pour des fréquences supérieures à 14 Hz pour la première augmentation de l'épaisseur du matelas ($H_m=1$ m) et pour des fréquences supérieures à 7 Hz pour l'épaisseur $H_m=1.5$ m. au-delà de ces fréquences, la partie imaginaire(amortissement dynamique) a la tendance à augmenter considérablement avec l'accroissement de la fréquence.

La figure 5.9.a. montre l'influence de l'épaisseur du matelas sur la partie réelle des fonctions des impédances dynamiques verticales du système de renforcement du sol. Il est noté de cette figure que l'augmentation de cette épaisseur diminue d'une façon considérable la rigidité dynamique du système pour toutes les fréquences considérées dans l'analyse. À partir de la fréquence $f=13$ Hz, la rigidité devient négative pour les épaisseurs $H_m =1$ m et $H_m =1.5$ m et diminue plus important pour $H_m =1$ m. On observe que le pic de raideur se déplace en fonction du changement d'épaisseur par rapport à sa position correspondante de 3 Hz pour l'état élastique. Il est enregistré à 10 Hz pour $H_m =0.5$ m, et à 7 Hz pour $H_m=1$ m et à 6 Hz pour $H_m = 1.5$ m.

La figure 5.9.b. montre l'influence de l'épaisseur du matelas sur la partie imaginaire des fonctions des impédances dynamiques verticales. On note que l'influence de l'épaisseur du matelas est négligeable pour des fréquences inférieures à 8 Hz. Pour des fréquences supérieures à 8 Hz, l'amortissement dynamique s'accroît par augmentation de l'épaisseur du matelas et à tendance d'augmenter rapidement par croissance de la fréquence du chargement dynamique.

De ces résultats, on peut constater que l'augmentation de l'épaisseur du matelas augmente la masse du domaine sol/matelas qui contribue à la réponse dynamique du celui-ci (plus de matériaux du matelas avec une masse volumique supérieure), ce qui traduit par l'augmentation du terme négatif de la rigidité dynamique (Eq.3.11) et par conséquent une diminution de la rigidité globale.

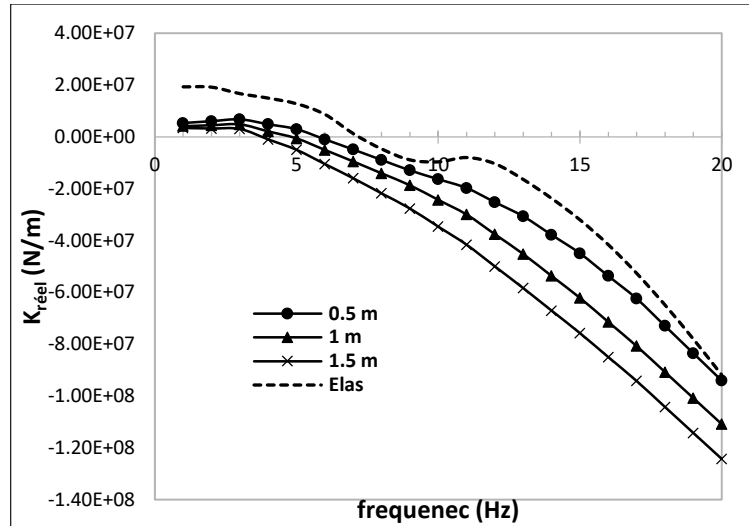


Figure 5.8.a. Impédance Horizontale. Partie réelle. Effet de l'épaisseur du matelas.

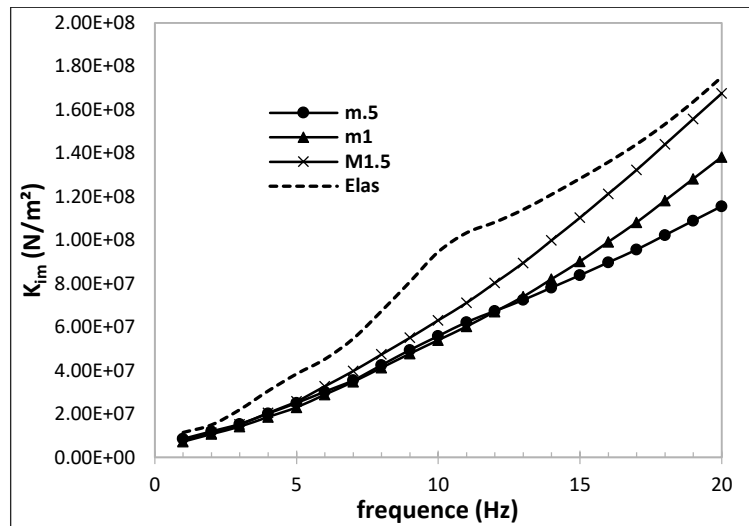


Figure 5.8.b. Impédance Horizontale. Partie imaginaire. Effet de l'épaisseur du matelas.

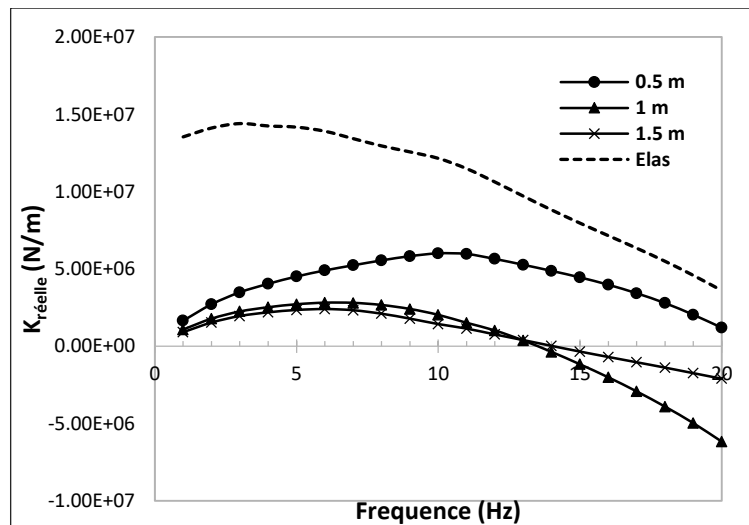


Figure 5.9.a. Impédance Verticale. Partie Réelle. Effet de l'épaisseur du matelas.

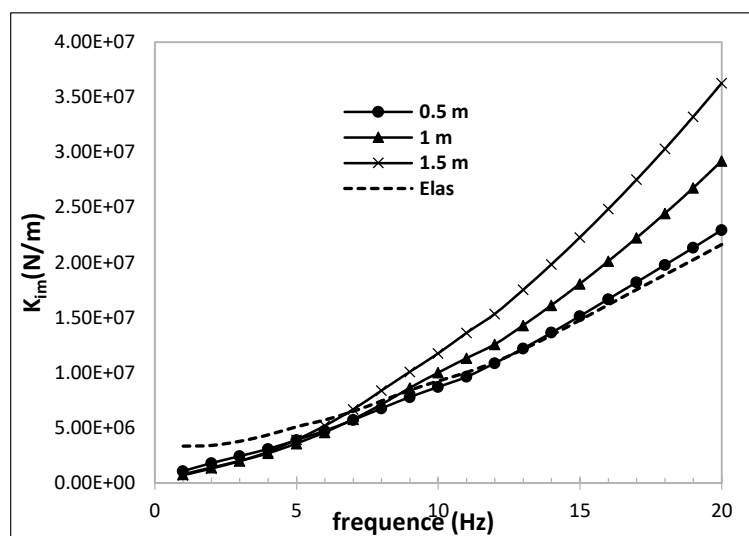


Figure 5.9.b. Impédance Verticale. Partie imaginaire. Effet de l'épaisseur du matelas.

5.4.2. Influence de la largeur d'extension du matelas par rapport à la semelle :

Dans l'exemple étudié, le matelas de répartition sous la semelle dépasse cette dernière d'une largeur $L_{ex} = 17\text{cm}$ de ces côtés. Dans cette section, on étudie l'influence de cette largeur d'extension du matelas sur l'interaction sol-inclusions-matelas-semelle en analysant la réponse du système via le calcul des impédances dynamiques horizontales et verticales en donnant trois valeurs différentes à la largeur L_{ex} , soit : $L_{ex} = 0\text{cm}$, 17cm et 50cm .

La figure 5.10.a présente la partie réelle de la fonction de l'impédance dynamique horizontale pour les trois valeurs de la largeur de l'extension du matelas L_{ex} (0cm , 17cm et 50cm). On remarque que l'augmentation de la largeur L_{ex} de 0cm à 50cm diminue la rigidité dynamique du système (partie réelle) pour des fréquences supérieures à 4Hz . Dans la gamme de fréquences inférieures à 4Hz , l'effet de l'extension L_{ex} est négligeable.

Pour la partie imaginaire de l'impédance horizontale (amortissement dynamique du système) présentée dans la figure 5.10.b, on note que l'augmentation de la largeur L_{ex} de 0cm à 17cm affecte légèrement cette partie, cependant, son effet est considérable qu'en passe de 17cm à 50cm , où le taux d'augmentation de l'amortissement du système amplifie considérablement par croissance de la fréquence.

