
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaid

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :

Doctorat L.M.D. en : Génie Civil

Option : Comportement des Sols non Saturés et Ouvrages

Géotechniques

Sous le Thème :

**Analyse Numérique d'un Pieu Isolé Sollicité par une
Charge Latérale, Moment et Poussées latérales.**

Présentée par :

GASMI Houda

Directeur de thèse : Dr. BOUZID Tayeb

Présentée et soutenue publiquement le :

Devant le jury composé de :

Mr. ABBECHÉ Khalifa	Prof.	Université de Batna 2	Président
Mr. BOUZID Tayeb	MCA.	Université de Batna 2	Rapporteur
Mr. BELACHIA Mouloud	Prof.	Université de Guelma	Examineur
Mr. KARECH Toufik	Prof.	Université de Batna 2	Examineur
Mr. DEMAGH Rafik	MCA.	Université de Batna 2	Invité

REMERCIEMENTS

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux qui m'a donné l'envie, la force et la patience pour accomplir ce travail.

Ce travail de thèse s'est déroulé sous la direction de Mr. BOUZID Tayeb, Maitre de Conférences Classe A au Département de génie civil de l'université Chahid Mostefa Benboulaïd Batna2. Je tiens à cet effet à présenter mes vifs remerciements à Mr. BOUZID Tayeb, pour m'avoir guidé tout au long de mes travaux et d'avoir contribué à la réalisation de ce travail de recherche, je le remercie pour disponibilité, ses conseils constructifs et édifiants qui m'ont permis d'achever à terme ce travail. Je tiens aussi à présenter mes remerciements les plus sincères à Messieurs les membres de jury d'avoir accordé toute l'importance nécessaire pour mon travail. Je tiens d'adresser mes vifs remerciements au Professeur ABBECHÉ Khalifa de m'avoir fait l'honneur de présider ce jury ainsi qu'aux Professeurs BELACHIA Mouloud et Professeur KARECH Toufik qui ont accepté d'être les examinateurs de ma thèse.

Mes remerciements s'adressent également à l'invité à ma soutenance Mr DEMAGH Rafik, Maitre de Conférences Classe A de l'Université Batna2.

Mes remerciements sincères vont également à Mr YAHIAOUI Djarir, Maitre de Conférences Classe A de l'Université Chahid Mostefa Benboulaïd-Batna2, qui m'a également accompagné tout au long de mes travaux de recherche.

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps enseignement et administratif du département de génie civil de l'Université.

Je voudrais dédier cette thèse tout particulièrement à mes parents qui ont su être auprès de moi toujours dans les moments difficiles et pour leurs encouragements, ainsi qu'à mes sœurs et mon frère.

Je voudrais enfin rendre l'hommage à mon mari et à mes petites filles Nourcine Bissane et Razane Bailassane.

RESUME

Le présent travail est une contribution à l'étude numérique d'un pieu isolé sollicité par une charge latérale et un moment. L'approche utilisée est exclusivement numérique en utilisant le code SAP 2000. L'interaction Sol-Pieu-Superstructure affecte largement les forces de conception dans les poteaux et les pieux. En revanche, l'hypothèse de base fixe ne peut pas capturer l'effet d'interaction Sol-Structure. Dans cette étude, les effets de la capacité latérale de l'interaction Sol-Pieu-Structure (ISPS) sous des charges latérales sont étudiés. La capacité latérale du système ISPS peut être obtenue par une analyse Pushover. Par ailleurs, l'influence des charges verticales, du diamètre du pieu, le pourcentage d'armatures longitudinales, la longueur de pieu et le type de sol sur la réponse latérale des pieux installés dans trois types de sols sableux est étudiée utilisant une analyse statique non linéaire. Toutefois cette influence est caractérisé par : la capacité latérale, la capacité spectrale, le point de performance, la position de la rotule plastique, le facteur de sur-résistance, la ductilité et les coefficients de comportement.

Les résultats indiquent que la capacité latérale et la capacité spectrale sont affectées. Les résultats ainsi obtenus sont très encourageants et peuvent être utilisés soit pour des études pratiques ou soit être le début d'une nouvelle direction pour une étude de recherche dans ce thème.

Mots-clés : Interaction sol-pieu-structure, capacité latérale, rotule plastique. Ductilité, coefficients de comportement, analyse Pushover.

Abstract

The present work is a contribution of a numerical study of an isolated pile subjected by a lateral load and a moment. The approach used is exclusively numerical using the SAP 2000 code. Soil–Pile–Superstructure interaction largely affects the design forces in columns and piles. In contrast, fixed base assumption cannot capture soil structure interaction effect. In this study, the effects of the lateral capacity of interaction Soil–Pile–Structure (ISPS) system under lateral loads have been investigated. The lateral capacity of ISPS system can be obtained by a pushover analysis. It should be noted that the influence of vertical loads, pile diameter, longitudinal steel ratio, length of pile and type of soil on the lateral response of piles installed in three types of sandy soil are brought out in this thesis through nonlinear static analysis and pile behavior in these conditions is investigated. However, this influence is characterized by important data such as: lateral capacity, spectral capacity, performance point, position of plastic hinge, over-strength factor, ductility and the response modification factor. The results indicate that the lateral capacity and spectral capacity are affected. The overall research study shows that the numerical model chosen gives very interesting results which can be used in practical engineering interaction soil pile structure.

Keywords: Interaction soil–pile–structure, lateral capacity, plastic hinge, ductility. response modification factor, pushover analysis.

المخلص

هذا العمل هو مساهمة في الدراسة العددية لكومة معزولة تم الحصول عليها بواسطة حمل جانبي ولحظة. هذا النهج هو رقمي تماما باستخدام كود «SAP2000» يؤثر تفاعل البنية الفوقية - التربة-الخوازيق بشكل كبير على قوى التصميم في الأعمدة والخوازيق. من ناحية أخرى، لا يستطيع افتراض القاعدة الثابت أن يلتقط تأثير تفاعل البنية - التربة. في هذه الدراسة، تمت دراسة تأثير القدرة الجانبية لتفاعل البنية-الخوازيق - التربة (ISPS) تحت الأحمال الجانبية، ويمكن الحصول على القدرة الجانبية لنظام ISPS من خلال تحليل بالدفع المتتالي، من جهة أخرى، يتم دراسة تأثير الأحمال الرأسية، وأقطار الخوازيق، والنسب الطولية للفلوآذ، وطول الخوازيق ونوع التربة على الاستجابة الجانبية للخوازيق في ثلاثة أنواع من التربة الرملية بواسطة التحليل الساكن اللاخطي. ومع ذلك، يتميز هذا التأثير ب: القدرة الجانبية، والقدرات الطيفية، ونقطة الأداء، وموقع المفصل البلاستيكي، وعامل المقاومة الزائدة، والليونة، وعوامل تعديل الاستجابة. تشير النتائج إلى أن القدرة الجانبية والقدرة الطيفية تتأثر.

الكلمات المفتاحية: تفاعل التربة- الخوازيق - البنية. القدرة الجانبية. المفصل البلاستيكي. ليونة. عامل تعديل

الاستجابة. تحليل بالدفع المتتالي

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS

RESUME

ABSTRACT

المخلص

TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES SYMBOLES

CHAPITRE 1 : ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE DES TRAVAUX ANTÉRIEURS

1.1 Introduction.....20

1.2 Aperçu sur les travaux de recherches réalisés antérieurement..... 24

CHAPITRE 2 : MODELISATION NON LINEAIRE D'UN PIEU EN BETON

ARME

2.1 Introduction38

2.2 Plasticité concentrée39

2.2.1 Formation de la rotule plastique.....41

2.2.2 Modèles de conception de la longueur de rotule plastique.....44

2.2.2.1 Park et al.....44

2.2.2.2 Sakai and Sheikh.....45

2.2.2.3 Sheikh et al.....46

2.2.2.4 Mendis.....46

2.2.2.5 Correal et al.....46

2.2.2.6 Oehlers et al.....	47
2.2.2.7 Berry et al.....	47
2.3 Plasticité distribuée.....	48
2.3.1 Hypothèses du modèle.....	49
2.3.2 Modèles des Fibres.....	52
2.3.3 Formulation des éléments basée sur le déplacement	54
2.3.4 Formulation des éléments basée sur la force.....	56

CHAPITRE 3 : INTERACTION SOL-PIEU

3.1 Introduction.....	60
3.2 Approche de Winkler	61
3.3 Caractéristiques de la courbe P-Y.....	63
3.4 Critères de la courbe P-Y pour les argiles.....	65
3.4.1 Critères d'argile molle (Matlock, 1970).....	65
3.4. 2 Critères d'Argile raide	69
3.4.2.1 Au-dessus de la nappe phréatique (Reese&Welch, 1975).....	69
3.4.2.2 Au-dessous de la nappe phréatique (Reese et al, 1975).....	70
3-5 Critères des sables	72
• Modèle de Reese.....	72
• Modèle d'O'Neill	74
3-6 Validation d'un modèle utilisé dans l'étude numérique.....	76

CHAPITRE 4 : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE

4.1 Introduction.....	82
4.2 Méthode d'analyse statique linéaire.....	82
4.3 Méthode d'analyse dynamique linéaire.....	83
4.4 Méthode d'analyse statique non linéaire ou analyse de pushover.....	83
4.4.1 Méthode du spectre de capacité.....	85
4.4.2 Avantages de la méthode statique non linéaire.....	92
4.5 Méthode d'analyse dynamique non linéaire.....	92
4.6 Etats limites des performances structurelles.....	94
4.6.1 Occupation immédiate (Immediate Occupancy, IO).....	94
4.6.2 Sécurité de la vie (Life Safety, LS).....	94
4.6.3 Prévention d'effondrement (Collapse Prevention, CP).....	95
4.7 Coefficient de comportement (R).....	95
4.8 Facteur de ductilité.....	97
4.9 Facteur de sur-résistance.....	98
4.10 Facteur de redondance.....	98

CHAPITRE 5 : SIMULATION NUMERIQUE (ETUDE DE CAS)

5.1 Introduction.....	101
5.2 Modélisation de la non-linéarité du sol.....	101

5.3 Modèle géométrique.....	102
5.4 Charge sismique.....	105
5.5 Analyse paramétriques.....	107
5.6 Résultats et discussions.....	107
5.6.1 Effet de la charge axiale.....	107
5.6.2 Effet de diamètre du pieu.....	115
5.6.3 Effet de pourcentage d'armature longitudinale.....	120
5.6.4 Effet de la longueur du pieu.....	125
Conclusions générales.....	130
Perspectives	132
Références Bibliographiques.....	133

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 3

Tableau 3.1 Matlock (1970) a recommandées des valeurs de ε_{50} basées sur la consistance de l'argile.....	68
Tableau 3.2 La valeur de $K_h(MN / m^3)$	73
Tableau 3.3 Caractéristiques du pieu.....	77

Chapitre 5

Tableau 5.1 Rigidité initiale, $k_{p\gamma}$ selon Reese et al. (1974).....	102
Tableau 5.2 Dimensions du pieu et du poteau et les critères d'acceptation de la rotation et du déplacement de la translation.....	104
Tableau 5.3 Cas paramétriques.....	107

LISTE DES FIGURES

Chapitre 2

Figure 2.1 élémentsde plasticité concentré : a) modèle parallèle Clough et Johnston, b) modèle de série Giberson.....	40
Figure 2.2 Relations courbure - déplacement pour une console en béton armé (Paulay et Priestley 1992).	43
Figure 2.3: Schéma de l'élément en plasticité distribuée.....	48
Figure 2.4: Cinématique de section (Filippou, 2013).....	51
Figure 2.5: Modèle de fibre d'une poutre en béton armé (Calabrese, Almeida & Pinho,2010)	54

Chapitre 3

Figure 3.1: Modèle de Winkler sur un sol élastique (d'après Winkler, 1867).....	61
Figure 3.2 Mécanisme générant la force totale de la résistance du sol (P) (Smith et Slyh, 1986).....	64
Figure 3.3 Forme typique de la courbe p-y.....	65
Figure 3.4 Caractéristiques des courbes p-y pour argile molle (Matlock, 1970).....	68
Figure 3.5 Courbe p-y pour la nappe phréatique au-dessus d'une argile raide (Chargement statique).....	70
Figure 3.6 Courbe p-y pour d'une argile raide en dessous de la nappe phréatique (Chargement statique).....	71
Figure 3.7 Courbe p-y pour le sable (Reese et al. 1974).....	73
Figure 3.8 Valeurs des paramètres \overline{A}_s et B_s (Reese et al. 2006).....	74

Figure 3.9 Valeurs de k_h en fonction de la densité relative D_r et de l'angle de frottement interne ϕ	75
Figure 3.10 Courbe p-y selon la méthode d'O'Neill (O'Neill, 1984).....	76
Figure 3.11 Diagramme comparatif des courbes p-y selon Reese (2006) et O'Neill (1984).....	76
Figure 3.12 Configuration du modèle Pushover; (a) géométrie et (b) instrumentation.....	78
Figure 3.13 Distribution granulométrique « Longstone» utilisée dans les tests de la table vibrante d'un sable fin et uniforme avec un coefficient d'uniformité $D_{50} = 0,15 \text{ mm}$ $C_u = 1.42$	79
Figure 3.14 Courbes expérimentales et numériques forces-déplacements à la tête de pieux.....	80

Chapitre 4

Figure 4.1 Courbe Pushover représentant la variation de l'effort tranchant à la base -déplacement au sommet d'une structure.....	84
Figure 4.2 Approximation bilinéaire de la courbe de capacité.....	86
Figure 4.3 Transformation du spectre élastique en spectre ADRS.....	88
Figure 4.4 Estimation initiale du point de performance à l'aide de la règle de déplacement égal.....	89
Figure 4.5 Estimation de l'amortissement visqueux équivalent à l'aide de la méthode du spectre de capacité (ATC-40, 1996).....	90
Figure 4.6 Estimation du déplacement cible à l'aide de la méthode du spectre de capacité.....	91
Figure 4.7 Relation force-déformation d'une rotule plastique typique.....	93

Figure 4.8 Idéalisations de la réponse inélastique d'une structure.....	96
---	----

Chapitre 5

Figure 5.1 Interaction Sol-Pieu-Structure.....	103
--	-----

Figure 5.2a&b) Enregistrement des tremblements de terre NEWALL, et de NORCIA ITALY.....	105
---	-----

Figure. 5.3 Enregistrement de tremblement de terre NORTHRIDGE.....	106
--	-----

Figure 5.4 Spectres de réponse d'accélération élastique des enregistrements de séismes de NORTHRIDGE, NEWALL et NORCIA ITALY.....	106
---	-----

Figures 5.5 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable lâche sous l'influence de la charge axiale.....	111
---	-----

Figures 5.6 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable moyen sous l'influence de la charge axiale.....	112
---	-----

Figures 5.7 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable dense sous l'influence de la charge axiale.....	113
---	-----

Figures 5.8 a) Facteur de sur-résistance, b) ductilité et c) coefficients de comportement pour le système ISPS sous l'influence de la charge axiale.....	114
--	-----

Figure. 5.9 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance du système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable lâche sous l'influence de diamètre du pieu.....	116
--	-----

Figure. 5.10 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable moyen sous l'influence de diamètre du pieu.....	117
--	-----

Figure. 5.11 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable dense sous l'influence de diamètre du pieu.....	118
Figure. 5.12 a) Facteur de sur-résistance, b) ductilité et c) les coefficients de comportement pour le système ISPS sous l'influence du diamètre du pieu.....	119
Figure. 5.13 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable lâche sous l'influence du pourcentage d'armatures longitudinales.....	121
Figure. 5.14 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable moyen sous l'influence du pourcentage d'armatures longitudinales.....	122
Figure. 5.15 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique dans le sable dense sous l'influence du pourcentage d'armatures longitudinales	123
Figure. 5.16 a) Facteur de sur-résistance, b) ductilité et c) Coefficients de comportement pour le système ISPS sous l'influence du pourcentage d'armatures longitudinales.....	124
Figure. 5.17 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable lâche sous l'influence de la longueur du pieu.....	126
Figure. 5.18 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable moyen sous l'influence de la longueur du pieu.....	127
Figure. 5.19 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable dense sous l'influence de la longueur du pieu.....	128
Figure 5.20 a) Facteur de sur-résistance, b) ductilité et c) les coefficients de comportement pour le système ISPS sous l'influence de la longueur du pieu.....	129

LISTE DES SYMBOLES

Chapitre 2

A_g : Surface transversale brute.

l : Longueur du poteau.

l_p : Longueur de la rotule plastique.

l'_p : Courbure plastique au-dessus de la base du poteau.

φ_p : Courbure plastique.

φ_y : Courbure élastique.

θ_p : Rotation plastique concentrée.

Δ_p : Déplacement plastique.

Δ_y : Déplacement élastique.

f'_c : Résistance à la compression du béton.

f_y : Limite élastique de la barre longitudinale.

d_b : Diamètre de la barre longitudinale.

$e(x)$: Vecteur de déformation de section.

$N(x)$: Matrice contenant les fonctions d'interpolation des déplacements axiaux et transversaux.

$u(x)$: Champ de déplacement.

$s(x)$: Dérivée du principe des déplacements virtuels.

$w(x)$: Déplacement transversal dans la direction z .

$v(x)$: Déplacement transversal respectivement dans la direction y .

ϵ_m : Contrainte normale.

ε_a : Déformation à l'origine a .

k_z : Courbure autour d'axe z .

$\Delta S(x)$: Incrément de la force de section.

ω_i : Poids de chaque point i .

N_p : Nombre de points d'intégration.

k_y : Courbure autour d'axes y .

n : Etape d'analyse.

$b(x)$: Matrice contenant les fonctions d'interpolation de forces.

Chapitre 3

F : Force.

K : Coefficient de rigidité du ressort.

y : Déplacement du ressort ou déplacement du sol.

z : Profondeur sous le niveau du sol.

P : Résistance latérale du sol.

P_u : Résistance latérale ultime du sol.

$\Delta\sigma$: Contrainte déviatorique.

y_{50} : Déplacement latéral correspondant à la moitié de la résistance ultime du sol.

ε_{50} : Déformation à la moitié de la contrainte déviatorique maximale.

d : Diamètre du pieu.

N_p : Coefficient de résistance latérale ultime du sol.

σ'_z : Contrainte effective à la profondeur z .

S_u : Résistance au cisaillement du sol non drainé à la profondeur z .

J : Constante empirique.

K_a : Coefficient de pression de la terre active de Rankine.

K_0 : Coefficient pression des terres au repos de Rankine.

K_p : Coefficient de pression de la terre passive de Rankine.

ϕ : Angle de frottement interne.

β : Angle de pente de la surface du sol.

Chapitre 4

V_b : Effort tranchant de base.

T_n : Période fondamentale.

W : Poids total de la structure.

M : Masse totale du bâtiment.

ϕ_{ij} : Amplitude modale au niveau d'étage ' i ' pour le mode j .

PF_1 : Facteur de participation.

α_m : Coefficient de masse modal.

$[M]$: Matrice de masse.

$\{\phi\}$: Vecteur de forme unique.

$\{1\}$: Vecteur d'influence.

S_a : Spectre d'accélération.

S_d : Spectre de déplacement.

V_y : Déplacement à la limite d'élasticité.

V_μ : Effort tranchant de base maximum.

V_{yd} : Effort tranchant de base à la limite élastique.

$V_{\mu d}$: Effort tranchant de base maximum.

Δ_{max} : Déplacement maximal.

V_d : Effort tranchant de base.

Δ_w : Déplacement dû à l'effort tranchant de base.

R_μ : Facteur de ductilité.

R : Coefficient de comportement.

V_{ue} : Charge maximale élastique.

V_u : Charge maximale inélastique.

V_0 : Coefficient d'effort tranchant de base maximum.

R_S : Facteur de sur-résistance.

β_0 : Amortissement hystérétique représenté par un amortissement visqueux équivalent.

E_D : Energie dissipée par l'amortissement.

E_{S0} : Energie de déformation élastique maximale.

CHAPITRE I

ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE DES

TRAVAUX ANTERIEURS

1.1 Introduction

Les fondations sur pieux sont des éléments structuraux relativement longs et minces qui ont la fonction de transférer la charge de la superstructure à travers des couches compressibles faibles ou à travers l'eau vers un sol plus compact et moins compressible ou sur la roche. En plus des charges axiales qui doivent être supportées par les pieux, des charges latérales importantes peuvent être présentes et doivent être prises en compte dans la conception et les calculs. Ces charges latérales peuvent provenir de diverses sources telles que les forces du vent et les pressions de la terre. Des charges latérales plus puissantes peuvent résulter d'événements imprévus tels que les tremblements de terre, la rupture de talus et la propagation latérale induite par la liquéfaction.

La réponse de l'ensemble du système dans des conditions statique et sismique doit toujours prendre en compte l'interaction entre la structure, la fondation et le sol. Ce phénomène complexe est appelé interaction Sol-Pieu-Structure (ISPS). Le problème des pieux sous chargement latéral n'est pas aussi simple que celui de chargement vertical, en ce sens que la résistance d'un pieu à une charge latérale et la déviation du pieu à mesure que la charge atteint sa valeur ultime sont des questions très complexes impliquant l'interaction entre un élément structurel semi-rigide et le sol (ISS). Un examen historique exhaustif de l'interaction Sol-Structure est présenté dans la contribution de Kausel (2010). Malgré des recherches analytiques et expérimentales approfondies menées depuis plus de 30 ans sur l'Interaction Sol Structure (ISS), son rôle dans la performance sismique des structures reste toujours ambigu (Jennings et Bielak, 1973; Veletsos et Meek, 1974; Bielak, 1975; Roesset, 1980; Luco, 1982; Wolf, 1985; Gazetas et Mylonakis, 1998; Stewart et al. 1999-a).

Chapitre I : analyse bibliographique des travaux antérieurs

L'Interaction Sol Structure (ISS) est traditionnellement considérée comme bénéfique pour la réponse sismique cependant, elle peut devenir préjudiciable dans certaines conditions géotechniques et sismologiques (Mylonakis et Gazetas, 2000).

Les méthodes disponibles d'analyse de la performance latérale des pieux dans cette situation complexe (ISS) ont introduit des modèles d'interactions simplifiés. Ainsi, les pieux sont généralement analysés en idéalisant le sol par des ressorts élastiques non linéaires ou linéaires attachés à des profondeurs différentes dans le pieu lui-même modélisé comme une poutre. Le premier est appelé modèle de Chang (1937) et utilisé au Japon dans la pratique de conception alors que le second est appelé courbe p-y, où y représente le déplacement latéral et p représente la résistance du sol par unité de longueur du pieu. Cette méthode est utilisée en Amérique du Nord et en Europe dans la pratique de conception depuis les années 1970. Une analyse de l'interaction sismique Sol-Pieu a également été réalisée en utilisant les résultats de Penzien et d'autres depuis 1960. Une superstructure fait partie intégrante du système de fondation sur pieux lorsque la charge sismique est prise en compte. Ainsi, la conception d'un système superstructure-fondation pour les charges sismiques doit prendre en compte les effets de la fondation sur le mouvement parasismique du sol ainsi que les charges d'inertie imposées par la structure sur la fondation. Le premier effet amènerait le mouvement de la base de la structure à dévier du mouvement en champ libre (interaction cinématique) alors que le second induirait une déformation sur le sol de support (interaction inertielle). Dans le passé, les accélérations ou les vitesses ou les déplacements en champ libre étaient considérés comme un mouvement d'entrée pour la conception sismique des structures sans tenir compte des effets de l'interaction

cinématique. Cependant, en fonction du profil du sol, des propriétés et des dimensions du pieu et de la fréquence d'excitation, la réponse du pieu peut être supérieure ou inférieure à la réponse en champ libre. Une conception appropriée des structures et de leurs fondations doit prendre en compte ces deux effets. Dans une analyse sismique d'interaction Sol-Pieu-Structure, les interactions cinématiques et inertielles peuvent être examinées directement ou indirectement.

La méthode directe ou couplée analyse l'ensemble du système Sol-Pieu-Structure et elle est souvent réalisée à l'aide de la méthode des éléments finis très compliquée et nécessite énormément de temps et de ressources. La méthode indirecte (en plusieurs étapes) décompose l'interaction cinématique et inertielle en deux étapes distinctes qui peuvent ensuite être couplées pour obtenir la réponse réelle. Bien que le découplage de la réponse du système donne un aperçu du rôle distinct de l'interaction inertielle et cinématique, la mise en œuvre du système couplé donne une estimation directe et souvent plus pratique de la réponse, puisque les effets inertiels et cinématiques sont modélisés simultanément (Rovithis et al. 2009).

Cependant, le but principal de cette thèse est d'apporter une contribution à l'analyse non linéaire d'un pieu isolé en béton armé sous chargement latéral en utilisant l'analyse statique non linéaire (Pushover). Nos objectifs dans la présente étude sont :

- Réalisation d'une étude numérique pour comprendre et mettre en évidence l'effet des types de sols sableux, de la longueur de pieu, le diamètre de pieu, le pourcentage d'armatures longitudinales et le niveau de charge axiale sur la capacité latérale du système Sol-Pieu-Structure sous chargement latéral.

- Étude du comportement d'un pieu dans les conditions ci-dessus est caractérisé par : la capacité latérale et le point de performance, la formation de la rotule plastique, le facteur de sur-résistance, la ductilité et les coefficients de comportement.

L'outil numérique qui est utilisé dans cette étude est le code « *SAP2000* ». Ce dernier permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique, et permet de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement. Le programme en question utilise plusieurs modèles de comportement qui dépendent de la nature du sol et du type d'ouvrage. Dans la présente étude, une modélisation du comportement non linéaire du sol par le modèle des éléments finis basé sur l'approche de la poutre sur ressorts non linéaires (*Beam on Nonlinear Winkler Foundation*) est proposée.

La présente thèse est organisée sous forme d'une introduction générale et cinq (05) chapitres.

Le premier chapitre est dédié à une analyse bibliographique des travaux de recherche les plus importants déjà réalisés sur ce sujet.

Le second chapitre est consacré à une présentation détaillée des éléments discrets avec sa formulation (*méthode basée sur le déplacement et méthode basée sur la force*) et de différentes sources de non linéarité matérielle (plasticité concentrée et distribuée) avec un modèle de fibre.

Le chapitre trois donne une présentation du phénomène d'Interaction Sol -Pieu et les différents éléments de modélisation d'interaction Sol-Pieu ainsi qu'une validation d'un modèle utilisé dans l'étude numérique.

Le chapitre quatre s'intéresse à l'analyse statique non linéaire et le coefficient de modification.

Le chapitre cinq quant à s'occupe de la simulation numérique intensive tenant compte des divers paramètres déjà cités ainsi que de l'interprétation et de la discussion des résultats obtenus.

Comme à l'accoutumé, ce travail de recherche se termine par les principales conclusions pouvant être tirées de cette étude ainsi que les perspectives pour des travaux ultérieurs dans ce domaine.

1.2 Aperçu sur les Travaux de Recherches Réalisés Antérieurement

L'analyse non linéaire des structures est un sujet de recherche très vaste. Plus précisément, plusieurs études sur la modélisation non linéaire des éléments inélastiques en béton armé soumis à des chargements statiques ou dynamiques ont été menées durant ces dernières décennies. Comme le nombre de ces études est très vaste, quelques-uns des travaux qui comprennent des effets géométriques non linéaires sont cités dans ce travail de recherche.

Clough et al. (1965) ont proposé le premier modèle de poutre anélastique. Ce modèle est appelé modèle à deux composantes pour lequel une relation moment-courbure bilinéaire élastique a été adoptée avec un écrouissage le long de la poutre. Le modèle de la poutre est constitué de deux composantes agissant en parallèle : élastique linéaire et élastique-parfaitement plastique avec les déformations plastiques concentrées dans des rotules plastiques localisées aux extrémités de l'élément. Le principal inconvénient de ce

Chapitre I : analyse bibliographique des travaux antérieurs

modèle est la difficulté de prendre en compte la diminution de la rigidité des éléments en béton armé au cours de l'inversion de la charge cyclique.

Un autre modèle a été proposé par Giberson (1974) pour surmonter le problème ne tenant pas en compte la diminution de la rigidité, ce modèle est appelé le modèle à une seule composante. Il est constitué de deux ressorts rotatifs non linéaires fixés aux extrémités d'un élément parfaitement élastique représentant la poutre. Il s'agit d'une simplification des preuves empiriques montrant que les déformations inélastiques sont réparties sur une zone se terminant aux extrémités de la poutre. Le modèle de Giberson permet d'influencer toute loi hystérique à l'aide de ressorts non linéaires. En outre, la simplicité du modèle explique son utilisation répandue dans les études analytiques jusqu'à ce jour.

Anagnostopoulos (1981) a étudié en détail l'application des modèles à rotules ponctuelles pour étudier la réponse sismique des structures. Son étude a été limitée aux éléments de flexion soumis à des moments aux extrémités et à des charges de gravité uniformément réparties. La relation moment-courbure est supposée être élastique bilinéaire avec écrouissage. Anagnostopoulos a montré qu'il n'est pas correct d'estimer ce rapport égal au rapport d'écrouissage de la relation moment-courbure. Car selon lui, cela réduit la déformation post-plastique. L'étude suggère une solution répétée pour déterminer le rapport d'écrouissage d'une relation moment-courbure des modèles à rotules ponctuelles.

Takeshi Maki et al (2006), ont proposé un modèle d'éléments finis équivalent avec des degrés de liberté réduits utilisant un élément de poutre basé sur la théorie des fibres. Le modèle proposé était basé sur des études de la réaction du sol d'un modèle monocouche et ensuite ont vérifié le comportement cyclique d'un pieu isolé chargé latéralement en termes de relation charge-déplacement et aussi étudié l'effet de l'élément interface entre le pieu et le sol sur le même comportement.

TENG Jun et al, 2011 ont proposé un modèle d'analyse des endommagements de fibres pour l'élément poutre-poteau en béton armé basée sur le calcul super-convergent de la projection d'énergie élémentaire. Ce modèle pour l'élément de poutre-poteau en béton armé est établi en analysant la section de fibre de l'élément poteau-poutre avec les relations constitutives d'endommagement uni axial du béton. La méthode de projection d'énergie élémentaire (PEE) proposée est appliquée à l'analyse inélastique du modèle précité. Les formules super-convergentes de la projection d'énergie élémentaire pour les forces de sections et les déformations des éléments poutre-poteau sont établies. Ainsi, l'algorithme général et la stratégie numérique adoptant le calcul super-convergent de la projection d'énergie élémentaire pour l'incrément de déformation de section sont proposés dans le processus classique de Newton-Raphson. L'analyse et le test numérique montrent que la méthode de la projection d'énergie élémentaire peut effectivement trouver la caractéristique non linéaire de la distribution et obtenir avec précision la distribution des dommages de l'élément poutre-poteau en béton armé. Le schéma numérique proposé s'avère être efficace et pratique dans son utilisation et peut être facilement intégré dans les programmes inélastiques d'analyse de structures.

A. Medjahed et al (2012) ont développé une stratégie de modélisation simplifiée utilisant des poutres multifibres en trois dimensions (3D) pour estimer la fissuration dans les structures en béton armé.

Matallah et al. (2009) ont mis au point pour le béton le modèle avec dommages qui est mis en œuvre dans le code Cast3M comme un élément de fibre. Cette approche présente de nombreux avantages (coût de calcul réduit, description suffisante des lois de comportement constitutives non linéaires). Cependant, l'évaluation de la fissuration est toujours une tâche difficile et ardue. Les résultats numériques sont en bon accord avec les résultats expérimentaux.

En ce qui concerne la modélisation du problème d'interaction Sol-Pieu représentant de grands sujets et thématiques, elle est étudiée et discutée depuis relativement longtemps par plusieurs chercheurs.

Novak M, Nogami T. (1977), ont étudiés théoriquement la résistance d'une couche de sol à la vibration horizontale stable d'un pieu élastique. Le pieu est supposé être vertical et de section circulaire. Le sol est modélisé sous forme d'une couche viscoélastique linéaire avec amortissement du matériau hystérétique. Une solution de forme fermée est obtenue pour la résistance de la couche de sol en mouvement. Une étude paramétrique de l'effet de ces paramètres est incluse. La résistance de la couche de sol est exprimée sous une forme de sorte à être utilisée directement dans la solution du problème d'interaction Sol-Pieu qui est traité.

T. AKIYOSHI (1982) a étudié théoriquement l'interaction entre une couche de sol et un pieu porteur en vibration verticale induite par l'interface de frottement. Des solutions approximatives du pieu et du sol pour des charges harmoniques stables sont obtenues sous forme fermée en composant les modes d'ondes de la couche. Il a été ainsi évalué numériquement les amplitudes de déplacement du pieu et du sol, la force de glissement critique, la rigidité de la tête de pieu et la contribution de la rigidité modale du sol au pieu et cela en rapport avec le niveau de la force appliquée, la contrainte de glissement et le rapport d'élançement sous diverses fréquences.

JOHN P. WOLF et al (1982) ont étudié les ondes progressives horizontalement dans un groupe de pieux tenant compte de l'interaction Pieu-Sol-Pieu. Ils ont également analysé un bâtiment de réacteur fondé sur un grand nombre de pieux situés dans un site stratifié pour un séisme historique supposé se propager horizontalement. Ainsi, l'interaction Pieu-Sol-Pieu est correctement prise en compte, en intégrant la rigidité et l'amortissement des ondes sismiques. Comparées par rapport à l'incidence verticale, les forces de pieux sont augmentées et les pieux proches de la limite sont plus chargés que ceux de la région centrale.

