

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

**Faculté de Technologie**

Département de Génie Civil

**MEMOIRE DE MAGISTER**

en Génie Civil

Spécialité : Construction

MODELISATION TRIDIMENSIONNELLE PAR ELEMENTS FINIS

DES PIEUX ISOLES SOLLICITES LATERALEMENT

Par

**Asmaa HADDADOU**

Devant le jury composé de :

M. ABED	Professeur, U.S.D. Blida	Président
A. BOUAFIA	Professeur, U.S.D. Blida	Examineur
KH. HARICHANE	Maitre de conférences A. Université Chlef	Examineur
DJ. AMAR BOUZID	Maitre de conférences A. Université Médéa	Rapporteur

Blida, Novembre 2013

## ملخص

إن طبيعة معظم الهياكل في الهندسة المدنية، خاصة الجيوتقنية منها هي ذات أبعاد ثلاثية، لذا فهي تتطلب دراسة ثلاثية الأبعاد. في هذه المذكرة نستعرض نمذجة ثلاثية الأبعاد عن طريق العناصر المنتهية لأوتاد فردية تحت تأثير حمولات أفقية وهذا باستخدام طريقة العناصر المنتهية ذات المقاطع الشاقولية. هذه الأخيرة تجمع بين طريقة العناصر المنتهية ثنائية الأبعاد، وطريقة الفروق المنتهية من أجل تقسيم الوسط إلى مقاطع شاقولية.

بعد عرض مختصر لمختلف الطرق الخاصة لتصميم أوتاد فردية تحت تأثير الحمولات الأفقية، تم تحليل أوتاد في هذا البحث في وسطين مرن خطي و غير خطي.

بالنسبة للجزء الأول، قمنا بدراسة وسيطية في أنواع عدة من التربة من أجل اختبار تأثير الانضغاطية النسبية وتد/تربة، نسبة القضاة للوتد وتأثير الحمولة العمودية على السلوك العرضي للوتد. فيما يخص الجزء الثاني، تم تمديد نموذج المقاطع الشاقولية في وسط ذو سلوك مرن غير خطي من نوع Hyperbolique.

تم التحقق من نتائج الحسابات الرقمية عن طريق مقارنتها مع النتائج المنشورة، وقد وجد أن هذه النتائج مشجعة.

**الكلمات المفتاح :** أوتاد فردية، حمولة أفقية، طريقة العناصر المنتهية، طريقة الفروق المنتهية، إزاحة أفقية، سلوك، تحليل غير خطي، نموذج Hyperbolique.

## RÉSUMÉ

La nature tridimensionnelle de la plupart des structures en génie civil, particulièrement en géotechnique, exige un traitement tridimensionnel. Ce mémoire présente une modélisation 3-D par éléments finis pour étudier le comportement des pieux isolés sous sollicitations horizontales, en utilisant la Méthode des Eléments Finis à Tranches Verticales (MEFTV). Cette dernière combine la MEF 2-D et la méthode des différences finies pour discrétiser le continuum en tranches verticales.

Après une présentation des différentes méthodes de dimensionnement des pieux isolés chargés latéralement, les pieux sont analysés dans ce projet de recherche en élasticité linéaire et non-linéaire. Pour la première partie, une étude paramétrique a été effectuée sur plusieurs types de sols en examinant l'influence de la compressibilité relative pieu/sol, le rapport d'élancement du pieu et l'effort axial sur le comportement latéral du pieu. En seconde partie, le modèle des tranches verticales a été étendu aux sols obéissant aux critères élastiques non-linéaires de type hyperbolique. Les résultats numériques obtenus sont comparés avec les résultats publiés et il a été constaté que ces résultats sont encourageants.

**Mots clés :** Pieux isolés, Charge latérale, Méthode des éléments finis, Méthodes des différences finies, Déplacement horizontal, Modèle hyperbolique, Comportement, Analyse non linéaire.

## **ABSTRACT**

The three-dimensional nature of most structures in civil engineering, particularly in geotechnical, requires a three-dimensional treatment. The present project presents a 3-D finite element modelling to study the behaviour of single piles under horizontal loading, using the Finite Element Vertical Slices Method (FEVSM). The latter combines the FE 2-D and finite differences method in modelling the continuum subdivided into vertical slices.

After a presentation of the different design methods for laterally loaded single piles, piles are analyzed in this present project in linear and non-linear elasticity. For the first part, a parametric study is carried in different soil types by examining the influence of relative compressibility pile-soil, slenderness ratio of pile and axial force on the lateral behaviour of the pile. In the second part, the vertical slices model has been extended to a medium whose behaviour is non-linear elastic of hyperbolic type. Numerical results from finite elements calculations are compared with published results, it was found that these results are encouraging.

**Key words:** Single piles, Lateral load, Finite elements method, Finite differences method, lateral displacement, Hyperbolic model, Behaviour, Nonlinear analysis.

## REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En second lieu, je tiens à remercier mon directeur de recherche Monsieur Djillali AMAR BOUZID, Maitre de conférences A à l'Université de Médéa, pour avoir dirigé ce travail et pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il me soit permis de lui exprimer mes vifs sentiments de gratitude pour ses précieux conseils et son aide durant toute la période du travail.

Je tiens à exprimer mes plus vifs remerciements à Monsieur Mohamed ABED, Professeur au Département de Génie Civil, l'Université de Blida, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de juger ce travail et de présider le jury d'examen.

Je désire aussi remercier Monsieur Khelifa HARICHANE, Maitre de conférences A à l'Université de Chlef, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant d'examiner mon travail et de faire partie du jury de soutenance.

Je tiens à remercier tout particulièrement Monsieur Ali BOUAFIA, Professeur au Département de Génie Civil, l'Université de Blida, pour son enseignement, son soutien et ses remarques et qui a accepté d'être présent dans la commission d'examen.

J'adresse mes plus vifs remerciements à mon amie et mon ancienne enseignante M<sup>me</sup> Cherifa CHERFFA pour son aide précieuse, son encouragement et ses conseils. Sur un plan plus personnel, je voudrais remercier mes chers parents, mon mari Mohamed et mes deux anges Ishak et Ayoub pour leurs patiences et leurs sacrifices. Mes remerciements les plus sincères à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

*Merci* 

## TABLE DES MATIERES

RESUMES	1
REMERCIEMENTS	4
TABLE DES MATIERES	5
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	8
INTRODUCTION	13
1. ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE: METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX ISOLEES CHARGES LATERALEMENT	16
1.1. Introduction	16
1.2. Généralités sur les pieux	16
1.3. Méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales	18
1.3.1. Introduction	18
1.3.2. Méthodes considérant le sol comme un continuum	19
1.3.3. Méthodes se basant sur l'approche de Winkler	24
1.3.4. Méthodes empiriques	27
1.4. Modélisation 3D des pieux isolés par la méthode des éléments finis	29
1.4.1. Introduction	29
1.4.2. Concepts de base	29
1.4.3. Les différentes approches des éléments finis	30
1.5. Conclusion	41
2. PRESENTATION DE LA METHODE DES TRANCHES VERTICALES	43
2.1. Introduction	43
2.2. Avantage du modèle MTV	44
2.3. Présentation du modèle d'éléments finis à tranches verticales (MTV)	45
2.3.1. Equations d'équilibre pour chaque tranche	47
2.3.2. Approximation par différences finies des gradients de déplacements	48
2.3.3. Forces de volume fictives	49
2.3.4. Formulation par éléments finis des tranches en interaction	50