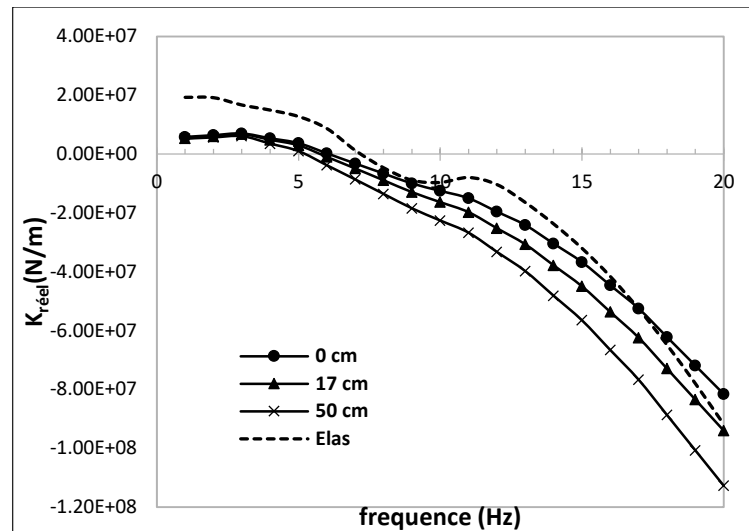


Figure 5.10.a. Impédance Horizontale. Partie Réelle. Effet de la largeur d'extension du matelas par rapport à la semelle.

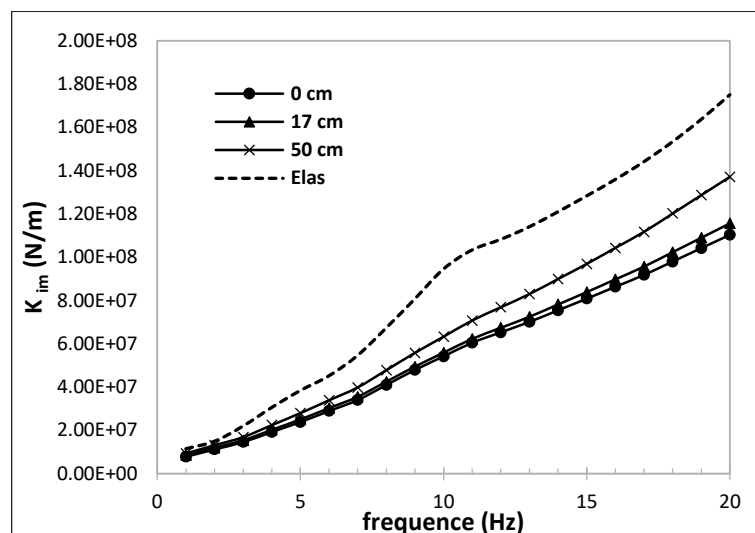


Figure 5.10.b. Impédance Horizontale. Partie imaginaire. Effet de la largeur d'extension du matelas par rapport à la semelle.

La figure 5.11.a montre la partie réelle de la fonction d'impédance verticale pour les trois valeurs de la largeur L_{ex} considérées. On note également que la présence d'une extension du matelas sur les côtés de la fondation, quelle que soit sa valeur (17 cm ou 50 cm), affecte la rigidité du système d'une façon presque similaire. Elle diminue modérément cette dernière pour une gamme des fréquences supérieures à 8 Hz. Pour des fréquences inférieures, cet effet est minime.

De la figure 5.11.b qui présente la partie imaginaire de la fonction d'impédance verticale du système de fondation étudié, on note que la présence de l'extension du matelas sur les bords de la semelle affecte légèrement (pour $L_{ex} = 50\text{cm}$) voir insignifiant (pour $L_{ex} = 17\text{ cm}$) l'amortissement dynamique de système.

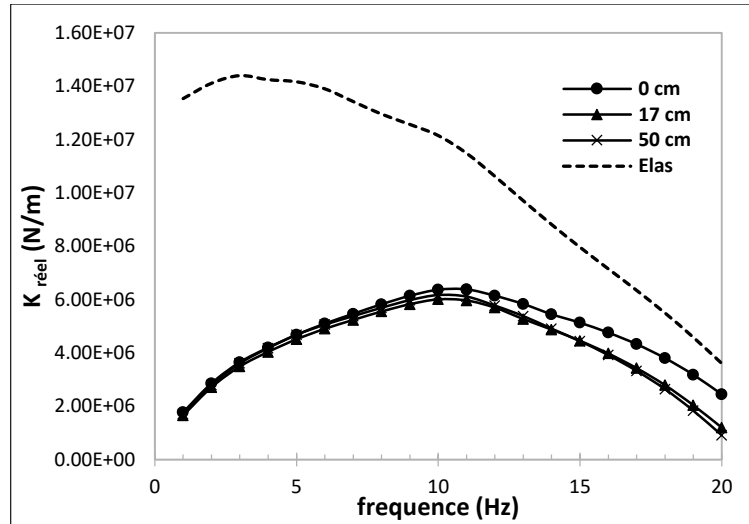


Figure 5.11.a. Impédance Verticale. Partie Réelle. Effet de la largeur d'extension du matelas par rapport à la semelle.

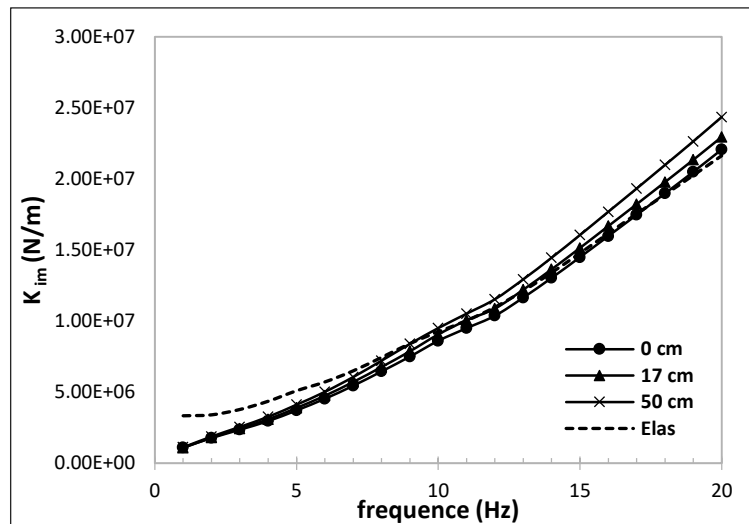


Figure 5.11.b. Impédance Verticale. Partie imaginaire. Effet de la largeur d'extension du matelas par rapport à la semelle.

5.4.3. Influence du module de déformation du matelas :

Afin d'étudier l'effet du module de déformation du matelas sur le comportement dynamique du système sol-inclusion-matelas-fondation, des analyses ont été effectuées pour trois valeurs de ce module ($E_s = 50, 75, 100$ MPa). Les autres paramètres sont identiques à ceux de l'exemple de référence. Les résultats des analyses sont présentés sous la forme des fonctions des impédances dynamiques, horizontales et verticales.

On note que l'augmentation du module de déformation du matelas affecte d'une manière modérée la rigidité dynamique horizontale du système présentée dans la figure 5.12.a. Cette rigidité augmente légèrement par augmentation du module de déformation pour une gamme basse de la fréquence de chargement (inférieur à 4 Hz). Pour des fréquences supérieures à 6 Hz, la rigidité diminue progressivement par croissance de la fréquence quand le module de déformations du matelas augmente. Ce comportement peut s'expliquer par le fait que la rigidité statique du système domine sa rigidité dynamique horizontale pour de basses fréquences (inférieur à 4Hz), et l'effet inertiel lié à la fréquence angulaire de sa réponse dynamique (partie négative de la rigidité dynamique. Eq.3.11) a tendance à dominer pour des fréquences supérieures, ce qui traduit par la diminution progressive de la partie réelle de l'impédance. Cette augmentation de l'effet inertiel est due à l'augmentation du volume du domaine de système (sol/matelas/inclusion) qui contribue à la réponse dynamique horizontale de la fondation.

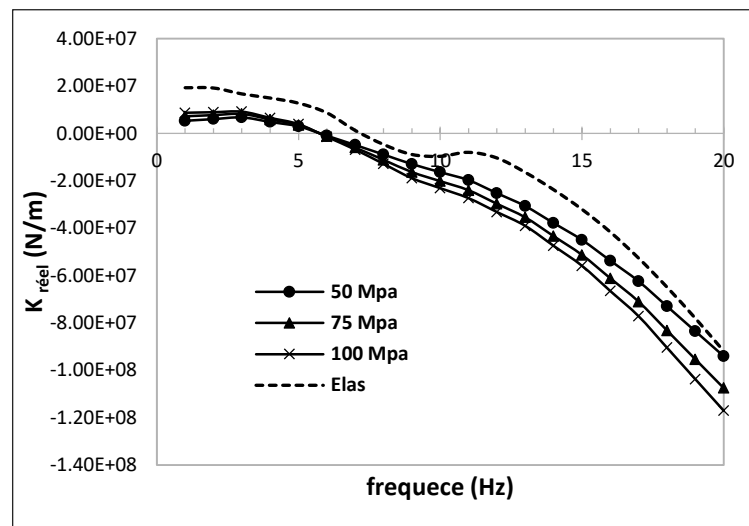


Figure 5.12.a. Impédance Horizontale. Partie réelle. Effet du module de déformations du matelas.

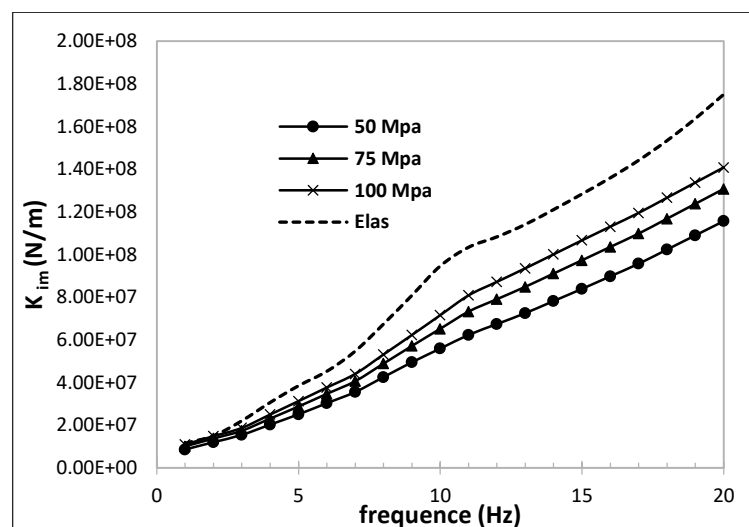


Figure 5.12.b. Impédance Horizontale. Partie imaginaire. Effet du module de déformations du matelas.