NICOS MAKRIS et al, (1994), ont présenté une solution analytique simple pour calculer la réponse d'un pieu isolé excité sous l'influence d'ondes sismiques de Rayleigh. Les résultats analytiques pour les pieux à têtes libres et à têtes fixes sont obtenus à l'aide d'un modèle dynamique de Winkler, avec des « ressorts » et des « amortisseurs » dépendants de la fréquence. Les résultats de la méthode présentée sont en excellent accord avec les résultats d'une solution rigoureuse. Il est montré que dans le mouvement vertical,

Chapitre I : analyse bibliographique des travaux antérieurs

les différences entre les déplacements des pieux et du sol sont beaucoup plus importantes qu'en mouvement horizontal, et il est donc nécessaire d'approfondir l'étude de l'interaction Pieu-Sol-Pieu (effets de groupe) et cela à cause de la composante verticale des ondes sismiques de Rayleigh.

K. K. Koo et al (2003) ont proposé un modèle de continuum pour l'analyse de l'interaction d'un système Sol-Pieu-Structure entièrement couplé sous excitation sismique. Un tremblement horizontal induit par des ondes harmoniques SH est considéré de sorte que le système Sol-Pieu-Structure est sous déformation anti-plane. La masse du sol, le pieu et la superstructure sont tous considérés comme élastique avec un amortissement hystérétique, alors que géométriquement, le pieu et les structures ont été simplifiés en tant que modèle poutre. Pour les structures typiques en pieu à Hong Kong, le facteur d'amplification des secousses au sol ne montre pas de tendances simples avec le nombre d'étages de la superstructure, l'épaisseur et la rigidité du sol, et la stabilité de la superstructure si le nombre d'étages est bien connu. L'effet de la rigidité du pieu sur le facteur d'amplification de la vibration est cependant insignifiant. Ainsi, simplement augmenter la taille du pieu ou la rigidité de la superstructure n'améliore pas nécessairement la résistance sismique du système Sol-Pieu-Structure, bien au contraire, cela peut conduire à une amplification excessive des secousses pour l'ensemble du système.

Francesca Dezi et al (2009), ont proposé un modèle numérique pour l'analyse de l'interaction cinématique Sol-Structure de pieux isolés et de groupes de pieux intégrés dans des dépôts de sol stratifiés sous l'effet d'actions sismiques. Un modèle d'éléments finis de type Winkler est considéré pour le groupe de pieux et le sol. Le modèle ainsi proposé

Chapitre I : analyse bibliographique des travaux antérieurs

permet de calculer les forces internes induites par les interactions Sol-Pieu et Pieu-à-Pieu. Une étude de convergence et de validation du modèle ainsi que des comparaisons avec les données disponibles dans la littérature sont faites.

Heon-Joon Park et al (2017), ont proposé une méthode d'essai basée sur le modèle de centrifugeuse dynamique pour la simulation précise du comportement d'un réservoir de stockage de liquide avec différents types de fondations lors de tremblements de terre. Ils ont ainsi étudié les interactions Sol-Structure de mouvement de différents tremblements de terre, qui ont été simulées en utilisant un ensemble de centrifugeuses. Les résultats des tests ont été organisés selon les déplacements et les bases théoriques des mouvements de la dalle respectivement. Ceux-ci ont été utilisés pour établir les comportements dynamiques complexes des réservoirs avec différentes fondations. Il est à souligner les effets de l'interaction Sol-Fondation-Structure lors de tremblements de terre selon les trois dimensions (X, Y, Z) ainsi que d'autres facteurs importants, qui devraient être pris en compte pour de futures conceptions.

La plupart des méthodes d'analyse non linéaires simplifiées utilisées pour l'évaluation des performances sismiques utilisent l'analyse pushover et / ou une représentation d'un seul degré de liberté équivalent de la structure réelle. La procédure d'analyse non linéaire simplifiée largement utilisée, l'analyse pushover, a également été un sujet intéressant et a été développée au cours des vingt dernières années

Krawinkler et Seneviratna (1998), ont mené une étude détaillée discutant les avantages, les inconvénients et l'applicabilité de l'analyse pushover en considérant divers

Chapitre I : analyse bibliographique des travaux antérieurs

aspects de la procédure. Les concepts de base et les principales hypothèses sur lesquelles repose l'analyse pushover est basée sur l'estimation du déplacement cible de la structure à plusieurs degrés de liberté en un seul degré de liberté équivalent ainsi que les facteurs de modification appliqués. Enfin il faut tenir aussi compte de l'importance du modèle de charge latérale sur les prédictions pushover. Il faut aussi souligner si les conditions dans lesquelles les prédictions pushover sont mises en œuvre sont adéquates ou non. Aussi, les informations obtenues à partir de l'analyse pushover ont été identifiées. La précision des prédictions pushover a été évaluée sur un cadre en acier de 4 étages endommagé lors du tremblement de terre de 1994 à NORTHRIDGE. Les sollicitations sismiques locales et globales ont été calculées à partir des résultats de l'analyse pushover par rapport au déplacement cible associé aux enregistrements individuels. La comparaison des résultats de l'analyse dynamique non linéaire et pushover a montré que l'analyse pushover fournit de bonnes prédictions des sollicitations sismiques pour les structures de faible hauteur ayant une distribution uniforme du comportement inélastique le long de la hauteur. Il a également été recommandé de mettre en œuvre les analyses pushover avec prudence et jugement compte tenu de leurs nombreuses limites puisque la méthode est de nature approximative et contient de nombreux problèmes non résolus qui doivent être étudiés. L'incapacité des modèles de charges latérales à expliquer la redistribution des forces d'inertie et à prédire les effets de modes plus élevés dans l'intervalle post-élastique a conduit de nombreux chercheurs à proposer des modèles de charge adaptative.

Fajfar et Fischinger, 1987, ont suggéré d'utiliser des forces proportionnelles à la forme déviée de la structure alors qu'Eberhard et Sozen, 1993, ont quant à eux proposé

Chapitre I : analyse bibliographique des travaux antérieurs

d'utiliser des modèles de charge basés sur des formes de mode dérivées de la rigidité sécante à chaque étape de charge.

Mwafy et Elnashai, 2001, ont effectué une série d'analyses pushover et d'analyses d'effondrement dynamique incrémentielles pour étudier la validité et l'applicabilité de ce type d'analyse. Douze bâtiments en béton armé avec différents systèmes structurels, avec des accélérations de conception différentes (0,15g et 0,30g) et des niveaux de ductilité différents (faible, moyen et élevé) ont été utilisés pour l'étude. Une analyse dynamique non linéaire utilisant quatre enregistrements de tremblements de terre naturels et quatre enregistrements de tremblements de terre artificiels pour des accélérations de pointe de 0.15g et 0.30g a été réalisée sur des modèles 2D des structures tenant compte des limites prédéfinies d'effondrement local et global. Enfin, des courbes complètes de charge-déplacement sous forme d'enveloppes de réponses supérieure et inférieure ainsi que le meilleur ajustement (enveloppe idéale) ont été obtenus pour chaque structure en effectuant des analyses de régression en utilisant les résultats d'analyses dynamiques non linéaires. De plus, des analyses pushover utilisant des profils de charge uniformes, triangulaires et multimodales ont été effectuées et des courbes pushover ont été obtenues. L'analyse a montré que les résultats du modèle sous forme de charge triangulaire sont en bonne corrélation avec les résultats de l'analyse dynamique et qu'une prédiction conservatrice de la capacité ainsi qu'une estimation raisonnable de la déformation ont été obtenues. Il a également été noté que l'analyse pushover est plus appropriée pour les structures de faible hauteur ayant des périodes courtes et que la charge triangulaire est adéquate pour prédire la réponse de telles structures. D'autres développements sur la compatibilité de l'inélasticité

Chapitre I : analyse bibliographique des travaux antérieurs

des modèles sous charges latérales permettraient une analyse plus précise des structures de grandes hauteurs et hautement irrégulières et ainsi fortement recommandée.

Chopra et Goel, 2001, ont développé une procédure d'analyse pushover améliorée appelée analyse modale pushover basée sur la théorie de la dynamique des structures. Elle a été appliquée en premier lieu à des bâtiments linéairement élastiques. Il a été démontré que la procédure est équivalente à l'analyse du spectre de réponse bien connue. Ensuite, elle a été étendue pour estimer les sollicitations sismiques des systèmes inélastiques en décrivant les hypothèses et les approximations impliquées. Les sollicitations induites par un tremblement de terre pour un bâtiment de 9 étages SAC ont été déterminées par analyse modale pushover, l'analyse dynamique non linéaire et l'analyse pushover en utilisant le "code uniforme", et les modèles de charges multimodales. La comparaison des résultats indique que l'analyse pushover pour tous les modèles de charge sous-estime grandement les sollicitations ainsi obtenues et conduit à de grandes erreurs dans les rotations de la rotule plastique. L'analyse modale pushover est plus précise que toutes les analyses dans l'estimation des déplacements de plancher, des rotations des rotules plastiques et leurs emplacements. Les résultats de l'analyse modale pushover sont également avérés être faiblement dépendants de l'intensité du mouvement du sol en se basant sur les résultats obtenus à partir du mouvement du sol El Centro mis à l'échelle par des facteurs variant de 0,25 à 3,0. Il a été conclu qu'en incluant les contributions d'un nombre suffisant de modes (deux ou trois), la distribution en hauteur des réponses estimée par l'analyse modale pushover est généralement similaire aux résultats «exacts» de l'analyse dynamique non linéaire.

Chapitre I : analyse bibliographique des travaux antérieurs

Chintanapakdee et Chopra, 2003, ont évalué la précision de la méthode d'analyse modale pushover pour un large échantillon de bâtiments et de mouvements du sol. Des cadres à une travée de 3, 6, 9, 12, 15 et 18 étages avec cinq niveaux de résistance correspondant aux facteurs de ductilité du système à un seul degré de liberté de 1, 1.5, 2, 4 et 6 ont été utilisés. Chaque image a été analysée par un ensemble de 20 enregistrements de grande magnitude et de faibles distances obtenus à partir des séismes en Californie. Ainsi les valeurs médianes de l'analyse modale pushover et des analyses dynamiques non linéaires ont été calculées et comparées. Il a été montré qu'avec deux ou trois modes inclus, les prédictions de l'analyse modale pushover étaient en bonne corrélation avec les analyses dynamiques non linéaires.

L'analyse modale pushover prédit la variation de la sollicitation avec la hauteur du bâtiment et le facteur de ductilité du système à un seul degré de liberté avec précision. Il a été constaté que la déviation et la dispersion dans les estimations de la sollicitation sismique par l'analyse modale pushover augmentaient pour les bases de période plus longues et le facteur de ductilité du système à un seul degré de liberté plus important, bien qu'aucune tendance parfaite n'ait été observée. Il a également été montré par le biais de la dispersion dans les estimations de la sollicitation sismique que les analyses modales pushover des structures inélastiques étaient plus importantes que celles des systèmes élastiques en raison d'approximations supplémentaires impliquées dans la méthode d'analyse modale pushover. Enfin, la procédure d'analyse modale pushover a été étendue pour estimer la sollicitation sismique des systèmes inélastiques, celle-ci étant définie par un spectre pour une conception élastique.

Chapitre I : analyse bibliographique des travaux antérieurs

Jan, Liu et Kao (2004), ont proposé une procédure limite d'analyse pushover supérieure pour estimer les sollicitations sismiques des bâtiments de grandes hauteurs en considérant des effets des modes les plus élevés. Dans cette méthode, les rapports de contribution de réponse de déplacements élastiques des modes supérieurs par rapport au mode fondamental sont d'abord obtenus pour un ensemble d'enregistrements sismiques et le nombre de modes qui dominent la réponse de déplacement est déterminée à partir des courbes enveloppe des rapports de contribution. Enfin, une analyse pushover utilisant l'allure de la charge latérale nouvellement formulée et le déplacement cible tenant compte des contributions des modes supérieurs ainsi que du mode fondamental est effectuée pour estimer les sollicitations sismiques. La méthode a été appliquée à des cadres résistants aux moments de 2, 5, 10, 20 et 30 étages de systèmes poutre-poteau conçus selon le code sismique de Taiwan. Les rapports de contribution de la réponse de déplacements élastiques des modes supérieurs ont été obtenus en soumettant les cadres à 13 enregistrements sismiques choisis parmi les séismes de Chi Chi. Les courbes enveloppes des rapports de contribution ont montré que les deux premières contributions de modes étaient dominantes et que les autres modes supérieurs étaient ignorés. La méthode d'analyse pushover proposée a été réalisée en considérant les deux premiers modes pour estimer les déplacements du plancher, les rapports de déplacements des étages et les rotations des rotules plastiques. La précision de la méthode a été évaluée en comparant les résultats obtenus à partir de l'analyse pushover avec le chargement triangulaire, l'analyse modale pushover et l'analyse dynamique non linéaire. Les prédictions sismiques de l'analyse pushover avec chargement triangulaire et l'analyse modale pushover étaient en bonne

Chapitre I : analyse bibliographique des travaux antérieurs

corrélation avec l'analyse dynamique non linéaire pour les cadres ne dépassant pas 10 étages alors que seule la procédure proposée pouvait prédire les exigences sismiques des bâtiments de 20 et 30 étages.

CHAPITRE II

MODELISATION NON LINEAIRE

D'UN PIEU EN BETON ARME

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

II Modélisation non linéaire d'un pieu en béton armé

2.1 Introduction

La conception structurelle dans les régions sismiques dépend fortement de méthodes d'analyse précises et fiables avant la construction. Les accélérations au sol peuvent engendrer de grandes forces latérales sur les structures, ce qui enfin de compte produirait souvent un comportement plastique. Ces méthodes ne sont toutefois pas suffisantes pour l'analyse de séismes de fortes intensités car le changement des propriétés structurelles dû à la plasticité affecterait indéniablement la réponse globale de la structure. A cause de cela, la tâche deviendrait assez lourde pour prédire le comportement d'un bâtiment, d'autant plus qu'il n'y a pas de moyen connu pour prévoir quel serait le prochain séisme.

Ce chapitre traite les différentes méthodes de formulation des éléments finis utilisés pour les poutres-poteaux dans l'analyse structurale des séismes. Elles sont principalement divisées en deux catégories, l'inélasticité distribuée où la plasticité peut se former n'importe où le long de la longueur de l'élément et l'inélasticité concentrée où la formation des rotules plastiques est limitée aux extrémités de l'élément. Les éléments de plasticité distribués sont modélisés par l'approche de la fibre qui consiste à discrétiser la section de l'élément en plusieurs fibres de matériau le long de la longueur de l'élément. Ces deux principales formulations sont basées sur la méthode de déplacements (DB), qui est la formulation des éléments finis manuels classiques, et la méthode basée sur le concept des forces (FB) (Neuenhofer & Filippou, 1991). La formulation DB est basée sur des fonctions de forme de déplacements, tandis que la formulation FB est basée sur des fonctions de

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

forme de forces internes. Du fait que les éléments FB n'ont pas de contraintes sur leurs champs de déplacements, ils sont de ce fait proches de la réponse structurelle plastique avec une plus grande précision que les éléments DB. Il est à noter que les formulations par éléments finis sont les plus connues mais d'autres ont été mises au point et qui sont améliorées ou ne possèdent pas leurs inconvénients (Alemdar et White, 2005 ; Lee et Filippou, 2009).

Les éléments de plasticité concentrés sont conçus pour modéliser la plasticité à leurs extrémités, ce qui devrait se produire pour les poteaux- poutres soumis à d'intenses forces latérales. Ces éléments vont des modèles simples à un ou deux composants, souvent avec des ressorts non linéaires aux extrémités des membres (Filippou, 2013), aux éléments plus sophistiqués et élaborés avec modélisation des fibres (FB) sur des longueurs de rotules plastiques prédéterminées (Scott & Fenves 2006, 2013). Les récentes propositions d'éléments d'inélasticité concentrée sont capables de prévenir les problèmes de localisation rencontrés dans les formulations DB et FB classiques.

2.2 Plasticité Concentrée

Dans la philosophie de la plasticité concentrée, les comportements non linéaires sont supposés être aux extrémités de l'élément structurel tandis que le corps est modélisé comme une partie élastique (Spacone & Filippou.1991). Des études expérimentale et analytique récentes montrent que la concentration de non linéarité aux deux extrémités de l'élément permet l'application de la méthode de plasticité concentrée pour l'analyse sismique. La modélisation de ce comportement est illustrée par l'utilisation de rotules

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

plastiques avec une longueur nulle sous la forme de ressorts non linéaires situés aux extrémités des éléments. Selon la formulation, ces modèles sont constitués de plusieurs ressorts reliés en série ou en parallèle.

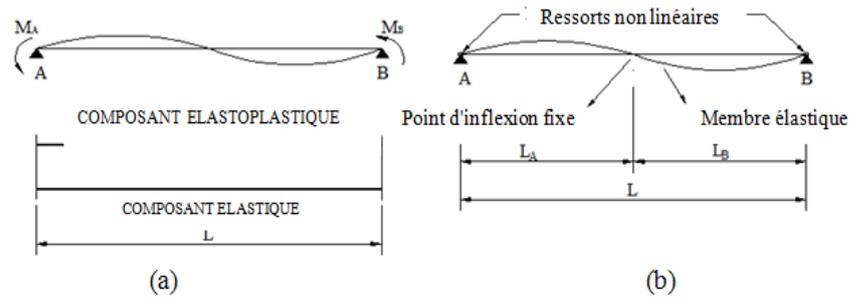


Figure 2.1 éléments de plasticité concentré

a) modèle parallèle Clough et Johnston b) modèle de série Giberson

Le premier modèle d'élément constitutif en parallèle, représenté sur la Fig. 2.1a, a été introduit par Clough et Johnston (1967) et a permis une relation moment-rotation bilinéaire. Ainsi, l'élément se compose de deux éléments parallèles, l'un élastique-parfaitement plastique pour représenter la plastification et l'autre parfaitement élastique pour représenter l'écrouissage. Takizawa (1976) a généralisé ce modèle à un comportement monotone multilinéaire permettant l'introduction de l'effet de fissuration du béton. Le modèle en série a été officiellement introduit par Giberson (1967), bien qu'il ait été utilisé précédemment. Sous sa forme originale, représentée à la Fig. 2.1b, ce modèle est composé d'un élément élastique linéaire avec un ressort équivalent de rotation non linéaire fixé à chaque extrémité, dans lesquelles des déformations inélastiques de l'élément sont regroupées dans les ressorts d'extrémité. Ce modèle est plus polyvalent que le modèle de Clough d'origine, puisqu'il peut décrire un comportement hystérétique plus complexe en

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

choisissant des relations de moment-rotation appropriées pour les ressorts d'extrémité. Ceci rend le modèle attractif pour la représentation du phénomène de comportement hystérétique des éléments en béton armé.

La dépendance de la résistance à la flexion sur la charge axiale dans les conditions de flexion uni-axiale et biaxiale a été explicitement incluse dans la modélisation des poutres-poteaux et des parois structurelles. Dans la plupart des modèles de plasticité concentrée, l'interaction force axiale-moment de flexion est décrite par une surface d'élasticité pour les résultantes de contraintes et une règle d'écoulement associée selon les principes de la théorie de la plasticité classique (Prager et Hodge 1951). La réponse est supposée être linéaire pour les états de contraintes qui se situent à l'intérieur de la surface élastique, auquel cas la rigidité en flexion et axial de l'élément est découplée et est indépendante des charges d'extrémité. Avec l'introduction de plusieurs surfaces d'élasticité et de chargement et des règles de rigidité correspondantes, des représentations multilinéaires constitutives incluant la fissuration et la dégradation de la rigidité cyclique sont possibles pour les ressorts, comme suggéré initialement par Takayanagi et Schnobrich (1979).

2.2.1 Formation de la Rotule Plastique

Les structures soumises à des forces latérales importantes développent leurs déformations inélastiques les plus importantes à leurs extrémités. Les moments de flexion connaîtront alors des valeurs plus élevées en ces points, par opposition aux charges réelles qui produisent des moments dans la partie médiane de l'élément de poutre. Cette

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

connaissance est la base des premières formulations d'éléments de poutres non linéaires. Afin d'analyser effectivement la réponse non linéaire des éléments en béton armé, à partir des tests statiques plusieurs chercheurs ont largement étudiée la longueur de la rotule plastique l_p (Baker 1956, Baker and Amarakone 1964, Mattock 1964, 1967, Corley 1966, Park, Priestley, and Gill 1982, Priestley and Park 1987, Paulay and Priestley 1992, Sheikh and Khoury 1993, Mendis 2001). La longueur de la rotule plastique équivalente peut être calculée en fonction de l'intégration de la distribution de la courbure pour les éléments typiques. Ainsi pour simplifier les calculs, il est alors possible de définir une longueur de la rotule plastique équivalente l_p sur laquelle la courbure plastique φ_p est supposée être égale à $\varphi_m - \varphi_y$, où φ_m est la courbure maximale et φ_y est la courbure élastique, comme le montre la Figure 2.2. La longueur l_p est déterminée de telle sorte que le déplacement plastique au sommet du poteau en porte-à-faux Δ_p prédit à partir d'un procédé de calcul de déplacement ou d'une expérience soit le même que celui obtenu à partir de la distribution réelle de la courbure. La rotation plastique concentrée θ_p le long de la longueur de la rotule plastique est ensuite calculée selon l'équation ci-après :

$$\theta_p = \varphi_y l_p = (\varphi_m - \varphi_y) l_p \dots \dots \dots 2.1$$

La rotation plastique dérivée obtenue en utilisant l'équation (2.1) peut être utilisée pour déterminer la capacité de déplacement d'une section qui subit des déformations inélastiques. Si l'on suppose que la rotation plastique est concentrée au milieu de la rotule plastique, le déplacement plastique au sommet du poteau en porte-à-faux devient alors :

$$\Delta_p = \theta_p (l - 0.5l_p) = (\varphi_m - \varphi_y) \cdot l_p \cdot (l - 0.5l_p) \dots \dots \dots 2.2$$

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

Où l est la longueur du poteau.

La déformation non linéaire maximale est alors obtenue à partir du déplacement plastique au sommet de la console. Par conséquent, une prédiction cohérente d'une longueur de rotule plastique est nécessaire pour examiner la capacité de déformation théorique des poteaux. La longueur de la rotule indique la longueur théorique de la concentration des dommages le long de poteau. Bien que la longueur de la rotule plastique ne puisse pas être considérée comme la région de confinement de poteau souhaitée, elle indique la dimension théorique minimale de celle-ci. La région de confinement réelle, qui a été montrée comme le domaine de la plasticité sur la Fig. 2.2, devrait être plus longue que la longueur de la rotule plastique.

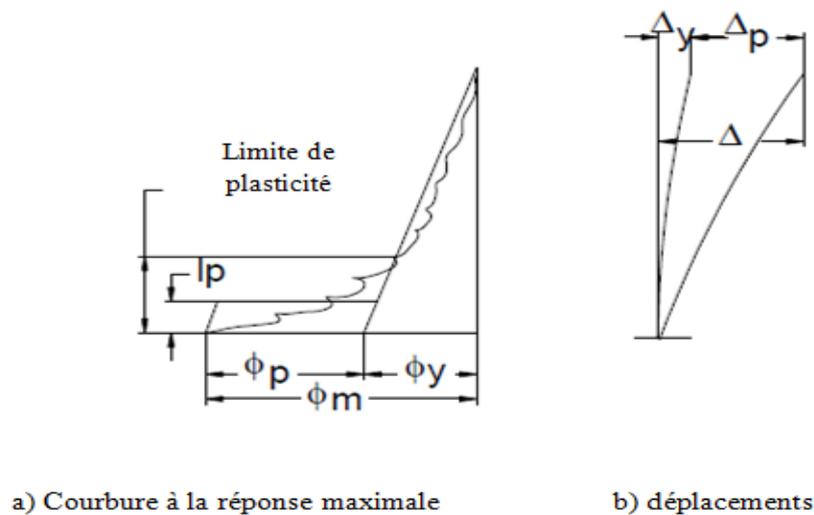


Figure 2.2 Relations de courbure et de déplacement pour une console en béton armé

(Paulay et Priestley 1992).

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

2.2.2 : Modèles de Conception de la Longueur de Rotule Plastique

Depuis le début des années 1950, les modèles et le concept de la rotule plastique ont été étudiés pour définir la longueur équivalente de celle-ci. Dans ce paragraphe, quelques expressions bien connues pour le calcul de la longueur de la rotule plastique sont présentées.

2.2.2.1 : Park et al.

Park et al. (1982) ont testé quatre poteaux de béton à grande échelle avec des sections carrées de $(550 \times 550 \text{ mm}^2)$ et un rapport $L/h = 2$. Les charges axiales appliquées aux éprouvettes du poteau se situaient entre $0,2 f'_c A_g$ et $0,6 f'_c A_g$. Park et al. (1982) ont estimé l_p des spécimens d'essai en utilisant l'équation (2.3):

$$\Delta_{tip} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\varphi_y L^2}{2} (\varphi - \varphi_y) l_p (L - 0.5 l_p) \dots \dots \dots 2.3$$

Ils ont conclu que les longueurs l_p obtenues expérimentalement étaient relativement insensibles au niveau de la charge axiale et avaient une valeur moyenne de $0,42h$, où h est la profondeur totale du poteau. Ils ont suggéré d'utiliser une longueur l_p simple d'une valeur égale à $0.4h$ pour les poteaux en béton. En utilisant une approche similaire, Priestley et Park (1987) ont proposé l'équation à deux composantes suivante pour le calcul de l_p des poteaux en béton armé :

$$l_p = 0.08 L + 6 d_b \dots \dots \dots 2.4$$

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

Priestley et Park (1987) ont indiqué que le premier terme représentait principalement la flexion du poteau, tandis que le second représentait le glissement de la barre dû à l'allongement des barres longitudinales au-delà de la base théorique (pénétration de traction dans l'articulation ou de la fondation).

Paulay et Priestley (1992) ont révisé l'équation (2.4) pour tenir compte des différentes qualités de renforcement par flexion. L'expression révisée est donnée dans l'équation suivante :

$$l_p = 0.08 L + 0.022 d_b f_y f_y \text{ en MPA} \dots\dots\dots 2.5$$

Où L est la longueur du poteau en porte-à-faux, f_y est la limite élastique de la barre longitudinale, et d_b est le diamètre de la barre longitudinale. Paulay et Priestley (1992) ont rapporté que l'équation (2.5) donnait $l_p \approx 0.5h$ pour les poteaux typiques.

2.2.2.2 : Sakai and Sheikh

Basant leur travail sur une revue approfondie de la littérature, Sakai et Sheikh (1989) ont rapporté que la longueur de la rotule plastique l_p , augmente à mesure que le rapport de comportement augmente. Aussi, ils ont défini ce rapport comme L / h ou L / D , ce qui est presque équivalent à L / h . Les courbes bilinéaires illustrant la relation entre l_p et le rapport en question ont été rapportées comme des lignes de tendance. Ils ont conclu que la longueur l_p est affectée par la quantité d'armatures transversales, le niveau de charge axiale et le rapport de comportement.

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

2.2.2.3: Sheikh et al.

Sheikh et Khoury (1993), Sheikh et al. (1994) et Bayrak et Sheikh (1998) ont rapporté que les longueurs l_p mesurées étaient approximativement égales à $1,0 h$ dans leurs essais sur poteaux.

2.2.2.4 : Mendis

Mendis (2001) a effectué des essais sur treize (13) poutres de béton simplement appuyées soumises à des charges ponctuelles et a examiné leurs longueurs l_p . Il a signalé que la longueur l_p augmentait à mesure que L/h ou le rapport de renforcement longitudinal augmentait mais diminuait à mesure que la quantité de renforcement latéral augmentait. Sur la base de quatre (04) essais de poteau où les niveaux de charge axiale étaient faibles, Mendis (2001) a conclu que l_p n'était pas sensible au taux de la charge axiale.

2.2.2.5 : Correal et al.

Correal et al. (2007) ont conçu et testé six modèles de poteaux dont les armatures transversales sont en spirales à grande échelle sur une table vibrante à l'Université du Nevada, Reno, afin d'étudier les effets du niveau de cisaillement, de la distance et la forme en spirale des armatures transversales sur la longueur de la rotule plastique. Ces longueurs de rotule plastique ont ensuite été examinées pour évaluer les réponses dynamiques de ces poteaux. Les résultats ont montré que les longueurs des rotules plastiques augmentaient de

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

10 à 20% lorsque la distance entre les spirales est passée de $1.0R$ à $1.5R$ (R est le rayon des poteaux spirale), en fonction du niveau de cisaillement.

2.2.2.6 : Oehlers et al.

Oehlers et al. (2008) ont développé une nouvelle approche en termes de rotule plastique basée sur la théorie du frottement de cisaillement. Cette nouvelle rotule de cisaillement explique les avantages du confinement du point de vue mécanique, tels que ceux dus à l'enrobage en polymère renforcé de fibres ou d'étriers en acier. Mohamed Ali et al. (2008) ont également développé un modèle numérique de la zone de la rotule d'une poutre en béton armé liée avec une plaque de tension en polymère renforcé de fibres, qui simule quatre mécanismes contribuant à la rotation de l'élément et définit de manière significative la limite de rotation imposée par le béton.

2.2.2.7 : Berry et al.

Berry et al. (2008) ont présenté l'équation suivante pour calculer la longueur de la rotule plastique :

$$l_p = 0.05L + \frac{0.1f_y d_b}{\sqrt{f'_c}}(\text{MPa}) \dots\dots\dots 2.6$$

L'équation (2.6) considère la résistance du béton ainsi que les propriétés et la quantité d'acier longitudinal, cependant elle ne prévoit pas la longueur de la rotule plastique avec précision, en particulier lorsque P / P_0 est supérieur à 0,2.

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

2.3 Plasticité Distribuée :

Les approches de plasticité distribuée sont plus précises que les approches concentrées depuis l'hypothèse d'un élément global (tout comportement inélastique étant concentré aux extrémités) est physiquement impossible (Spacone et El-Tawil 2004). Dans une approche de plasticité distribuée, le comportement est surveillé sur plusieurs points d'intégration le long d'une longueur d'élément où un comportement inélastique est autorisé. Comme l'approche concentrée, des modèles de matériaux constitutifs sont appliqués à une section discrétisée pour tenir compte du comportement inélastique. Plutôt que d'être appliquée à un seul point ou une seule région l'approche distribuée s'applique cependant à la section discrétisée en chaque point d'intégration le long de l'élément, comme cela est illustré à la Figure 2.3. À tout moment dans une analyse, la réponse d'une section en chaque point d'intégration le long de l'élément est évaluée. Cette approche donc capture plus précisément la propagation de la plasticité le long d'un élément.

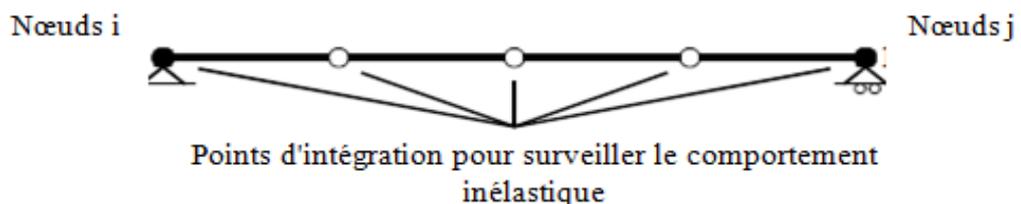


Figure 2.3: Schéma de l'élément dans une approche de plasticité distribuée

Dans une approche de plasticité distribuée, l'utilisateur définit généralement l'emplacement et le poids des points d'intégration le long d'un élément ; cependant,

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

l'approche la plus commune est l'intégration Gauss-Lobatto. Ce schéma met un point d'intégration à chaque extrémité d'un élément, où se produit généralement un comportement extrême, ainsi que les « n » points d'intégration également espacés le long de la longueur de l'élément (Neuenhofer et Filippou 1997). Ainsi, le schéma d'intégration présenté à la Figure 2.4 représenterait l'intégration Gauss-Lobatto avec cinq (5) points. Les déformations entre chaque point d'intégration sont supposées être linéaires dans ce procédé ou tout autre schéma d'intégration. Il est donc intuitif que plus il y a de points d'intégration utilisés plus l'élément est représentatif du comportement de la structure réelle

Alors que l'approche de la plasticité distribuée offre l'avantage de capturer la plasticité de propagation, elle présente également des limites. Augmenter le nombre de points d'intégration dans un élément où le comportement inélastique ne s'étend pas sur toute la longueur est une perte de calcul et déterminer le nombre et le placement les plus effectifs de points d'intégration n'est pas une tâche facile. En outre, les approches de plasticité distribuée supposent une réponse d'écrouissage et ne parviennent pas à capturer la relaxation. Par conséquent, l'approche utilisée peut nécessiter des connaissances préalables sur le comportement attendu de l'élément structurel que ce soit pour la plasticité concentrée ou la plasticité distribuée.

2.3.1 Hypothèses du modèle :

Les éléments poutres-poteaux présentés ci-dessous sont basés sur la théorie des poutres d'Euler Bernoulli. Bien que la majorité des exemples numériques aient été réalisés dans un plan bidimensionnel, les hypothèses seront présentées en trois dimensions. De

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

plus, comme la réponse en torsion est considérée comme étant découplée en réponses axiale et flexionnelle, elle sera exclue des modèles pour plus de simplicité.