2.3.5. Processus itératif et stratégie de calcul de la méthode à tranches	
verticales	54
2.4. Conclusion	55
3. ANALYSE DES PIEUX ISOLÉS CHARGÉS HORIZONTALEMENT EN	
ELASTICITÉ LINÉAIRE : ÉTUDE PARAMÉTRIQUE	57
3.1. Introduction	57
3.2. Description du maillage en éléments finis du modèle	57
3.3. Étude paramétrique	61
3.3.1. Effet de la compressibilité relative pieu/sol et de l'élançement	61
3.3.2. Effet de l'effort axial sur le comportement latéral des pieux	81
3.4. Conclusion	96
4. PRÉSENTATION DES LOIS NON-LINÉAIRES DE TYPE	
HYPERBOLIQUE	97
4.1. Introduction	97
4.2. Formulation de la non-linéarité	98
4.2.1. Généralités	98
4.3. Formulation basique de la loi hyperbolique	99
4.3.1. Modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970)	101
4.3.2. Modèle hyperbolique de Kulhawy et Duncan (1972)	104
4.3.3. Modèle hyperbolique de Duncan (1980)	106
4.4. Conclusion	108
5. L'EXTENSION DE LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS À TRANCHES	
VERTICALES À UN MILIEU NON LINÉAIRE	109
5.1. Introduction	109
5.2. Avantages et limitations du modèle constitutif du sol	109
5.2.1. Les avantages	110
5.2.2. Les limitations	110
5.3. Aspects de calcul non-linéaire dans le modèle d'éléments finis MTV	111
5.3.1. Implémentation de la loi de Duncan et Chang (1970)	111
5.3.2. Intégration numérique	113
5.4. Formulation non-linéaire et stratégie de calcul du MTV	114
5.4.1. Stratégie de calcul	114
5.4.2. Analyse élastique non linéaire du milieu discrétisé en tranches	116

verticales	
5.4.3. Description du programme et organigramme	117
5.5. Comparaison des résultats de l'approche non-linéaire	117
5.5.1. Comparaison des résultats dans un sol pulvérulent	118
5.5.2. Comparaison des résultats dans un sol cohérent	122
5.6. Analyse de la réponse effort-déflexion d'un pieu fiché dans un sol élastique non-linéaire	126
5.6.1. Détermination du maillage	127
5.6.1. L'effet des paramètres de la loi de comportement	128
5.6.2. L'effet de l'élanement du pieu $L_p/B$	133
5.7. Conclusion	134
CONCLUSION	135
APPENDICE	
A. Liste des symboles	138
B. L'enchaînement des sous-routines du programme pile3d-nvsm	141
C. Organigramme de calcul du programme pile3d-nvsm	144
REFERENCES	146



## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1	Facteurs d'influence $I_{YH}$ , $I_{Y'H}$ , $I_{YM}$ et $I_{Y'M}$ , dans un sol homogène (Poulos et Davis, 1980).	21
Figure 1.2	Facteurs d'influence $I_{YH}$ , $I_{Y'H}$ , $I_{YM}$ et $I_{Y'M}$ , dans un sol de Gibson (Poulos et Davis, 1980).	22
Figure 1.3	Schéma de réponse du sol lors d'un chargement latéral.	25
Figure 1.4	Courbe P-Y type pour le pieu P1 (Bouafia, 2007).	27
Figure 1.5	Schématisation de certaines courbes P-Y types.	28
Figure 1.6	Maillage d'éléments finis de Trochanis et al. (1991).	35
Figure 1.7	Déplacements sur la surface de sol.	36
Figure 1.8	L'effet du décollement sol-pieu et de la plasticité du sol sur la déflexion latérale de la tête d'un pieu isolé chargé latéralement (Trochanis et al., 1991).	37
Figure 1.9	Maillage d'éléments finis avec détail des éléments d'interface (Desai, 1994).	39
Figure 1.10	Courbe charge-déplacement observée et calculée.	39
Figure 1.11	Effet des éléments d'interface sur la courbe charge-déflexion.	40
Figure 1.12	Influence des éléments d'interface sur la courbe des déplacements latéraux –profondeur.	41
Figure 2.1	Modélisation du système sol-structure par n tranches verticales.	45
Figure 2.2	Modélisation de trois tranches verticales successives soumises aux forces externes et aux forces de volume fictives.	46
Figure 2.3	L'élément quadrangulaire à 8 nœuds.	51
Figure 3.1	Modélisation du système sol-pieu par éléments finis et tranches verticales.	59
Figure 3.2	Effet du nombre d'éléments finis sur les déplacements d'un pieu.	60
Figure 3.3	Pieu chargé horizontalement dans un sol homogène.	62
Figure 3.4	Effet de la compressibilité relative sol/pieu sur le déplacement latéral du	64

	pieu fiché dans un sol homogène pour quatre élancements: (a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	
Figure 3.5	Effet de la compressibilité relative sol-pieu sur la distribution des moments du pieu fiché dans un sol homogène pour quatre élancements:(a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	66
Figure 3.6	Effet de la compressibilité relative sol-pieu sur la distribution des efforts tranchants du pieu fiché dans un sol homogène pour quatre élancements:(a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	68
Figure 3.7	Pieu chargé horizontalement dans un sol non homogène (sol de Gibson).	70
Figure 3.8	Effet de la compressibilité relative sol-pieu sur le déplacement latéral du pieu fiché dans un sol de Gibson pour quatre élancements: (a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	71
Figure 3.9	Effet de la compressibilité relative pieu/sol sur la distribution des moments du pieu fiché dans un sol de Gibson pour quatre élancements: (a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	72
Figure 3.10	Effet de la compressibilité relative pieu/sol sur la distribution des efforts tranchants du pieu fiché dans un sol de Gibson pour quatre élancements: (a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	73
Figure 3.11	Pieu fiché dans un sol multicouche.	74
Figure 3.12	Effet de la compressibilité relative pieu/sol sur le déplacement latéral du pieu fiché dans un sol multicouche pour quatre élancements: (a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	76
Figure 3.13	Effet de la compressibilité relative pieu/sol sur la distribution des moments du pieu fiché dans un sol multicouche pour quatre élancements: (a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	78
Figure 3.14	Effet de la compressibilité relative pieu/sol sur la distribution des efforts tranchants du pieu fiché dans un sol multicouche pour quatre élancements: (a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	80
Figure 3.15	Pieu chargé horizontalement et verticalement dans un sol homogène.	82
Figure 3.16	Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur le déplacement latéral du pieu fiché dans un sol homogène pour quatre élancements: (a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	83

Figure 3.17	Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur la distribution des moments fléchissants du pieu fiché dans un sol homogène pour quatre élancements: (a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	84
Figure 3.18	Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur la distribution des efforts tranchants du pieu fiché dans un sol homogène pour quatre élancements: (a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	86
Figure 3.19	Pieu chargé horizontalement et verticalement dans un sol de Gibson.	88
Figure 3.20	Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur le déplacement latéral du pieu fiché dans un sol de Gibson pour quatre élancements: (a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	89
Figure 3.21	Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur la distribution des moments fléchissants du pieu fiché dans un sol de Gibson, pour quatre élancements:(a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	90
Figure 3.22	Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur la distribution des efforts tranchants du pieu fiché dans un sol de Gibson pour quatre élancements:(a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	91
Figure 3.23	Pieu chargé verticalement et horizontalement, fiché dans un sol bicouche.	92
Figure 3.24	Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur le déplacement latéral du pieu fiché dans un sol bicouche pour quatre élancements: (a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	93
Figure 3.25	Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur la distribution des moments fléchissants du pieu fiché dans un sol bicouche pour quatre élancements: (a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	94
Figure 3.26	Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur la distribution des efforts tranchants du pieu fiché dans un sol bicouche pour quatre élancements: (a) $L_p/d=5$ , (b) $L_p/d=10$ , (c) $L_p/d=25$ , (d) $L_p/d=50$ .	95
Figure 4.1	Schématisation de la loi de comportement élastique non linéaire.	98
Figure 4.2	Représentation de la loi hyperbolique (Kondner, 1963).	100
Figure 4.3	Détermination de $E_i$ et $(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ .	100
Figure 4.4	Détermination de $k$ et $n$ .	101
Figure 4.5	Détermination des paramètres $c$ et $\phi$ .	103