La figure 5.12.b montre l'effet du module de déformation de matelas sur la partie imaginaire de l'impédance horizontale, qui représente l'amortissement dynamique du système. On remarque que cet amortissement augmente par augmentation du module de déformation pour toutes les valeurs de fréquence considérées dans l'analyse, cette quantité a tendance d'augmenter largement avec la croissance de la fréquence du chargement dynamique.

La figure 5.13.a expose l'influence du module de déformation de matelas de répartition sur la rigidité dynamique verticale (partie réelle de l'impédance verticale) du système de fondation étudié. Cette figure montre que cette rigidité augmente considérablement et d'une façon similaire quand le module de déformation du matelas augmente de 50 MPa à 75 MPa et de 75 MPa à 100 MPa. De ces résultats, on peut constater que le module de déformation du matelas affecte la rigidité statique verticale du système, tandis qu'il n'engendre aucun effet inertiel important sur sa rigidité dynamique. Donc, il n'y'a aucune augmentation importante dans le volume de domaine qui contribue à la réponse dynamique verticale du système de fondation considéré.

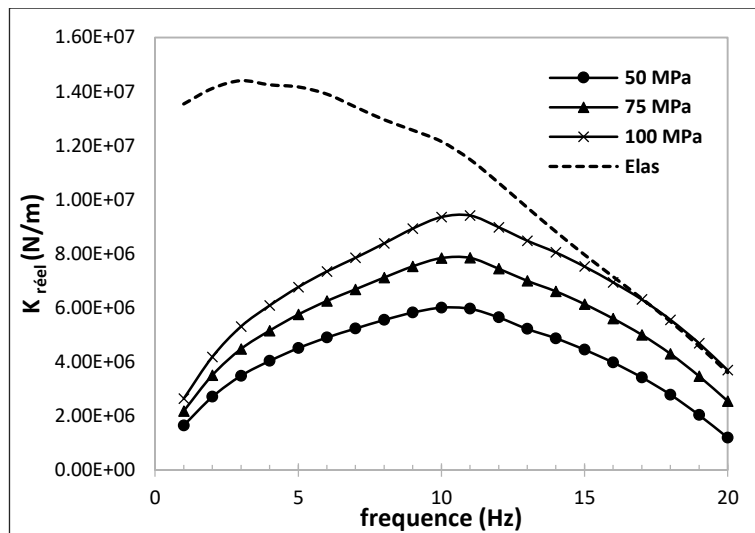


Figure 5.13.a. Impédance Verticale. Partie réelle. Effet du module de déformations du matelas.

La figure 5.13.b montre l'amortissement dynamique vertical du système pour les trois valeurs du module de déformation de matelas (partie imaginaire de l'impédance dynamique). On remarque que l'augmentation de ce module de déformation augmente progressivement l'amortissement dynamique vertical du système par croissance de la fréquence du chargement dynamique. Cet effet est attendu comme cette quantité dynamique est liée positivement à la rigidité statique du système et à la fréquence du chargement.

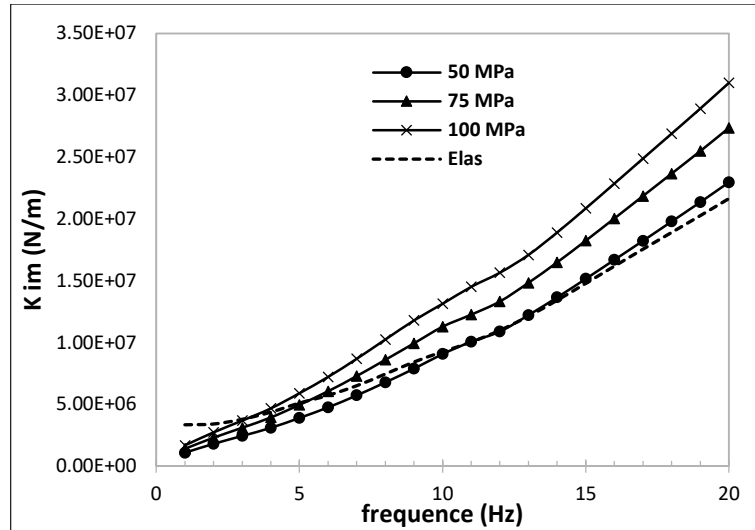


Figure 5.13.b. Impédance Verticale. Partie imaginaire. Effet du module de déformations du matelas.

5.4.4. Influence l'angle du frottement interne du matelas :

Pour étudier l'effet de l'angle du frottement interne du matelas de répartition sur le comportement dynamique du système de fondation considéré, les fonctions des impédances dynamiques horizontales et verticales ont été calculées pour trois valeurs de l'angle du frottement interne du matelas, soit $\phi = 25^\circ$, 35° et 45° . Les autres paramètres géométriques et mécaniques sont les mêmes du système arrêté initialement.

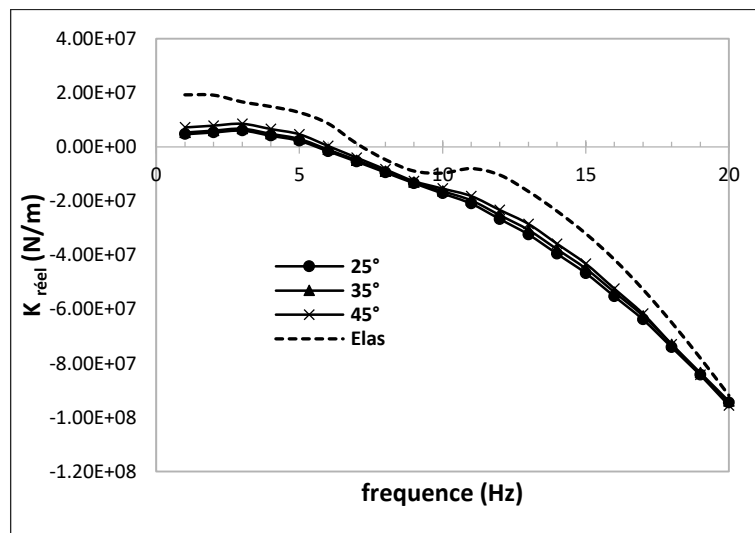


Figure 5.14.a. Impédance Horizontale. Partie réelle. Effet de l'angle du frottement interne du matelas.

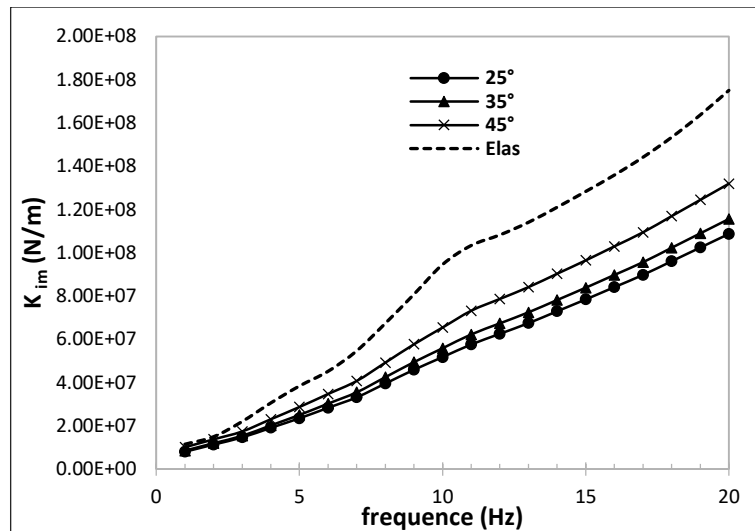


Figure 5.14.b. Impédance Horizontale. Partie imaginaire. Effet de l'angle du frottement interne du matelas.

La figure 5.14.a montre l'influence de l'angle du frottement interne du matelas de transfert des charges sur la partie réelle de l'impédance dynamique horizontale qui représente la rigidité dynamique horizontale du système. On constate de cette figure que l'influence de l'angle du frottement du matelas sur la rigidité dynamique horizontale est insignifiante. Une augmentation très légère est observée en passant de $\phi = 25^\circ$ à $\phi = 45^\circ$.

La figure 5.14.b présente l'effet de l'angle de frottement de matelas sur la partie imaginaire de l'impédance dynamique horizontale. On note que l'augmentation de la valeur de cet angle augmente l'amortissement dynamique horizontal du système. Cet effet est plus important qu'en passe de 35° à 45° .

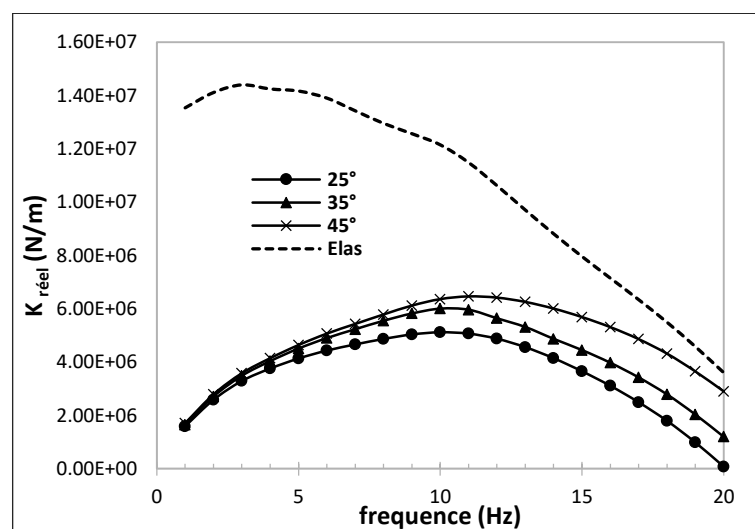


Figure 5.15.a. Impédance Verticale. Partie réelle. Effet de l'angle du frottement interne du matelas.