Les variables du champ de déplacements d'éléments sont décrites par l'équation 2.7 donnée ci-dessous :

$$\mathbf{u}(x) = \begin{pmatrix} u(x) \\ w(x) \\ v(x) \end{pmatrix} \dots\dots\dots 2.7$$

Où $u(x)$ est le déplacement axial, et $w(x)$ et $v(x)$ sont les déplacements transversaux respectivement dans la direction z et y . Le vecteur de déformation de section, qui contient la déformation axiale et les courbures, est donné par l'équation 2.8 :

$$\mathbf{e}(x) = \begin{pmatrix} \varepsilon_a(x) \\ k_z(x) \\ k_y(x) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial u(x)}{\partial x} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2} \right)^2 \\ \frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2} \end{pmatrix} \dots\dots\dots 2.8$$

Où la non linéarité géométrique est incluse dans l'expression de $\varepsilon_a(x)$. La contrainte normale ϵ_m au point m indiquée sur la figure (2.4) est donnée par l'expression 2.9

$$\epsilon_m(x, y, z) = (1, y, z) \dots\dots\dots 2.9$$

Où ε_a est la déformation à l'origine a , et k_z et k_y sont les courbures autour des axes z et y . En définissant la matrice cinématique de section comme étant

$$a_s(y, z) = \varepsilon_a(x) + yk_z(x) + zk_y(x) \dots\dots\dots 2.10$$

Il est alors possible d'écrire l'équation (2.9) comme :

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

$$\epsilon_m(x, y, z) = a_s(y, z)e_x \dots \dots \dots 2.11$$

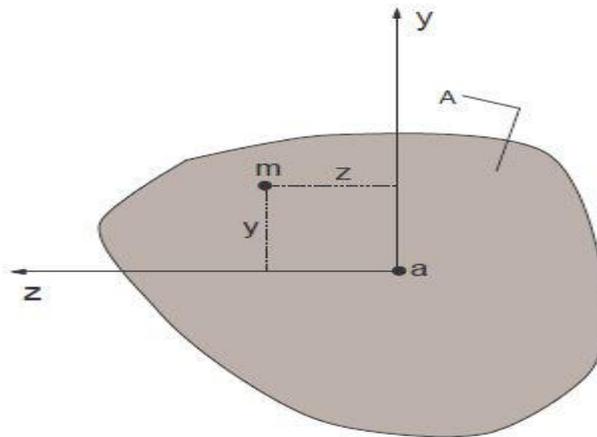


Figure 2.4: Cinématique de section (Filippou, 2013).

Les forces internes de la section définies comme étant la force axiale et les moments fléchissant, sont décrites comme étant le vecteur :

$$\mathbf{s}(x) = \begin{pmatrix} N(x) \\ M_z(x) \\ M_y(x) \end{pmatrix} \dots \dots \dots 2.12$$

La relation constitutive est connue pour la section, et elle est décrite par :

$$\mathbf{s}_{n+1}(x) = C[\mathbf{s}_n(x), \mathbf{e}_n(x), \mathbf{e}_{n+1}(x)] \dots \dots \dots 2.13$$

Où n désigne l'étape d'analyse. Les forces de section internes $\mathbf{s}_{n+1}(x)$ sont donc calculées à partir des forces de section précédentes $\mathbf{s}_n(x)$, et les vecteurs de déformation de section courante et précédente. La relation est linéarisée et incrémentalement donnée comme

$$\Delta \mathbf{s}(x) = k_s(x) \Delta \mathbf{e}(x) \dots \dots \dots 2.14$$

Où la matrice de rigidité de section est donnée par

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

$$k_S = \frac{\partial S}{\partial e} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N}{\partial \varepsilon} & \frac{\partial N}{\partial k_y} & \frac{\partial N}{\partial k_z} \\ \frac{\partial M_y}{\partial \varepsilon} & \frac{\partial M_y}{\partial k_y} & \frac{\partial M_y}{\partial k_z} \\ \frac{\partial M_z}{\partial \varepsilon} & \frac{\partial M_z}{\partial k_y} & \frac{\partial M_z}{\partial k_z} \end{bmatrix} \dots\dots\dots 2.15$$

Pour des raisons de simplicité, la coordonnée x est exclue de l'expression de la matrice de rigidité de la section. Les équations ci-dessus définissent les relations force-déformation d'une section matérielle, et l'étape suivante consistera à assembler ces relations au niveau de l'élément.

2.3.2 Modèles des Fibres :

Les éléments de structure en béton armé ne sont pas constitués de sections de matériaux homogènes. Un cas similaire s'applique aux sections en acier avec des contraintes initiales aux points de soudure, ce qui affecterait la réponse globale. Ceci rend impossible de modéliser le comportement exact des éléments sans discrétiser les sections, et donc de prendre en compte les différentes propriétés des matériaux. Cette approche est appelée « modèle de fibre » et c'est le modèle d'élément d'inélasticité distribué couramment utilisé. Un modèle de fibre d'une poutre en béton armé est illustré à la figure (2.5), où l'on peut voir que différentes fibres sont fabriquées pour le béton de couverture non confiné, le béton du noyau confiné et les barres d'armature en acier. Ainsi, le modèle d'élément devra inclure trois relations différentes de contrainte-déformation de matériau pour obtenir les bonnes valeurs de réponse. L'effort de calcul peut cependant être réduit en ajustant le niveau de la discrétisation de la section. Par exemple, le nombre de fibres dans la direction z d'une poutre peut souvent être beaucoup plus faible que dans la direction y .

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

En effet, le moment fléchissant autour de l'axe z est généralement beaucoup plus grande que sur l'axe des y, ce qui se traduira par une augmentation d'inélasticité et la nécessité de discrétisation. Bien que l'élément de fibre soit considéré plus "exact" que d'autres formulations d'élément, il présente des difficultés numériques. L'un des plus importants est l'interaction entre la flexion et la réponse au cisaillement, qui est encore au stade de la recherche.

Les formulations d'éléments finis les plus courantes pour l'élément de fibre sont la méthode de rigidité basée sur le déplacement et la méthode de flexibilité basée sur la force (Neuenhofer et Filippou, 1997). Il existe plusieurs formulations qui solutionnent certaines des difficultés avec ces deux méthodes. Les exemples sont la formulation mixte, qui combine les propriétés des méthodes de rigidité et de flexibilité (Alemdar et White, 2005), et des éléments améliorés basés sur la flexibilité comme l'élément de la zone de la propagation inélastique (Lee et Filippou, 2009). Cependant, ces éléments ne seront pas discutés plus avant, mais les différences fondamentales des deux méthodes mentionnées en premier seront présentées.

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

Armé

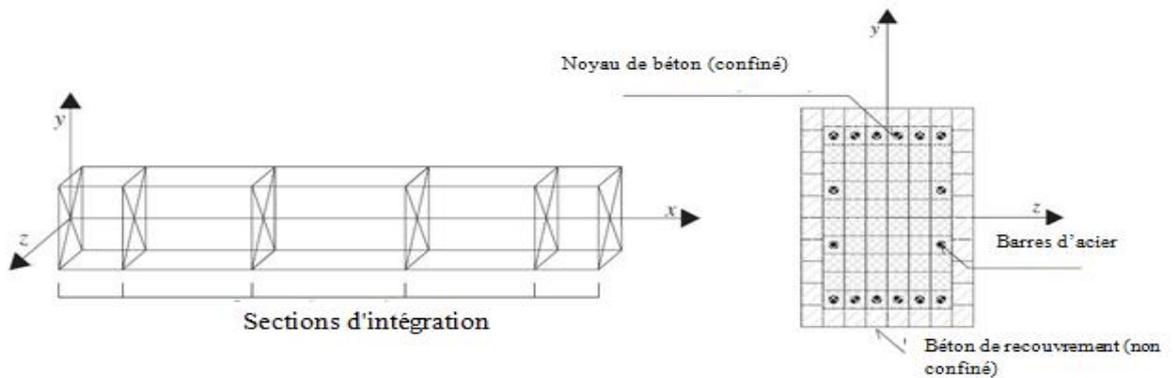


Figure 2.5: Modèle de fibre d'une poutre en béton armé (Calabrese, Almeida &Pinho, 2010).

2.3.3 Formulation d'éléments basée sur le déplacement :

La méthode de rigidité basée sur le déplacement (DB) est basée sur des fonctions d'interpolation pour les déplacements axiaux et transversaux de l'élément. Les fonctions couramment utilisées pour les éléments de poutre-poteau sont les fonctions de forme lagrangiennes linéaires pour les déplacements axiaux et les polynômes hermétiques cubiques pour les déplacements transversaux. Ceux-ci donnent la réponse exacte pour un membre élastique linéaire prismatique (Neuenhofer et Filippou, 1997).

Le champ de déplacement $u(x)$ est lié aux déplacements nodaux et à travers l'équation :

$$u(x) = N(x)v \dots\dots\dots 2.16$$

Où $N(x)$ est une matrice contenant les fonctions d'interpolation des déplacements axiaux et transversaux. Le vecteur de déformation de la section $e(x)$ donné par l'équation.2.8, est lié aux déplacements nodaux par l'expression :

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

$$e(x) = B(x)v \dots\dots\dots 2.17$$

La matrice $B(x)$ contient la première dérivée de la fonction de forme de déplacement axial, et les dérivées secondes des fonctions de forme de déplacement transversal. En combinant la relation constitutive linéaire (2.14) avec une version incrémentale de (2.17), l'expression suivante est obtenue pour l'incrément de force de section.

$$\Delta s(x) = k_s(x)\Delta e(x) = k_s(x)B(x)\Delta v \dots\dots\dots 2.18$$

La condition d'équilibre entre les forces nodales q et les forces de section $s(x)$ est dérivée du principe des déplacements virtuels, et est donnée par :

$$q = \int_L B^T(x)s(x)dx \dots\dots\dots 2.19$$

La condition d'équilibre entre les forces nodales q et les forces de section $s(x)$ est telle que la matrice de rigidité de l'élément est dérivée de sa dérivée par rapport aux déplacements nodaux. Cela peut facilement être fait en insérant l'expression de $\Delta s(x)$ (2.18) dans l'expression (2.19). L'équation résultante est dérivée du principe des déplacements virtuels, et est donnée par :

$$k = \frac{\partial q}{\partial v} = \int_L B^T(x)k_s(x)B(x)dx \dots\dots\dots 2.20$$

Les sections de matériau de poutre-poteau ont très souvent une distribution irrégulière et discontinue des contraintes. Ceci est soit dû à des rigidités différentes dans la section, comme c'est le cas pour le béton armé, ou une grande inélasticité qui peut entraîner une courbure non linéaire. L'utilisation des techniques classiques d'intégration

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

pour résoudre les équations (2.19) et (2.20) est donc très laborieuse. L'intégration plutôt numérique devrait être utilisée, ce qui permet de réécrire les équations mentionnées sous une forme discrète plutôt que continue. La condition d'équilibre est donc écrite comme suit :

$$q = \int_L B^T(x)s(x)dx \approx Li = \sum_{i=1}^{N_p} B_i^T s_i \omega_i \dots\dots\dots 2.21$$

Et la matrice de rigidité de l'élément est donc :

$$k = \int_L B^T(x)k_s(x)B(x)dx = \sum_{i=1}^{N_p} B_i^T k_{s,i} B_i \omega_i \dots\dots\dots 2.22$$

Où N_p est le nombre de points d'intégration et ω_i est le poids de chaque point i .

2.3.4 Formulation des éléments basés sur la force :

La méthode de flexibilité basée sur la force (FB) est basée sur des fonctions d'interpolation pour les forces internes, et non sur des déplacements qui sont la formulation d'éléments finis manuels courants, ainsi que dans la formulation DB. Ces fonctions sont choisies de sorte qu'elles représentent la solution exacte des forces dans les éléments, et sont généralement d'un degré de polynôme inférieur à celui des fonctions de forme de déplacement.

Les forces de section $s(x)$, aussi appelées champ de force, sont liées aux forces nodales q à travers l'équation ci-après :

$$s(x) = b(x)q \dots\dots\dots 2.23$$

Où $b(x)$ est une matrice contenant les fonctions d'interpolation de force mentionnées.

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

Par exemple, un poteau soumis à une charge nodale horizontale aura une force axiale constante et un moment de flexion linéairement réparti dans une direction, ce qui rend le choix des fonctions d'interpolation simple. La matrice d'interpolation de force pour un tel cas est donc :

$$b(x) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \xi - 1 & \xi & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \xi - 1 & \xi \end{bmatrix} \dots\dots\dots 2.24$$

Où la coordonnée normalisée $\xi = x/L$ est utilisée. La matrice de flexibilité de section est définie comme

$$f_s(x) = k_s^{-1}(x) \dots\dots\dots 2.25$$

Une procédure mathématique similaire à celle de la formulation DB est utilisée ici. En combinant la forme inverse de l'expression (2.17) avec la version incrémentale de l'expression (2.23), une relation pour la déformation de section incrémentielle est ainsi écrite :

$$\Delta e(x) = k_s^{-1}(x)\Delta s(x) = f_s(x)\Delta s(x) = f_s(x)b(x)\Delta q \dots\dots\dots 2.26$$

Le principe des forces virtuelles est ensuite utilisé pour définir la condition de compatibilité entre les déplacements nodaux et les déformations de section, qui est représenté par l'expression ci-dessous :

$$v = \int_L b^T(x)e(x)dx \dots\dots\dots 2.27$$

Chapitre II : Modélisation non Linéaire d'un Pieu en Béton Armé

Les équations (2.26) et (2.27) sont ensuite combinées pour donner la matrice de flexibilité de l'élément :

$$f = \frac{\partial v}{\partial f} = \int_L b^T(x) f_s(x) b(x) dx \dots\dots\dots 2.28$$

La forme discrète des deux équations ci-dessus est donnée par :

$$v = \int_L b^T(x) e(x) dx \approx \sum_{i=1}^{N_p} b_i^T e_i \omega_i \dots\dots\dots 2.29$$

Et

$$f = \int_L b^T(x) f_s(x) b(x) dx = \sum_{i=1}^{N_p} b_i^T f_{s,i} b_i \omega_i \dots\dots\dots 2.30$$

CHAPITRE III

INTERACTION SOL-PIEU

III Interaction Sol-Pieu**3.1 Introduction :**

Les systèmes de fondation de pieux sont largement utilisés dans les applications de génie civil, où des forces intenses doivent être exercées, comme par exemple dans les centrales nucléaires, les barrages en béton et en terre ainsi que les bâtiments, les ponts, les tunnels et les structures souterraines. Actuellement, les systèmes de fondation sont conçus pour se comporter de manière élastique pour chaque type de chargement, et par conséquent, dans le cas d'actions graves, les dommages sont concentrés sur les éléments structuraux au-dessus du sol. Cependant, des travaux de recherche récents ont prouvé que permettre le développement d'une rotule plastique dans le système de fondation pieu-sol peut être bénéfique (N. Gerolymos, V. Drosos, 2009), (J.S. Chiou and Y.C. Tsai and C.H. Chen, 2012). Ainsi, l'étude de la non linéarité matérielle est importante pour la réponse des systèmes de fondation.

D'après la modélisation du comportement mécanique du système pieu-sol plusieurs approches ont été proposées. Le modèle le plus simple est l'approche de Winkler où le milieu du sol est modélisé comme un ensemble de ressorts non couplés tandis que le pieu est représenté par un élément poutre. Les ressorts peuvent être soit linéaires élastiques fournissant une résistance en proportion directe de la déviation de la poutre (Hetényi, 1971), soit prenant en compte le caractère sans tension de la réaction de fondation (Weitsman Y. A, 1972). Pour tenir compte de la nature de non linéarité du sol en raison du niveau élevé de déformation (déformations plastiques du sol), plusieurs recherches ont utilisé le concept de poutre sur ressorts non linéaires. Dans cette formulation, la relation

charge-déplacement de base est supposée suivre une loi non linéaire alors que la poutre reste élastique tout au long de l'analyse. Les relations charge-déformation sont décrites par les courbes p-y empiriques (Kim Y, Jeong S.2011) où la valeur de la rigidité du ressort est variable, ce qui permet d'envisager une relation non proportionnelle entre la résistance du sol p et le déplacement latéral y. En général, cette méthode est la plus couramment utilisée pour étudier la réponse d'un pieu chargé dans la pratique de l'ingénierie.

3.2 Approche de Winkler :

Winkler (1867) a proposé que la résistance d'une fondation aux forces externes soit proportionnelle au déplacement du sol lorsque celui-ci est modélisé comme un ensemble de ressorts élastiques, de sorte que la flexion élastique du ressort représente le déplacement de la poutre sous le sol. Le coefficient de raideur du ressort représente les propriétés du matériau où le sol est connu comme étant le coefficient de réaction de la couche de fondation (k).

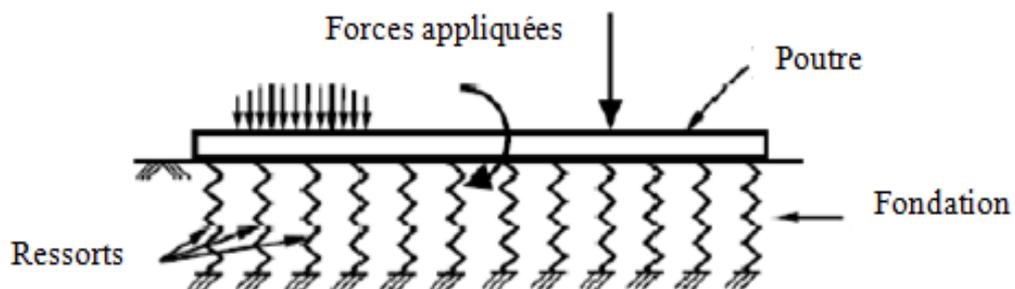


Figure 3.1 Concept de Winkler sur un sol élastique (d'après Winkler, 1867)

Comme le montre la figure 3.1, la force induite par le ressort est,

$$F = K y \dots\dots\dots 3.1$$

Où :

F : La force

K : Le coefficient de rigidité du ressort

y : Le déplacement du ressort ou déplacement du sol

Terzaghi (1955) a mis en évidence la relation entre le coefficient de raideur du ressort par rapport au module de réaction d'une masse de sol de fondation. Si $P (F / L^2)$ est la pression appliquée à l'interface entre le sol et la poutre en raison de la charge appliquée et de la déviation alors :

$$P = K_h y \dots\dots\dots 3.2$$

Où, $k_h =$ module de réaction de fondation $= P / y (F / L^3)$, donc le coefficient de ressort $k = k_h / y$ si $P (F / L)$ est la force de résistance du sol par unité de longueur,

$$P = K_s y \dots\dots\dots 3.3$$

Où, $K_s =$ Le module de fondation $= k_h z$

$z =$ La profondeur sous le niveau du sol

Depuis, la valeur de la réaction de fondation (k_h) peut représenter la fonction exponentielle de la profondeur et de la déformation du pieu. D'autres chercheurs (Davisson, 1970, Francis, 1964, Broms, 1964a, b, Matlock et Reese, 1960 et Reese et Matlock, 1956) ont appliqué le concept de Winkler sur des pieux chargés latéralement en considérant le pieu comme une poutre contre les chargements latéraux (transversal). L'hypothèse de Winkler était que le comportement du sol est élastique linéaire ; cependant,

le comportement du sol sous la charge latérale est complexe en raison du comportement non linéaire du sol.

3.3 Caractéristiques de la courbe p-y :

Les courbes p-y sont la relation entre la résistance du sol (P) et le déplacement du sol (y), où la résistance du sol (force par unité de longueur) est le produit de la constante de ressort et du déplacement du sol. Plusieurs approches ont été faites pour développer ou déduire les courbes p-y à partir d'essais de charge sur le terrain ou d'essais en laboratoire. Smith et Slyh (1986) ont expliqué que lorsque la charge latérale est appliquée sur le pieu, la réponse latérale du sol (P) résulte principalement de deux composantes : la résistance de frottement, (F) produite par les contraintes d'interface tangentielles et la résistance frontale, (Q) produite par des contraintes normales à la section transversale du pieu, comme le montre la figure 3.2. Le développement des courbes p-y pour l'analyse du comportement de charge latérale des pieux ont commencé au milieu du 20^{ème} siècle lorsque McClelland et Focht (1958) ont corrélié les courbes p-y avec la courbe de contrainte obtenue à partir du test de laboratoire. La corrélation donnée pour la résistance latérale ultime du sol, P_u est $P_u = 5.5B\Delta\sigma$, où $\Delta\sigma = (\sigma_1 - \sigma_{31})$ de la courbe contrainte-déformation. Le déplacement, y est donné par la relation $y = 1 / 2B\varepsilon$, où B est le diamètre de pieu ou taille frontale en pouces, et ε est la déformation du sol obtenue à partir de la courbe contrainte-déformation.

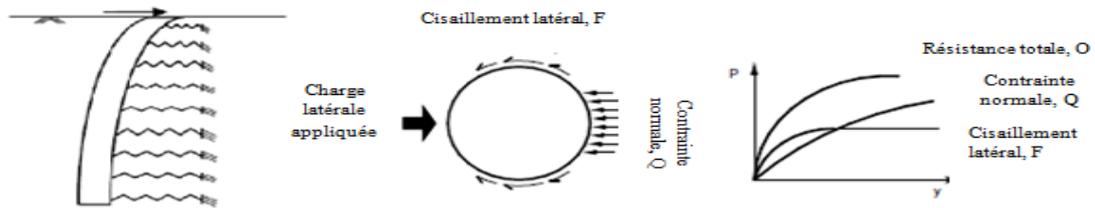


Figure 3.2 Mécanisme générant la force totale de la résistance du sol (P) (Smith et Slyh, (1986))

Contrairement à l'hypothèse de McClelland et Focht (1958) selon laquelle le sol situé devant le pieu est négligé uniquement dans le plan horizontal, Reese (1958) a soutenu que le sol près de la surface est négligé en se déplaçant vers le haut sous la forme d'un pieu chargé latéralement. Reese a également développé les courbes p-y en simulant les courbes contrainte-déformation en prenant la forme de paraboles. Comme discuté précédemment, la réaction horizontale de fondation (k_h) est une fonction non linéaire du déplacement ou de la déformation dans le sol autour du pieu et le module sécant des courbes p-y représente le coefficient de fondation. Matlock et Reese (1970) ont introduit le comportement de non linéarité du sol dans le modèle développé en modifiant l'approche de Winkler, en supposant que le pieu est une poutre flexible et que le sol est représenté par un ensemble de ressorts non linéaires indépendants. Les caractéristiques variables de ces ressorts reflètent le comportement de non linéarité du sol. Les courbes p-y suggérées sont typiquement composées de trois segments ; ligne droite, parabole et ligne droite. La partie droite initiale des courbes p-y représente le comportement élastique du sol et la pente est la constante de la réaction horizontale de fondation, tandis que les parties médianes reflètent la partie non linéaire de la courbe de déformation de contrainte in situ. De nombreuses études ont été

réalisées pour prédire la partie médiane d'une courbe p-y, mais il n'existe pas de méthode analytique largement acceptée pour la forme standard de la partie médiane. La troisième partie est une ligne droite horizontale qui représente le comportement plastique du sol. La courbe typique p-y est présentée dans la figure 3.3.

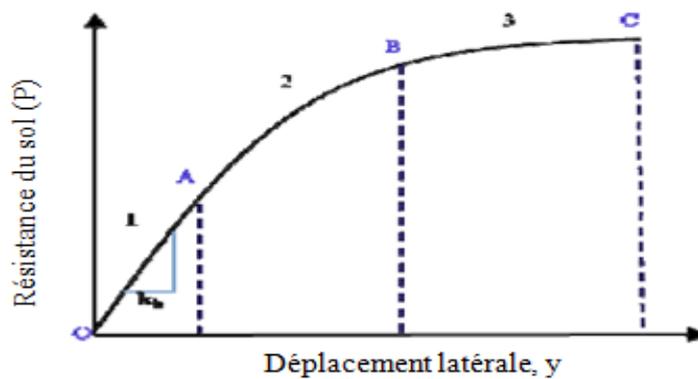


Figure 3.3 Forme typique de la courbe p-y

3.4 Critères de la courbe P-Y pour les argiles :

De nombreux critères sont proposés pour l'élaboration de la courbe p-y pour les argiles. Ces critères ont été élaborés sur la base des résultats des tests de la charge latérale à grande échelle pour les conditions de chargement statiques et cycliques. Certains critères sont examinés dans ce paragraphe.

3.4.1 Critères d'argile molle (Matlock, 1970) :

Matlock (1970) ont proposé une procédure d'élaboration des courbes de p-y pour les pieux dans les argiles molles, saturées. Les critères d'écrouissage sont basés sur les

résultats de quatre (04) essais de charge latérale effectués sur un pieu de diamètre $D=12,75$ pouces (32.385 cm) dans un sol composé d'argiles molle moyennement limoneux sur deux sites différents (Stevens & Audibert, 1979). Les paramètres utilisés pour le calcul sont :

P : Résistance latérale du sol,

p_u : Résistance latérale ultime du sol,

y_{50} : Déplacement latéral correspondant à la moitié de la résistance ultime du sol.

$$y_{50} = 2.5 * \epsilon_{50} * d \dots\dots\dots 3.4$$

ϵ_{50} : Déformation à la moitié de la contrainte déviatorique maximale dans le test non drainé peut être obtenue à partir de la courbe contrainte-déformation ou du tableau 3.1 en l'absence de courbe contrainte-déformation.

d = diamètre du pieu.

La résistance ultime du sol P_u , est calculée comme suit :

$$P_u = N_p * S_u * d \dots\dots\dots 3.5$$

Où :

S_u = la résistance au cisaillement du sol non drainé,

N_p = coefficient de résistance latérale ultime du sol.

Matlock a suggéré que le coefficient $N_p = 9$ pour les grandes profondeurs où un confinement suffisant existe qui correspond à un écoulement horizontal du sol autour de

pieu cylindrique. Mais près de la surface du sol devant de pieu qui n'est pas bien confiné et lorsque le pieu dévie, le sol est soulevé et s'éloigne du pieu $N_p = 3$ à la surface et augmente avec la profondeur selon la relation suivante :

$$N_p = 3 + \frac{\sigma'_z}{S_u} + J * \frac{Z}{d} \dots\dots\dots 3.6$$

Où :

σ'_z = la contrainte effective à la profondeur z ,

S_u = résistance au cisaillement du sol non drainé à la profondeur z ,

J = une constante empirique d'une valeur approximative de 0,5 pour les argiles molles et une valeur de 0,25 pour les argiles moyenne.

Le déplacement latéral y_{50} correspondant à la moitié de la résistance ultime du sol est calculé comme suit $y_{50} = 2.5B\varepsilon_{50}$, la valeur de ε_{50} peut être obtenue à partir de la courbe contrainte-déformation. Enfin, les courbes p - y peuvent être développées en utilisant l'équation 3.7 et la valeur de p reste constante au-delà de $y / y_{50} = 8$ comme le montre la figure 3.4.

$$\frac{p}{p_u} = \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots 3.7$$

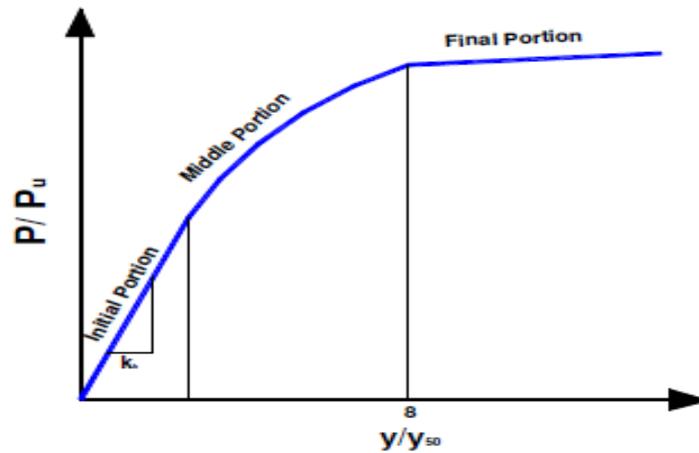


Figure 3.4 Caractéristiques des courbes p-y pour l'argile molle (d'après Matlock, 1970)

Tableau 3.1 Matlock (1970) a recommandées des valeurs de ε_{50} basées sur la consistance de l'argile

Consistance d'Argile	Résistance au Cisaillement non drainée (kPa)	ε_{50}
Très molle	<12	0.02
Molle	12-24	0.02
Moyenne	24-48	0.01
Raide	48-96	0.006
Très raide	96-192	0.005
Dure	>192	0.004

3.4.2 Critères d'argile raide

3.4.2.1 Au-dessus de la Nappe Phréatique (Reese & Welch, 1975) :

Reese et Welch (1975) ont élaboré des critères de la courbe p-y pour les pieux incorporés dans des argiles raides au-dessus de la nappe phréatique sur la base d'un essai de charge latérale sur terrain à grande échelle. Le test de charge a été effectué sur un puits foré de 30 pouces (76.2 cm) de diamètre dans lequel un tuyau instrumenté de 10,75 pouces (27.305 cm) de diamètre a été encastré. Les auteurs ont recommandé que le déplacement de référence et la résistance ultime du sol calculés comme l'argile molle en utilisant des équations (3.4), (3.5) et (3.6). La résistance ultime du sol est considérée être mobilisée par rapport à des déplacements supérieures ou égaux à 16 fois le déplacement de référence. À déviation plus petite, la forme de la courbe p-y est tel que représenté sur la figure 3.5. Les courbes p-y pour la charge statique à court terme peuvent être générées à partir de l'expression suivante :

$$p/p_u = 0.5 * (y/y_{50})^{(1/4)} \dots\dots\dots 3.8$$

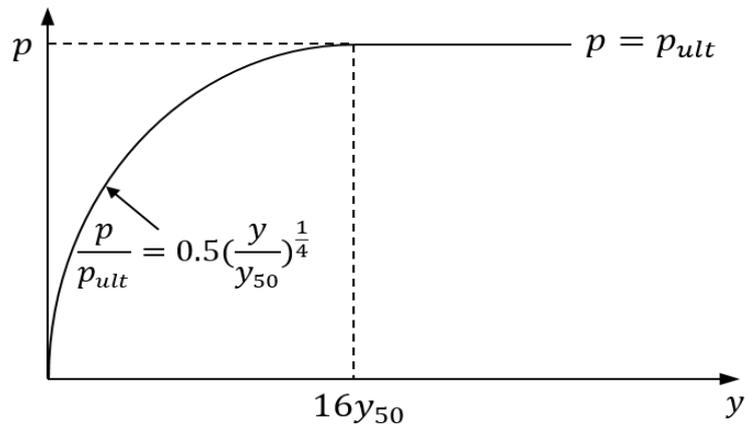


Figure 3.5 courbe p-y pour la nappe phréatique au-dessus des critères d'argile raide
(Chargement statique)

3.4.2.2 Au-dessous de la Nappe Phréatique (Reese et al, 1975) :

Reese et al. (1975), a proposé une procédure pour le développement de la courbe p-y pour les pieux incorporés dans des argiles raides sous la nappe phréatique. Le développement d'un critère de déformation de l'argile adoucissante pour les courbes p-y est basé sur les résultats de l'essai de charge latérale sur deux pieux de 24 pouces (60.96 cm) et un pieu de 6 pouces (15.24) de diamètre, enfoncés dans des argiles raides ayant une résistance au cisaillement comprise entre 1 et 5 tsf.

Reese développé des expressions séparées pour la résistance ultime du sol pour deux mécanismes distincts par lesquels le pieu était supposé se déplacer à travers le sol. Sur la base de rupture du coin devant le pieu et de l'écoulement plastique du sol autour du pieu dans un plan horizontal, la résistance ultime latérale du sol, P_u , par unité de longueur du pieu est déterminée comme étant la moindre des équations suivantes

$$P_u = 2 * Su * d + \sigma'z * d + 2.83 * Su * Z \dots\dots\dots 3.9$$

Ou : $P_u = 11 * Su * d \dots\dots\dots 3.10$

Où :

$\sigma'z$: Contrainte effective surchargé en profondeur Z,

Su : Résistance au cisaillement du sol non drainées en profondeur Z,

d : Diamètre du pieu.

La déviation à une moitié de la résistance ultime du sol est donnée par :

$$y_{50} = \varepsilon_{50} * d \dots\dots\dots 3.11$$

ε_{50} : Déformation à la moitié de la contrainte dévia torique maximale dans le test non drainé.

d : Diamètre du pieu.