Figure 4.6	Représentation de la courbe de cisaillement pour les phases de chargement (a) et de déchargement-rechargement (b) du modèle hyperbolique.	103
Figure 4.7	(a): Détermination des paramètres $d$ et $v_i$ (b): Détermination des paramètres $G$ et $F$ .	105
Figure 4.8	Détermination de $B'$ .	107
Figure 4.9	Détermination des paramètres $m$ et $K_b$ .	107
Figure 5.1	Disposition des nœuds et des points de contrainte dans l'élément Q8.	113
Figure 5.2	Méthode de Newton-Raphson modifiée "Méthode des contraintes initiales".	115
Figure 5.3	Comparaison des déplacements latéraux dans un sol pulvérulent, en variant le $K$ .	120
Figure 5.4	Comparaison des déplacements latéraux dans un sol pulvérulent, en variant le $K_{ur}$ .	120
Figure 5.5	Comparaison des déplacements latéraux dans un sol pulvérulent, en variant l'exposant $n$ .	121
Figure 5.6	Schéma d'un pieu soumis à un effort latéral dans un sol argileux (Modèle de Zhaohui and Boris [36]).	122
Figure 5.7	Schéma d'un pieu soumis à un effort latéral et un moment de renversement dans un sol argileux (la présente méthode).	123
Figure 5.8	Comparaison des déplacements latéraux dans un sol cohérent, en variant le $K$ .	125
Figure 5.9	Comparaison des déplacements latéraux dans un sol cohérent, en variant l'exposant $n$ .	125
Figure 5.10	L'influence de maillage sur la courbe effort-déflexion.	127
Figure 5.11	L'effet de l'exposant $n$ sur la courbe effort-déflexion.	128
Figure 5.12	L'effet du coefficient de rupture $R_f$ sur la courbe effort-déflexion.	129
Figure 5.13	L'effet du paramètre $K$ sur la courbe effort-déflexion.	130
Figure 5.14	L'effet du paramètre $K_{ur}$ sur la courbe effort-déflexion.	130
Figure 5.15	L'effet de la cohésion $C$ sur la courbe effort-déflexion.	131
Figure 5.16	L'effet de l'angle de frottement $\phi$ sur la courbe effort-déflexion.	132
Figure 5.17	L'effet du coefficient de poisson du sol $v_s$ sur la courbe effort-déflexion.	133
Figure 5.18	L'effet de l'élanement du pieu $L_p/B$ sur la courbe effort-déflexion.	133

Tableau 3.1	Les propriétés Sol-Pieu (sol homogène).	62
Tableau 3.2	Les propriétés Sol-Pieu (sol de Gibson).	70
Tableau 3.3	Les propriétés Sol-Pieu (sol multicouche).	75
Tableau 3.4	Les propriétés Sol-Pieu (sol homogène).	82
Tableau 3.5	Les propriétés Sol-Pieu (sol de Gibson).	87
Tableau 3.6	Les propriétés Sol-Pieu (sol bicouche).	93
Tableau 5.1	Les propriétés Sol-Pieu (Brown & Shie [14]).	118
Tableau 5.2	Les propriétés du sol (la présente méthode MTV).	119
Tableau 5.3	Les propriétés Sol-Pieu (Zhaohui and Boris [36]).	123
Tableau 5.4	Les propriétés Sol-Pieu (la présente méthode MTV).	124
Tableau 5.5	Les propriétés Sol-Pieu pour l'analyse non-linéaire.	126

## INTRODUCTION

La modélisation numérique est une approche très utile pour la maîtrise et la prédiction du comportement des matériaux. Elle a connu un essor considérable durant les dernières décennies principalement grâce au développement des capacités de calcul des ordinateurs mais aussi suite à l'amélioration des performances des modèles et des codes.

En génie civil, particulièrement en géotechnique, cette évolution a permis aux ingénieurs de construire des ouvrages lourds et des structures ayant des configurations spéciales sur des sols médiocres ou délicats. Lors du dimensionnement des ouvrages, les ingénieurs se trouvent souvent en face du problème d'interaction sol/structure dû à la différence des propriétés de ces deux éléments et aussi à la complexité (elle-même) du comportement du sol.

La mauvaise connaissance du comportement sol/structure peut conduire à l'effondrement de la structure. La réalisation des fondations profondes (pieux) est l'une des solutions adoptées lorsque le sol de fondation en surface n'a pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges. Beaucoup d'ouvrages importants sont généralement fondés sur des pieux tels que : les ouvrages d'art, les bâtiments industriels, les ponts, les tours de grande hauteur et les structures offshore ...etc.

Les pieux sont conçus pour reprendre les efforts axiaux dus au poids de l'ouvrage et aux efforts de service. Cependant ces fondations sont fréquemment amenées à reprendre des efforts horizontaux d'origine diverses (conséquences de l'excentricité des efforts verticaux, l'effet de la poussée de terres sur une culée de pont, effet dynamique du vent sur les structures élancées ...etc.)

Généralement, la fondation profonde sur pieux se constitue de plusieurs pieux. L'étude d'un pieu isolé est l'étude adéquate dans le cas des pieux suffisamment espacés,

par contre lorsqu'ils sont rapprochés, la prise en compte d'interaction pieu/pieu et l'effet du groupe est nécessaire.

Les hypothèses de l'élasticité et de la linéarité des sols ne reflètent pas la réalité de ces derniers, elles restent juste des approximations. La nécessité de mieux comprendre le comportement des sols pour la prévision du comportement sol/structure exige de prendre en considération la non-linéarité des sols. La nature tridimensionnelle de la plupart des structures en génie civil exige un traitement tridimensionnel. Ces différents éléments imposent de faire progresser les méthodes de calcul. Parmi le grand nombre d'études qui existe dans la littérature et qui ne cesse d'augmenter, une méthode alternative appelée "Méthode des Eléments Finis à Tranches Verticales" a été élaborée par Dr Amar Bouzid (2007). Cette méthode qui est basée sur la combinaison des éléments finis bidimensionnels et des différences finies, consiste à découper le système sol-pieu en tranches verticales, et l'analyse de chaque tranche séparément. L'aspect tridimensionnel du problème est pris en considération par le couplage des forces de cisaillement entre les tranches adjacentes (différences finies).

Ce mémoire est consacré à la modélisation 3-D par éléments finis d'un pieu isolé soumis à un effort horizontal. Donc l'objectif principal de ce mémoire est l'étude du problème des pieux isolés sous sollicitations horizontales, en utilisant la méthode dite des éléments finis à tranches verticales.