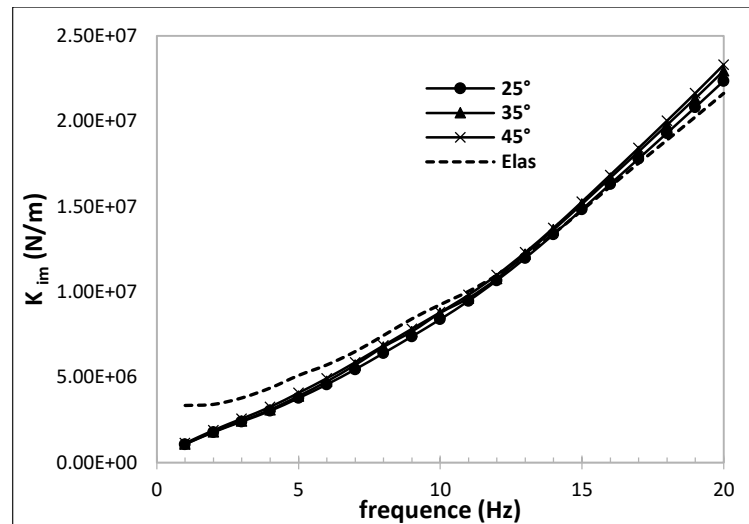


Figure 5.15.b. Impédance Verticale. Partie imaginaire. Effet de l'angle du frottement interne du matelas.

La figure 5.15.a montre l'influence de l'angle du frottement interne du matelas sur la rigidité dynamique verticale (partie réelle de l'impédance dynamique verticale) du système sol-inclusions-matelas-fondation. On observe que cette rigidité dynamique augmente par augmentation de l'angle du frottement. Cette augmentation est plus considérable pour des fréquences supérieures à 4 Hz. Ce comportement peut s'expliquer par le fait que l'augmentation de l'angle du frottement du matelas traduit par une amélioration de sa résistance et donc une réduction de la plasticité induite par le chargement dynamique, ce qui conduit à une réduction du volume de domaine (sol/matelas) contribue à la réponse dynamique du système de fondation et donc une diminution de l'effet inertiel qui est traduit par l'augmentation de la rigidité dynamique globale du système.

La figure 5.15.b montre que l'effet de l'angle du frottement de matelas de répartition sur l'amortissement dynamique verticale du système sol-inclusions-matelas-fondation est insignifiant pour toutes les fréquences du chargement dynamique considérées dans l'analyse. Cet effet négligeable peut s'expliquer par le fait que la contribution de la masse du système dans le modèle de l'amortissement considéré dans cette étude (amortissement de Rayleigh) est minime par rapport à la contribution de la rigidité statique.

On remarque que le comportement dynamique du système étudié en variant la valeur de l'angle du frottement du matelas est différent en comparant les deux modes de vibration étudiés. En mode horizontal, la rigidité dynamique n'est pas affectée par la variation de l'angle du frottement, tandis qu'elle est influé considérablement en mode vertical. À l'inverse, l'amortissement dynamique est influé en mode horizontal et n'est pas affecté en mode vertical.

5.5. Comparaison avec un groupe de pieux :

Afin de mieux comprendre le comportement du système de fondation sol-inclusions-matelas-semelle et le rôle de son matelas de répartition, on présente dans cette section une comparaison du comportement dynamique du système de 3x3 inclusions rigides avec celui d'un groupe de 3x3 pieux. Les analyses sont effectuées avec les données utilisées dans l'exemple de référence.

Les résultats des analyses sont présentés en termes de fonctions d'impédance dynamique horizontale et verticale

La figure 5.16.a montre la partie réelle de l'impédance dynamique horizontale (rigidité dynamique) du système de fondation sur pieux et celui de fondation sur sol renforcé par des inclusions rigides. On note que le système de groupe de pieux présente une rigidité dynamique largement supérieure à celle du système des inclusions rigides, surtout pour la gamme des fréquences hautes (supérieures à 10 Hz), où la rigidité de groupe de pieux présente une augmentation considérable jusqu'à un pic à la fréquence $f=15$ Hz. À l'inverse, le système de groupe d'inclusions présente une décroissance progressive de sa rigidité dynamique par croissance de la fréquence du chargement, surtout pour moyennes à hautes fréquences (supérieures à 6 Hz) où elle devient négative. On constate que l'effet inertiel du système de fondation par inclusions rigides augmente par augmentation de la fréquence, et diminue considérablement dans le cas de fondation sur groupe de pieux. On note également que l'effet de non-linéarité du sol et du matelas affecte la rigidité du système d'inclusions rigides plus que de système pieux. Avec les paramètres de modélisation arrêtés (C et \emptyset du sol et du matelas), le système pieux n'est plus affecté tandis que le système d'inclusions rigides présente une diminution modérée.

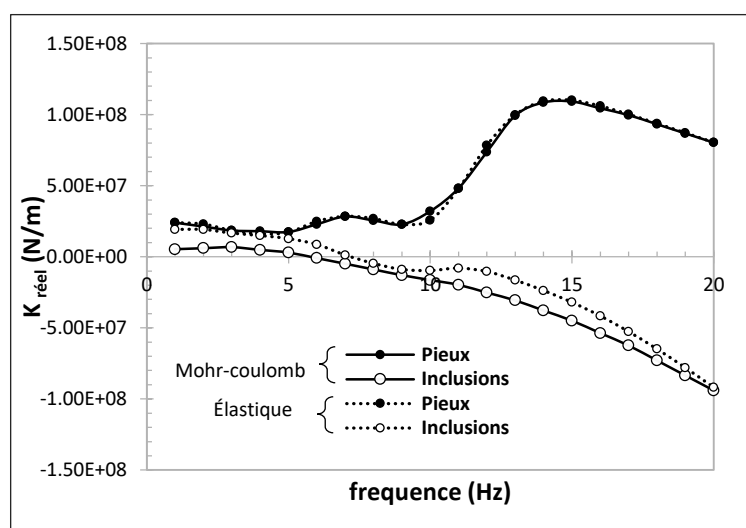


Figure 5.16.a. Impédance Horizontale. Partie réelle. Comparaison entre groupe 3x3 pieux et groupe 3x3 inclusions.

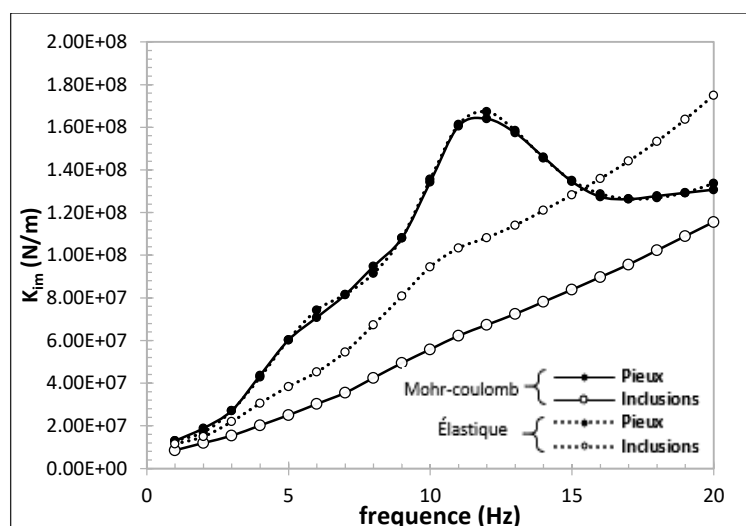


Figure 5.16.b Impédance Horizontale. Partie imaginaire. Comparaison entre groupe 3x3 pieux et groupe 3x3 inclusions.

La figure 5.16.b présente l'amortissement dynamique (partie imaginaire de l'impédance) vertical du système de fondation sur pieux et celui de fondation sur sol renforcé par des inclusions rigides. La figure montre une augmentation de cette quantité dynamique avec l'augmentation de la fréquence, néanmoins, sa croissance et plus importante dans le cas de groupe de pieux. On note que la prise en compte de la non-linéarité du sol et du matelas diminue l'amortissement dynamique de système inclusions rigides alors qu'elle ne présente aucun effet notable dans le cas de système pieux.

La figure 5.17.a montre la rigidité dynamique verticale de système pieux et celui des inclusions. On note que cette rigidité est plus grande dans le cas des pieux que celle de groupe d'inclusions, et augmente largement suivant la croissance de la fréquence du chargement en la compare avec celle des inclusions qui augmente légèrement. La courbe de rigidité de groupe de pieux présente un pic à la fréquence $f= 11$ Hz.

La prise en compte de non-linéarité du sol et du matelas diminue la rigidité dynamique des deux systèmes de fondation pour toute la gamme de fréquences considérée. Toutefois, son effet est plus important dans la gamme de basses fréquences pour le cas de renforcement par inclusions rigides.

La figure 5.17.b représente l'amortissement dynamique des deux systèmes considérés. On remarque que cette quantité dynamique augmente par croissance de la fréquence pour les deux cas de fondation, néanmoins, cette augmentation est plus grande dans le cas des pieux, où un pic est enregistré à la fréquence $f= 9$ Hz.

Cette figure montre que l'effet de non-linéarité du sol et du matelas sur l'amortissement dynamique est peu importe pour le cas de système de inclusions rigides que pour de basses fréquences ou cette quantité diminue modérément. Cependant, dans le cas de pieux, l'effet de non-linéarité est plus important, ou l'amortissement diminue pour des fréquences inférieures à 5 Hz et augmente pour des fréquences supérieures.

On note également que l'allure des courbes de la rigidité et de l'amortissement dynamiques dans les deux modes de vibrations étudiés se diffère d'un système de fondation à l'autre.