La forme de la courbe p-y pour les conditions de charge statique générées par les critères d'argile raide en dessous de la nappe phréatique est illustrée à la figure 3.6

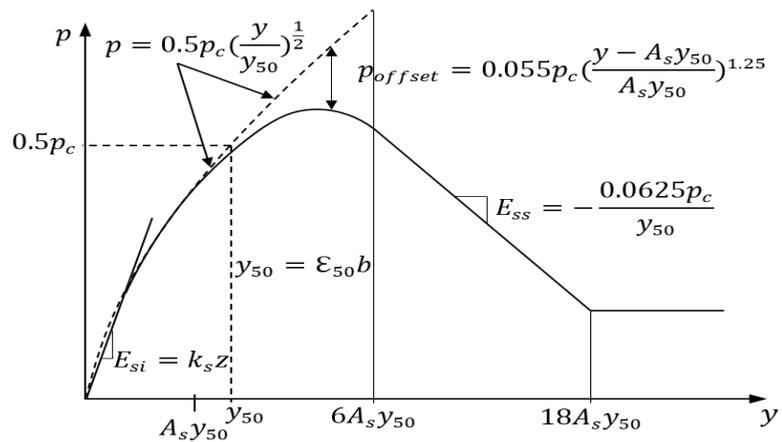


Figure 3.6 courbe p-y pour critères d'argile raide ci-dessous la nappe phréatique
(Chargement statique)

3.5 Critères des Sables :

- **Modèle de Reese**

La résistance ultime par unité de longueur (P_u) de Reese et al. (2006) est calculée à partir des équations 3.12 et 3.13 et la valeur la plus faible est utilisée pour développer les courbes p-y comme le montre la figure 3.7.

$$P_u = \gamma \cdot z \cdot \left[\frac{K_0 \cdot \tan(\phi) \cdot \tan(\beta)}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos\left(\frac{\phi}{2}\right)} + \frac{\tan(\beta)}{\tan(\beta - \phi)} \cdot \left(b + z \cdot \tan(\beta) \cdot \tan\left(\frac{\phi}{2}\right) \right) + K_0 z \tan(\beta) \cdot \left(\tan(\phi) \sin(\beta) - \tan\left(\frac{\phi}{2}\right) \right) - K_a \cdot B \right] \dots\dots\dots 3.12$$

Où

$$P_u = K_a B \gamma z (\tan\beta^8 - 1) + K_0 B \gamma z \tan\phi \cdot \tan\beta^4 \dots\dots\dots 3.13$$

Où :

K_a : Coefficient de pression de la terre active de Rankine = $(1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi)$,

K_0 : Coefficient pression des terres au repos de Rankine = $1 - \sin\phi$,

ϕ : L'angle de frottement interne,

β : L'angle de pente de la surface du sol = $45^\circ + \phi / 2$,

B = largeur ou diamètre du pieu.

La résistance ultime est modifiée avec une constante $\overline{A_s}$, tel que $P = P_{ut} \overline{A_s}$, où le facteur de correction de surface $\overline{A_s}$ peut être estimé à partir de la figure 3.8a. En utilisant

ensuite $P_m = B_s P_u$ pour calculer la valeur de P_m dans la figure 3.7 où la valeur B_s est obtenue à partir de la Figure 3.8b. La section parabolique (k-m) de la courbe peut être obtenue à partir de $C' y^{1/n}$ où la valeur de n peut être trouvée à partir de $n = \frac{P_m}{m y_m}$ et la valeur $C' = \frac{P_m}{y_m^{1/n}}$. La pente de la ligne linéaire entre u et m est de section $m = \frac{P_u - P_m}{y_u - y_m}$. La ligne droite initiale est $P = (K_h z) y$

Où :

K_h est proportionnel à la densité relative du sable et peut être obtenu à partir du tableau

3.2. Le point y_K est calculé comme $y_K = \frac{C'}{K_{py} z}$

Tableau 3.2 La valeur de K_h (MN / m³)

Densité relative	Lâche	Moyenne	Dense
Non submergé	6.8	24.4	61
Submergé	5.4	16.3	34

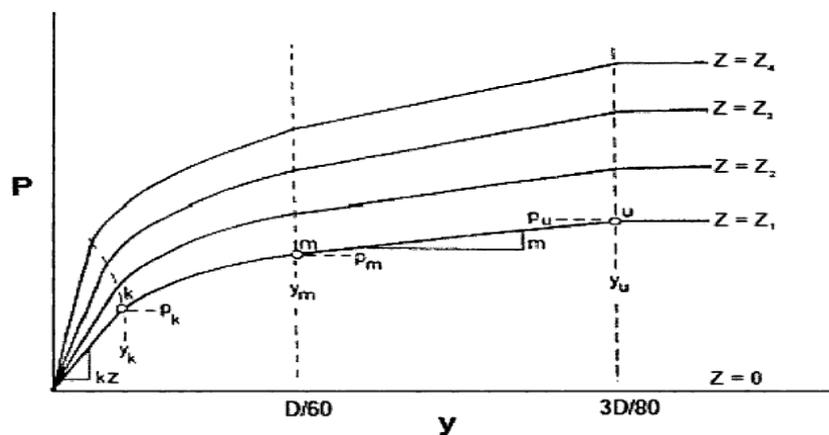


Figure 3.7 La courbe p-y pour le sable (Reese et al. 1974)

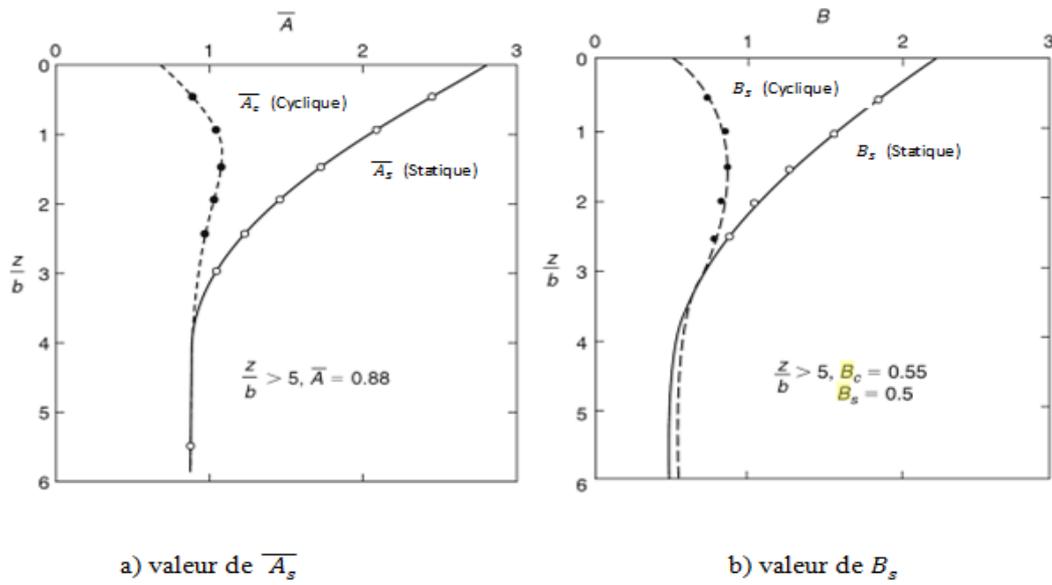


Figure 3.8 Valeur des paramètres \overline{A}_s et B_s (Reese et al. 2006)

• **Modèle d’O’Neill :**

Dans O’Neill (1984), la résistance ultime du sol P_u est déterminée comme étant la valeur moindre des équations 3.14 et 3.15.

$$P_u = \gamma z [D(K_p - K_a) + zK_p \tan\phi \tan\beta] \dots\dots\dots 3.14$$

$$P_u = \gamma D z (K_p^3 + 2K_0 K_p^2 \tan\phi - K_a) \dots\dots\dots 3.15$$

K_p : Le coefficient de pression de la terre passive de Rankine $1/K_a$

La résistance au sol par unité de longueur (P) est calculée à l’aide de l’équation 2.16 La courbe de p-y obtenue à partir de cette équation est présentée à la figure 3.10 et la comparaison des courbes p-y d’O’Neill (1984) et Reese (2006). Est présenté sur la figure 3.11

$$P = \eta A P_u \tanh \left[\left(\frac{k_h z}{\eta A P_u} \right) y \right] \dots\dots\dots 3.16$$

Ou, η = un facteur utilisé pour décrire la forme du pieu généralement pris comme 1.0 pour les pieux circulaires ;

$A = 0.9$ Pour un chargement cyclique, et $3 - 0.8z/D \geq 0.9$ pour un chargement statique.

La valeur du k_h est obtenue à partir du ϕ comme indiqué sur la Figure 3.9.

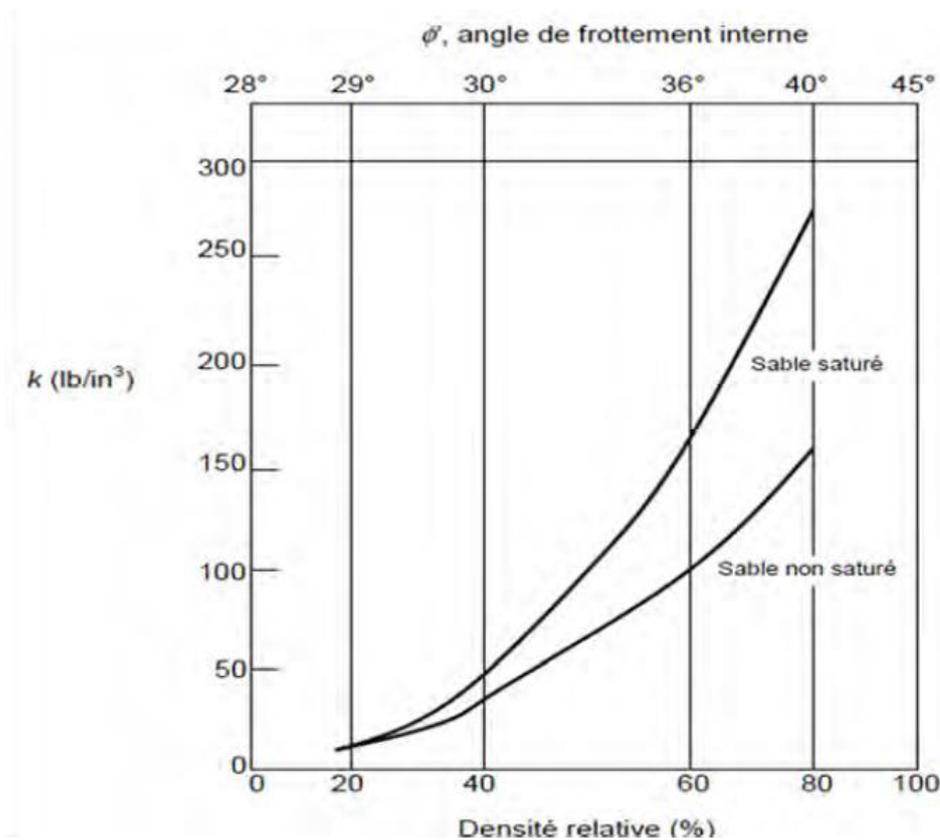


Figure 3.9 Valeurs de k_h en fonction de la densité relative D_r et de l'angle de frottement interne ϕ

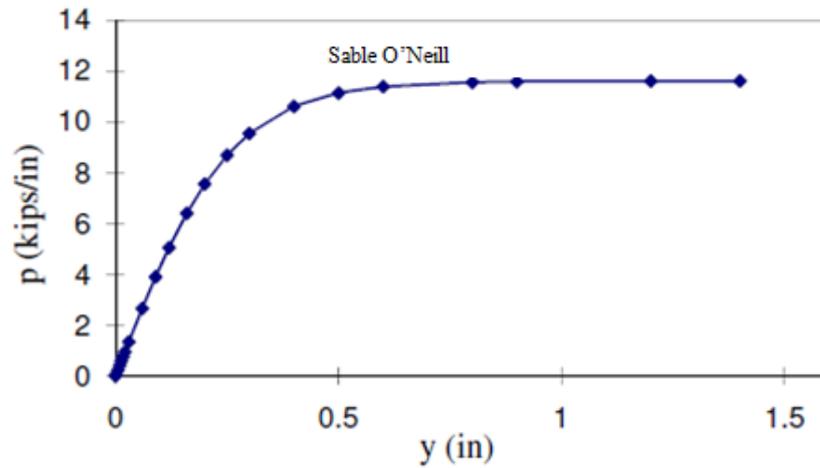


Figure 3.10 La courbe p-y selon la méthode d'O'Neill (O'Neill, 1984)

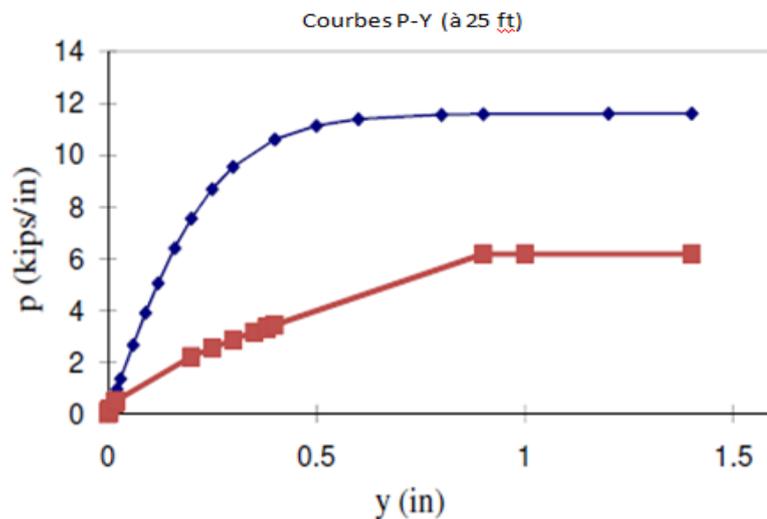


Figure 3.11 Diagramme comparatif des courbes p-y des méthodes Reese (2006) et O'Neill (1984)

3.6 Validation d'un modèle utilisé dans l'étude numérique

3.6.1 Description :

La performance et la capacité de l'approche proposée pour simuler le comportement du pieu dans un sol sablonneux ont été démontrées par la comparaison entre la simulation

numérique et le test effectué par Kampitsis et al. (2015). L'étude montre la réponse d'un pieu vertical tubulaire simple de 3 cm de diamètre extérieur, de 2,8 cm de diamètre interne et de 60 cm de longueur noyé dans un sable sec. La tête de pieu considérée comme le point de référence à la surface du sol est soumise à une charge combinée d'un moment de renversement et d'une force horizontale avec un rapport constant M/Q (trajectoires radiales dans l'espace $Q-M$, Gouvernec, 2004). Le pieu isolé est un cylindre creux en aluminium 6063-F25, expérimenté selon le test effectué par Giannakos (2013) avec les caractéristiques données dans le tableau 3.3. Le pieu est fixé à la base du bac de sable pour assurer sa verticalité cependant, sa longueur était suffisamment longue pour que la rupture par flexion (rotule plastique) ne soit pas affectée par les conditions aux limites de la pointe. La charge est appliquée au pieu à une distance de $e = 32 \text{ cm}$ de la surface du sol. La configuration expérimentale est représentée sur la figure 3.12.

Tableau 3.3 Caractéristiques du pieu

Nom	Symbole	Échelle du modèle
Longueur	L	60 cm
Diamètre extérieur	D_{ext}	3 cm
Diamètre intérieur	D_{int}	2.8 cm
Module de Young	E_0	$7 \cdot 10^4 \text{ MPa}$
Limite d'élasticité	σ_y	215 MPa

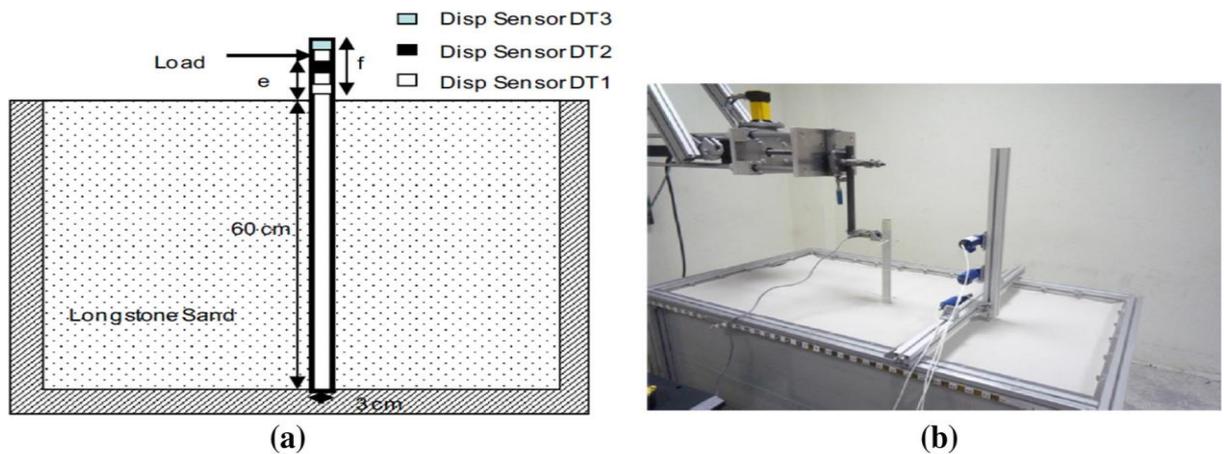


Figure 3.12 La configuration du modèle Pushover; (a) géométrie et (b) instrumentation

Dans ces essais, un pieu vertical est placé dans une masse de sable sec « Longstone », un sable quartzéux très fin et uniforme de diamètre $D_{50} = 0,15 \text{ mm}$ et un coefficient d'uniformité $D_{60}/D_{10} = 1.42$, est utilisé dans les expériences. L'indice des vides à l'état le plus lâche et le plus dense a été mesuré en tant que $e_{max} = 0.995$, tandis que $e_{min} = 0.614$, et le poids spécifique des solides en tant que $G_s = 2.64$. La courbe de distribution granulométrique du sable est illustrée sur la figure 3.12. Les caractéristiques du matériau et de la résistance du sable obtenues grâce à une série d'essais en laboratoire, ont été documentées dans la contribution d'Anastasopoulos et al (2010). Dans cette étude, l'échantillon initial de sol a été choisi à haute densité d'une valeur $Dr \approx 94\%$ pour tous les tests, afin d'éviter la densification du sol pendant le chargement et le poids unitaire sec de l'échantillon a été mesuré pour être $\gamma_s = 16.2 \text{ KN} / \text{m}^3$. Les résultats de laboratoire des essais de sable ont indiqué des valeurs moyennes à l'état critique allant jusqu'à $\varphi_p = 56^\circ$ à des niveaux de contrainte très faible ($< 10 \text{ kPa}$) et $\varphi_{cv} = 32^\circ$, respectivement.

Le bac à sable est de dimensions internes (longueur x largeur x hauteur), respectivement de 1,48 m x 0,78 m x 0,645 m. Des barrières transparentes ont été placés sur les deux grandes faces opposées de la boîte, afin de mieux respecter la procédure expérimentale. Ces barrières sont une combinaison de plexiglas et de verre. Le plexiglas a été placé sur le côté externe de manière à assurer la rigidité et la durabilité, tandis que le verre a été placé sur le côté interne afin de minimiser le frottement et d'éviter simultanément les grattages du plexiglas sur les particules de sable.

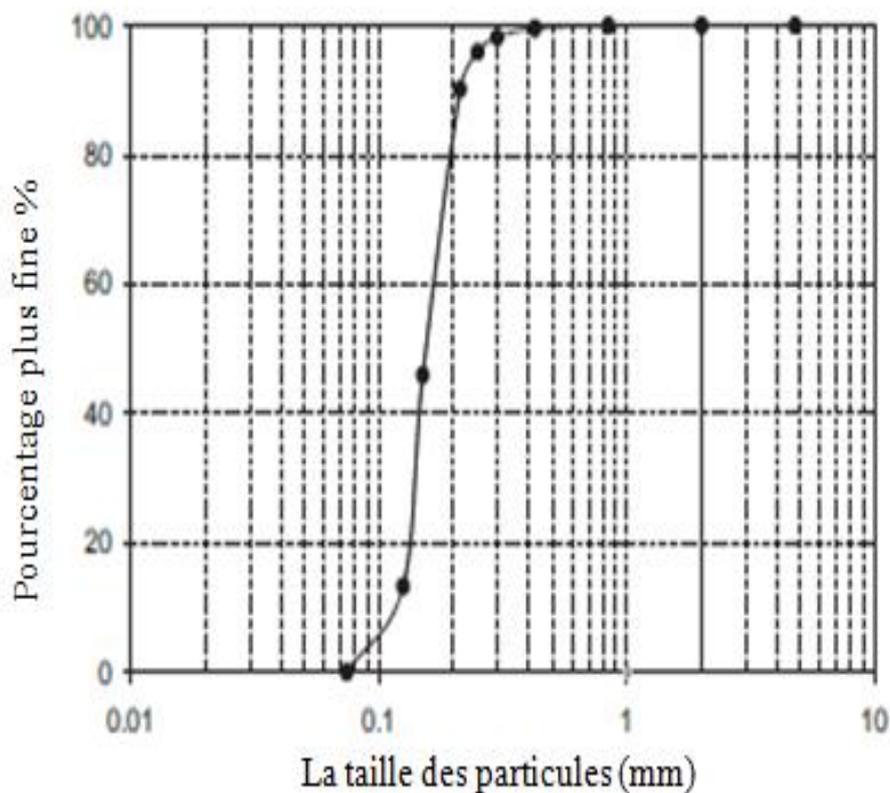


Figure 3.13 La distribution granulométrique de « Longstone » utilisée dans les tests de la table vibrante d'un sable fin et uniforme avec un coefficient d'uniformité $D_{50} = 0,15 \text{ mm}$ $C_u = 1.42$

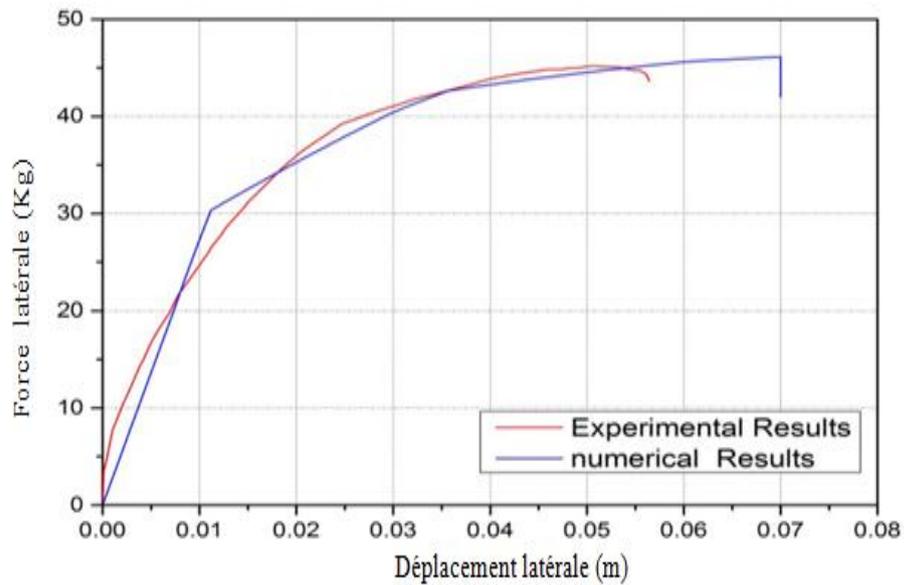


Figure 3.14 Les courbes force-déplacement à la tête de pieu expérimentales et numériques.

Sur la figure 3.13, le calcul de la force latérale agissant à 32 cm au-dessus du niveau du sol avec le déplacement correspondant à la surface du sol est obtenu à partir du modèle numérique et comparé avec le résultat obtenu à partir de l'expérience. On observe que la raideur tangentielle à faible niveau de charge est surestimée par rapport au résultat expérimental et les capacités finales sont prédites avec précision. On peut en déduire que le modèle numérique proposé peut être utilisé en fournissant un effort de calcul minimum tout en conservant une bonne précision pour les résultats obtenus pour le système inélastique pieu-sol.

CHAPITRE IV

ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE

IV Analyse Statique Non Linéaire

4.1 Introduction

Les fondations sur pieux sont principalement conçues pour transférer des charges verticales de la superstructure à la couche de support et d'appuis. Pour cette raison, les pieux sont relativement vulnérables à des charges latérales telles que celles imposées par des secousses pendant de forts tremblements de terre. Il faut s'attendre à ce que les structures se déforment de façon inélastique lorsqu'elles sont soumises à des forts tremblements de terre, de sorte que l'évaluation des performances sismiques des structures doit être effectuée en tenant compte du comportement post-élastique. Par conséquent, une méthode d'analyse non linéaire doit être utilisée à des fins d'évaluation car le comportement post-élastique ne peut pas être déterminé directement par une analyse élastique. De plus, la sollicitation de déplacement inélastique maximale des structures doit être déterminée pour estimer de manière adéquate les exigences induites par des contraintes sismiques sur les structures qui présentent un comportement inélastique.

Les procédures recommandées pour la conception et l'évaluation sismiques sont brièvement décrites dans ce chapitre. Les méthodes d'analyse statique non linéaire « pushover », sont ensuite décrites en même temps que les états limites des performances structurelles ainsi que les facteurs de comportement, de ductilité, et de sur-résistance.

4.2 Méthode d'analyse statique linéaire

La procédure d'analyse statique linéaire utilise un modèle de charge statique pseudo-latérale afin de calculer les sollicitations de forces et de déplacements sur chaque

élément de la structure résultant d'un fort mouvement du sol. Ces exigences sont comparées aux capacités des éléments structurels. Cependant l'analyse statique linéaire ne peut pas être utilisée si la structure est irrégulière, en termes de rigidité, de résistance, de distribution de masse, etc.... Elle ne peut être utilisée aussi si les éléments de structures ont des exigences de ductilité élevées ou si le système résistant aux forces latérales est non orthogonal (Gupta 1998).

4.3 Méthode d'analyse dynamique linéaire

La procédure d'analyse dynamique linéaire implique le calcul des exigences de forces et de déplacements à l'aide d'une analyse modale, d'une analyse du spectre de réponse ou d'une analyse temporelle. En général, l'analyse du spectre de réponse est privilégiée par rapport aux deux autres méthodes car les sollicitations sont calculées directement en obtenant l'accélération maximale du sol à partir du spectre de réponse du mouvement du sol ou du spectre de réponse de l'ensemble des mouvements du sol.

4.4 Méthode d'analyse statique non linéaire ou méthode d'analyse Pushover

La procédure statique non linéaire est basée sur une analyse statique non linéaire appelée « analyse pushover ». L'analyse pushover d'une structure se traduit par une analyse statique non linéaire sous charges verticales permanentes tout en augmentant de façon progressive les charges latérales. Ces charges latérales statiques équivalentes représentent approximativement les forces induites par le séisme. Dans cette méthode une charge monotone (forces ou déplacements) représentant l'action sismique équivalente, avec un motif invariant ou adaptatif, est appliquée d'une manière incrémentielle à la structure. Cette analyse doit également inclure les charges de gravité. Le résultat de l'analyse

pushover est la courbe Pushover (la courbe de capacité), qui représente la variation de l'effort tranchant de base (V) par rapport au déplacement (D) dans un nœud contrôlé sélectionné, Figure 4.1. Cette courbe donne des informations importantes sur la force globale et la capacité de déformation de la structure ainsi analysée.

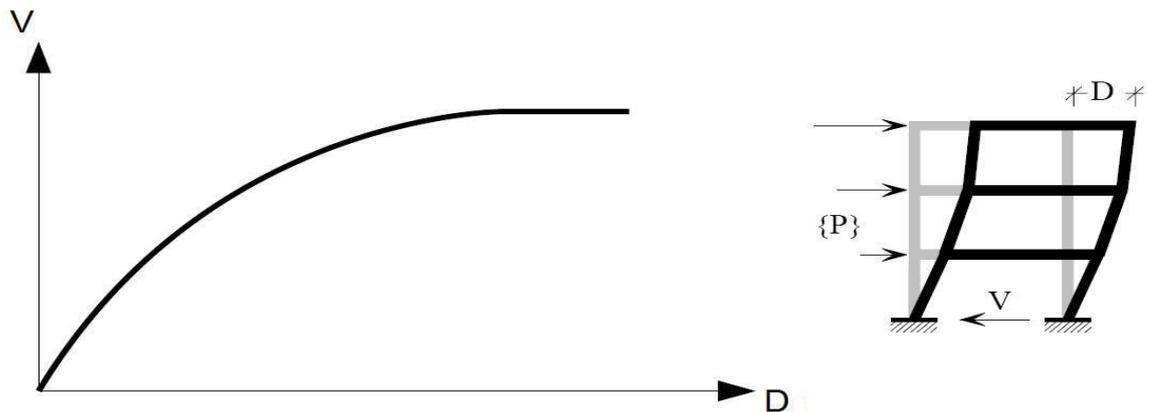


Figure 4.1 la courbe Pushover qui représente la variation de l'effort tranchant à la base -
Déplacement au sommet d'une structure.

Les méthodes statiques non linéaires peuvent être classées en tant que méthodes d'analyse basées sur le déplacement pour l'évaluation et la réhabilitation des structures existantes. Cependant, ces méthodes peuvent être appliquées en combinaison avec des techniques de conception basées sur le déplacement pour la conception sismique de nouvelles structures. En fait, pour effectuer une analyse pushover, il est nécessaire de développer un modèle non linéaire de la structure qui inclut la formulation non linéaire des relations matérielles. Dans le cas de structures en béton armé, l'armature dans les éléments structuraux doit être correctement définie. Par conséquent, dans les nouvelles structures, il convient d'effectuer une conception préliminaire en utilisant des méthodes basées sur le déplacement puis de vérifier les critères d'acceptabilité en utilisant une procédure statique

non linéaire. Si ces critères ne sont pas vérifiés, une nouvelle conception devrait être effectuée ainsi qu'une nouvelle vérification. Ce processus itératif se termine lorsque tous les critères souhaités sont vérifiés.

4.4.1 Méthode du spectre de capacité (ATC-40, 1996)

La méthode du spectre de capacité a été présentée pour la première fois par Freeman et al. (1975) en tant qu'outil d'évaluation sismique rapide des bâtiments. Il fournit une représentation graphique de la courbe globale de capacité force-déplacement de la structure en la comparant avec le spectre de réponse représentant le séisme. La représentation graphique permet de comprendre clairement comment un bâtiment réagit à un tremblement de terre. Par la suite, la méthode a été acceptée comme outil de conception sismique tenant comptes des étapes suivantes :

a. Analyse statique non linéaire du modèle à plusieurs degrés de liberté

Une distribution verticale du chargement latéral à appliquer à la structure est supposée basée sur le mode fondamental de vibration. Une analyse statique non linéaire est ensuite effectuée pour obtenir une courbe de capacité effort tranchant de base - déplacement au sommet.

b. Définition d'un système équivalent inélastique à un seul degré de liberté

La courbe de capacité est ainsi mise à contribution comme une relation bilinéaire avec le choix d'une limite d'élasticité globale (V_y, u_y) du système structural et d'un déplacement final (V_{pi}, u_{pi}) . La limite d'élasticité (V_y, u_y) est définie de telle sorte que la surface A_1 de la

figure 4.2 soit approximativement égale à la surface A_2 afin d'assurer qu'il y ait une énergie égale à chaque courbe.

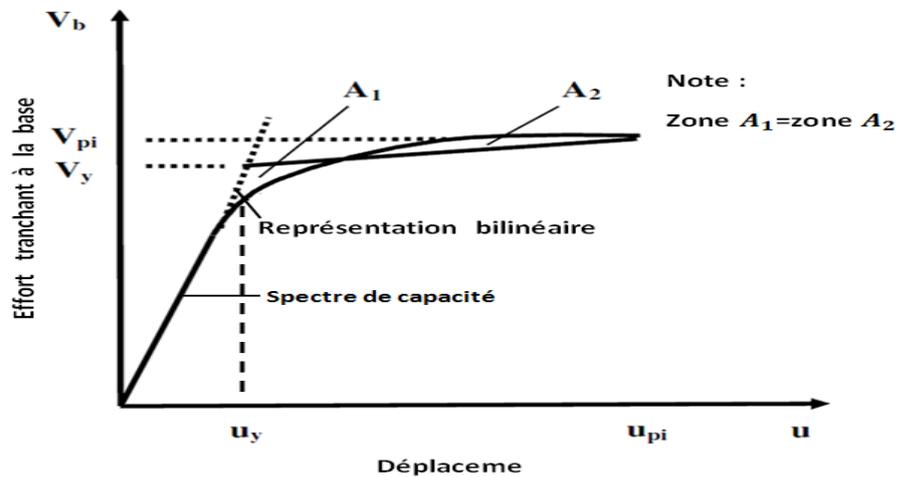


Figure 4.2 Approximation bilinéaire de la courbe de capacité

c. Transformation de la courbe de capacité en spectre de capacité

La courbe de capacité est ensuite transformée en une relation de spectre de capacité en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha_m \cdot M} \dots\dots\dots 4.1$$

$$S_d = \frac{u}{PF_1 \phi_{ij}} \dots\dots\dots 4.2$$

Où :

V_b Est l'effort tranchant de base = $S_d(T_n)W$,

$S_d(T_n)$ Est la valeur du spectre d'accélération de calcul à la période fondamentale T_n , et W est le poids total de la structure,

M est la masse totale du bâtiment,

ϕ_{ij} est l'amplitude modale au niveau d'étage ' i ' pour le mode j ,

PF_1 est un facteur de participation, et α_m est le coefficient de masse modal qui sont donnés par:

$$PF_1 = \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \dots\dots\dots 4.3$$

$$\alpha_m = \frac{[\sum_{j=1}^n m_i \phi_{ij}]^2}{\sum_{j=1}^n m_i \sum_{j=1}^n m_i \phi_{ij}^2} \dots\dots\dots 4.4$$

Où $[M]$ est la matrice de masse, en supposant un vecteur de forme unique $\{\phi\}$. $\{1\}$ est un vecteur d'influence caractérisant les déplacements des masses lorsqu'un déplacement unitaire est appliqué statiquement,

d. Spectre de réponse élastique et spectre de déplacement-accélération, format *ADRS*

La transformation de la courbe de capacité en spectre de capacité nécessite que le spectre de réponse élastique ou de conception soit représenté sous forme de déplacement-accélération, *ADRS*, plutôt que sous forme d'accélération-période, figure 4.3. Le spectre *ADRS* est également appelé spectre de demande. Ceci a été la première amélioration de la méthode du spectre de capacité, par Mahaney et al. (1993).