Le mémoire est divisé en cinq chapitres. Le 1<sup>er</sup> chapitre est consacré à une synthèse bibliographique des différentes méthodes de dimensionnement disponibles dans la littérature et qui sont appliquées aux pieux chargés horizontalement, en détaillant les méthodes des éléments finis tridimensionnelles. Le 2<sup>ème</sup> chapitre est consacré à une présentation de la méthode des éléments finis à tranches verticales qui traite les problèmes d'interaction sol-pieux de nature tridimensionnelle sous chargement horizontal ou vertical. Le 3<sup>ème</sup> chapitre est réservé à l'analyse linéaire des pieux isolés chargés latéralement. Dans ce chapitre, on procède à une étude paramétrique pour différents types de sols afin d'évaluer l'influence de compressibilité pieu/sol, l'élançement du pieu et l'effet d'effort axial sur le comportement latéral du pieu. Dans le 4<sup>ème</sup> chapitre, on s'intéresse à l'aspect non linéaire en décrivant le comportement élastique non linéaire des sols, on expose la formulation mathématique du modèle hyperbolique. L'implémentation de la loi

hyperbolique dans la méthode des tranches verticales MTV et l'analyse non-linéaire des pieux isolés en variant les paramètres de la loi de comportement et le rapport d'élançement sera notre but dans le 5<sup>ème</sup> chapitre. Le mémoire se termine par une conclusion globale et des recommandations pour les travaux à venir.



## **CHAPITRE 1**

### **ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE: METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX ISOLES CHARGES LATERALEMENT**

#### 1.1. Introduction

Depuis longtemps on a considéré que les pieux ne pouvaient reprendre que les charges axiales, les composantes horizontales sont alors reprises par les pieux inclinés dont l'exécution, que ce soit par battage ou forage, reste jusqu'alors une opération délicate. Du fait des progrès réalisés dans la compréhension des mécanismes qui régissent le comportement des fondations profondes, on admet alors maintenant que les pieux verticaux puissent résister à des efforts latéraux.

Les efforts exercés doivent être inférieurs à la capacité portante horizontale. En outre, les déplacements horizontaux du pieu ne doivent pas compromettre le bon fonctionnement de l'ouvrage [1]. On présente dans ce chapitre quelques connaissances générales sur les fondations sur pieux, et aussi une analyse des principales méthodes de calcul des déformations latérales des pieux (déplacements & rotations) soumis à des charges transversales.

#### 1.2. Généralités sur les pieux :

Les fondations servent à transmettre au sol les charges dues à un ouvrage, déterminées par une descente de charges. Lorsque le sol en surface ne peut supporter les charges appliquées, on utilise des fondations profondes qui permettent de transmettre les charges à des couches de sol plus profondes. Dépassant en générale 10 diamètres ( $D/d > 10$ ). Cette catégorie des fondations regroupe essentiellement les pieux, les caissons et quelquefois les parois moulées porteuses (barrettes). [1]

Les pieux sont, d'après le D.T.U (1992) [2], des fondations profondes creusées mécaniquement, prenant appui sur un sol situé à une profondeur pouvant aller de 6 à 20 m, et d'après le D.T.R (1994) [3], une fondation est considérée comme profonde lorsque  $L/d \geq 6$  et  $L \geq 3m$ , avec  $L$  : longueur du pieu et  $d$  : diamètre du pieu. La section la plus courante d'un pieu est le cercle. Les diamètres peuvent varier de 0,10 à 1,60 m, Les autres sections possibles des pieux sont des carrés et des polygones (exemple : pieux préfabriqués), et des rectangles (exemple : les barrettes).

Les pieux peuvent être classés selon le matériau constitutif du pieu (en bois, en métal en béton arme) ou selon leur mode d'installation dans le sol (soit des pieux refoulant le sol lors de l'installation comme les pieux battus, foncés, pilonnés, vissés, vibro-foncés, ou des pieux ne refoulant pas le sol lors de l'installation comme les pieux forés simple, forés tubé. [1]

Un pieu transmet les charges verticales (charges permanentes comme le poids des éléments porteurs et non porteurs, les charges d'exploitation, la neige...) et horizontales, celle-ci peuvent être de type :

- Statique (l'effet de la poussée de terres sur une culée de pont).
- Quasi-statique (choc d'accostage d'un navire, freinage brusque d'un convoi sur un pont etc....)
- Dynamique (effet du vent sur les structures élancées, séisme, lors du déplacement latéral d'une couche d'argile compressible)
- Cyclique (le résultat des sollicitations mécaniques engendrés par les vagues, le vent sur les structures offshore, l'amarrage de bateaux sur des quais, des surcharges variables et des dilatations thermiques). [4]

Un pieu transmet les charges de la structure au sol de trois façons différentes, soit par sa pointe à la couche d'assise, soit par sa surface latérale aux différentes couches rencontrées, soit par les deux, comme dans la plupart des cas. Il n'y a pas d'effet de pointe quand il n'y a pas de couche d'assise suffisamment résistante à une profondeur raisonnable. Les pieux sont alors dits flottants.

Sous charges uniquement verticales, les pieux travaillent en compression simple, mais leur hauteur est beaucoup plus importante que leur section. Ainsi, un petit excentrement de la charge en tête de pieu ou tout simplement une charge horizontale appliquée sur la structure crée un moment en tête de pieu. Le pieu est alors soumis à une flexion composée, c'est à dire qu'il aura tendance à fléchir et ne sera donc pas uniquement soumis à de la compression mais dans certaines parties, à de la traction. Il faudra donc le plus souvent armer les pieux.

Sous l'effet d'un effort horizontal et/ou d'un moment de flexion, la section du pieu à une profondeur donnée, subit un déplacement  $Y$  et une rotation  $Y'$  en mobilisant une réaction latérale  $P$  du sol.

Il existe une diversité de méthodes d'estimation de l'effort horizontal limite  $H$ , et du moment de flexion limite  $M$ , notamment:

- Les méthodes théoriques. Elles sont basées en général sur la théorie de pression de poussé/butée des terres sur des écrans rigides.
- Méthodes semi-empiriques. Elles comportent un ajustement des résultats théoriques par ceux des essais sur pieux.
- Méthodes empiriques. Elles ont pour point de départ l'observation du comportement des pieux en essai de chargement latéral, telles que celles de Ménard (1962). [1]

### 1.3. Méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales :

#### 1.3.1. Introduction :

Un des premiers objectifs d'une procédure de calcul de pieux est de déterminer les déplacements de la fondation au niveau de la superstructure. De plus, afin de dimensionner les pieux, la connaissance des contraintes et des déformations dans ces derniers est nécessaire. La réponse d'un pieu soumis à une charge latérale est influencée par les caractéristiques mécaniques du pieu, par la nature et le comportement du sol et par la loi de chargement. Les paramètres à étudier lors du dimensionnement sont donc variés et nombreux. Ils concernent les conditions limites et initiales, la géométrie, la nature du pieu, du sol.

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

Ces méthodes sont classées en trois groupes :

- les Méthodes considérant le sol comme un continuum,
- les méthodes se basant sur l'approche de Winkler,
- les méthodes empiriques.

### 1.3.2. Méthodes considérant le sol comme un continuum :

Les méthodes où le sol est représenté par un milieu continu sont des méthodes qui se basent sur les équations de la mécanique des milieux continus. Ces méthodes peuvent être classées grossièrement en deux grandes familles :

- Celles utilisant les intégrales aux frontières (équations de Mindlin)
- Celles s'appuyant sur les éléments finis.