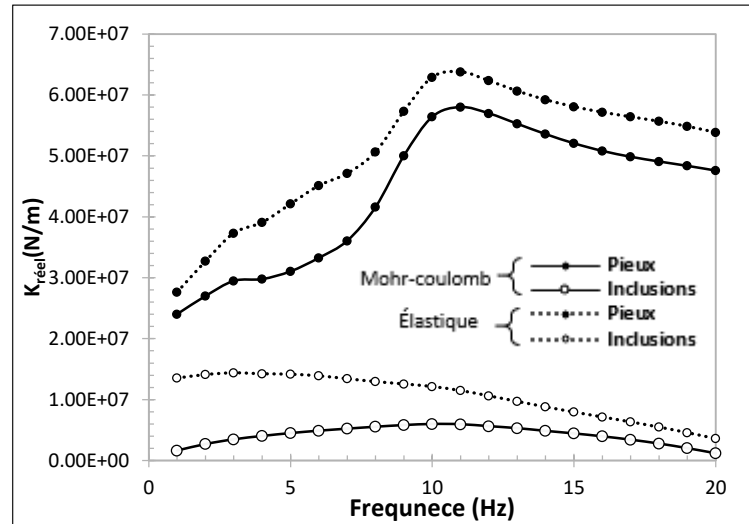


Figure 5.17.a. Impédance Verticale. Partie réelle. Comparaison entre groupe 3x3 pieux et groupe 3x3 inclusions.

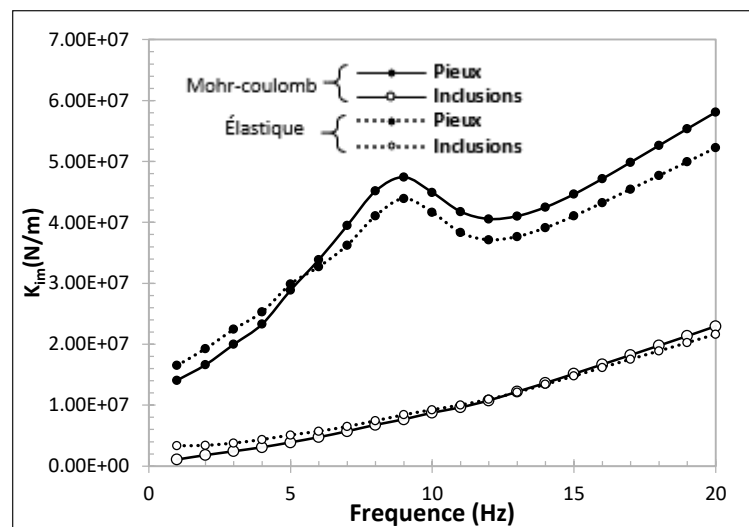


Figure 5.17.b. Impédance Verticale. Partie imaginaire. Comparaison entre groupe 3x3 pieux et groupe 3x3 inclusions.

5.6. Conclusion :

Ce chapitre a comporté une analyse par la méthode globale du comportement dynamique d'une fondation encastree dans un sol renforce par des inclusions rigides. L'interaction dynamique entre les differents elements du systeme sol-inclusions-matelas-fondation a été prise en compte. Les résultats des analyses ont été représentés sous forme des fonctions d'impédance dynamique suivant les deux modes de translation, horizontale et verticale. Le comportement du

sol et du matelas est considéré non linéaire, et linéaire pour les inclusions. Des études paramétriques ont été effectuées pour voir l'influence de certains paramètres sur la réponse dynamique de la fondation, à savoir, la non-linéarité du sol et du matelas, l'épaisseur du matelas, son module de déformations, son angle du frottement interne et sa largeur. Une comparaison entre le système de fondation sur groupe de pieux et celui d'inclusions est également effectuée.

L'étude a montré que la prise en compte du comportement non linéaire du sol et du matelas affecte la réponse dynamique de fondation sur sol renforcé par des inclusions rigides. La rigidité et l'amortissement dynamiques diminuent considérablement par la non-linéarité de sol de fondation dans les deux modes de vibration, horizontal et vertical. Cependant, l'amortissement en mode vertical est peu affecté.

L'analyse a montré que l'augmentation de l'épaisseur du matelas de répartition conduit à une diminution de la rigidité dynamique de système sol-inclusions-matelas-fondation et à une augmentation de son amortissement dynamique pour les deux cas de translation, horizontale et verticale. Cependant, cet effet est plus important en mode vertical qu'en mode horizontale.

La variation de la largeur de l'extension du matelas par rapport aux côtés de la fondation présente un effet similaire que celui de la variation de l'épaisseur du matelas sur la rigidité et l'amortissement dynamiques, néanmoins, son influence est plus importante en mode horizontal qu'en vertical.

Le module de déformation du matelas influe sur la rigidité et l'amortissement dynamiques du système d'une façon différente. Son augmentation conduit à une légère augmentation de la rigidité dans la gamme des basses fréquences ($f < 4\text{Hz}$) et à une diminution progressive pour moyennes à hautes fréquences ($> 4\text{Hz}$) en mode horizontal. Tandis qu'elle l'augmente considérablement pour toutes les fréquences considérées en mode vertical. Cependant, l'amortissement dynamique augmente dans les deux cas de translations d'une façon presque similaire.

La variation de l'angle du frottement interne du matelas montre un effet inverse sur la rigidité et l'amortissement dynamique entre le mode horizontal et le mode vertical. Elle présente un effet négligeable sur la rigidité horizontale et augmente l'amortissement surtout pour des fréquences supérieures à 4Hz. À l'inverse, elle augmente la rigidité dynamique verticale, surtout pour des fréquences supérieures à 4Hz, et présente un effet négligeable sur l'amortissement.

La comparaison du système de renforcement par inclusions rigides avec un groupe de pieux montre que ce dernier présente une rigidité et un amortissement dynamiques largement supérieurs à ceux des inclusions rigides dans les deux cas de mode de vibration. On note aussi une différence importante à la fois qualitative et quantitative entre les allures des courbes de ces quantités dynamiques. L'écart entre les valeurs des deux quantités est plus large en mode vertical qu'en mode horizontal.

On note également une similarité de l'effet de non-linéarité du sol et du matelas sur le comportement dynamique de système pieux et celui de système inclusions rigides.

Conclusion générale et perspectives

Conclusion générale :

Les travaux de recherche menés dans le cadre de ce travail fournissent une analyse approfondie de différentes interactions du système sol-pieux-fondation d'une part et de système sol-inclusions rigides-matelas-fondation d'autre part sous chargements dynamiques. On s'est intéressé en particulier à l'influence de la non-linéarité du sol et de certains paramètres du matelas de transferts des charges sur la réponse sismique des systèmes étudiés. L'étude a été effectuée en utilisant une modélisation tridimensionnelle par la méthode des éléments finis (MEF). Les effets des paramètres décrivant la plasticité du sol sur la réponse du système ont été analysés. La performance des inclusions rigides a été bien examinée pour des chargements harmoniques en vue de voir l'utilité de ce type de fondation en zone sismique.

Le modèle de calcul numérique a été validé sous des conditions de chargements statiques et dynamiques. Le comportement non linéaire du sol décrit par le critère de Mohr-Coulomb est considéré lors de la vérification du modèle sous charge statique. Les impédances dynamiques du système linéaire sont calculées par une méthode proposée basée sur l'analyse du système dans le domaine temporel. Les méthodes numériques basées sur des intégrations temporelles des problèmes mécaniques offrent la possibilité de modéliser les lois de comportement non linéaire et de les exploiter dans des formations complexes des problèmes de la géotechnique.

Après avoir vérifié la validité du modèle développé et de la méthode de calcul proposée, les impédances dynamiques non linéaires de système sol-pieux-fondation et de système sol-inclusions rigides-matelas-fondation ont été calculées en considérant le comportement non linéaire du sol (et du matelas) décrit par le critère de Mohr-Coulomb. Ces impédances ont été, par la suite, normalisées et présentées en tant que rigidité dynamique et coefficient d'amortissement dynamique.

Les résultats obtenus, pour le cas de système de groupe pieux, ont été présentés en fonction de la cohésion du sol et en fonction de l'angle du frottement interne. Des configurations différentes de groupe des pieux ont été considérées en variant l'espacement d'entraxe des pieux voisins. L'analyse a été effectuée pour des translations verticales et horizontales.

Les résultats obtenus montrent que la non-linéarité du sol affecte les deux paramètres dynamiques du système sol-pieux-fondation. Le comportement non linéaire du sol augmente l'effet inertiel du système ce qui conduit à une réduction de rigidité dynamique et de coefficient d'amortissement dynamique de celui-ci.

L'analyse effectuée dans le présent travail met en évidence la contribution des paramètres de plasticité du sol, à savoir la cohésion C et l'angle du frottement ϕ , sur la modification de la réponse sismique du système de fondation sur un groupe de pieux.

Des courbes de variation des quantités dynamiques (rigidité et coefficient d'amortissement dynamique) décrites le comportement sismique du cas étudié, on peut constater ce qui suit :

- La non-linéarité du sol réduit à la fois la rigidité dynamique et le coefficient d'amortissement du système de pieux pour les modes de vibration verticale et horizontale. Cependant, son effet sur la raideur est plus important que sur le coefficient d'amortissement,
- La cohésion du sol affecte les paramètres dynamiques pour les deux modes de vibration, verticale et horizontale. Cependant, les impédances horizontales sont plus influencées que la verticale (effet de cohésion apparaît pour $c=50$ kPa en mode horizontal contre $c=20$ kPa pour le mode vertical). Pour le mode vertical, l'influence est plus importante dans les cas de grand et très grand espacement des pieux ($s/d > 5$). Généralement, la diminution de la cohésion du sol réduit la rigidité et le coefficient d'amortissement du système pieux-sol.
- L'angle de frottement du sol a une légère influence sur les fonctions d'impédance horizontale, où la rigidité et le coefficient d'amortissement diminuent légèrement par diminution de la valeur de l'angle de frottement. Pour les fonctions d'impédance verticale, l'influence de l'angle de frottement du sol est insignifiante. Cependant, pour des espacements très rapprochés ($s/d=2$), la diminution de la valeur de l'angle de frottement du sol augmente significativement le coefficient d'amortissement dans la gamme des basses fréquences (augmentation jusqu'à 40 % en cas de fréquence $f = 1$ Hz par diminution de la valeur de l'angle de 25° à 0°).
- L'effet de la plasticité du sol est plus important en cas d'espacement large des pieux ($s/d=5$). Les espacements très large ($s/d=10$) sont également fortement influencés.