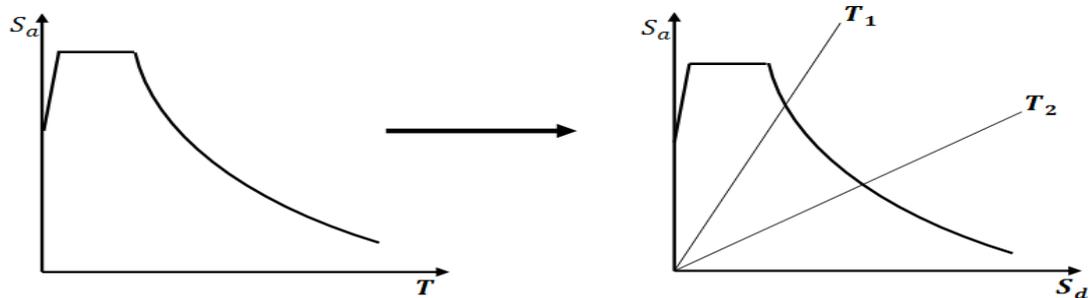


Figure 4.3 transformation du spectre élastique en spectre ADRS

e. Superposition du spectre de capacité sur le spectre de demande élastique amorti

Une fois que le spectre de capacité et le spectre de demande élastique pour une valeur de 5 % d'amortissement sont tracés tous les deux dans le format *ADRS*, figure (4.4). Une estimation initiale du point de performance (a_{pi}, d_{pi}) à l'aide de la règle de déplacement égal peut être obtenue en étendant la partie linéaire du spectre de capacité jusqu'à l'intersection du spectre de demande amorti d'une valeur d'amortissement de 5%. Autrement, le point de performance peut être supposé comme le point final du spectre de capacité, ou peut-être un autre point choisi sur la base de l'expertise technique, comme suggéré dans *l'ATC-40*.

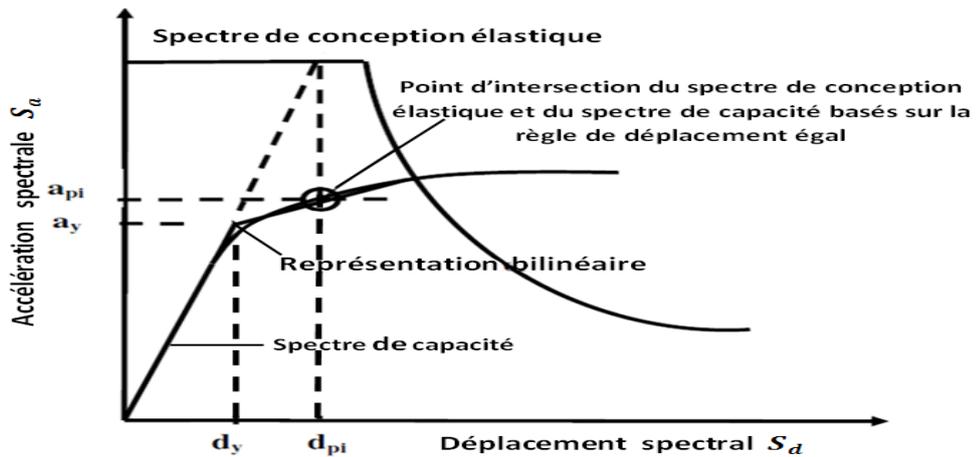


Figure 4.4 Estimation initiale du point de performance à l'aide de la règle de déplacement égal

f. L'amortissement visqueux équivalent

L'amortissement qui se produit lorsque des structures entrent dans le domaine non linéaire lors d'un tremblement de terre est supposé être une combinaison d'amortissement visqueux et d'amortissement hystérétique. Il est généralement admis que l'amortissement visqueux est une propriété originale des structures. L'amortissement hystérétique est l'amortissement associé à la surface située dans la relation force- déformation de la structure et est représenté par un amortissement visqueux équivalent.

L'amortissement visqueux équivalent est donc associé à un de déplacement maximal spécifique d_{pi} et est estimé à l'aide de l'équation suivante :

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \dots\dots\dots 4.5$$

β_0 L'amortissement hystérétique représenté par un amortissement visqueux équivalent. Ceci est fourni par l'équation suivante :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \dots\dots\dots 4.6$$

Où E_D est l'énergie dissipée par l'amortissement et E_{S0} est l'énergie de déformation élastique maximale.

Et 0,05 représente 5% d'amortissement visqueux existant à l'origine de la structure (supposé constant).

Il est important de définir la signification physique des limites et dans l'équation (4.6) est illustrée à la figure (4.5) et Où E_D Est l'énergie dissipée par la zone d'amortissement hystérésis de la boucle fermée, l'énergie de déformation maximale qui est représentée par la surface hachurée dans la figure.

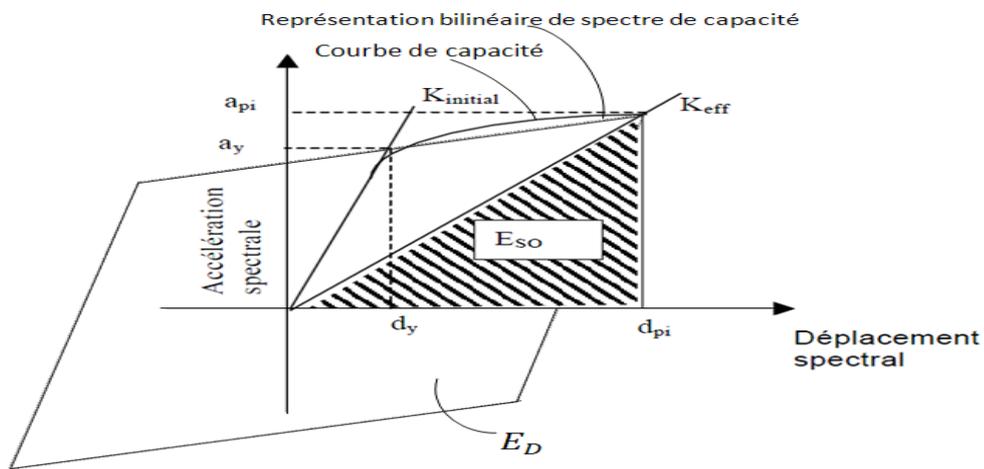


Figure 4.5 Estimation de l'amortissement visqueux équivalent à l'aide de la méthode du spectre de capacité (ATC-40, 1996)

g. Point de performance du système à un seul degré de liberté équivalent

Le nouveau spectre de demande devrait alors être vérifié s'il recoupe le spectre de capacité ou suffisamment proche de l'estimation du point de performance, Figure 4.6. Si le

spectre de demande coupe le spectre de capacité avec une tolérance acceptable, l'estimation est acceptée. Sinon, le point de performance est réestimé et la procédure répétée à partir de l'étape de superposition du spectre de capacité sur le spectre *ADRS*.

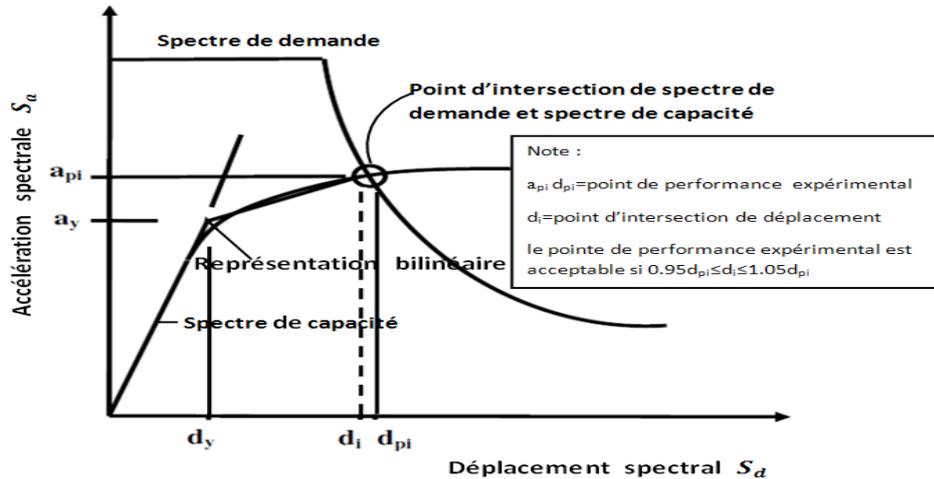


Figure 4.6 Estimation du déplacement cible à l'aide de la méthode du spectre de capacité

h. Point de performance du système à un plusieurs degrés de liberté

Lorsque le point de performance a été calculé, il est converti en déplacement cible du système à plusieurs degrés de liberté en utilisant :

$$u_1 = PF_1 \phi_{ij} S_d \dots\dots\dots 4.7$$

Où PF_1 est le facteur de participation défini dans l'équation 4.3 et S_d est le déplacement spectral du système à un seul degré de liberté équivalent défini en l'équation 4.2. La force des éléments de structure et les déviations d'un étage peuvent alors être vérifiées pour le déplacement cible.

4.4.2 Avantages de la méthode statique non linéaire

Les principaux avantages de l'analyse statique non linéaire par rapport à l'analyse statique linéaire et dynamique linéaire sont énumérés ci-dessous :

- L'évaluation sismique et la conception utilisant une analyse statique non linéaire sont effectuées en se basant sur le contrôle des déformations structurelles,
- La méthode statique non linéaire considère explicitement le comportement non linéaire de la structure au lieu d'utiliser les facteurs de comportement appliqués aux résultats de l'analyse linéaire. En fait, ces facteurs ne sont pas définis avec précision pour tous les types de structures,
- L'analyse statique non linéaire permet de définir la courbe de capacité de la structure permettant l'identification séquentielle des éléments structuraux. Cette analyse identifie la distribution des dommages structurels le long de la structure pendant le processus de chargement, donnant ainsi des informations importantes sur les éléments structuraux qui entrent dans le régime inélastique, ce qui peut s'avérer très utile lors du renforcement sismique de la structure,
- L'analyse statique non linéaire est très utile dans la philosophie de conception et d'évaluation basée sur la performance, car elle permet la prise en compte de différents états limites.

4.5 Méthode d'analyse dynamique non linéaire

La procédure d'analyse dynamique non linéaire est la méthode d'analyse la plus sophistiquée parce qu'il élimine les défauts des méthodes discutées dans des sections précédentes. Il est généralement considéré comme fournissant des solutions « exactes »

aux problèmes d'évaluation ou de conception. La précision de la méthode dépend de la modélisation de la structure, des caractéristiques du mouvement du sol et des modèles de matériaux non linéaires utilisés dans les analyses, ce qui est vrai pour toute méthode d'analyse.

4.6 Etats limites des performances structurelles

Les documents ATC-40 et FEMA-273 ont développé des procédures de modélisation, des critères d'acceptation et des procédures d'analyse pour l'analyse pushover. Ces documents définissent des critères d'information forcée pour les rotules utilisées dans l'analyse pushover. Comme la montre la Figure 4.7, cinq points marqués A, B, C, D et E sont utilisés pour définir le comportement de déviation de force de la rotule et trois points marqués IO, LS et CP sont utilisés pour définir les critères d'acceptation pour la rotule.

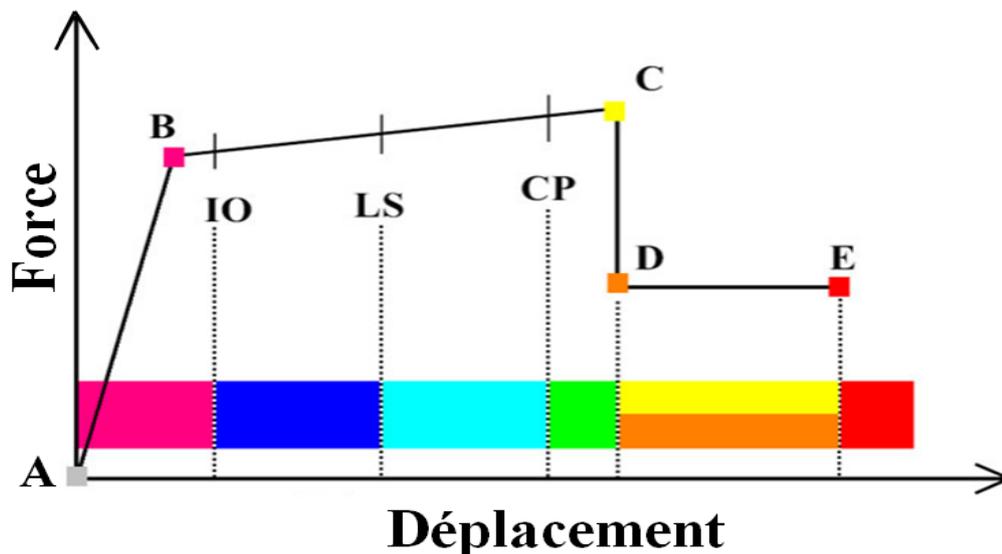


Figure 4.7 Relation force-déformation d'une rotule plastique typique

Les points suivants doivent être notés :

- Le point A est toujours l'origine.
- Le point B représente l'élasticité. Aucune déformation ne se produit dans la rotule jusqu'au point B, quelle que soit la valeur de la déformation spécifiée pour le point B. Le déplacement (rotation) au point B sera soustrait des déformations aux points C, D et E. Seule la déformation plastique au point B sera exposée par la rotule.
- Le point C représente la capacité ultime pour l'analyse.
- Le point D représente la résistance pour l'analyse.
- Le point E représente la défaillance totale.

4.6.1 Occupation immédiate (Immediate Occupancy, IO) :

Ce niveau est défini comme l'état des dommages post-sismiques, dans lequel la structure n'a subi que des dommages mineurs. Le risque de blessure mortelle en raison de dommages structurels est très faible et, bien que certaines réparations structurelles mineures puissent être appropriées, elles ne seraient généralement pas nécessaires avant la réoccupation.

4.6.2 Sécurité de la vie (Life Safety, LS) :

A ce stade, l'état des dégâts après le séisme doivent être au niveau où la structure a subi des dommages importants, mais il reste une marge de sécurité contre l'effondrement partiel ou total de la structure. Certains éléments et composants structurels sont gravement endommagés toutefois, il faut s'attendre à ce que le risque global sur la vie humaine résultant de ces dommages structurels devrait être faible.

4.6.3 Prévention d'effondrement (Collapse Prevention, CP) :

À ce niveau, le dommage post-sismique serait au niveau où la structure est sur le point de subir un effondrement local ou total. Des dommages importants ont été causés à la structure, avec la possibilité d'une dégradation importante de la résistance et de la rigidité du système résistant à la force latérale. La structure ne peut pas être réparée techniquement.

4.7 Le coefficient de comportement (R) :

Les facteurs de réduction de la force sont nécessaires pour concevoir des éléments résistant aux tremblements de terre. Les coefficients de comportement proposés pour la première fois dans l'ATC 3-06 [1978] ont été sélectionnés en fonction de la performance observée des bâtiments lors des tremblements de terre précédents et de l'estimation de la sur-résistance et de l'amortissement (ATC 19.1995). Ainsi, les coefficients de comportement sont considérés sur la base de la ductilité (μ), de la sur-résistance (Ω) et de la redondance (ρ) car les réponses structurelles dynamiques activent ces facteurs pour réduire les forces élastiques en charges inélastiques. Une courbe charge-déplacement a été utilisée pour analyser le comportement excessif de tout bâtiment structural soumis à une charge latérale unidirectionnelle particulière. Si des paramètres tels que la ductilité (R_μ), la sur-résistance (R_S) et la redondance (R_R) peuvent être évalués pendant les différents chargements, alors les facteurs R peuvent être développés et estimés. Les coefficients de comportement dans cette étude ont été évalués comme suit :

$$R = R_\mu R_S R_R \dots\dots\dots 4.8$$

La figure 4.8 montre les facteurs de sur-résistance et de ductilité basés sur la courbe pushover. Ces deux facteurs ont été considérés comme des éléments clés dans la formulation du coefficient de comportement R . Les paramètres de cette figure sont les suivants : l'effort tranchant de base (V_d), le déplacement dû à l'effort tranchant de base (Δ_w), l'effort tranchant de base tenant compte de la relation du déplacement au sommet de la structure à la limite élastique (V_y), la relation entre le déplacement la structure et la limite d'élasticité (Δ_y), l'effort tranchant de base max (V_μ) et enfin le déplacement maximal (Δ_{max}).

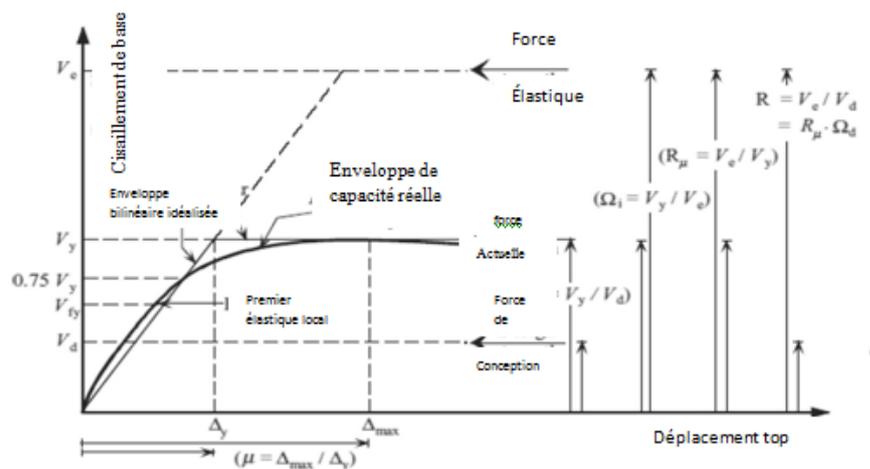


Figure 4.8 Idéalisation de la réponse inélastique d'une structure

Les facteurs de résistance mesurent ainsi la force de cisaillement de base lors de la conception et à la limite d'élasticité, alors que les facteurs de ductilité servent de critères de déplacements au sommet d'une structure par rapport à la limite d'élasticité et à une limite spécifiée par le code. Pendant ce temps, les facteurs de redondance dépendent du nombre d'éléments verticaux dans la résistance sismique.

4.8 Facteur de ductilité

Les facteurs de ductilité (R_μ) sont utilisés pour évaluer les rapports de ductilité de translation. La relation entre les charges maximales élastiques (V_{ue}) et (V_u) permet de définir les facteurs R_μ pour le même bâtiment structural sous le comportement inélastique. (Newmark et Hall. 1982) ont mené des études approfondies sur les coefficients de comportement résultant de la ductilité R_μ qui sont sensibles à la période naturelle des structures. Cinq périodes avec des gammes différentes existent, et le coefficient R_μ peut être déterminé en fonction de différentes valeurs. Les équations. (4.9) - (4.13) sont utilisés pour estimer les facteurs de R_μ pour les différentes périodes naturelles des structures.

Période ≤ 0.03 sec:

$$R_\mu = 1.0 \dots\dots\dots (4.9)$$

Période $0.03 < T < 0.12$ sec:

$$R_\mu = 1 + \frac{(T-0.03) \cdot (\sqrt{2\mu-1}-1)}{0.09} \dots\dots\dots (4.10)$$

Période $0.12 \leq T \leq 0.5$ sec:

$$R_\mu = \sqrt{(2\mu - 1)} \dots\dots\dots (4.11)$$

Période $0.5 < T < 1.0$ sec

$$R_\mu = \sqrt{(2\mu - 1)} + 2(T - 0.5) \cdot (\mu - \sqrt{2\mu - 1}) \dots\dots\dots (4.12)$$

Période $T \geq 1.0$ sec:

$$R_\mu = \mu \dots\dots\dots (4.13)$$

4.9 Facteur de sur-résistance

La résistance réelle d'une structure peut être supérieure à sa résistance de conception en raison des simplifications globales introduites au fur et à mesure de l'état d'avancement du projet dans sa phase initiale. Les outils modernes assistés par ordinateur permettent aux ingénieurs de modéliser et de concevoir des structures qui correspondent étroitement à celles qui sont réellement construites. La présence de sur-résistance dans les structures peut être examinée de manière locale et globale. L'équation 4.14 présente la relation entre l'effort tranchant de base de conception (V_d) et le coefficient de cisaillement de base max (V_0).

$$R_S = \frac{V_0}{V_d} \dots\dots\dots (4.14)$$

4.10 Facteur de redondance

La redondance et la sur-résistance sont deux concepts qui doivent être clairement distingués. La redondance est définie comme quelque chose au-delà de l'essentiel ou naturellement excessive. La même définition est peut-être appliquée à la sur-résistance. Cependant, cette définition est trompeuse, car la redondance dans la perspective de l'ingénierie structurelle n'indique pas ce qui est inutile ou excessive. La fiabilité d'un système dépend de la redondance du système, c'est-à-dire que la fiabilité dépend du fait que le système est redondant.

La redondance dans un système peut être du type actif ou en veille. Tous les membres des systèmes redondants activement participé à l'exécution de la charge. Dans la

conception des tremblements de terre, la redondance dans un système structurel est du type actif.

CHAPITRE V

**SIMULATION NUMERIQUE (ETUDE
DE CAS)**

V Simulation Numérique (Etude de cas)

5.1 Introduction

Le comportement sismique des pieux est difficile à cerner et à analyser et il reste difficile aujourd'hui d'appréhender le comportement complexe des réactions du sol par rapport aux sollicitations des pieux. De nombreuses études sur le comportement de l'interaction pieu-sol par des essais expérimentaux ou des analyses numériques ont été faites sans tenir compte de la superstructure sous charge statique (Chiou et Chen (2010) et Chiou et al. (2012), Karthigeyan et al, (2006 et 2007) et Khodair et Abdel-Mohti (2014), Chiou et al (2009)). Dans ce chapitre, une étude numérique est réalisée pour comprendre et mettre en évidence l'effet des types de sols sableux, de la longueur de pieu, du diamètre de pieu, du pourcentage d'armature longitudinale et du niveau de charge axiale sur la capacité latérale du système sol-pieu-structure. Le comportement du pieu dans ces conditions est étudié et caractérisé par : la capacité latérale et le point de performance, la formation de la rotule plastique, le facteur de sur-résistance, la ductilité et les coefficients de comportement. Pour étudier les effets de la capacité latérale de l'interaction sol-pieu-structure (ISPS) sous chargement latéral, un programme d'analyse a été utilisé. Il s'agit un programme d'analyse structurelle SAP2000. Le logiciel traite plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion...).

5.2 Modélisation de la Non-Linéarité du sol

Diverses méthodes ont été développées pour modéliser les sols entourant un pieu et être applicables à la méthode d'analyse non linéaire d'une poutre sur un ressort non linéaire [Matlock (1970), Reese et al. (1974), Matlock et al. (1978), Nogami (1983), Makris et Gazetas (1992), Badoni et Makris (1995) et El-Naggar et Novak (1996)]. Le tableau 5.1

présente les paramètres constitutifs de trois types de sables (lâche, Moyen et dense) utilisés dans cette recherche. Afin d'évaluer l'impact de l'interaction sol structure (ISS) dont la modélisation a été réalisée à l'aide de la méthode appelée « *Beam on Nonlinear Winkler Foundation* » (BNWF) pour les analyses non linéaires. L'élément de type plastique multilinéaire disponible dans la bibliothèque du code SAP2000 (2002) a été utilisé dans le modèle proposé. Les propriétés non linéaires de l'élément de liaison ont été obtenues en utilisant la courbe p-y générée à partir de la solution de différence finie 2D (FD) par le code LPILE. Les ressorts ont été assignés en chaque point distant de 0,5 m le long du pieu. Les courbes p-y ont été développées dans le code LPILE à l'emplacement de profondeur défini et par conséquent la rigidité du sol à divers emplacements de profondeur a été calculée et un comportement hystérétique a été obtenu. La fixation a été assignée au bas du pieu pour simuler l'ancrage de ce dernier dans la roche.

Tableau 5.1 les propriétés de sol

Types de sol sableux	lache	moyen	dense
$\gamma(\text{kN}/\text{m}^3)$	17	17	17
φ	29	33	39
$k(\text{kN}/\text{m}^3)$	7000	25000	60000

5.3 Modèle Géométrique

La structure étudiée dans cette thèse est un pont construit en Algérie, tel qu'illustré sur la figure 5.1. Le pieu et le poteau en béton sont modélisés comme un matériau non poreux élastique linéaire avec le module de Young $E_p = 2,9 \cdot 10^7 \text{ kN}/\text{m}^2$, le coefficient de poisson $\nu = 0.2$ et le poids volumique unitaire $\gamma = 24 \text{ kN}/\text{m}^3$. Le poteau est d'une hauteur de 3 m au-dessus du sol et un pieu isolé de 5 m sous le sol avec des dimensions et

des détails de renforcement uniformes. Il supporte un poids total de 500 kN supposé agir à une hauteur moyenne de 3 m au-dessus du niveau du sol de la superstructure. Le modèle comprend des ressorts de sol p-y non linéaires situés à différentes profondeurs, comme le montre la figure 5.1. Les éléments de ressort de sol p-y non linéaires utilisés dans le modèle sont basés sur un NL multilinéaire plastique. Les critères de conception pour la sélection des dimensions de la poutre et du poteau correspondent à l'analyse statique linéaire. Les armatures longitudinales et transversales, les caractéristiques et les dimensions du modèle sont affectés conformément au tableau 5.2. Les rotules plastiques assignées à des points plastiques adaptés et les critères d'acceptation de rotation et de translation sont définies dans le tableau 5.2.

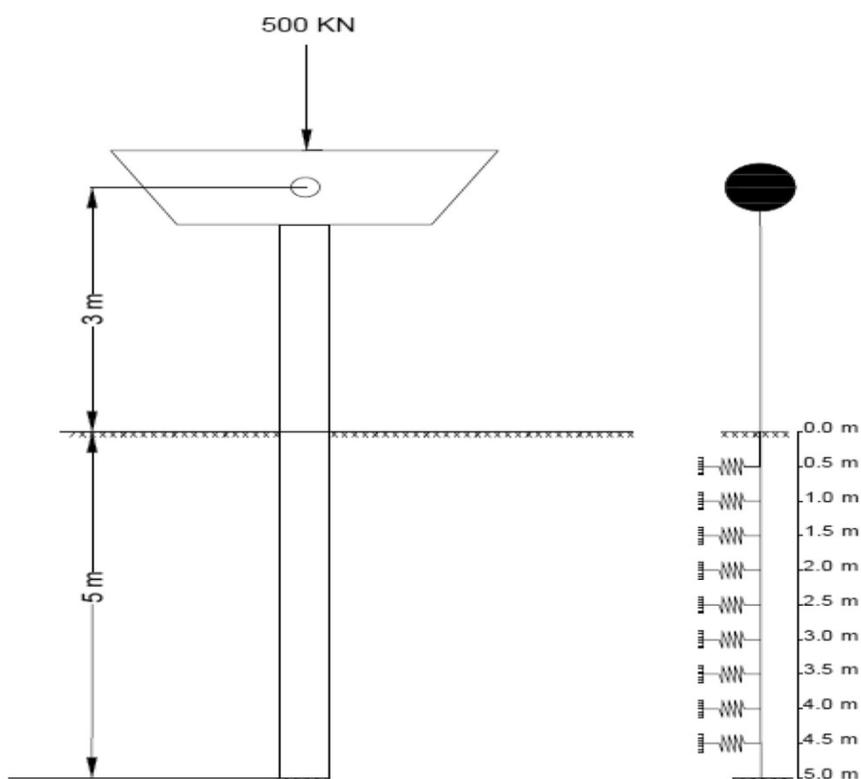


Figure 5.1 Interaction sol-pieu-structure

Tableau 5.2 Dimensions du pieu et du poteau et critères d'acceptation de la rotation et du déplacement de la translation

Composants	Section du béton (D)	Section d'acier	Rotules	Moment plastique	Critères d'acceptation					
					B	IO	LS	CP	D	E
Poteau	0.5 m	23φ16 φ10@10cm	Flexural +Axial (P+M3)			0.005	0.012	0.015	0.015	0.025
Pieu	0.5 m	20φ20 φ10@10cm	Flexural (M3)	486.57	0	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
	0.7 m	20φ20 φ10@10cm	Flexural(M3)	766.93	0	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
	1	20φ20 φ10@10cm	Flexural(M3)	1172.0	0	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
	1.2	20φ20 φ10@10cm	Flexural(M3)	1437.8	0	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
	0.5	26φ20 φ10@10cm	Flexural (M3)	607.9	0	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
	0.5	33φ20 φ10@10cm	Flexural(M3)	771.5	0	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
	0.5	39φ20 φ10@10cm	Flexural (M3)	911.8	0	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03

5.4 Charge sismique

Les accélérogrammes utilisés dans cette étude sont les composantes horizontales des enregistrements respectifs des tremblements de terre de NORTHRIDGE, NEWHALL et NORCIA ITALY, Figures 5.2 et 5.3 estimés être représentatifs d'un fort tremblement de terre. Des études de Clough et Benuska (1966) indiquent que la réponse structurale dépend principalement de l'impulsion de l'accélération de pointe dans le mouvement du sol et que les mouvements continus de faibles amplitudes n'ont qu'un faible effet sur la réponse maximale. L'accélération de pointe du sol de la composante horizontale de NORTHRIDGE est de 0,57 g, celle de NEWHALL de 0,578 g et enfin celle de NORCIA ITALY de 0,521 g (figures 5.2 et 5.3). La figure 5.4 montre le spectre de réponse de l'accélération élastique pour les enregistrements de tremblements de terre NORTHRIDGE, NEWHALL et NORCIA ITALY.

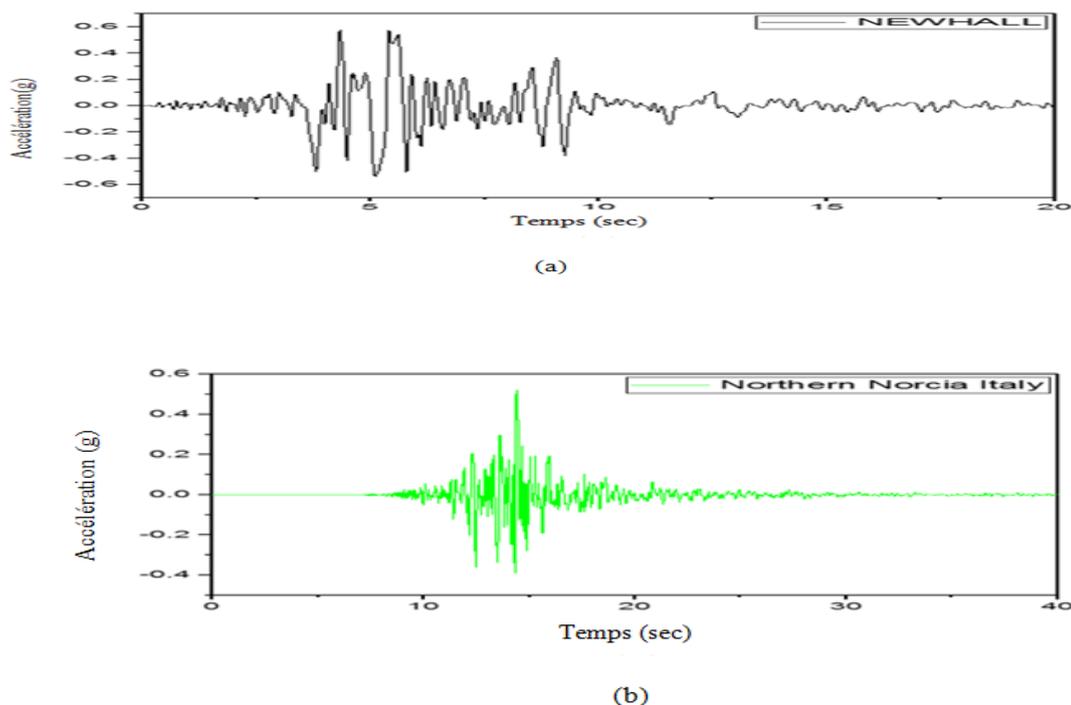


Figure 5.2 a) enregistrement de tremblement de terre NEWALL, b) enregistrement de tremblement de terre NORCIA ITALY

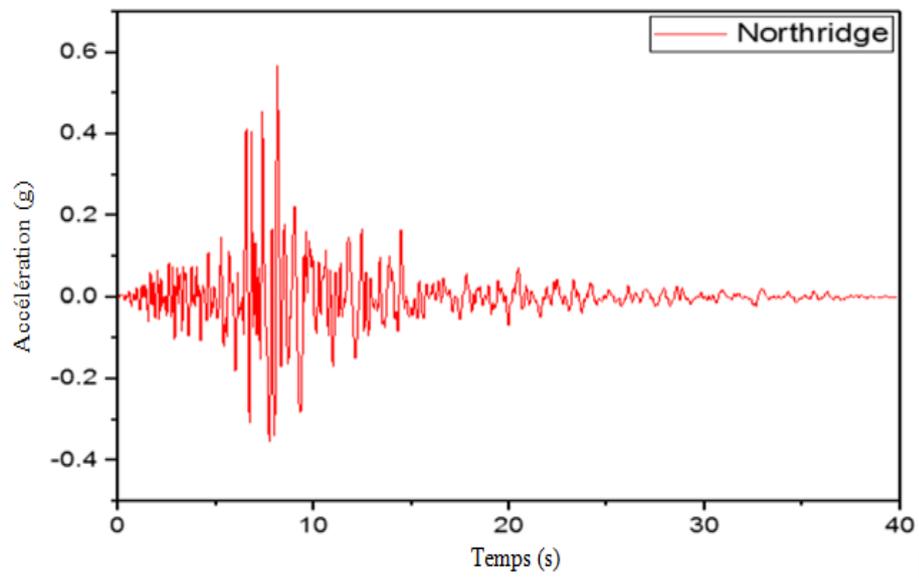


Figure. 5.3 Enregistrement de tremblement de terre NORTHRIDGE

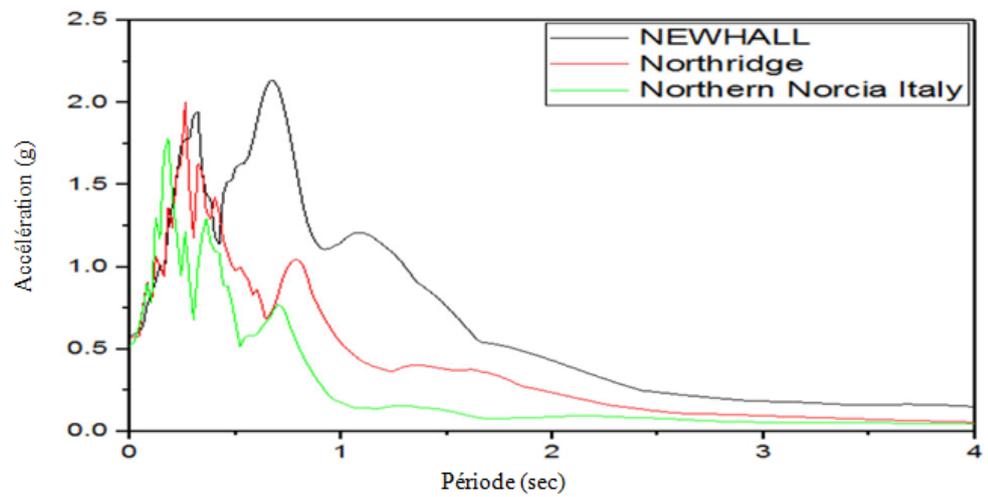


Figure 5.4 Spectres de réponse d'accélération élastique des enregistrements des séismes de NORTHRIDGE, NEW HALL et NORCIA ITALY

5.5 Analyse paramétrique

Une étude paramétrique du comportement d'un pieu isolé dans les sols sableux est entreprise dont le but de chercher à préciser comment le concept de pieu peut apporter des solutions aux ouvrages dans ces sols. A l'aide du code Sap2000 une évaluation du niveau d'influence des paramètres sur le comportement de l'interaction sol-pieu-structure a été ainsi réalisée tenant compte de certains d'entre eux. Ces derniers sont listés dans le tableau 5.3;

Tableau 5.3 Cas paramétriques

Paramètres	Valeurs
Force axiale ($P/(f_c \cdot A_g)$)	0 ; 0.1 ; 0.2 ; 0.3.
Diamètre de pieu D (m)	0.5 ; 0.7 ; 1 ; 1.2 m
Pourcentage d'armature longitudinale	3, 4, 5, 6 %
Longueur de pieu L (m)	5, 7, 10 m
Type du sol	Lâche, moyen, dense

5.6 Résultats et Discussions

5.6.1 Effet de la charge axiale

Les pieux sont couramment utilisés pour transférer des forces verticales provenant principalement de la superstructure. Mais pour certaines structures, la fonction première du pieu est de transférer aussi les charges latérales au sol. Dans de nombreux endroits, en plus des forces verticales, les pieux transfèrent également les forces latérales dues au vent violent, aux tremblements de terre, à la rupture des talus et à la propagation latérale induite par la liquéfaction du sol.