#### 1.3.2.1. Méthodes utilisant les équations de Mindlin :

Ces méthodes reposent sur la solution des équations de Mindlin [5] où le pieu y est modélisé par une poutre longue, et le déplacement en un point du massif est lié à la pression en ce point et celle des points voisins. Le massif de sol est considéré comme un matériau élastique continu, le sol est également considéré comme homogène et isotrope dans la plupart du temps. Les déplacements latéraux de la poutre sont égaux à ceux du sol c'est-à-dire qu'il y a une parfaite adhérence sol-pieu.

On expose dans le paragraphe ci-après la méthode de Poulos (1971a, 1980) et de Banerjee and Davis (1978).

#### a- Méthodes de Poulos (1971a, 1980):

Ces méthodes se basent sur un certain nombre de simplifications liées principalement au comportement du sol. Le principe de base réside dans le fait que le pieu est considéré comme ayant un comportement élastique et qu'il est disposé dans un autre milieu élastique.

Le sol est caractérisé par deux paramètres, le module d'élasticité  $E_s$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ .

Poulos (1971a) a modélisé le pieu par une plaque verticale de largeur  $B$  et de longueur  $D$ . La rigidité à la flexion est constante sur toute la longueur et égale à  $E_p I_p$ . Le pieu est décomposé en éléments de même longueur, chaque élément étant soumis à une contrainte horizontale constante  $p$ . L'expression du déplacement et de rotation du pieu est fonction de deux paramètres : l'élanement du pieu  $D/B$  et le facteur de flexibilité du pieu défini par :

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s D^4} \quad (1.1)$$

$K_R$  : rapport entre la rigidité à la flexion et le produit du module d'élasticité et de la longueur du pieu. [6]

Poulos and Davis (1980) proposent diverses solutions pour le pieu isolé correspondant à différentes conditions aux limites. Ainsi dans le cas de contraintes planes, on considère que l'ensemble sol-pieu se comporte comme un bloc rigide et que la charge limite de l'ensemble est celle d'une semelle enfouie verticalement.

Des abaques établis en fonction de ces paramètres ( $E_s$ ,  $E_p I_p$ ,  $L/B$ ,  $K_R, \nu$ ) ainsi que des conditions de liaison et de la charge appliquée en tête ( $H$ ) du pieu permettent de calculer le déplacement et la rotation du pieu en tête. [7]

➤ Dans le cas d'un pieu flottant à tête libre, chargé horizontalement par une force  $H$  appliquée à une distance  $e$  du niveau du sol, et  $E_s$  constant et  $\nu$  pris égal à 0.5, le déplacement  $Y_o$  et la rotation  $Y'_o$  au niveau du sol sont donnés par :

$$Y_o = \frac{H}{E_s D} (I_{YH} + \frac{e}{D} I_{YM}) \quad (1.2)$$

$$Y'_o = \frac{H}{E_s D^2} (I_{Y'H} + \frac{e}{D} I_{Y'M}) \quad (1.3)$$

Où

$H$  : la charge appliquée.

$e$  : l'excentricité de la charge,  $e = \frac{M}{H}$ , sachant que  $M$  est le moment de flexion appliqué sur le pieu en surface du sol.

$I_{YH}$ ,  $I_{YM}$  : facteurs d'influence élastique pour le déplacement causé par la charge horizontale et le moment respectivement, pour  $E_s$  constant.

$I_{Y'H}$ ,  $I_{Y'M}$  : facteurs d'influence élastique pour la rotation causée par la charge horizontale et le moment respectivement, pour  $E_s$  constant.

Pour un sol purement élastique, le déplacement  $Y_0$  et la rotation  $Y'_0$  au niveau du sol sont donnés par :

$$Y_0 = I_{YH} \left( \frac{H}{E_s D} \right) + I_{YM} \left( \frac{M}{E_s D^2} \right) \quad (1.4)$$

$$Y'_0 = I_{Y'H} \left( \frac{H}{E_s D^2} \right) + I_{Y'M} \left( \frac{M}{E_s D^3} \right) \quad (1.5)$$

Les facteurs d'influence  $I_{YH}$ ,  $I_{YM}$ ,  $I_{Y'H}$ ,  $I_{Y'M}$  sont donnés, en cas d'un sol homogène, par la figure 1.1. [7]

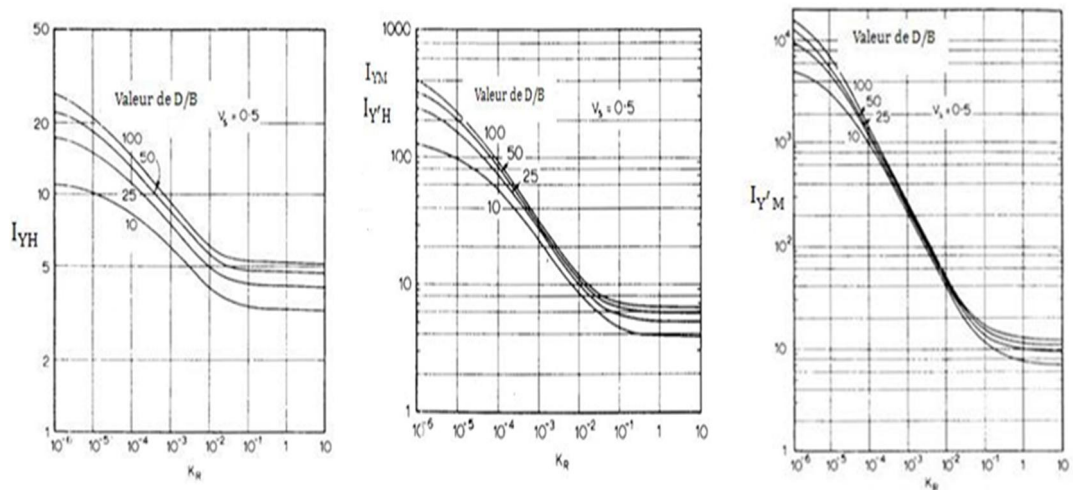


Figure 1.1 : Facteurs d'influence  $I_{YH}$ ,  $I_{Y'H}$ ,  $I_{YM}$  et  $I_{Y'M}$ , dans un sol homogène

(Poulos and Davis, 1980)

➤ Dans le cas d'un pieu flottant dans un sol où le module d'élasticité  $E_s$  varie linéairement avec la profondeur ( $E_s = az$ ), le déplacement  $Y_0$  et la rotation  $Y'_0$  au niveau du sol sont donnés par :

$$Y_0 = \frac{H}{aD^2} \left( I_{YH} + \frac{e}{D} I_{YM} \right) \quad (1.6)$$

$$Y'_0 = \frac{H}{aD^3} \left( I_{Y'H} + \frac{e}{D} I_{Y'M} \right) \quad (1.7)$$

Où

$I_{YH}$ ,  $I_{YM}$  : facteurs d'influence élastique pour le déplacement causé par la charge horizontale et le moment respectivement, pour  $E_s$  variant linéairement avec la profondeur.

$I_{Y'H}$ ,  $I_{Y'M}$  : facteurs d'influence élastique pour la rotation causée par la charge horizontale et le moment respectivement, pour  $E_s$  variant linéairement avec la profondeur.

Ces facteurs d'influence  $I_{YH}$ ,  $I_{YM}$ ,  $I_{Y'H}$ ,  $I_{Y'M}$ , en cas d'un sol de Gibson, peuvent être obtenus à partir des abaques illustrés par la figure 1.2 [7].