Pour le cas de système de renforcement par groupe de inclusions rigides (micropieux), l'effet du comportement non linéaire du sol et du matelas de transfert des charges, l'effet de l'épaisseur du matelas, de sa largeur, de son module de déformations et de son angle de frottement interne sur la réponse dynamique de ce système de fondation a été analysé, et les résultats sont présentés sous forme de rigidité et d'amortissement dynamiques.

Les analyses effectuées sur ce système de fondation montrent que :

- La non-linéarité du sol et du matelas de transfert affecte considérablement la réponse dynamique de fondation sur sol renforcé par inclusions rigides. La rigidité et l'amortissement dynamiques diminuent pour les deux modes de vibration étudiée, horizontal et vertical, par prise en compte de non-linéarité.
- L'épaisseur du matelas influe sur la rigidité et l'amortissement dynamiques du système sol-inclusions-matelas-fondation. Son augmentation diminue la rigidité et augmente l'amortissement pour les deux modes de translations. Son effet est plus important en mode vertical qu'en horizontal.
- La largeur de l'extension du matelas par rapport à la fondation a le même effet que son épaisseur, cependant que son influence est plus important en mode horizontal qu'en mode vertical.
- Le module de déformation du matelas affecte la rigidité dynamique du système d'une manière différente entre le mode horizontal et le mode vertical. La rigidité

horizontale augmente légèrement par augmentation du module pour des fréquences basses ($< 4\text{Hz}$) et diminue progressivement pour des fréquences supérieures, tandis que la rigidité verticale augmente considérablement par augmentation du module de déformation pour toutes les valeurs de la fréquence. Cependant, l'amortissement dynamique dans les deux cas de translations augmente d'une façon presque similaire.

- L'angle du frottement interne du matelas influe d'une façon opposée sur la rigidité et l'amortissement dynamiques horizontaux et verticaux. Il a un effet négligeable sur la rigidité horizontale et l'amortissement vertical, tandis que son augmentation augmente la rigidité verticale et l'amortissement horizontal.
- La comparaison entre le système de renforcement par inclusions rigides et celui d'un groupe de pieux montre une large différence quantitative et qualitative entre les rigidités et les amortissements dynamiques des deux systèmes. Le système de renforcement par inclusions rigides présente une souplesse marquante par rapport au système de pieux.
- Une similarité de l'effet du comportement non linéaire de sol de fondation est remarquée sur le comportement de fondation sur pieux et celui de fondation sur inclusions rigides.

Perspectives :

Vu que peu de recherches ont mené sur l'analyse de l'influence de plasticité du sol sur les paramètres dynamiques décrits le comportement sismique des pieux ou inclusions rigides, à travers les paramètres du critère du Mohr-Coulomb, et peu des travaux de recherche sur le comportement dynamique des sols renforcés par inclusions rigides, ce travail peut se considérer comme addition importante à la bibliothèque scientifique dans le domaine de recherche parasismique.

Cependant, cette étude nécessite d'autres étapes de développement pour être plus proche du comportement réel des interactions sols-pieux/inclusions rigides-matelas/-structure, à savoir la prise en compte de non-linéarité du comportement de l'interface sol/pieu, effet de la profondeur du sol sur sa rigidité, la stratification ...etc. .

En effet, la présente étude est plus significative qu'une simulation linéaire. Il donne un aperçu clair pour les praticiens de l'effet des paramètres simples introduits la plasticité du sol/matelas sur la réponse dynamique des fondations sur pieux ou inclusions rigides. Ainsi, donne une large idée sur le rôle de matelas de transfert des charges et les effets de ses paramètres géométriques et mécaniques sur le comportement dynamique de la fondation.

Références :

1. AFPS; Collectif, AFPS, Rapport de mission, Séisme de Loma Prieta, 1990.
2. Alexiew D, Vogel W. (2002). "Remblais ferroviaires renforcés sur pieux en Allemagne: projets phares. Travaux", vol. 786, pp 47-52.
3. Alia Hatem , Isam Shahrour, Serge Lambert. "Analyse de comportement sismique des sols renforcés par inclusions rigides et par colonnes à module mixte ". JNGG2010 – Grenoble 7-9 juillet 2010.PP 649-656.
4. Alia Hatem. (2009), "Comportement en zone sismique des inclusions rigides Analyse de l'interaction sol-inclusion-matelas de répartition – structure". thèse de doctorat : Université Lille I.
5. Arora. K.R. (2004) "soil mechanics and foundations engineering". Nai. Sarak. Post Box N° 1066. Delhi. 110006. (Sixth edition 2004). ISBN. 81-8014-028-8.
6. Bardet J.P., Idriss, I.M., O'Rourke, Adachi, N., Hamada, M., and Ishihara, K., (1996) « North America-Japan Workshop on the Geotechnical Aspects of the Kobe, Loma Prieta, and Northridge Earthquake » Report No. 98-36 to National Science Foundation, Air Force Office of Scientific Research, and Japanese Geotechnical Society. Osaka, Japan
7. Barry A. J., trigunarsyah B., symes T., younger J. S. Geogrid reinforced piled road over peat. Engineering Geology of Construction, The Geological Society of London. 1995, Engineering Geology Special Publication N°10, pp 205-210.
8. Benslimane, A., Juran, I. and Hanna, S., Drabkin S., Perlo S., Frank R. (1998). "Seismic retrofitting using micropile systems. Centrifuge model studies". Proc. 41st Int. Conf. Case Histories in Geot. Engng, St Louis, Missouri.
9. Berthelot P., pezot B., liausu P. (2003), "Amélioration des sols naturels ou anthropiques par colonnes semi-rigides : Le procédé CMC". In: VANÍCEK I., BARVÍNEK R., BOHÁČ J., JETTMAR J., JIRÁSKO D., SALÁK J. Eds. Proc. of the 13th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XIII ECSMGE), 25-29 août 2003, Prague. Rotterdam: Balkema.
10. Boulanger, R. W., Curras, C. J., Kutter, B. L., Wilson, D. W., & Abghari, A. (1999). «Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125(9), 750-759.
11. Brandl h., Gartung E., Verspohl J., Alexiew D. (1997). "Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles". In: Proc. of the 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), 6-12 septembre 1997, Hamburg, Rotterdam : Balkema, pp 1731-1736
12. Briançon L., Kastner R., Simon B., Dias D., (2004), "État des connaissances. Amélioration des sols par inclusions rigides". ASEP-GI, 9-10 septembre, Paris. Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp 15-44. 2004.
13. Briançon L., Kastner R., Simon B., Dias D. (2004). "Etat des connaissances. Amélioration des sols par inclusions rigides". ASEP-GI, 9-10 septembre, Paris. Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp 15-44.
14. Briançon. L. "renforcement des sols par inclusions rigides état de l'art en France et à l'étranger", IREX -10, rue de Washington – 75008, Paris. France, 2002.
15. Card G. B., Carter G. R. Case history of a piled embankment in London's Docklands. Engineering Geology of construction, Geological Society of London, Engineering Geology Special Publication N°10, 1995, pp 79-84.

-
16. Carlsson B. (1987). "Reinforced soil, principles for calculation". Linköping : Terratem. AB.
 17. Coda, H.B. and Venturini, W.S.. (1998). "On the coupling of 2d bem and fem frame model applied to elastodynamic analysis". *International Journal of Solids and Structures*, 36, 4789-4804.
 18. Collin J. G., Watson C. H., Han J. (2005), "Column-supported embankment solves time constraint for new road construction". *Issues in Foundation Engineering*, ASCE.
 19. Combarieu O., Frossard A. (2003). "Amélioration des sols des berges de la Loire par inclusions rigides pour stabiliser les remblais d'accès d'un poste à quai". In: Vanicek I., Barvinek R., Bohac J., Jettmar J., Jirasko D., Salak J. Eds. *Proc. of the 13th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XIII ECSMGE)*, 25-29 août 2003, Prague. Rotterdam: Balkema, pp 625-630.
 20. Combarieu O., Gestin F., Pioline M. (1994). "Remblais sur sols améliorés par inclusions rigides : premiers chantiers". *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, vol. 191, pp 55-61.
 21. Combarieu. O., (1988), "Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l'édification des remblais sur sols médiocres". *Revue française de géotechnique* n° 44, 1988, p. 57-79.
 22. Cortlever N. G., Gutter H. H. (2002). "Design of double track railway Bidor-Rawang on AuGeo Piling System according to BS8006 and PLAXIS numerical analysis". In: *Proc. of the 4th Int. Conf. on Ground Improvement Techniques*, 26-28 mars 2002, Kuala Lumpur, Malaisie.
 23. Dano C., Hicher P. Y., Taillez S.(2004),"Engineering properties of grouted sands". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 130, n° 3, pp 328-338.
 24. Dobry R., Pecker A., Mavroeidis G., Zeghal M., Gohl B., Yang D., (2003), "Damping/Global Energy Balance in FE Model of Bridge Foundation Lateral Response", *J. of Soil Dynamics and Earth.Eng*, 23(6), 483-495.
 25. Dutta, S. C., and Roy, R. (2002). "A critical review on idealization and modeling for interaction among soil-foundation-structure system". *Comput. Struct.* 80, 1579–1594. doi:10.1016/S0045-7949(02)00115-3
 26. Forsman J., Honkala A., Smura M. Hertsby case. (1999). "a column stabilized and geotextile reinforced road embankment on soft subsoil". In: *Proc. of Dry Mix Method for Deep Stabilization*, Stockholm. pp 263-268.
 27. Frank, R (1999). *Calcul des fondations superficielles et profondes*, éditions TI et presses de l'ENPC.
 28. Gazetas , G and Dobry, R. (1984). "Horizontal response of piles in layered soils". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 110 :1, pp. 20-40.
 29. Gazetas, G. & Mylonakis, G., (1998): "Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidenceand Emerging Issues". *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Geo-Institute ASCE Conference, Seattle 3-6 August, pp. 1-56.
 30. Gazetas, G. and Dobry, R., (1984) « Horizontal Response of Piles in Layered Soil », *Journal of the Geotech. Eng.*, ASCE, Vol. 110, No. 1, pp. 20-40.
 31. Glandy M., Frossard A. Justification d'une fondation superficielle sur un sol renforcé d'inclusions. *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, février 2002, pp 54-63.