Selon la pratique actuelle, les pieux sont d'abord analysés indépendamment pour la charge verticale afin de déterminer leur capacité portante et leur tassement, puis pour la charge latérale afin de déterminer le comportement en flexion. Cette approche n'est valable que pour des petites charges latérales. Dans le cas d'applications côtières/offshore, les charges latérales sont significativement élevées de l'ordre de 10 à 20% des charges verticales et dans ce cas, l'étude des effets d'interaction dus aux charges verticales et latérales combinées est essentielle, ce qui nécessite une analyse systématique plus approfondie et rigoureuse.

Les figures 5.5a, 5.6a et 5.7a représentent la réponse de charge latérale-déplacement pour le système ISPS, et les figures 5.5b, 5.6b et 5.7b présentent la courbe du spectre de capacité en fonction du déplacement spectral, l'état limite et le comportement de point de performance final du système ISPS dans le sable lâche, moyen et dense sous l'influence de la charge axiale.

Ainsi, la réponse latérale dans les systèmes fixes est supérieure à la réponse latérale du système ISPS avec des niveaux de charge axiale est égale à 0,1 dans le sable lâche, mais dans un autre cas, la réponse du système fixe est inférieure à la réponse du système ISPS et la raideur initiale est la même dans tous les cas. En effet, lorsque l'augmentation du niveau de densité du sable (lâche, moyen et dense) a lieu il est aisé de constater que les plus fortes contraintes verticales du sol se développent dans le sable le long de la surface du pieu, conduisant ainsi à une résistance latérale plus élevées dans le sable.

Il est facile de constater d'après ces figures que dans un sable lâche, moyen et dense, la capacité latérale augmente dans le système ISPS de l'ordre de 12%-5,3%. Lorsque le niveau de charge axiale augmente, il est clair que les capacités latérales du système ISPS dans les sables s'améliorent en général sous la présence de charges axiales. Cela pourrait

être attribué aux sections de pieux et de poteaux dans le système ISPS soumises à un niveau de force axiale plus élevé avec une grande rigidité de la section transversale. Les figures 5.5b, 5.6b et 5.7b montrent qu'en augmentant la charge axiale, l'accélération spectrale diminue car la masse et la période du système ISPS augmentent dans tous les cas.

Le point de performance (PP) pour le tremblement de terre de NORTHRIDGE est situé entre les limites LS-CP pour la charge axiale du niveau 0.1, pour les niveaux 0.2 et 0.3 il est situé dans le domaine IO-LS. Pour le tremblement de terre NORCIA ITALY, le point de performance (PP) est situé avant la limite IO, et enfin pour le tremblement de terre NEWHALL, il est situé entre les limites LS-CP.

Les figures 5.5c, 5.6c et 5.7c montrent les formations des rotules plastiques, qui sont affectées par le type de sable et la variation de la charge axiale. Pour les cas de sable lâche, la rotule plastique est formée dans la base de poteau et n'est pas affectée par l'augmentation d'une charge axiale. Parce que le sable lâche donne plus de déviation dans le pieu et cette déviation ne sont pris en charge pour les poteaux.

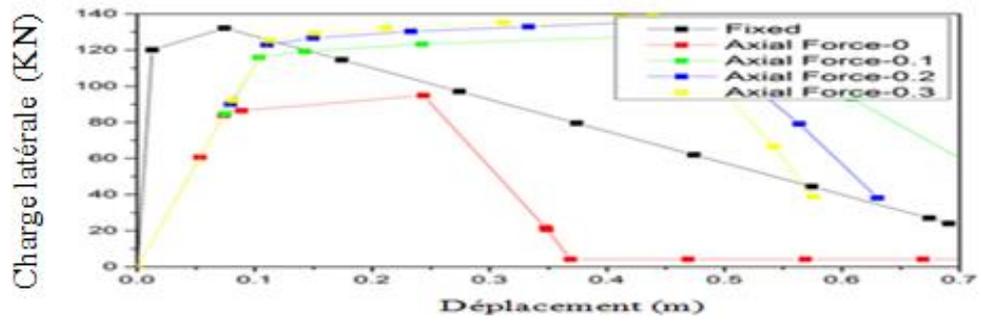
Dans le cas du sable moyen et dense, la rotule plastique apparaît dans la base de poteau pour une charge axiale égale à 0, 0,1, et formée à 1 m sous la tête du pieu pour une charge axiale égale à 0,2, 0,3. Parce que le niveau de charge axiale donne une plus grande rigidité de section transversale pour le poteau.

A partir des coefficients de comportement présentés sur la figure 5.8c, on peut observer que les coefficients de comportement diminuent lorsque le niveau de charge axiale augmente dans le système ISPS pour tous les types de sable.

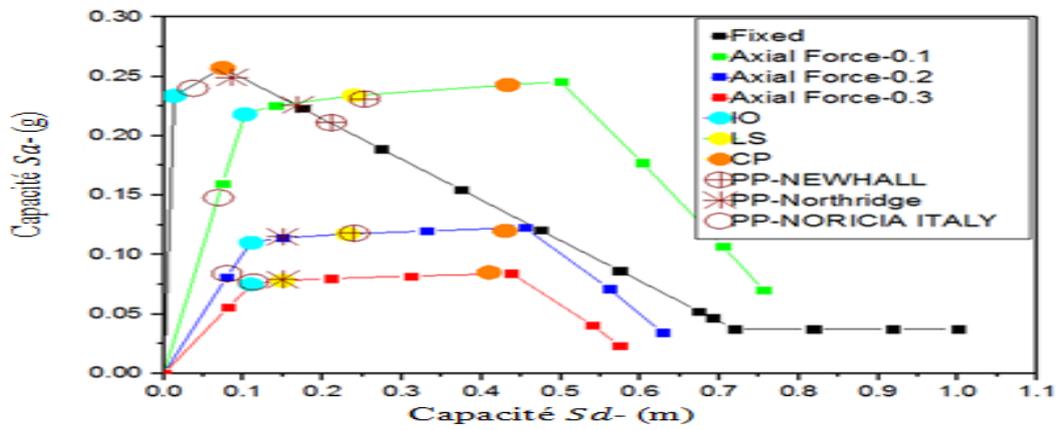
La figure 5.8b montre le facteur de ductilité, on peut voir que pour le sable lâche et moyen, la ductilité augmente pour différents niveaux de charge axiale dans le système ISPS. Et

pour le sable dense, la ductilité est diminuée dans le système ISPS lorsque la charge axiale augmente.

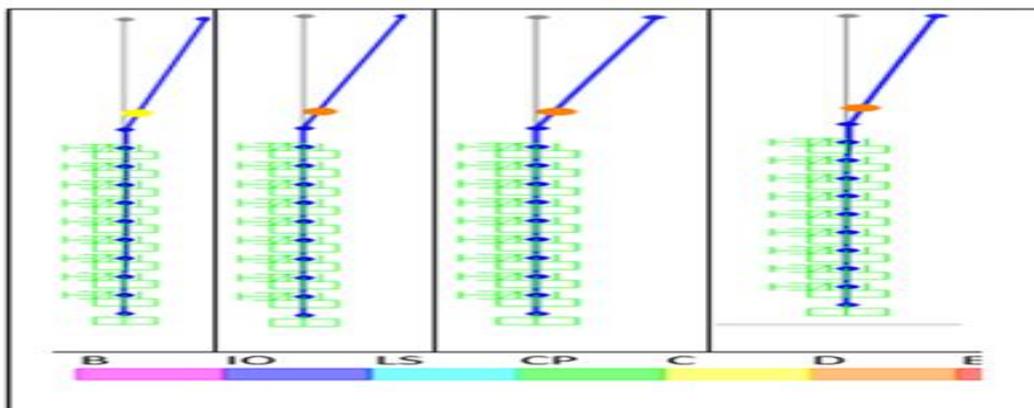
Les facteurs de sur-résistance sont représentés sur la figure 5.8a, on peut observer que les facteurs de sur-résistance du système ISPS ne sont pas affectés par l'augmentation du niveau de charge axiale en modifiant le type de sable.



(a)

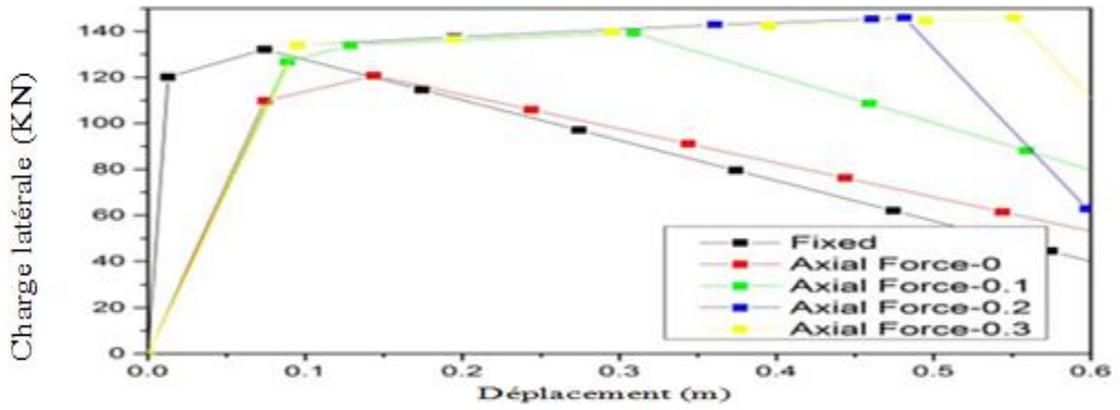


(b)

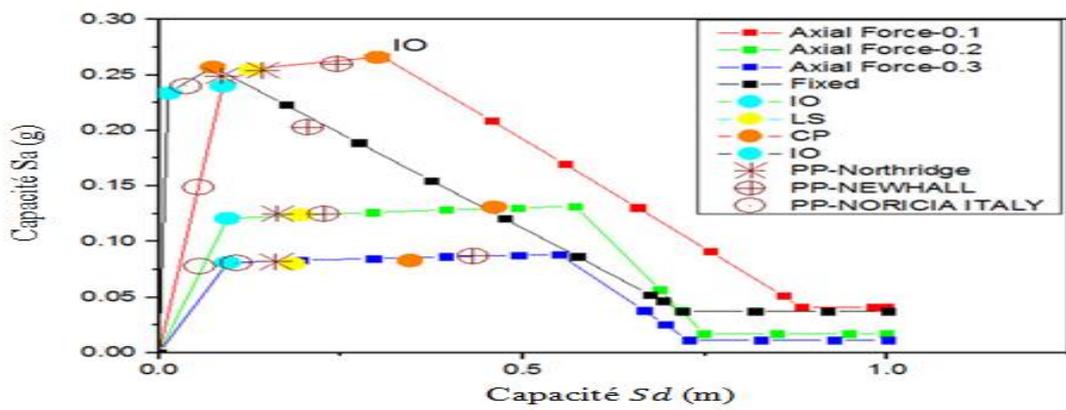


(c)

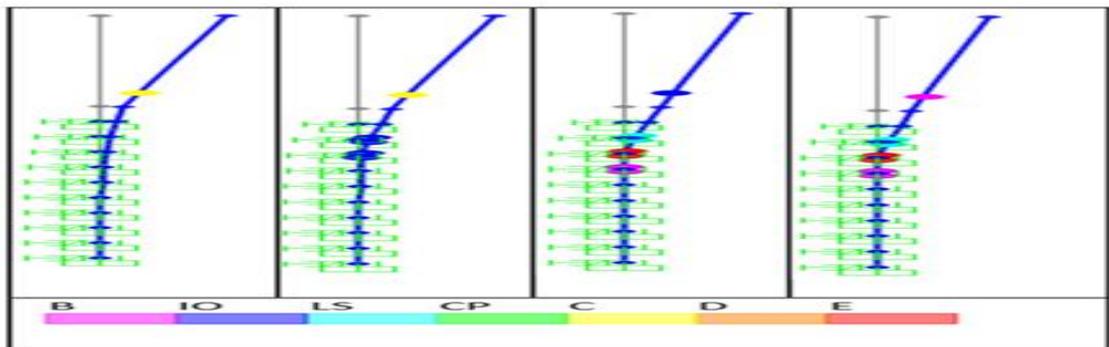
Figure 5.5 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable lâche sous l'influence de la charge axiale



(a)

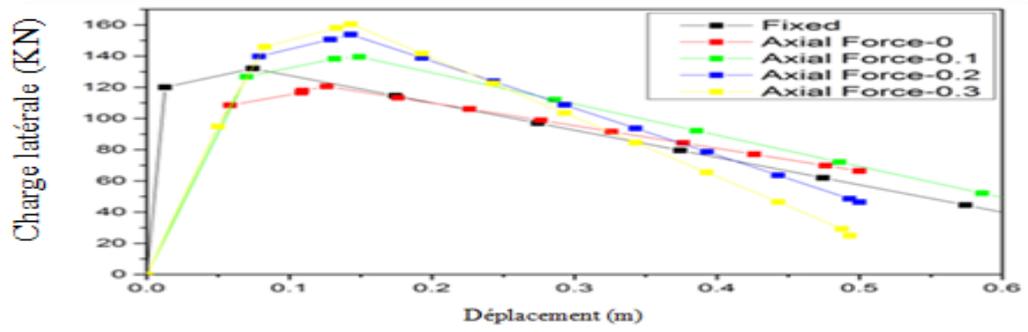


(b)

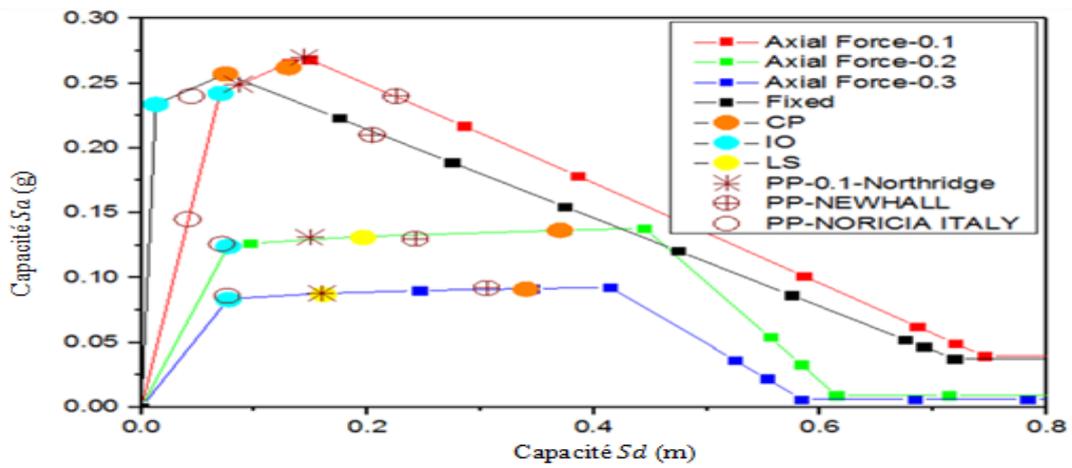


(c)

Figure 5.6 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable moyen sous l'influence de la charge axiale



(a)



(c)

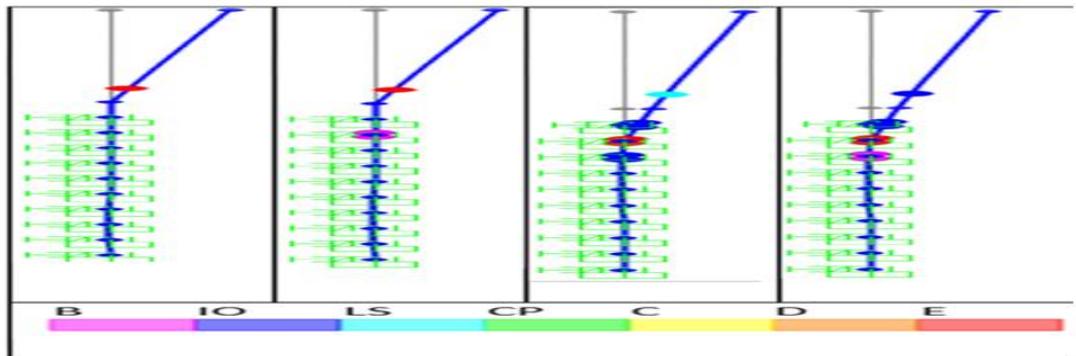
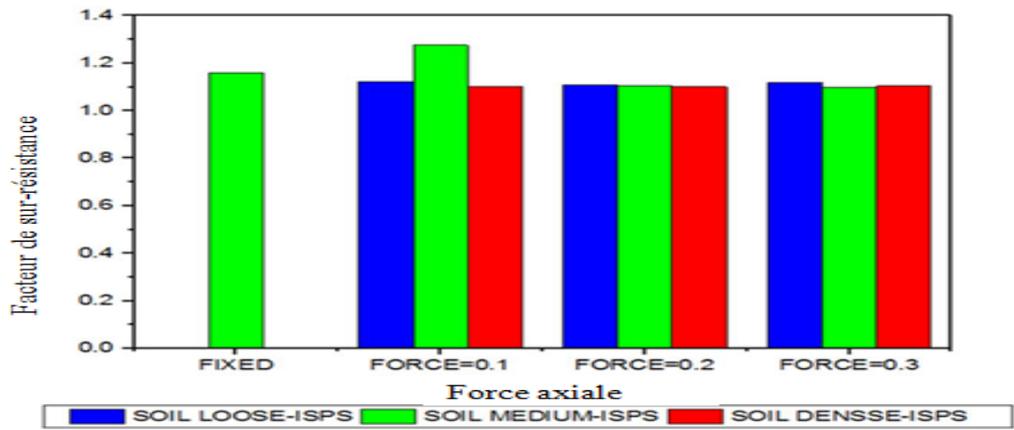
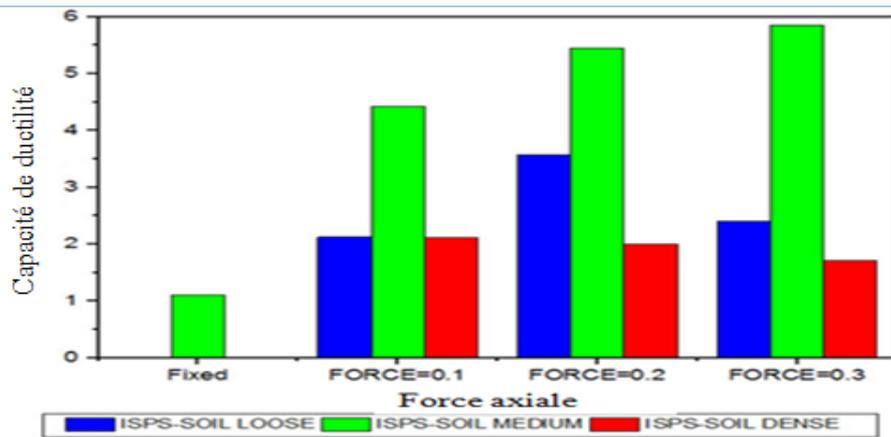


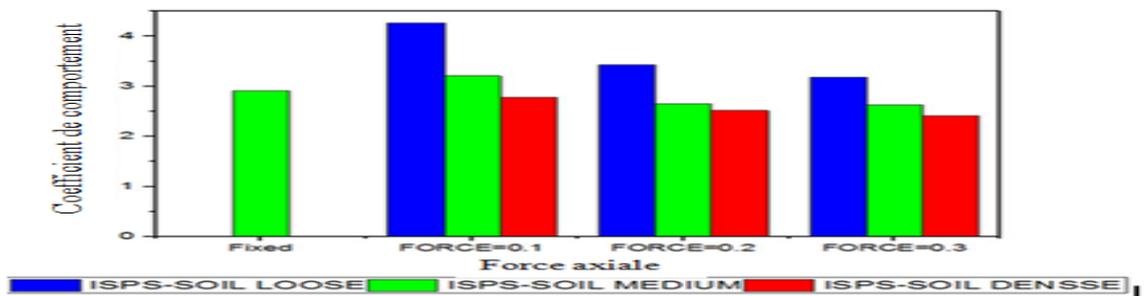
Figure 5.7 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable dense sous l'influence de la charge axiale



(a)



(b)



(c)

Figure 5.8 a) Facteur de sur-résistance, b) ductilité et c) les coefficients de comportement pour le système ISPS sous l'influence de la charge axiale

5.6.2 Effet de diamètre du pieu

Les figures 5.9, 5.10 et 5.11 illustrent les courbes pushover du système ISPS, le spectre de capacité de système ISPS et les positions de la rotule plastique sous l'effet du même niveau de la charge axiale, du pourcentage d'armature longitudinale, des différents types de sols et diamètre de pieu de 0,5, 0,7, 1, 1,2 m, respectivement. Les figures 5.9a, 5.10a et 5.11a comme indiqué montrent que la capacité latérale du système ISPS augmente avec l'augmentation de diamètre du pieu et n'est pas affectée par le type de sol. Ceci simplement car un grand diamètre de pieu donne une résistance élevée dans le pieu et ceci mène à une grande valeur dans la capacité latérale.

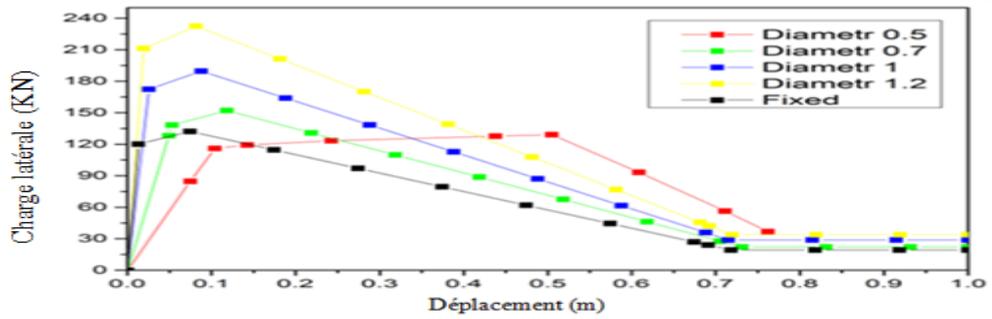
Les figures 5.9b, 5.10b et 5.11b montrent que, lorsque le diamètre du pieu augmente, l'accélération spectrale augmente car la rigidité du système ISPS augmente et la période diminue. Le point de performance (PP) est situé entre IO-CP pour les tremblements de terre de NORTHRIDGE et NORCIA. Pour le tremblement de terre NEWHALL, le PP est situé après CP.

Les figures 5.9c, 5.10c et 5.11c représentent les positions de rotule plastique, la rotule plastique est formée dans la plupart des cas dans les poteaux. Parce que la rigidité latérale du pieu est plus forte que poteau. La figure 5.12 présente le facteur de sur-résistance, la ductilité et les coefficients de comportement pour le système ISPS sous l'influence du diamètre du pieu. L'augmentation du diamètre du pieu impose une augmentation de la capacité latérale du pieu, mais la sur-résistance n'est pas affectée dans le système ISPS par rapport au système fixe.

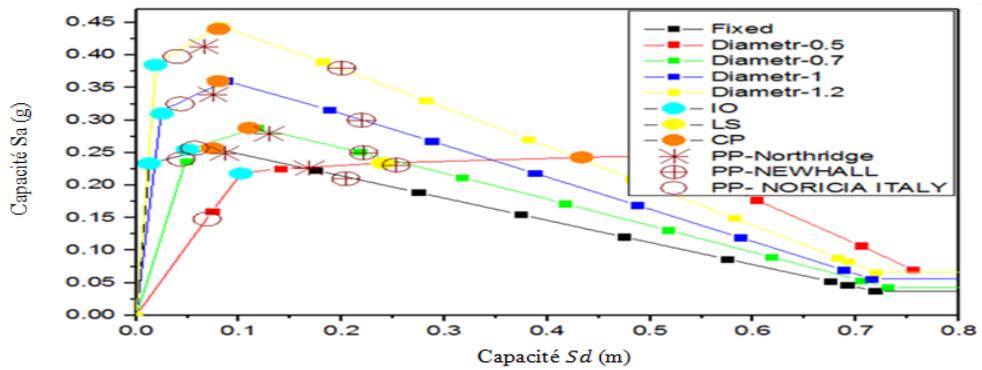
Dans le sable lâche, la ductilité augmente pour le diamètre 0.5, 0.7 m avec un pourcentage de 57.14%, 71.4% et diminue pour 1, 1,2 m avec un pourcentage de 8-19%.

Pour le sable moyen et dense, la ductilité est diminuée dans tous les cas différents du diamètre du pieu dans tous les types de sable (lâche, moyen, dense)

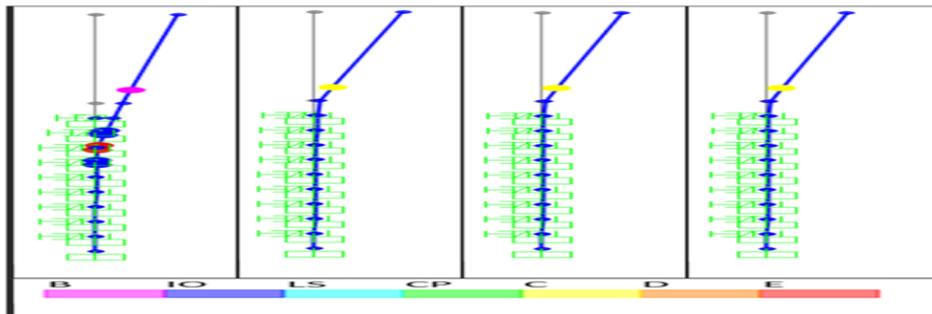
Le coefficient de comportement (R) diminue dans le système ISPS lorsque le diamètre du pieu augmente.