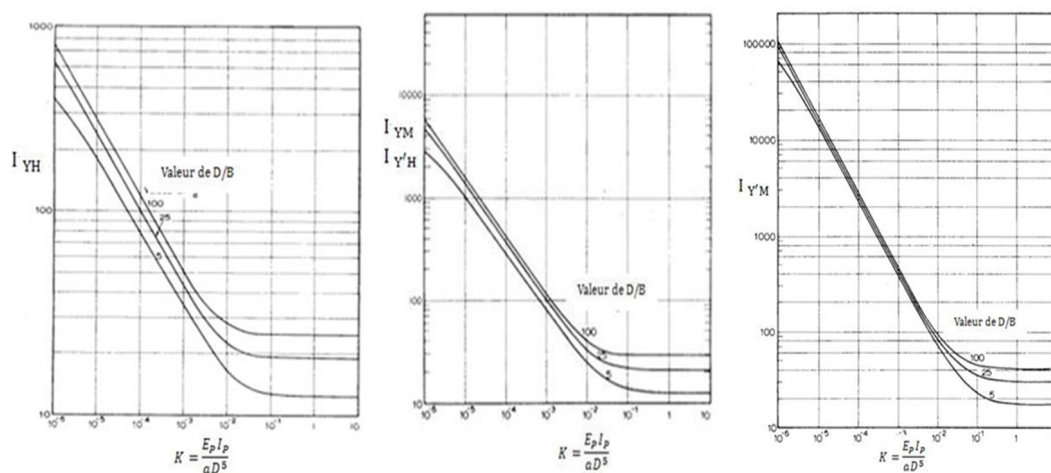


Figure 1.2 : Facteurs d'influence  $I_{YH}$ ,  $I_{Y'H}$ ,  $I_{YM}$  et  $I_{Y'M}$ , dans un sol de Gibson (Poulos and Davis, 1980)

En générale, cette méthode est toutefois limitée. En effet le sol n'étant pas élastique isotrope et il est difficile d'obtenir les coefficients  $E_s$  et  $\nu$  à partir d'essais géotechniques standards.

#### b- Méthodes de Banerjee and Davis (1978):

Dans une formulation des méthodes des éléments frontières Banerjee and Davis ont utilisé la solution analytique des équations de Mindlin [5]. Ils ont supposé que le module d'élasticité  $E_s$  varie linéairement avec la profondeur selon cette équation :

$$E(z) = E(0) + mz \quad (1.8)$$

Où :

$E(z)$  : module de Young à la profondeur  $z$ ,

$E(0)$  : module de Young à la surface du sol,

$m$  : taux d'accroissement du module de Young avec la profondeur.

Le coefficient de Poisson est pris constant.

Les problèmes de l'hétérogénéité du sol peuvent être traités en discrétisant en régions considérées comme homogènes, et en développant des équations aux frontières pour chaque région, en appliquant les relations de compatibilité aux interfaces sol-pieu de ces régions homogènes et en résolvant le système d'équations suivant :

$$\{B\} = [F]\{\Phi\} \quad (1.9)$$

Où

F : matrice carré, de  $(2p+q)$ , des coefficients, sachant que : p : nombre de segments du fût, q : nombre d'éléments de base,

$\Phi$  : vecteur des tractions superficielles au niveau de l'interface sol-pieu,

B : vecteur des conditions aux limites des déplacements.

Cette approche peut combiner différentes sollicitations en tête (la charge axiale P, la charge horizontale H et le moment M). La solution finale reliant ces dernières, aux déplacements (vertical et horizontal) et rotation peut être écrite sous la forme suivante:

$$\begin{Bmatrix} V \\ Y \\ Y' \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P \\ H \\ M \end{Bmatrix} \quad (1.10)$$

Avec

$f_{12}=f_{21}$ ,  $f_{13}=f_{31}$  et  $f_{23}=f_{32}$  selon le théorème de réciprocité ( $f_{12}=f_{21}=f_{13}=f_{31}=0$  dans le cas d'un pieu chargé latéralement).

Cela permet décrire les déplacements et les rotations en tête dans le cas d'un pieu chargé latéralement par :

$$Y = I_H \frac{H}{E(L)L} + I_{HM} \frac{M}{E(L)L^2} \quad (1.11)$$

$$Y' = I_{HM} \frac{H}{E(L)L^2} + I_{MM} \frac{M}{E(L)L^3} \quad (1.12)$$

Où

$I_H$ ,  $I_{HM}$  et  $I_{MM}$  sont les facteurs d'influence des déplacements.

Ces équations concernent les pieux à tête libre. Les facteurs  $I_H$ ,  $I_{HM}$  et  $I_{MM}$  sont donnés par des abaques en fonction de la rigidité relative  $K_R = \frac{E_P I_P}{E(D).D^4}$  et l'indice d'homogénéité  $\chi = \frac{E(0)}{E(D)}$  dans la référence [8].



Cette méthode, très proche de celle de Poulos [6] présente les mêmes inconvénients (obtention de  $E_s$ ). La simplicité d'utilisation des abaques permet un dimensionnement aisé d'un pieu si on admet un comportement élastique du sol.

#### 1.3.2.2. Méthodes des éléments finis:

La difficulté de calcul analytique, en tenant en compte de la non-linéarité et l'hétérogénéité du sol, et le développement des outils informatiques ont encouragé les concepteurs à développer l'approche numérique qui se base sur le calcul par ordinateur pour modéliser mieux le comportement sol-pieu dans des conditions de sécurité plus rigoureuses.

La méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application ou elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc.

Cette méthode utilisant les équations de la mécanique des milieux continus peut être utilisée pour divers objectifs, soit pour les études paramétriques faisant intervenir certaines caractéristiques de l'interaction sol-pieu, soit pour réaliser des abaques, soit pour valider certaines méthodes de calcul simplifiées et soit pour analyser ou dimensionner des pieux.

Une revue de la plupart des modèles en éléments finis qui ont été développés est présentée dans le paragraphe 1.4 (Modélisation 3 D des pieux isolés par la méthode des éléments finis). Les discussions des résultats des modèles et les méthodes numériques associés sont données comme des conclusions des chercheurs.

#### 1.3.3. Méthodes se basant sur l'approche de Winkler :

Les méthodes se basant sur le modèle de Winkler [9] sont les plus anciennes méthodes analytiques et les plus couramment utilisées en pratique, ce sont aussi les méthodes de transfert de charge permettant de prédire la réaction latérale du sol. Elles consistent à modéliser l'interaction entre le sol et le pieu par une série de ressort indépendants entre eux et de raideur variable. Ces méthodes sont simples d'utilisation car

Elles relient directement le comportement du sol (réaction ou pression  $p$ ) au comportement du pieu (déplacement  $y$ ) sous chargement latéral. Ces méthodes sont à la base des courbes P-Y.