-
32. Gue .S. S., Tan Y. C. (2001), ‘‘Geotechnical solutions for high speed track embankment - a brief overview’’. In: Proc. of the Technical Seminar Talk - Permanent Way Institution Annual Convention 2001, Pahang, Malaisie.
 33. Guido V. A., Knueppel J. D., Sweeney M. A. (1987). ‘‘Plate loading test on geogrid reinforced earth slabs’’. In: Proc. of Geosynthetics'87, New Orleans, USA, février 1987. St Paul, MN, USA : Industrial Fabrics Association International, pp 216-225.
 34. Guoxi Wu and W.D. Liam Finn. (1997). ‘‘Dynamic elastic analysis of pile foundations using finite element method in the frequency domain’’. Canadian Geotechnical Journal, 34 :43, 1.
 35. Habib H. A. A., Brugman M. H. A., Uijting B. G. J. (2002), ‘‘Widening of Road N247 founded on a geogrid reinforced mattress on piles’’. In: Delmas S., Gourc J.P. Eds. Proc. of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics, 22-27 septembre 2002, Nice. Lisse, Pays-Bas : Swets & Zeitlinger, pp 369-372.
 36. Hassen. A. ‘‘Modélisation multiphasique pour le calcul des ouvrages renforcés par inclusions rigides’’. Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, 2006.
 37. Hewlett W. J., Randolph M. F.(1988). ‘‘Analysis of piled embankment. Ground Engineering’’, vol. 21, n° 3, pp 12-18.
 38. Holmberg S. Bridge approaches on soft clay supported by embankment piles. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 10, n° 1, pp 77-89.
 39. Holtz R. D., Massarsch K. R. (1978). ‘‘Improvement of the stability of an embankment by piling and reinforced earth’’. In: Proc of the 6th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), 1978, Vienne. pp 473-478.
 40. Idriss, I. M. 1990, ‘‘Response of Soft Soil Sites During Earthquakes.’’ In Proceedings of the Symposium to Honor Professor H. B. Seed, Berkeley, May, 273-289.
 41. Idriss, I.M., and Seed, H.B. (1968). ‘‘Seismic response of horizontal soil layers’’. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 94 (SM4), pp. 1003-1029.
 42. ISTRUÉ. 1989, ‘‘Soil-structure interaction : the real behaviour of structures’’, The Institution of structural Engineers, The Institution of civil Engineers., International Association for Bridge and structural engineering, Published by The Institution of structural Engineers, London 1989.
 43. Jenck. O, (2005), ‘‘Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique’’, thèse de doctorat à l’INSA de Lyon.
 44. Juran, I., Bruce, D.A., Dimillio, A.F., Benslimane, A. (1999). ‘‘Design of Single, Groups and Networks of Micropile’’, Journal of Ground Improvement. Thomas Telford Publications, vol. 3, p. 89-111.
 45. Kagawa T. and Kraft M. (1981) ‘‘Dynamic characteristics of lateral load-deflection relationships of flexible piles’’. Earthquake Engineering and structural dynamics, Vol. 9, pp 53-68.
 46. Kagawa, T., and Kraft, M. (1980) « Lateral load-deflection relationships of piles subjected to dynamic loadings », Soils and Foundations, Vol. 2, pp 19-36.
 47. Kagawa, T., and Kraft, M. (1980) « Lateral load-deflection relationships of piles subjected to dynamic loadings », Soils and Foundations, Vol. 2, pp 19-36.
 48. Kaynia, A.M., and Kausel, E. (1982). ‘‘Dynamic behavior of pile groups’’. Proceeding of 2nd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Austin, Texas, 509-532.

-
49. Kempfert h. G. (2003). "Ground improvement methods with special emphasis on column-type techniques". In: vermeer p. A., schweiger h., karstunen m., cudny m. Eds. Proc. of the Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice, 17-19 septembre Noordwijkerhout, Pays-bas. Essen: Verlag Glückauf, 2003, pp 101-112.
 50. Kuhlemeyer, RL. and Lysmer, J. (1973). "Finite element method accuracy for wave propagation problems". J. Soil. Mech. Found Div ASCE 99(SM5),421-427.
 51. Lambrechts J. R., Ganse M. A., Layhee C. A.(2003). "Soil mixing to stabilize organic clay for I-95 widening, Alexandria", VA. In: Johnson L. F., Bruce D. A., Byle M. J. Eds. Proc. of the 3rd Int. Specialty Conf. on Grouting and Ground Treatment (Grouting 2003), 10 - 12 février 2003, New Orleans, Louisiana, USA. Reston, USA: ASCE.
 52. Liausu P., Pezot B. (2001). "Renforcement de sols mous par colonnes à module contrôlé". In: Publication committee of the XV ICSMGE Ed. Proc. of the 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 27-31 août 2001, Istanbul. Amsterdam: Balkema, pp 1613-1618.
 53. Lin K. Q., Wong I. H. (1999). "Use of deep cement mixing to reduce settlements at bridge approaches". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 125, n° 4, pp 309-320.
 54. Lizzi F. (1982) « The static restoration of monuments. Basic creteria – case histories – strengthening of buildings damaged by earthquakes ». Sagep publisher.
 55. Lizzi, Fedele (2002) « Micropiles Fifty years ago and now », International Workshop on Micropiles - IWM 2002, Session I, Venice May 29- June 2, 2002 Italy.
 56. Lou, M., Wang, H., Chen, X., and Zhai, Y. (2011). "Structure-soil-structure interaction: Literature review". Soil Dyn. Earthq. Eng. 31, 1724-1731. doi:10.1016/j.soildyn.2011.07.008
 57. Maeso, O., Padrón, L.A., and Aznárez, J.J. (2006). "Bem-fem coupling model for the dynamic analysis of piles and pile groups". Engineering Analysis with Boundary Elements, 31: 473-484.
 58. Magnan J. P. (2001), "Maîtrise des amplitudes et vitesses de tassement des remblais sur argiles molles. Evolutions récentes". Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 1994, vol. 194, pp 27-40.
 59. Maharaj, D.K. (2003). "Load-Deflection Response of Laterally Loaded Single Pile by Nonlinear Finite Element Analysis". Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 8, Bundle D, Paper 0342.
 60. Mankbadi R., Mansfield J., Wilson-fahmy R., Hanna S., Krstic V. (2004). "Ground improvement utilizing Vibro-Concrete Columns". In: TURNER J. P, MAYNE P. W. Eds. Proc. of GeoSupport Conference, 29-31 janvier 2004, Orlando, Florida, USA.
 61. Marston A., Anderson A. O. "The theory of loads on pipes ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipes." Iowa Engineering Experiment Station Armes, 1913, Bull. 31.
 62. Mason, James A. (2001) « Three arches Bridge (Tre Archi) », Venice, Italy: Lizzi's Structural System Retrofit with Reticulated International Reinforcement Method", TRB Annual Meeting, January 7-11, paper number 01-2861.
 63. Mayoral J M, Romo M P, Cirion A, Paulin J, (2006). "Effect of layered clay deposits on the seismic behaviour of a rigid inclusion". Proceedings of the symposium on rigid inclusions in difficult subsoil conditions, ISSMGE TC36, Sociedad Mexican de Mecanica de Suelos, 11-12 May 2006.