(a)

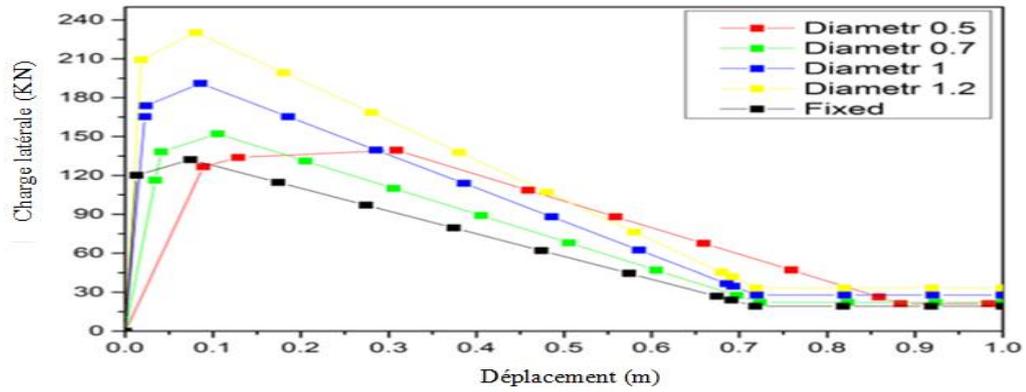


(b)

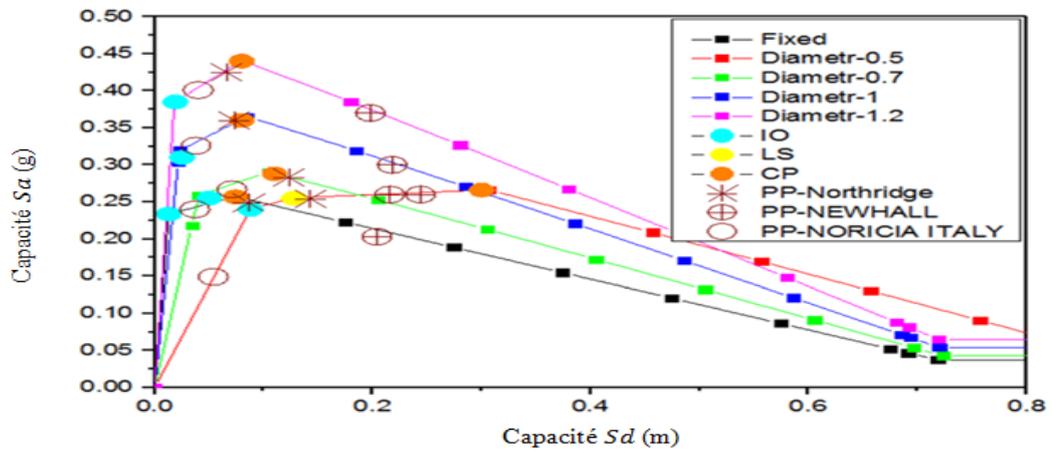


(c)

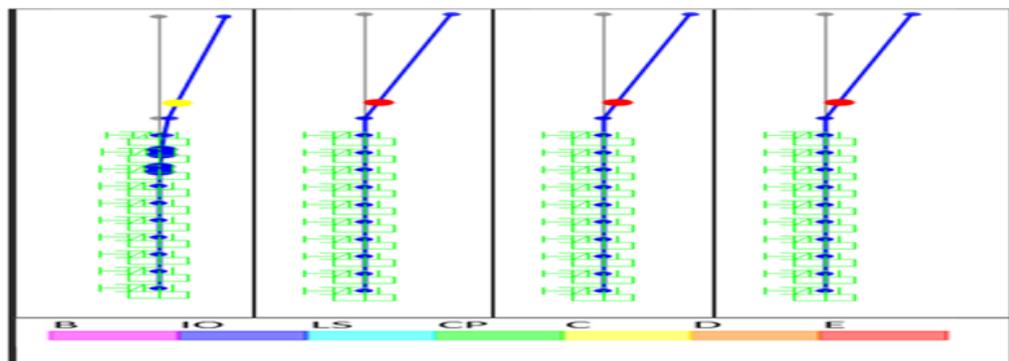
Figure. 5.9 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance du système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable lâche sous l'influence du diamètre du pieu



(a)

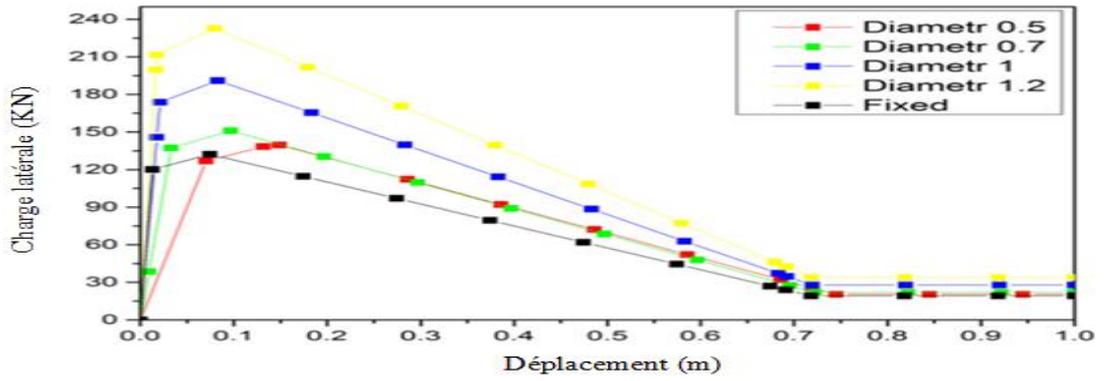


(b)

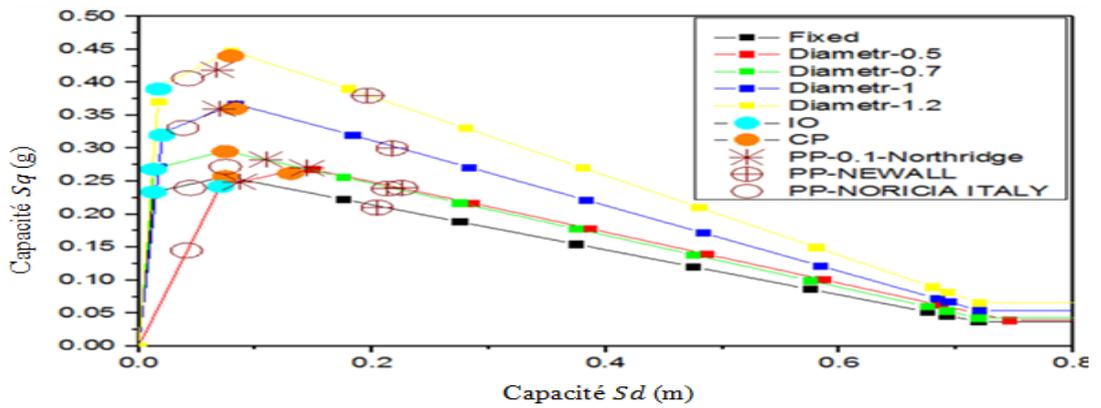


(c)

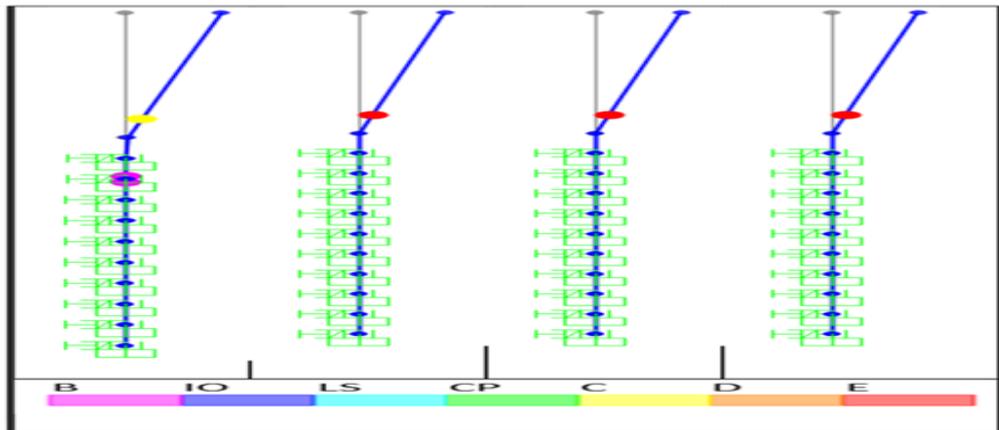
Figure. 5.10 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable moyen sous l'influence du diamètre du pieu



(a)

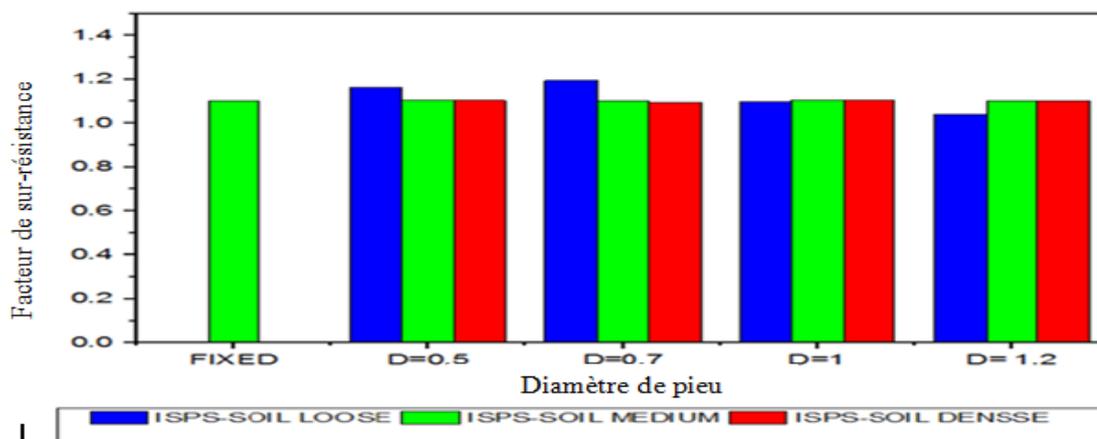


(b)

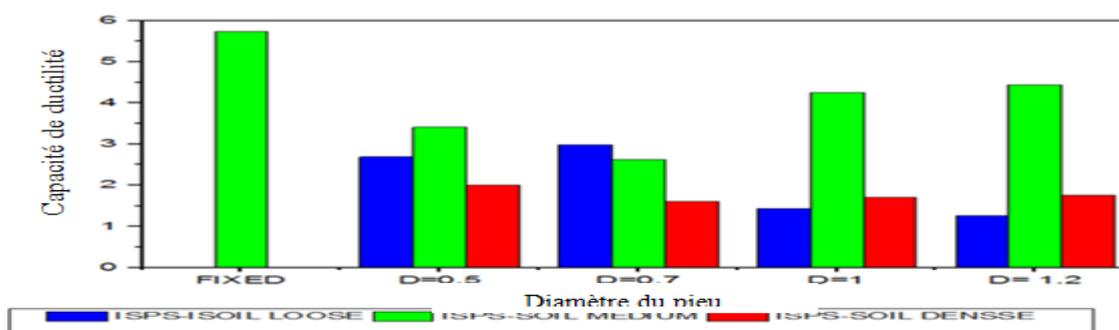


(c)

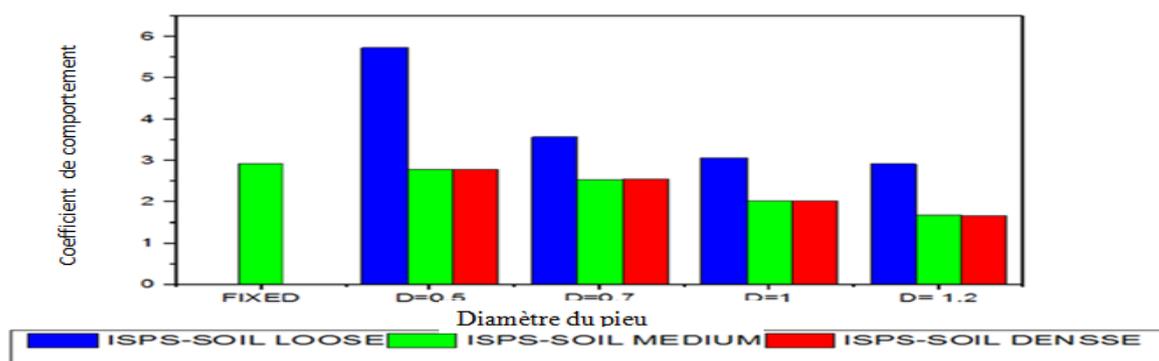
Figure. 5.11 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable dense sous l'influence de diamètre du pieu



(a)



(b)



(c)

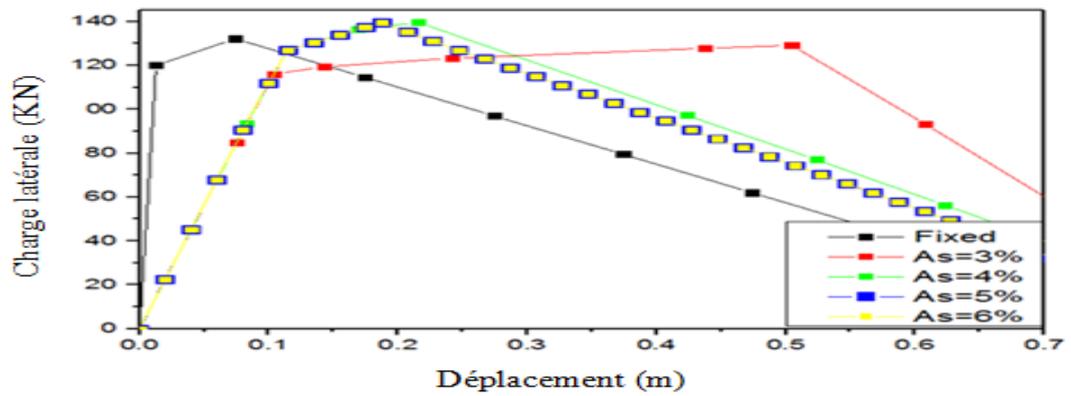
Figure. 5.12 a) Facteur de sur-résistance, b) ductilité et c) les coefficients de comportement pour le système ISPS sous l'influence de diamètre du pieu

5.6.3 Effets de pourcentage d'armature longitudinale

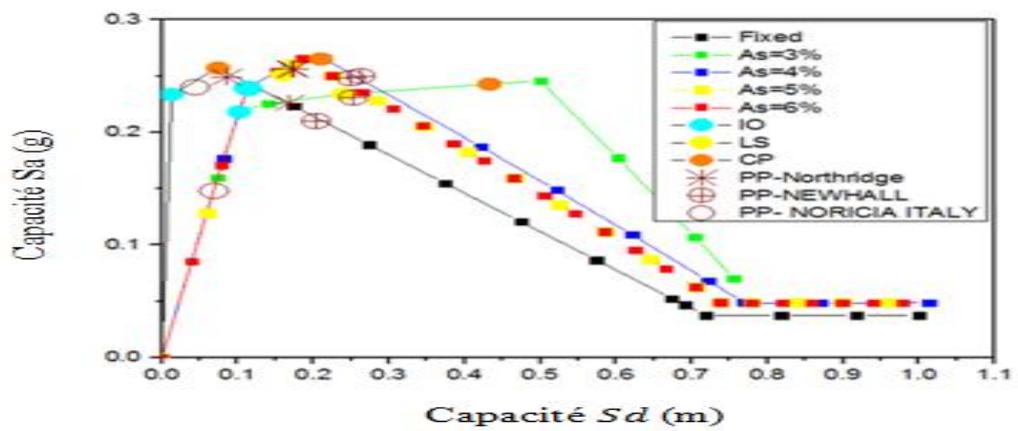
Les figures 5.13, 5.14 et 5.15 illustrent la capacité latérale du système ISPS sous l'effet de pourcentage d'armature longitudinale ($A_s = 3; 4; 5; 6\%$) avec différents types de sable (lâche, moyen, dense). Pour tous les types de sable, dans le système ISPS, la capacité latérale n'est pas affectée par l'augmentation de pourcentage d'armature longitudinale dans le pieu pour tous les types de sable. Avec l'augmentation de pourcentage d'armature longitudinale, l'accélération spectrale n'est pas affectée car les caractéristiques dynamiques ne changent pas dans le système ISPS. Et le point de performance (PP) est situé entre LS et CP presque dans tous les cas. Pour le sable lâche et moyen, la position de la rotule plastique est formée en pieu pour les cas de (A_s) égale à 3%, mais dans le sable dense et dans les autres cas de sable lâche et moyen, les rotules plastiques sont formées à la base de poteau.

La figure 5.16 illustre le facteur de sur-résistance, la ductilité et le coefficient de comportement pour le système ISPS sous l'effet du pourcentage d'armatures longitudinales.

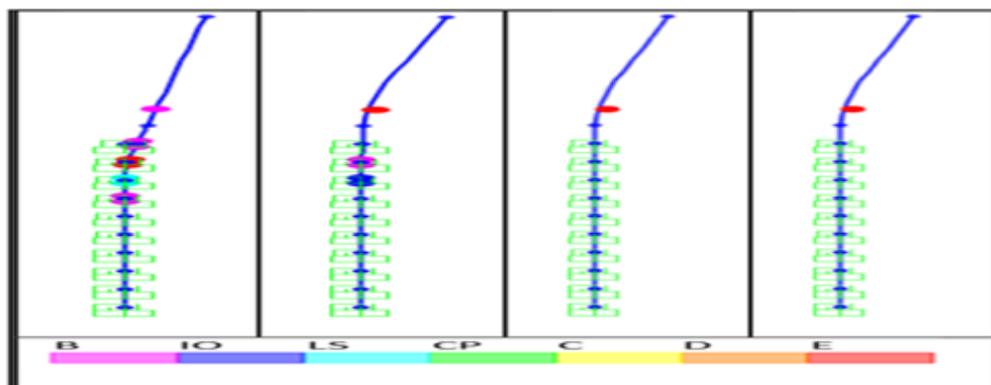
Pour le sable lâche le coefficient de comportement (R) diminue dans le système ISPS et lorsque le pourcentage d'armature longitudinale augmente, le R n'est pas affecté. La ductilité de tous les types de sable est faible par rapport aux systèmes fixes, et lorsque la valeur de pourcentage d'armature longitudinale (A_s) augmente, la ductilité diminue dans le système ISPS. La sur-résistance n'est pas affectée par l'augmentation du pourcentage d'armatures longitudinales.



(a)

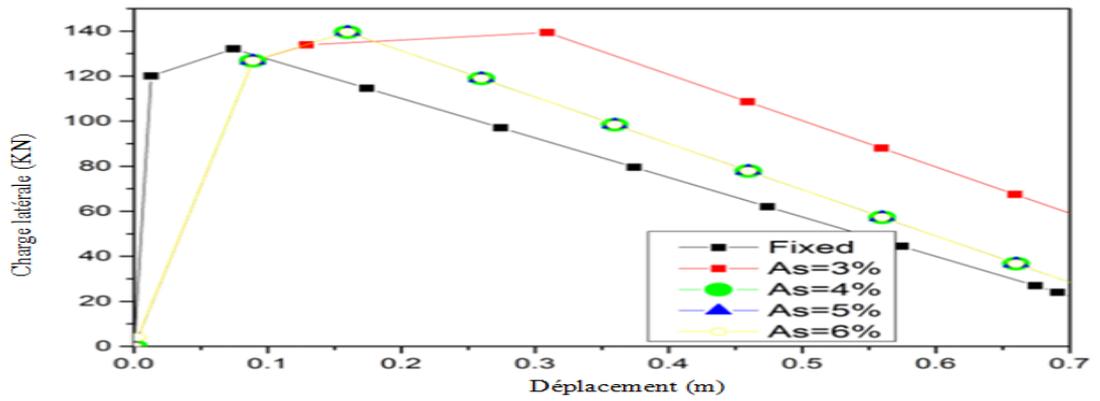


(b)

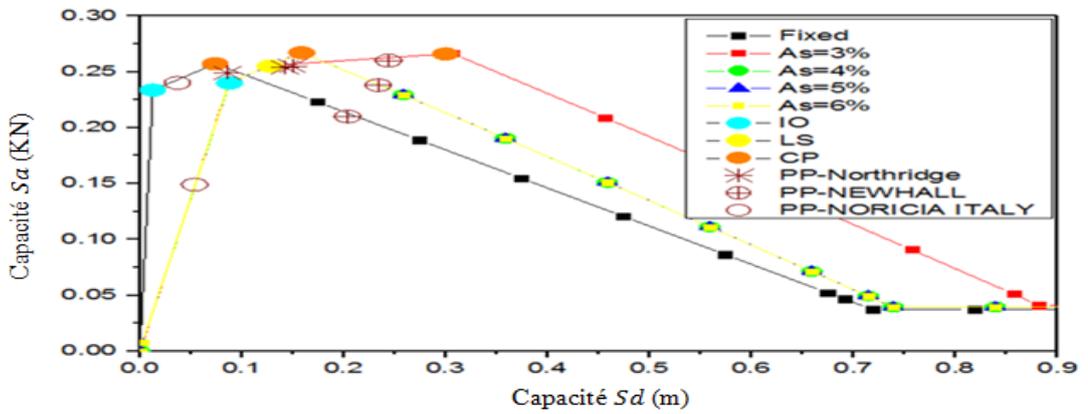


(c)

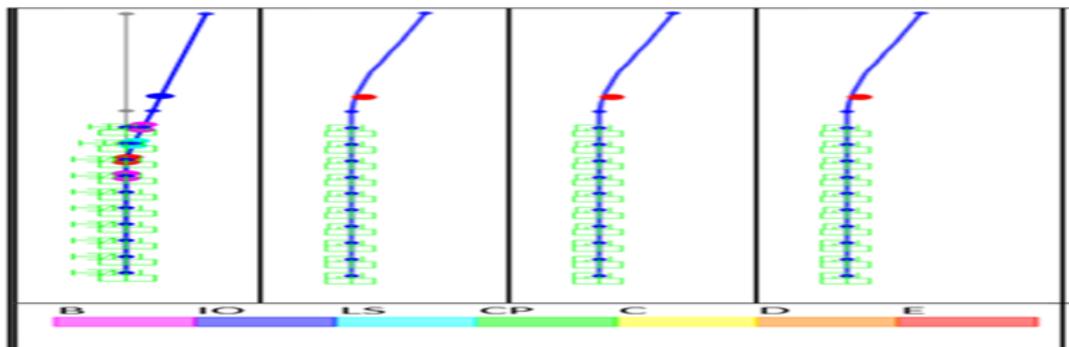
Figure. 5.13 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable lâche sous l'influence de pourcentage d'armature longitudinale



(a)

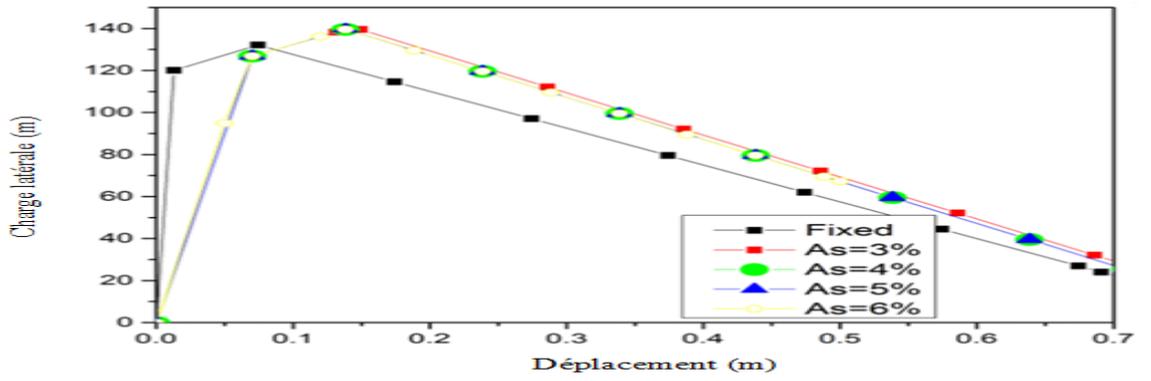


(b)

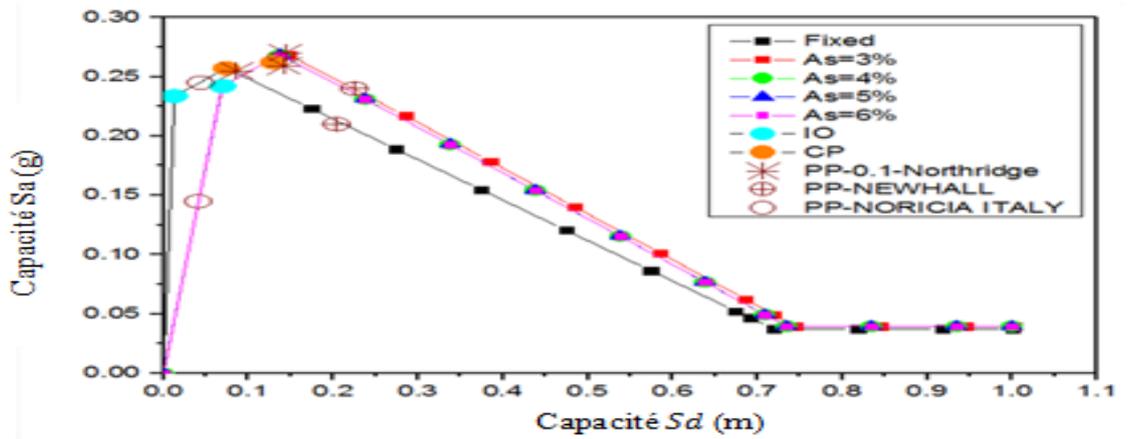


(c)

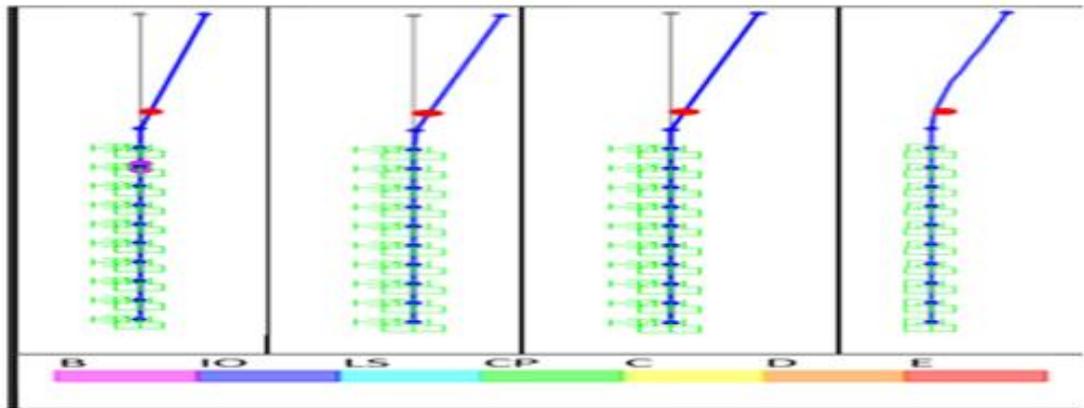
Figure. 5.14 a) Comportement charge latérale-déplacement ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable moyen sous l'influence de pourcentage d'armature longitudinale



(a)

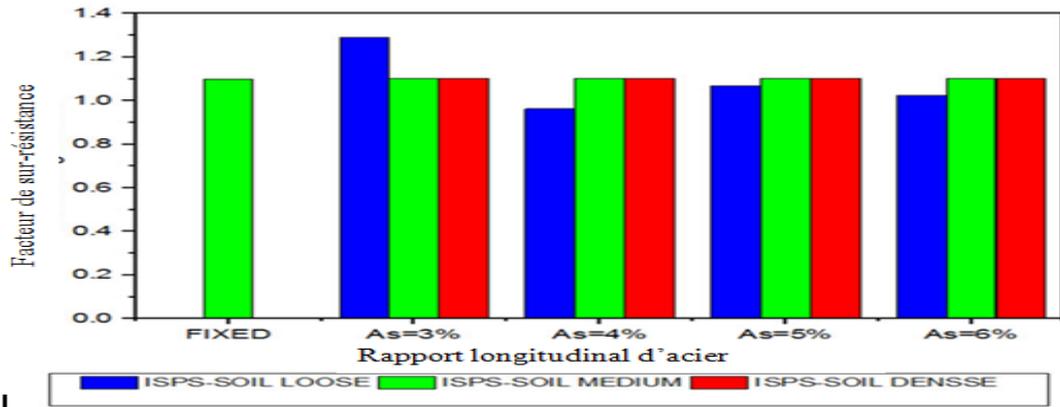


(b)

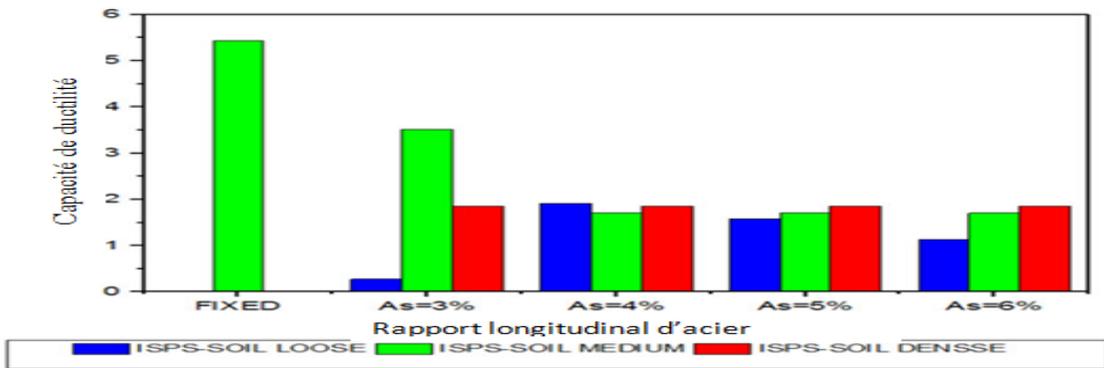


(c)

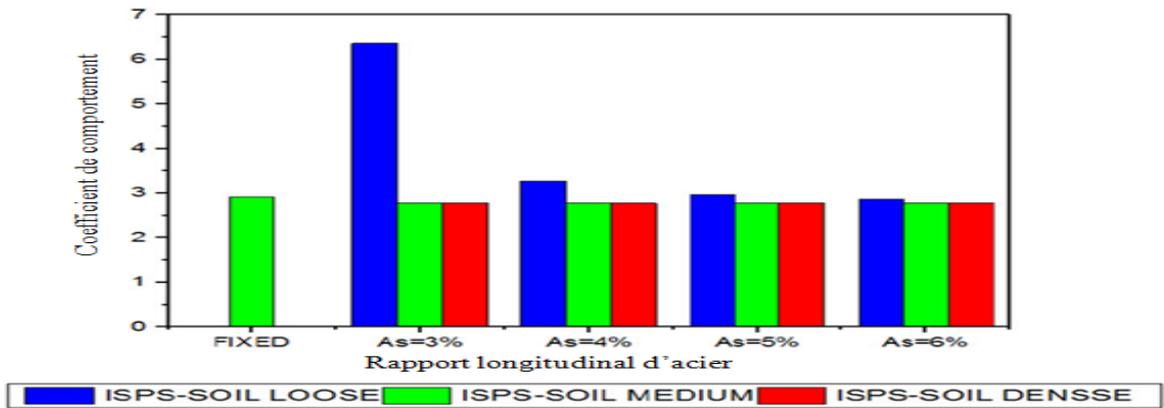
Figure. 5.15 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique dans le sable dense sous l'influence de pourcentage d'armature longitudinale



(a)



(b)



(c)

Figure. 5.16 a) Facteur de sur-résistance, b) ductilité et c) les coefficients de comportement pour le système ISPS sous l'influence de pourcentage d'armature longitudinale.

6 Effets de la longueur du pieu

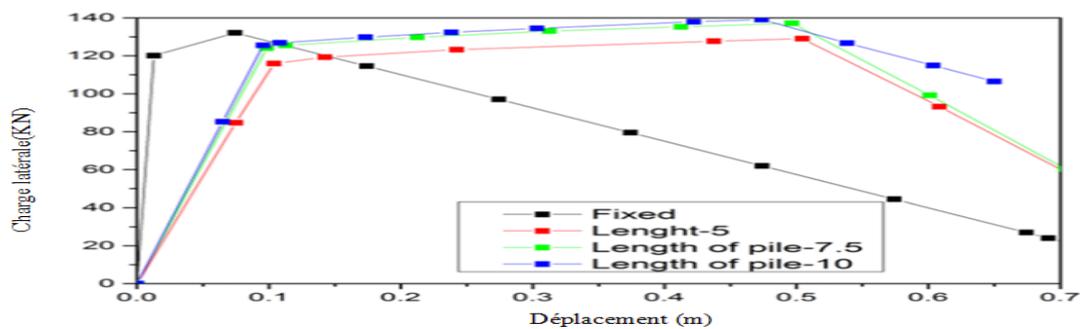
Les figures 5.17a, 5.18a et 5.19a montrent la capacité latérale dans le système ISPS sous l'influence de la longueur du pieu ($L = 5; 7.5; 10 \text{ m}$) avec différents types de sable (lâche, moyen, dense). Pour tous les types de sable, lorsque la longueur du pieu augmente, la capacité latérale augmente légèrement. En raison de l'augmentation de la longueur du pieu conduire à plus de fixation dans le sable, cela conduit à plus de stabilisation dans le système ISPS. Les figures 5.17b, 5.18b et 5. 19b montrent qu'avec l'augmentation de la longueur de la pile, l'accélération spectrale augmente légèrement.

- Pour le tremblement de terre Northridge, le point de performance (PP) se situe entre IO-CP
- Pour le tremblement de terre Newhall, le point de performance (PP) se situe entre LS –CP pour le sable lâche et pour le sable moyen et dense le PP se situe après CP.
- Pour le tremblement de terre NORICIA ITALY, le point de performance (PP) se situe avant IO.

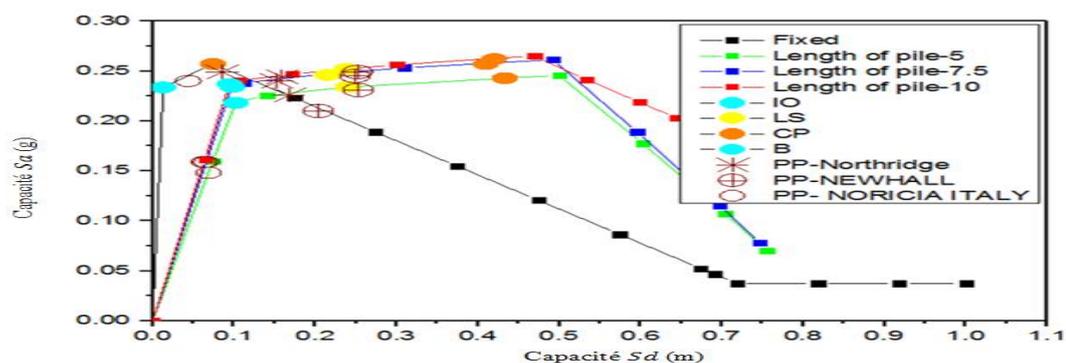
Les figures 5.17c, 5.18c et 5.19c montrent que, pour le sable lâche, la position de la rotule plastique est affectée par la longueur du pieu et est formée au sommet du pieu. La rotule plastique en cas de sable moyen est formée au sommet du pieu dans cas du pieu de 5 m et pour les autres cas la rotule plastique est formée à la base de poteau. Dans le cas de sable dense, la position de la rotule plastique n'est pas affectée et elle apparaît à la base du poteau.

La figure 5.20 présente le facteur de sur-résistance, la ductilité et les coefficients de comportement pour le système ISPS avec variation de la longueur du pieu. Les facteurs de sur-résistance ne sont pas affectés par l'augmentation de la longueur du pieu. La ductilité dans le sable lâche est augmentée, car le sable moyen diminue et le sable dense n'est pas

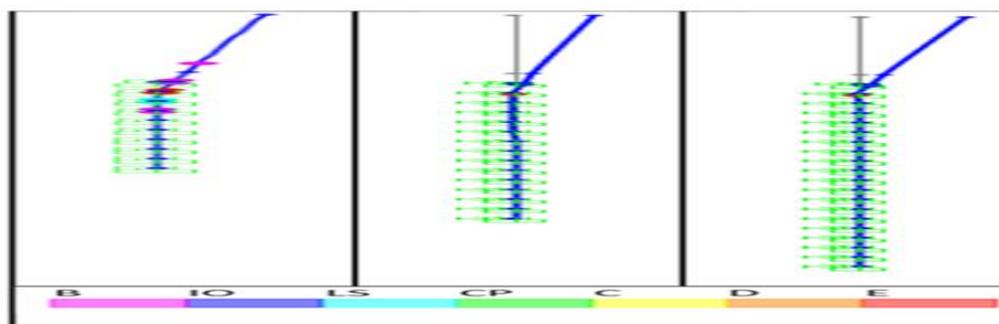
affecté par l'augmentation de la longueur du pieu. La valeur des coefficients de comportement (R) est supérieure à celle du cas fixe et diminue lorsque l'augmentation de la longueur du pieu se produit dans le sable lâche et n'est pas affectée dans le sable moyen et dense.