Le modèle de Winkler énoncé en 1867, définit le sol comme étant un empilement de tranches indépendantes. Chaque tranche de sol est modélisée par un ressort horizontal sur lequel s'appuie le pieu, comme le montre la figure 1.3. [10]

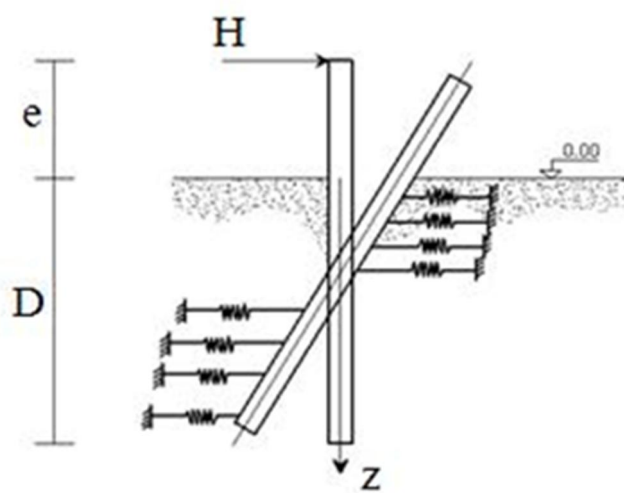


Figure 1.3 : Schéma de réponse du sol lors d'un chargement latéral

La pression sur une tranche de sol ne dépend que du déplacement horizontal de cette dernière et d'un coefficient de réaction du sol :

$$p = k_h(z)Y(z) \quad (1.13)$$

Avec :

$p$  : pression ( $\text{N/m}^2$ ),

$k_h(z)$  : coefficient de la réaction à une profondeur  $z$  dans le cas d'un chargement latéral ( $\text{N/m}^3$ ),

$Y(z)$  : le déplacement du pieu pour une profondeur  $z$  (m),

Où,

$$P = E_s Y(z) \quad \text{en posant} \quad E_s = k_h(z)B \quad (1.14)$$

Avec :

$P$  : la réaction du sol ( $\text{N/m}$ ),

$E_s$  : le module de réaction du sol pour une profondeur  $z$  ( $N/m^2$ ),

$B$  : diamètre ou largeur du pieu (m).

Le comportement de la poutre en flexion dans le plan ( $y-z$ ) se résume à :

$$M = E_p I_p \frac{\partial^2 y}{\partial z^2} \quad (1.15)$$

L'effort tranchant est égal à :

$$T = \frac{\partial M}{\partial z} \quad \text{et} \quad \frac{\partial T}{\partial z} = -P \quad (1.16)$$

À partir des deux équations précédentes on peut écrire l'équation d'équilibre statique sur un tronçon de pieu est :

$$E_p I_p \frac{\partial^4 Y}{\partial z^4} = -P \Leftrightarrow E_p I_p \frac{\partial^4 Y}{\partial z^4} + E_s Y(z) = 0 \quad (1.17)$$

Les équations ci-après sont valables pour un pieu flexible et infiniment long. En pratique, un tel pieu a une fiche  $D$  supérieure à  $3L_0$ .

➤ Dans le cas d'un sol sec et homogène où le module de réaction du sol est constant, quelle que soit la profondeur considérée, cette équation s'intègre pour donner le déplacement  $Y_0$  et la rotation  $Y'_0$  en surface du sol, pour un pieu libre en tête [1], comme suit :

$$Y_0 = 2 \frac{H}{E_s L_0} + 2 \frac{M_0}{E_s L_0^2} \quad (1.18)$$

$$Y'_0 = 2 \frac{H}{E_s L_0^2} + 4 \frac{M_0}{E_s L_0^3} \quad (1.19)$$

$L_0$  : la longueur élastique ou longueur de transfert du pieu dont l'expression est :

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4E_p I_p}{E_s}} \quad (1.20)$$

➤ Dans le cas du massif de Gibson où le module de réaction varie linéairement avec la profondeur, tel que  $E_s(z) = N_H \cdot z$ , l'intégration numérique de cette équation par la méthode des différences finis donne (Matlock and Reese, 1960). [1]

$$Y_0 = 2.4 \frac{H}{N_H^{3/5} \cdot (E_p I_p)^{2/5}} + 1.6 \frac{M_0}{N_H^{2/5} \cdot (E_p I_p)^{3/5}} \quad (1.21)$$

$$Y'_0 = 1.6 \frac{M_0}{N_H^{2/5} \cdot (E_p I_p)^{3/5}} + 1.74 \frac{M_0}{N_H^{1/5} \cdot (E_p I_p)^{4/5}} \quad (1.22)$$

### 1.3.4. Méthodes empiriques :

Les méthodes de calcul empiriques des pieux sous charges horizontales qui se basent sur l'exploitation d'essai in-situ ou de laboratoire, concernent la détermination de paramètres pour d'autres méthodes de calcul (tel que le module de la courbe de réaction pour la méthode de transfert de charge). Les méthodes empiriques donnent une estimation approximative du déplacement d'un pieu. On se limitera à exposer la méthode proposée par Bouafia. [11]

#### 1.3.4.1. Méthode de Bouafia (2007) :

Bouafia a interprété des résultats de cinq essais de chargement latéral en vraie grandeur, sur différents pieux instrumentés et forés dans un sol sableux. Un exemple des courbes P-Y concernant les résultats sur le pieu P1 est présenté sur la figure 1.4.

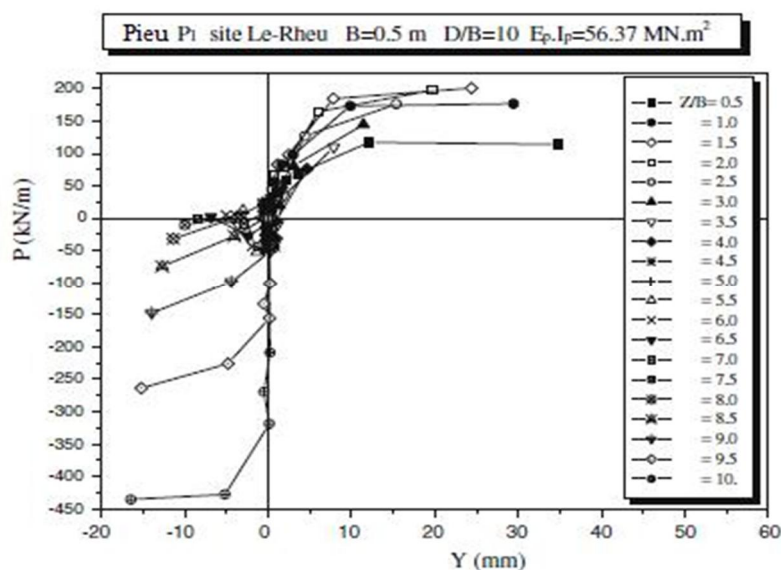


Figure 1.4 : Courbe P-Y type pour le pieu P<sub>1</sub> (Bouafia, 2007)

L'auteur a établi une corrélation entre le module de pressiométrique  $E_M$  et le module initial de réaction latérale  $E_{ti}$ , pour  $D/B \geq 10$ . Sa formule est la suivante :

$$E_{ti}(z) = E_M \cdot 0,28 \cdot K_r^{-0,55} \quad (1.23)$$

Avec :

$K_r$  : La rigidité latérale, défini par l'équation 1.1

$E_c$  : Module pressiométrique équivalent caractérisant le sol, définit par :

$$E_c = \frac{1}{D} \int_0^D E_M dz \quad (1.24)$$

Où :

$E_M$  : Module pressiométrique, donné par l'essai pressiométrique (PMT).

$D$  : longueur du fiche du pieu,

Une autre corrélation entre la réaction limite  $P_u$  et la pression limite nette  $p_1^*$ , pour  $D/B \geq 10$ , a été proposé par Bouafia [11]. La formule de cette corrélation est donnée par l'équation 1.25.

$$P_u = 3 \cdot p_1^* \cdot B \sqrt{K_r} \quad (1.25)$$

Dans le cas où le pieu a une section circulaire pleine, Bouafia a proposé les relations simplifiées suivantes :

$$\frac{E_{ti}}{E_M} \approx \frac{5}{4} \left( \frac{D}{B} \right)^2 \frac{1}{\sqrt{K_r}} \quad (1.26)$$

$$\frac{P_u}{p_1^* B} = \frac{2}{3} \frac{\sqrt{K_r}}{\left( \frac{D}{B} \right)^2} \quad (1.27)$$

$K = \frac{E_p}{E_s}$  : Compressibilité relative pieu/sol.