-
64. Messiou S, Okyay U.S, Sbartai B, Dias D (2016). Dynamic response of pile reinforced soils and piled foundations, *Geotech. Geol. Eng.* 34(3) (2016) 1–17.
 65. Messiou S., Dias D., Okyay U.S., and Sbartai B. (2011). “Impédances dynamiques de fondations sur groupe de pieux ». *XXIXèmes Rencontres Universitaires de Genie Civil. Tlemcen, Algérie.* 2011.
 66. Messiou, S., Sbartai, B., and Dias, D. (2017). “Estimation of Dynamic Impedance of the Soil-Pile–Slab, and Soil-Pile–Mattress–Slab Systems”. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 17(6), 1750057-1-17.
 67. Mizuno, H. (1987), «Pile damage during earthquakes in Japan”, *Dynamic response of Pile Foundations»* (ed. T.Nogami), pp.53-78, New York: American Society of Civil Engineers
 68. 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.
 69. Mylonakis, G. and Gazetas, G. (1999). “Lateral vibration and internal forces of group piles in layered soil”. *Journal of geotechnical and geo-environmental engineering, ASCE.*
 70. Mylonakis, G., Nikolaou, A., and Gazetas, G. (1997) “Soil-Pile-Bridge Seismic Interaction: Kinematic and Inertial Effects. Part I: Soft Soil”, *Earthquake. Eng & Struct. Dynamics*, Vol. 26, No.3, pp. 337-359.
 71. Mylonakisa, G, Nikolaoub, S, Gazetas, G. (2006). “Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26, 824–853.
 72. Nagai, G., Fish, J., and Watanabe, K. (2002). “Stabilized nonlocal model for dispersive wave propagation in heterogeneous media”. *WCCM V, 2002.*
 73. Nguyen. V. T, ‘Analyse sismique des ouvrages renforcés par inclusions rigides à l’aide d’une modélisation multiphasique’. *Thèse de Doctorat : Université Paris-Est, (04 février 2014).*
 74. Novak, M. (1974). “Dynamic stiffness and damping of piles”. *Canadian Geotechnical Journal*, 11, 574-598.
 75. 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.
 76. Novak, M. and Sheta, M. (1982). “Dynamic response of piles and piles groups”. *Proc. 2nd Int. on Num. Methods in Offshore piling, Austin*, 489-507.
 77. Pacheco, G., Suárez, E., and Pando, M. (2008). “Dynamic lateral response of single piles considering soil inertia contributions”. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.*
 78. Padron, La., Aznarez, J.J., and Maeso, O. (2007). “BEM–FEM coupling model for the dynamic analysis of piles and pile groups”. *Eng Anal Bound Elem* 31,473-484.
 79. Patrick de Buhan (2004). ‘Renforcement par inclusions des sols et des roches’, *Revue Française de Génie Civil*, 8:9-10, 1033-1069, DOI:10.1080/12795119.2004.9692640.
 80. Pecker A, Salençon J. (1999). “Ground Reinforcement in Seismic Area”. *Proc. of the XI Panamerican Conf. on Soil Mech. and Geotech. Eng., Iguasu*, 799-808.
 81. Pecker A. (2006), ‘Dynamique des structure et des ouvrages’ .*Presses de l’Ecole Nationale des Pont et Chaussées, Paris.*

-
82. Pecker A., Garnier J. (1999). "Use of Centrifuge Tests for the Validation of Innovative 59. Concepts in Foundation Engineering". Proc. 2nd Int. Conf. on Earthq. Geotech. Eng., Lisbon, 433-439.
83. Pecker A., Teyssandier J.P. 1998, "Seismic design for the foundation of the Rion-Antirion bridge", *Geotechnical Engineering*, vol.131, p.4-11.
84. Pinto A., Falcão J., Pinto F., Ribeiro J. M. (2005). "Ground improvement solutions using jetgrouting columns". In: Proc. of the 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), 12-16 septembre 2005, Osaka, Japan.
85. Plomteux C., Porbaha A., Spaulding C. (2004). "CMC foundation system for embankment support — A case history". In: TURNER J. P, MAYNE P. W. Eds. Proc. of the GeoSupport Conference, 29–31 janvier 2004, Orlando, Florida, USA.
86. Plumelle C. (2004-2005). «'Cour Géotechnique C.N.A.M- Géotechnique B1/B6'».
87. Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1980). "Pile Foundation Analysis and Design". John Wiley and Sons, New York, 1980. 12.
88. Projet national ASIRI, "Recommandations pour le dimensionnement, l'exécution et le contrôle de l'amélioration des sols de fondation par inclusions rigides ", Presse des ponts. 15, rue de la Fontaine-au-Roi 75127 Paris Cedex 11. France. 2012.
89. Quigley P., O'malley J., Rodgers M. (2003). "Performance of a trial embankment constructed on soft compressible estuarine deposits at Shannon, Ireland". In: Vermeer P. A., Schweiger H., Karstunen M., Cudny M. Eds. Proc. of the Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice, 17-19 septembre 2003, Noordwijkerhout, Pays-bas. Essen : Verlag Glückauf, , pp 619-624.
90. Rangel Nuñez JL, Ovando E, Shelley, Aguirre J, Ibarra Razo E, (2006). " A parametric study of the factors involved in the dynamic response of soft soil deposits when rigid inclusions are used as foundation solutions". Proceedings of the symposium on rigid inclusions in difficult subsoil conditions, ISSMGE TC36, Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, 11-12 May 2006.
91. Rathmayer H. Piled embankment supported by single pile caps. In: Proc. of the Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, 1975. pp 283-290.
92. Reid W. M., Buchanan N. W.(1984). "Bridge approach support piling. In: Proc. of the Conf. on Advances in Piling and Ground Treatment", Londres. Londres : Thomas Telford, 1984, pp 267-274.
93. Roméo Francis (1997), "Étude du comportement mécanique de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe. Mécanique [physics.med-ph]". Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
94. Sadek M, "Etude numérique du comportement des micropieux sous chargement sismique : analyse de l'effet de groupe et de l'inclinaison". Thèse de doctorat 2003. Université des Sciences et Technologies de Lille 1
95. Sadek M; Shahrour I, (2006). "Influence of the head and tip connection on the seismic performance of micropiles". *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
96. Seed, H. B., P. P. Martin and J. Lysmer. (1975) « The Generation and Dissipation of Pore Water Pressures During Soil Liquefaction » University of California, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, NSF Report PP 252 648.

-
97. Seiler J. (1995), "Versuche und parktische Erfahrungen mit gestreckten und gewebten Geogittern auf der Strecke Hochstadt/M. Probstzella der Fernbahn München" - Berlin, Geotechnik, Sonderheft zur4.
98. Shahrour I., Sadek M, Ousta R. (2010). "Three-dimensional finite element modeling of the seismic behavior of micropiles used as foundation support elements" Transportation Research Record, J. of the Transportation Research Board, Record 1772, pp. 84-90.
99. Shahrour I., Sadek M. and Ousta R. (2001) « Three-dimensional finite element modeling of the seismic behavior of micropiles used as foundation support elements» Transportation Research Record, J. of the Transportation Research Board, vol. 1772, pp. 84 – 90.
100. Simon B. (2001), "Une méthode intégrée pour dimensionner les réseaux d'inclusions rigides en déformation". In: Publication committee of the XV ICSMGE Ed. Proc. of the 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 27-31 août 2001, Istanbul. Amsterdam: Balkema, Vol. 2, pp 1007-1010.
101. Simon B., Schlosser F. (2006), "Soil reinforcement by vertical stiff inclusions in France. Symposium Rigid inclusions in difficult subsoil conditions", ISSMGE TC36, Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, UNAM, Mexico.
102. Soubestre, J. "Homogénéisation et expérimentation de milieux renforcés par inclusions linéaires-Application aux fondations profondes". PhD thesis, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Lyon, 2011.
103. Stewart m. E., navin M. P., filz G. M. (2004). "Analysis of a column-supported test embankment at the I-95/route 1 interchange". In: Yegian M. K., Kavazanjian E. Eds. Proc. of GeoTrans, 27-31 juillet 2004, Los Angeles. ASCE, 2004.
104. Taherzadeh, R., Clouteau, D., and Cottureau, R. (2002). "Simple formulas for the dynamic stiffness of pile groups". Earthquake Engng Struct. Dyn. 00 :1-6, 2002.
105. Tajimi, H. (1969) « Dynamic Analysis of Structure Embedded in Elastic Stratum », Proc. 4th Wld Conf. Earthq. Engng, Santiago, pp. 53-69.
106. Tapan K. Sen, (2009), "Fundamentals of Seismic Loading on Structures", John Wiley & Sons Ltd, The Atrium, Southern Gate, Chichester, West Sussex, PO19 8SQ, United Kingdom.
107. Tazoh, T., Wakahara, T., Shimizu, K., and Matsuzaki, M. (1988) « Effective motion of group pile foundations », Proc. 9th, WCEQE, Tokyo-Kyoto, Vol. III, pp. 587-592.
108. Terzaghi, K. (1943) Theoretical Soil Mechanics. Hoboken, NJ, USA: John Wiley and Sons, Inc.
109. Tokimatsu, K., and Asaka, Y. (1998) « Effects of liquefaction-induced ground displacements on pile performance in the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake » Special Issue of Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 163-177.
110. Tomlinson M.J. (1987), "Pile design and construction practice", Viewpoint publications.
111. Trochanis, A.M., Bielak, J. and Christiano, P. (1991). "Three-Dimensional Nonlinear Study of Piles". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117(3), 429-447.
112. Wang H., Huang X. (2004). "Centrifuge model test and numerical analysis of embankment widening on soft ground". In: Sinha K. C., Fwa T. F., Cheu R. L., Lee D.-H. Eds. Proc. of Transportation Engineering, 26-28 mai 2004, Beijing, Chine. pp 548-553.

-
113. Wichtmann, T., Niemunis, A. and Triantafyllidis, T. (2005) 'Strain accumulation in sand due to drained uniaxial cyclic loading', *Soil dynamics and Earthquake Engineering*, 25(12), pp. 967– 979. 2-5 septembre 2003. Londres : Thomas Telford, 2003, pp 941-950.
114. Wolf, J. P. (1989). "Soil-structure-interaction analysis in time domain". *Nucl. Eng. Des.*111, 381–393. doi:10.1016/0029-5493(89)90249-5.
115. Wood H. J. "The design and construction of pile-supported embankments for the A63 Selby Bypass". In: NEWSON T. A. Ed. *Proc. of the BGA Int. Conf. on Foundations: Innovations, Observations, Design and Practice*, Dundee, Ecosse,
116. Zanziger H., Gartung E. (2022). "Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles". In: Delmas S., Gourc J.P. Eds. *Proc. of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics*, 22-27 septembre 2002, Nice. Lisse, Pays-Bas : Swets & Zeitlinger, pp 381-386.
117. Zanziger H., Gartung E.(2002). "Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles". In: Delmas S., Gourc J.P. Eds. *Proc. of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics*, 22-27septembre 2002, Nice. Lisse, Pays-Bas : Swets & Zeitlinger, pp 381-386.