(a)

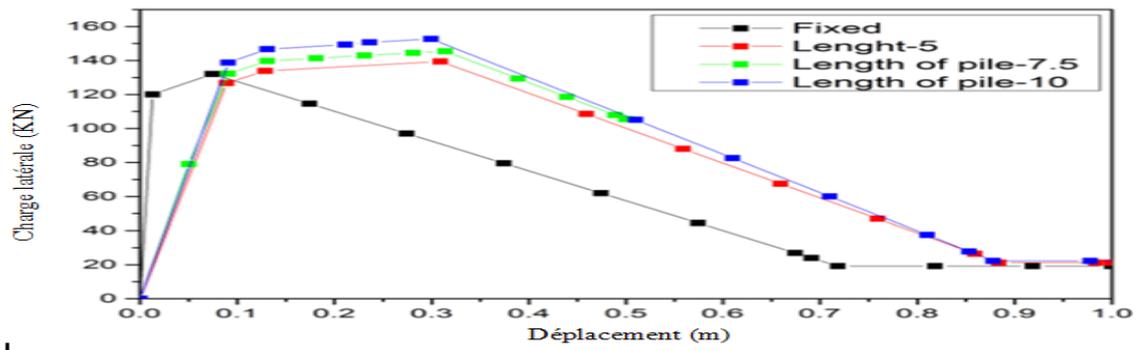


(b)

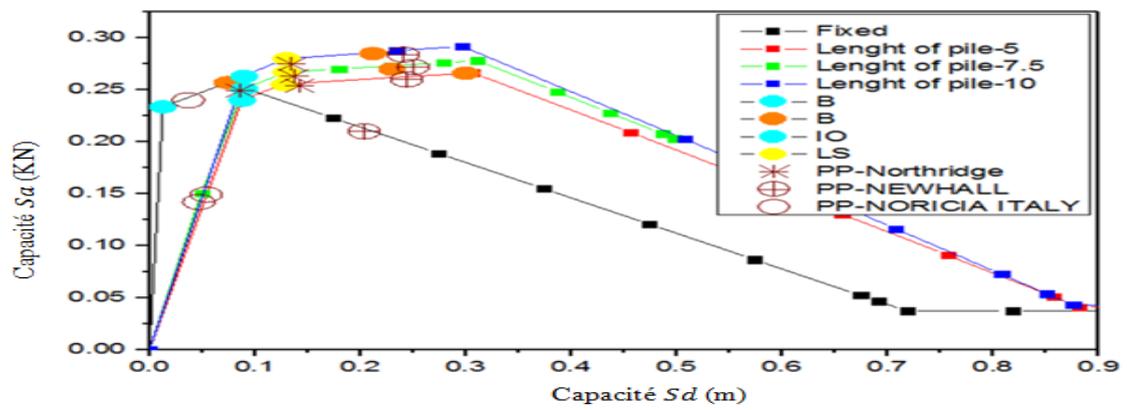


(c)

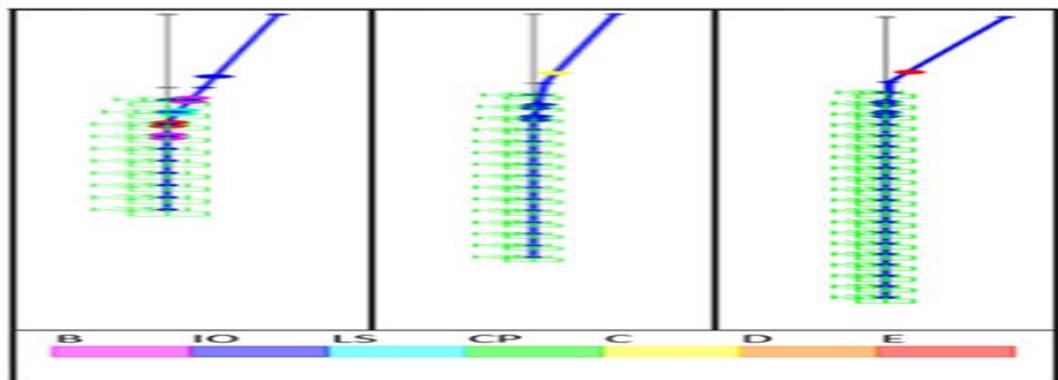
Figure. 5.17 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable lâche sous l'influence de la longueur du pieu



(a)

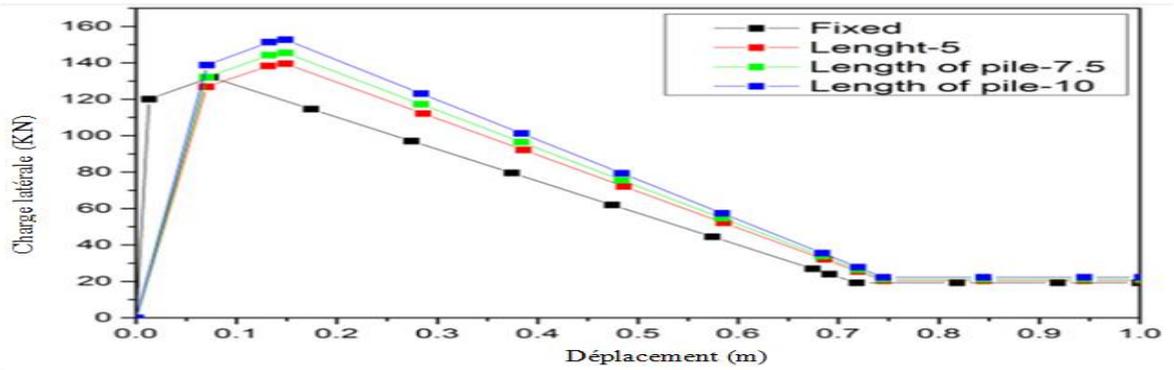


(b)

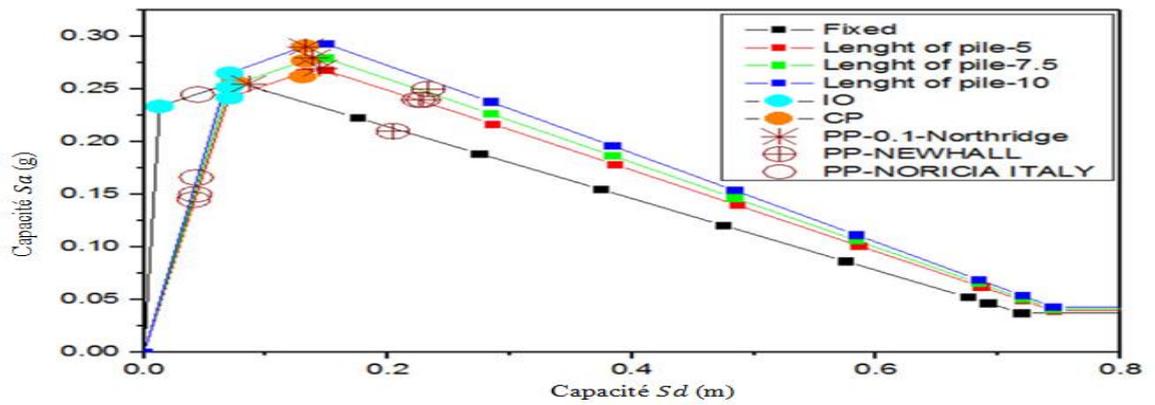


(c)

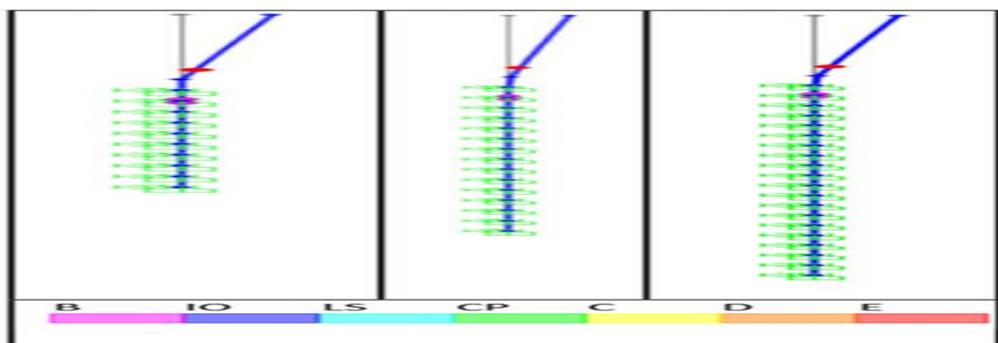
Figure. 5.18 a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable moyen sous l'influence de la longueur du pieu



(a)

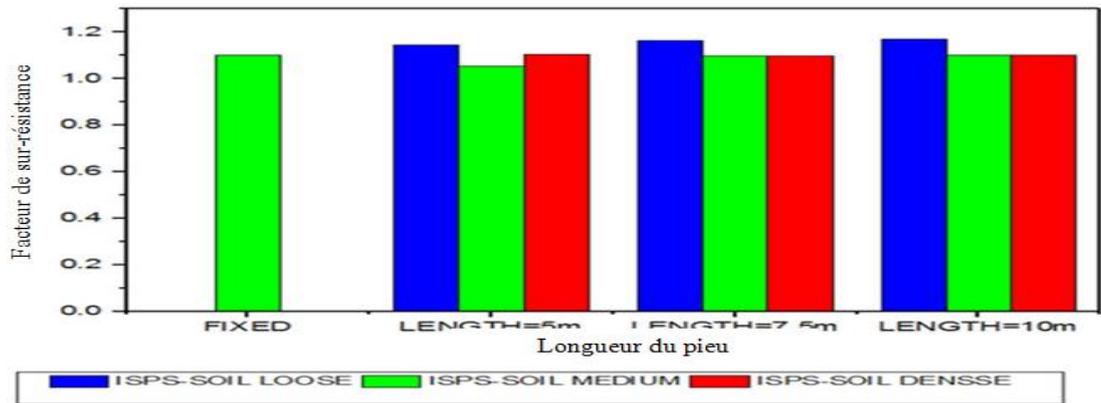


(b)

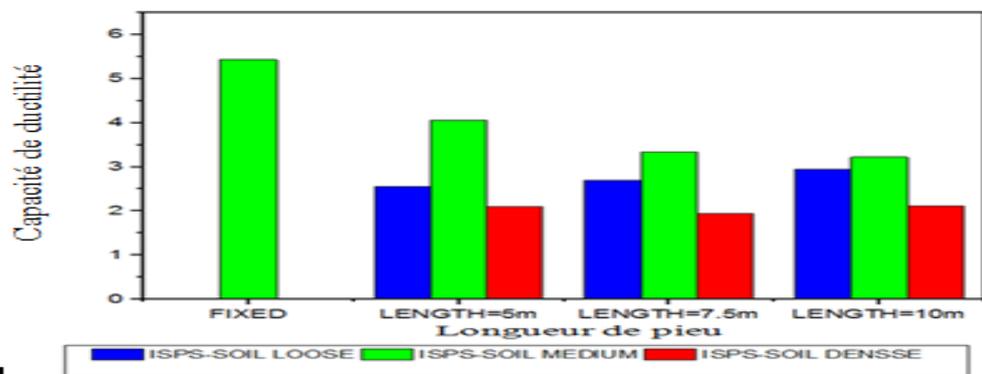


(c)

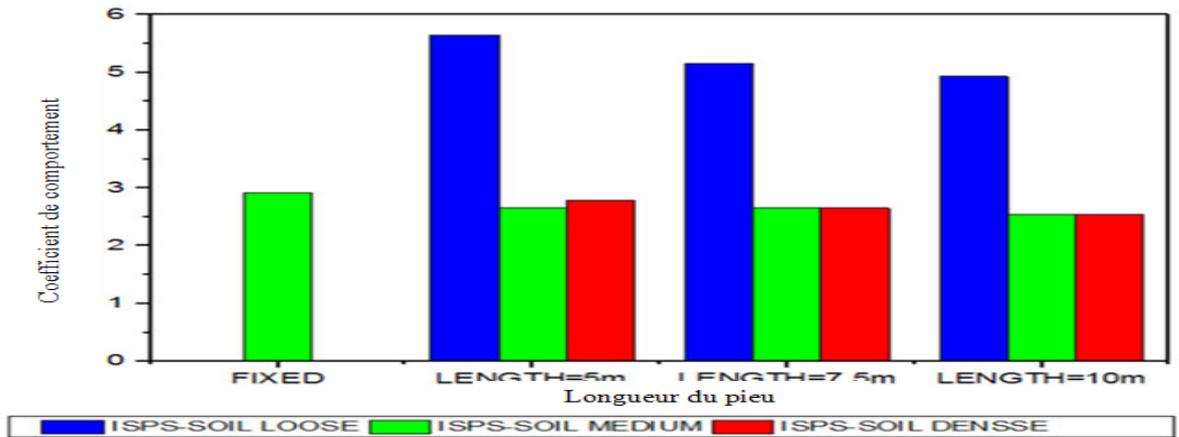
Figure. 5.19a) Comportement charge latérale-déplacement pour le système ISPS, b) courbe de performance pour le système ISPS, c) formation de la rotule plastique, dans le sable dense sous l'influence de la longueur du pieu



(a)



(b)



(c)

Figure 5.20 a) Facteur de sur-résistance, b) ductilité et c) les coefficients de comportement pour le système ISPS sous l'influence de la longueur du pieu

CONCLUSIONS GENERALES

Pour comprendre le comportement non linéaire de l'interaction sol-pieu-structure dans un dépôt de sable, Une analyse non linéaire statique a été réalisée en utilisant un modèle d'éléments finis basé sur l'approche d'une poutre sur ressorts non linéaires « Beam on Nonlinear Winkler Foundation ».

Les conclusions suivantes peuvent être de la présente étude :

- Les éléments de la plasticité distribuée basés sur les deux principales formulations qui sont les méthodes de déplacements (DB) et les méthodes des forces (FB), et sachant que ces deux méthodes s'appuient sur des hypothèses d'éléments finis entièrement différentes devraient donc avoir des résultats tout à fait différents dans l'analyse non linéaire.
- Les modèles de la plasticité concentrée montrent l'inconvénient de séparer l'interaction moment-résistance et l'interaction de la rigidité axiale du comportement de l'élément. En effet, il est nécessaire de faire agir l'analyse courbure - moment pour déterminer la rigidité élastique et celle en post-élastique.
- La méthode pushover fournit généralement de bonnes estimations de l'effort tranchant de base, mais des précautions doivent être prises car l'estimation peut être non conservatrice. Cela implique qu'il est difficile de justifier l'utilisation de l'analyse pushover sans la compléter par une analyse dynamique non linéaire.
- Dans la plupart des cas étudiés, la capacité latérale du système fixe est faible par rapport à la capacité latérale du système ISPS quand la charge axiale est

augmentée ainsi que le diamètre du pieu, le pourcentage d'armature longitudinale et la longueur du pieu dans tous les types de sable.

- L'augmentation de la charge axiale conduit à une légère augmentation de la capacité latérale dans le système ISPS pour les cas de sable lâche, moyen et dense. Par ailleurs l'accélération spectrale diminue dans tous les cas et les points de performance (PP) sont affectés par les types de sable, de charges axiales ainsi que des fréquences du séisme.
- L'augmentation du diamètre de pieu entraîne une augmentation de la capacité latérale et de l'accélération spectrale dans le système ISPS. La position du point de performance PP n'est pas affectée par l'augmentation du diamètre du pieu.
- La capacité latérale et l'accélération spectrale ne sont pas affectées par l'augmentation du pourcentage d'armature longitudinale.
- L'influence de la longueur du pieu est moins importante pour la capacité latérale et les accélérations du spectre, cependant, les points de performance (PP) ne sont pas affectés.
- La formation et la position des rotules plastiques sont influencées par le type de sable, le niveau de la charge axiale, le diamètre du pieu, le pourcentage d'armature longitudinale et la longueur du pieu.
- Le facteur de sur-résistance n'est pas affecté lors de l'augmentation du niveau de la charge axiale, du diamètre du pieu et de la longueur du pieu, mais diminue avec l'augmentation du pourcentage d'armature longitudinale.
- Le coefficient de comportement (R) et la ductilité sont affectés par l'augmentation du niveau de charge axiale, du diamètre du pieu, de la longueur du pieu et du pourcentage d'armature longitudinale.

Perspectives

Ce travail mériterait d'être poursuivi avec l'implémentation de courbes p-y à hystérésis pour permettre la réalisation d'analyse non linéaire statique dans SAP2000.

Il serait également intéressant de prévoir la réalisation d'analyse non linéaire dynamique dans SAP2000.

Et de pouvoir comparer le modèle SAP2000 à un modèle par élément finis et à des données expérimentales.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Albanesi T., Biondi S., Petrangeli. (2002) 'Pushover analysis: An energy based approach.' *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper 605. Elsevier Science Ltd.*
2. Alemdar, B. N. and White, D. W. (2005). "Displacement, flexibility, and mixed beamcolumn finite element formulations for distributed plasticity analysis." *Journal of Structural Engineering*, 131 (12).
3. Anagnostopoulos, S.A. (1981). "Inelastic Beams for Seismic Analyses of Structures", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 107, No. ST7.
4. Anastasopoulos I., Gazetas G., Loli M., Apostolou M., Gerolymos N., 2010, "Soil failure can be used for seismic protection of structures", *BEE*, 8, pp 309-326
5. Applied Technology Council (ATC). (1996). 'Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings.' *Rep. No. ATC-40*, Volumes 1 and 2, Redwood City, Calif.
6. ATC. "Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings." *ATC-3 06*. Applied Technology Council, Redwood City, California, pp 45-53, 1978. ATC. "*Structural Response Modification Factors.*" Applied Technology Council, Redwood City, California, Rep. No. ATC-19, 1995.
7. Badoni, D. & Makris, N. (1995). Nonlinear response of single piles under lateral inertial and seismic loads. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15, 29-43
8. Baker ALL (1956). *Ultimate load theory applied to the design of reinforced and prestressed concrete frames*. Concrete Publications Ltd., London
9. Baker, A.L.L. and Amarakone, A.M.N. (1964). "Inelastic Hyperstatic Frame Analysis," *Proceedings International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, ACI SP-12, Miami, pp. 85-142.
10. Bayrak, O. and Sheikh, S.A. (1997). "High-Strength Concrete Columns under Simulated Earthquake Loading," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 6, Nov.-Dec., pp. 708-722.
11. Berry MP, Lehman DE, Lowes LN. 2008. Lumped-plasticity models for performance simulation of bridge columns. *ACI Structural Journal* 105(3): 270-279.

12. Bielak, J. (1975). "Dynamic behavior of structures with embedded foundations." *J. Earthquake Engrg. Struct. Dyn.*, 3 (3), 259–274
13. Bracci J. M, Kunnath S. K. Reinhorn A. M. (1997) 'Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures.', *ASCE, ST Division 123(1)*, 3-10.
14. Broms, B. (1964a). "The lateral resistance of piles in cohesionless soils." *Journal of Soil Mechnaics foundation* , Vol 90, No 2, pp: 27-63
15. Broms, B. (1964b). "The lateral resistance of piles in cohesionless soils." *Journal of Soil Mechnaics foundation* ,vol 90, No 3 pp: 123-156
16. Brown, D., Morrison, C., and Reese, L. 1988. Lateral load behavior of a pile group in sand, *J. Geotechnical Engineering, ASCE*, 114(11), 1261-1276.
17. Calabrese, A., Almeida, J. P. and Pinho, R.(2010). "Numerical issues in distributed inelasticity model of RC frame elements for seismic analysis." *Journal of Earthquake Engineering*, 14(S1).
18. Chang, Y.L. 1937. Lateral pile loading tests. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 102, 273-276.
19. Chintanapakdee C. and Chopra A.K., 2003, *Evaluation of Modal Pushover Analysis Using Generic Frames*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32,417-442.
20. Chiou, J. S., and Chen, C. H. (2010). Displacement ductility capacity of fixed-head piles. *Proceedings of 5th International Conference on Recent Advance in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Missouri University of Science and Technology, Rolla, MO, Paper No. 9–10.
21. Chiou, J. S., Tsai, Y. C., & Chen, C. H. (2012). Investigating influencing factors of the ductility capacity of a fixed-head reinforced concrete pile in homogeneous clay. *Journal of Mechanics*, 28(3), 489–498.
22. Chiou, J. S., Yang, H. H., & Chen, C. H. (2009). Use of plastic hinge model in nonlinear pushover analysis of a pile. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(9), 1341–1346.

23. Chopra A.K. and Goel R.K., *A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimating Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation*, PERR Report 2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
24. Clough, R. and Johnston, S. (1966). "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements." *Transactions of Japan Earthquake Engineering Symposium*, Tokyo, pp. 195-198.
25. Clough, R. W., Bensuka, K. L., & Lin, T. Y. (1966). *FHA, Study of Seismic Design Criteria for High Rise Building*, Washington D.C.U.S, Federal Housing Administration, HUD TS-3.
26. Corley, W.G. (1966). "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams," *Journal of the Structural Division, ASCE*, V. 92, No. ST5, Oct., pp. 121-146.
27. Correal JF, Saiidi MS, Sanders D, El-Azazy S. 2007. Shake table studies of bridge columns with double interlocking spirals. *ACI Structural Journal* 104(4): 393–401.
28. Davisson, M. T. & Gill, H. L. Laterally loaded piles in a layered soil system. *J. Soil Mech. Fdn. Div., Am. Soc. Civ. Engrs.* 89, No. SM3, 63-94, 1963.
29. Dezi, F., Carbonari, S., Tombari, A., & Leoni, G. (2012). Soil-structure interaction in the seismic response of an isolated three span motorway overcrossing founded on piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 41, 151–163.
30. Eberhard M.O. and Sözen M.A., 1993, *Behavior-Based Method to Determine Design Shear in Earthquake Resistant Walls*, *Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers*, New York, Vol. 119, No.2, 619-640.
31. El-Naggar M. H, Novak, M. (1996). Nonlinear analysis for dynamic lateral pile response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15(4), 223–244.
32. Fajfar P. and Fischinger M., 1987, *Nonlinear Seismic Analysis of R/C Buildings: Implications of a Case Study*, *European Earthquake Engineering*, 31-43.
33. FEMA (2000), 'Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.' *Report FEMA 356*, Federal Emergency Management Agency, Washington
34. FEMA-273 (1997). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington D. C.

35. Filippou, F. C. (2013). Lecture notes from CE221 Nonlinear Structural Analysis. University of California, Berkeley.

36. Francis, A.J. (1964). "Analysis of pile groups with flexural resistance". *Journal of Soil*
37. Freeman S.A., Nicoletti J.P., Tyrell J.V. (1975). 'Evaluations of Existing Buildings for

38. Gazetas, George & Mylonakis, George. (1998). Seismic soil-structure interaction: New evidence and emerging issues. Geotechnical Special Publication. 2. 1119-1174.

39. Gerolymos N., Drosos V., Gazetas G. (2009). "Seismic response of single-column bent on pile: evidence of beneficial role of pile and soil inelasticity". Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 7, No. 2, pp. 547-573.

40. Giannakos, S. (2013). Contribution to the static and dynamic lateral response of piles (Doctoral dissertation, National Technical University of Athens, 2013).

41. Giberson, M. (1967). "The Response of Nonlinear Multi-Story Structures Subjected to Earthquake Excitations." *Earthquake Engineering Research Laboratory, Pasadena.*

42. Gourvenec S., 2004, "Bearing capacity under combined loading – a study of the effect of shear strength heterogeneity", *9th Australian and New Zealand Conference on Geomechanics*, Auckland, New Zealand, pp 527-533

43. Gulkan P., Sozen M.A. (1974) 'Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions.', *ACI Journal* 71, 601-610.

44. Gupta B., (1998) 'Enhanced pushover procedure and inelastic demand estimation for performance-based seismic evaluation of buildings', Ph.D. Dissertation, Orlando, Florida, University of Central Florida.

45. Hetenyi, M., 1970. A general solution for the elastic quarter space. Transactions on ASME, Journal of Applied Mechanics. 37 E(1), 70–76

46. J. P. Wolf and P. Oberhuber, 'Free-field response from inclined SH-waves and Love-waves', *Earthquake eng. struct. dyn.* 10, 823- 845 (I 982)

47. Jan T.S., Liu M.W. and Kao Y.C., 2004, *An Upper-Bound Pushover Analysis Procedure for Estimating the Seismic Demands of High-Rise Buildings*, Engineering Structures, Vol. 26, 117-128.

48. Jennings et Bielak, 1973; Dynamics of building-soil interaction, Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 63, No.1, pp. 9-48. February 1973
49. Kampitsis, A. E., Giannakos, S., Gerolymos, N., & Sapountzakis, E. J. (2015). Soil-pile interaction considering structural yielding: Numerical modeling and experimental validation. *Engineering Structures*, 99, 319–333.
50. Karthigeyan, S., Ramakrishna, V. V. G. S. T., & Rajagopal, K. (2006). Influence of vertical load on the lateral response of piles in sand. *Computers and Geotechnics*, 33(2), 121–131.
51. Karthigeyan, S., Ramakrishna, V. V. G. S. T., & Rajagopal, K. (2007). Numerical investigation of the effect of vertical load on the lateral response of piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(5), 512–521.
52. Kausel, Eduardo. "Early History of Soil-structure Interaction." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30, no. 9(September 2010): 822–832. © 2009 Elsevier Ltd.
53. Khodair, Y., & Abdel-Mohti, A. (2014). Numerical analysis of soil-pile interaction under axial and lateral loads. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 8(3), 239–249.
54. Kim Y. Jeang S (2011). Analysis of soil resistance on laterally loaded piles in sand, offshore technology conference, houston ;pp 495-472.
55. Koo, K. K.; Chau, K. T.; Yang, X.; Wong, Y. L.; and Lam, S. S., "A Continuum Model for Soil-Pile-Structure Interactions Under Earthquake Excitation" (2001). *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*
56. Krawinkler H. and Seneviratna G.D.P.K., 1998, *Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation*, *Engineering Structures*, Vol.20, 452-464.
57. Lee, C. L. and Filippou, F. C. (2009). "Efficient beam-column element with variable inelastic end zones." *Journal of Structural Engineering*, 135 (11).
58. Luco JE, Wong HL. Response of structures to nonvertically incident waves. *Bull Seism Soc Am* 1982;70:275–302.

59. Mahaney J.A., Paret T.F., Kehoe B.E., Freeman S.A. (1993). ‘The Capacity Spectrum
60. Maki T, Maekawa K, Mutsuyoshi H. RC pile–soil interaction analysis using a 3D-finite element method with fiber theory-based beam elements. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2006; 35(13):1587–1607.
61. Makris, N. & Gazetas, G.(1992). Dynamic Pile-Soil- Pile Interaction Part II. Lateral and Seismic Response. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21(2), 145–162.
62. Matlock, H. & Reese, L. C. Generalized solutions for laterally loaded piles. *J. Soil Mech. Fdn. Div., Am. Soc. Civ. Engrs.* 86, No. SM5, 63-91, 1960.
63. Matlock, H. (1970). “Correlations for Design of laterally loaded piles in soft clay”. *2nd Offshore Technology Conference*, Houston Texas.
64. Matlock, H., and Ripperger, E. A. (1956). “Procedures and instrumentation for tests on a laterally loaded pile”. *Proceedings, 8th Texas Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering*, Austin Texas.
65. Mattock, A.H. (1964). “Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams,” *Proceedings International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, ACI SP-12, Miami, pp. 143-181.
66. Mattock, A.H. (1967). “Discussion of “Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams,” by Corley, W.G., *Journal of the Structural Division, ASCE*, V. 93, No. ST2, Apr., pp. 519-522.
67. McClelland, B., and Focht, J. A. (1958). “Soil modulus for laterally loaded piles. “ *Trans. ASCE.*, vol 123, pp:1049-1063 *Mechanics Foundation Division, ASCE*, Vol 90, No SM3, pp:1-32 *Mechanics*, 28(3), 489–498.
68. Mendis, P. (2001). “Plastic Hinge Lengths of Normal and High-Strength Concrete in Flexure,” *Advances in Structural Engineering*, V. 4, No. 4, Oct., pp. 189-195.
69. Mohamed Ali MS, Oehlers DJ, Griffith MC. 2008. Simulation of plastic hinges in FRP-plated RC beams. *Journal of Composites for Construction* 12(6): 617–625.
70. Mwafy A.M. and Elnashai A.S., 2001, *Static Pushover versus Dynamic Analysis of R/C Buildings*, *Engineering Structures*, Vol. 23, 407-424

71. N. Makris, 1 D. Badoni, 2 E. Delis, & Gazetas, G. (1994). Prediction of Observed Bridge Response with Soil-Pile-Structure Interaction. *Journal of Structural Engineering*, 120(10), 2992–3011.
72. Neuenhofer, A. and Filippou, F. C. (1997). "Evaluation of nonlinear frame finite element models." *Journal of Structural Engineering*, 123 (7).
73. Novak M, Nogami T. (1977). Soil-pile interaction in horizontal vibration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 263:281-5.
74. Oehlers DJ, Mohamed Ali MS, Griffith MC. 2008. Concrete component of the rotational ductility of reinforced concrete flexural members. *Advances in Structural Engineering* 11(3): 281–291.
75. O'Neill, M. W., &Gazioglu, S. M. (1984). *An Evaluation of p-y Relationships in Clays*. American Petroleum Institute Report PRAC 82-41-2.
76. Park R., Priestley M. J. N., and Gill W. D. (1982). "Ductility of Square-Confined Concrete Columns," *Struct. J.*, ASCE, 108, No. ST4, 929-950.
77. Park, H.-J., Ha, J.-G., Kwon, S.-Y., Lee, M.-G., & Kim, D.-S. (2017). Investigation of the dynamic behaviour of a storage tank with different foundation types focusing on the soil-foundation-structure interactions using centrifuge model tests. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(14), 2301–2316.
78. Paulay T., and Priestley M. J. N. (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures," John Wiley & Sons, Inc.
79. Penzien, J., Scheffy, C., and Parmelee, R. 1964. Seismic analysis of bridges on long piles, *J.Engineering Mechanics Division, ASCE*, 90(3), 223-254.*pp. 113-122.*
80. Prager, W. and Hodge, P. (1951). *Theory of Perfectly Plastic Solids*, John Wiley and Sons, New York.
81. Priestley, M. J. N., and Park R. (1987). "Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns under Seismic Loading," *ACI Structural Journal*, V.84, Issue 1, pp. 61-76.
82. Reese, L., & Welch, R. C. (1975). Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay. *Proceeding,ASCE, Vol 101, No. GT7*, pp. 633-649.

83. Reese, L.C. (1958). "Discussion of Soil modulus for laterally loaded pile analysis." *Proceeding, third International Conference on Numerical Methods in offshore Piling*, Edicions Tecnhip, Paris, France, pp: 361-386
84. Reese, Lymon C., Shin Tower Wang et Luis Vasquez. 2006. *GROUP 7.0 : Technical Manual*. Austin, Texas: ENSOFT, INC.
85. Requena M., Ayala A.V. (2000), 'Evaluation of a simplified method for determination of the nonlinear seismic response of RC frames.' *12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Paper 2109*.
86. Roesset, J.M. & Angelides, Demos. (1980). DYNAMIC STIFFNESS OF PILES. *Electronique Industrielle (Paris)*. 75-81.
87. Rovithis, E.N., Ptilakis, K.D., and Mylonakis, G.E. 2009. Seismic analysis of coupled soil-pile structure systems leading to the definition of a *pseudo-natural* SSI frequency, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(6), 1005-1015.
88. Sakai, K. and Sheikh, S.A. (1989). "What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions)," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 2, Mar.-Apr., pp. 192-207.
89. SAP2000 Version 8. (2002). Basic analysis reference, computers and structures, Inc., Berkeley.
90. Scott, M. H. and Fenves, G. L. (2006). "Plastic hinge integration methods for forcebased beam-column elements." *Journal of Structural Engineering*, 132 (2).
91. Scott, M. H. and Ryan, K. L. (2013). "Moment-rotation behaviour of force-based plastic hinge elements." *Earthquake Spectra*, 29 (2). *Seismic Risk - A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington*, *Proceedings of U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, U.S.A.*,
92. Sheikh, S.A. and Khoury, S.S. (1993). "Confined Concrete Columns with Stubs," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 4, July-Aug., pp. 414-431.
93. Spacone, E., El-Tawil, S. (2004), "Nonlinear Analysis of Steel-Concrete Composite Structures: State of the Art." *Journal of Structural Engineering*, 130(2). 159-168.
94. Stevens, J. B., & Audibert, J. (1979). Re-examination of P-Y curve formulations. *Proceeding of the 11th Annual OTC, Paper No. OTC 3402*, pp. 397-403. Houston Texas.

95. Stewart, J.P., Fenves, G.L. and Seed, R.B. (1999a). Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical aspects. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)* 125:1, 26–37.
96. T. AKIYOSHI(1982), soil-pile interaction in vertical vibration induced through a frictional interface. *Earthquake engineering and structural dynamics*, vol. 10, 135-148 (1982)
97. Takayanagi, T. and Schnobrich, W. (1979). "Non Linear Analysis of Coupled Wall Systems." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 7, pp. 1-22
98. Takizawa, H. (1976). "Notes on Some Basic Problems in Inelastic Analysis of Planar RC Structures." *Trans. Of Arch. Inst. of Japan*, 240, Part I in Feb. 1976, pp. 51-62, Part II in March 1976, pp. 65-77
99. Taucer F.F, Spacone E, Filippou F.C. A fiber beam column element for seismic analysis of reinforced concrete structures, *Earthquake engineering research center, University of California, Berkeley, Report No. 91/17, 1991.*
100. Teng J, Li Z H, Ou J P, et al. Fiber damage analysis model for RC beam-column based on EEP super-convergent computation. *Sci China Tech Sci*, 2011, 54: 2542-2548, doi: 10.1007/s11431-011-4496-8
101. Terzaghi, K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Geotechnique*5, No.4, 297-326, 1955.
102. Veletsos, A.S., Meek, J.W. (1974). Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*3:2, 121–138.
103. Vidic T., Fajfar P., Fischinger M. (1994) ‘Consistent inelastic design spectra: strength and displacement.’ *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, 502-521.
104. WEITSMAN, Y. (1972). On wave propagation and energy scattering in materials reinforced by inextensible fibers. *Int. J. Solids Struct.* 8, 627-650
105. Wolf, J. P., & Oberhuber, P. (1985). Non-linear soil-structure-interaction analysis using dynamic stiffness or flexibility of soil in the time domain. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 13(2), 195–212.