Le déplacement référence  $Y_{ref}$  qui correspond au point d'intersection de la première portion linéaire de la courbe P-Y de pente  $E_{ti}$  et l'asymptote horizontale correspondant à la résistance latérale  $P_u Y_{ref}$ , est exprimée par la formule (1.28) comme suit :

$$\frac{Y_{ref}}{B} \approx 11 K_r \frac{p_1^*}{E_M} \quad (1.28)$$

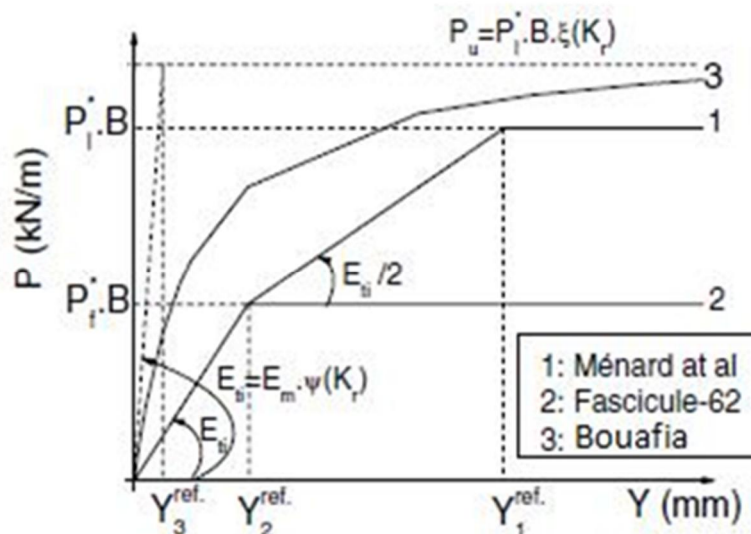


Figure 1.5: Schématisation de certaines courbes P-Y types

La figure 1.5 illustre une comparaison entre la courbe P-Y proposée par Bouafia [11] et celle proposée par Menard et al. et celle proposée par le règlement français (Fascicule 62).

#### 1.4. Modélisation 3D des pieux isolés par la méthode des éléments finis :

##### 1.4.1. Introduction :

L'approche par la méthode des éléments finis permet de déterminer le comportement du pieu ainsi que du massif du sol qui l'entoure. La modélisation du comportement des pieux exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux ainsi que le choix d'un bon modèle d'interface sol-pieu et d'une loi de comportement adéquate du sol. La principale caractéristique de cette méthode est la prise en compte du comportement du sol. Le degré de finesse de cette prise en compte conditionnera donc la qualité des solutions obtenues.

##### 1.4.2. Concepts de base :

La méthode des éléments finis permet, à travers une discrétisation spatiale du milieu réel, de déterminer la solution approchée du système d'équations différentielles régissant le problème d'équilibre d'un solide soumis à des conditions aux limites en termes de forces et/ou de déplacements. Elle consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure.

La méthode des éléments finis est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées.

### 1.4.3. Les différentes approches des éléments finis :

La modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée par trois approches : une schématisation bidimensionnelle (en contrainte plane ou en déformation plane), une approche axisymétrique (la condition de symétrie de révolution) ou par une approche tridimensionnelle.

#### 1.4.3.1. L'approche par une modélisation bidimensionnelle (en contrainte plane ou en déformation plane) :

Elle est souvent utilisée pour étudier l'interaction entre deux ou plusieurs pieux, elle est aussi utilisée pour étudier le comportement de sections de pieux qui se déplacent dans un plan horizontal. Une méthode de construction des courbes de réaction pour le cas des barrettes est ainsi proposée. La variation du module de réaction avec la profondeur est également étudiée. Cette approche reste pourtant peu réaliste car les pieux y sont considérés comme des rideaux de palplanches ou des barrettes (dans un plan vertical), ou des plaques ou des cylindres de longueurs infinies (dans un plan horizontal). Parmi les études utilisant l'approche bidimensionnelle, Lane and Griffiths [12] utilisent une approche en déformation plane par éléments finis pour étudier le cas d'un pieu isolé, de section circulaire, soumis à une charge horizontale en tête et en déduisant la charge limite obtenue pour un sol pulvérulent et deux types d'interfaces : lisse et rugueuse.

#### 1.4.3.2. L'approche axisymétrique (en symétrie de révolution) :

Cette approche est généralement utilisée dans le cas d'un pieu cylindrique isolé, l'axe de symétrie étant l'axe du pieu. Des caractéristiques équivalentes sont alors cherchées pour les surfaces, les modules et les densités pour les pieux à section non circulaire ou non pleine, en conservant généralement les rigidités axiales et les diamètres extérieurs ou les longueurs des pieux réels. En général, une équivalence de la surface latérale est privilégiée par rapport à la surface en pointe ou la surface de la section moyenne. En connaissant le rayon équivalent du pieu, il faut affecter au matériau constituant le pieu un module d'Young tel qu'il assure une rigidité équivalente à celle du pieu réel.

### 1.4.3.3. L'approche tridimensionnelle :

L'approche tridimensionnelle reste l'approche la plus réaliste. Elle est capable de traiter les phénomènes particuliers qui peuvent se produire aux interfaces sol-pieu (glissement, décollement) et d'incorporer la non-linéarité des sols avec tous ses aspects (objet de notre étude). En revanche, elle requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux.

L'étude du comportement des pieux, sous chargement horizontal, a fait l'objet de plusieurs recherches basées sur la méthode des éléments finis. Parmi lesquels on cite : Faruque and Desai (1982), Brown and Shie (1990b, 1991), Kimura et al. (1991), Trochanis et al. (1991), Ozkan et al. (2002), Mpan and Levacher (2004), Mir (2004). Ces auteurs ont analysé le problème sous sa forme véritablement tridimensionnel sauf le dernier auteur qui a travaillé avec une approche tridimensionnelle pseudo contrainte plane différence finie.

➤ Faruque and Desai [13] ont réalisé une étude paramétrique d'un pieu isolé de section carrée de côté  $a=0.61\text{m}$ , sous sollicitations horizontales. Dans le but de voir l'influence de la rigidité du pieu, ils ont pris dans l'analyse deux valeurs de modules de Young du pieu  $E_p$  (pieu rigide et pieu flexible). Le critère de Drucker-Prager a été choisi par les auteurs comme loi de comportement du sol. L'analyse a été faite pour des petites déformations, ainsi que pour les grandes déformations. Ils ont pris un maillage grossier d'éléments finis tridimensionnels, de 105 éléments brique à 8 nœuds, les dimensions de ce maillage sont :  $3.66\text{m} \times 10.36\text{m}$  pour le plan horizontal et  $27.43\text{m}$  pour la profondeur verticale.

Des courbes effort-déplacement latéral de la tête du pieu pour les deux cas de rigidité ont été tracées pour les petites déformations et les grandes déformations. Ils ont conclu que les grands déplacements latéraux de la tête du pieu correspondent un pieu flexible.

➤ Brown and Shie [14,15] ont proposé un modèle tridimensionnel non linéaire avec l'utilisation des symétries et des conditions limites du problème pour réduire l'étude au chargement transversal d'un pieu circulaire en acier de  $273\text{ mm}$  de diamètre et de  $9,5\text{ mm}$  d'épaisseur. L'étude représente une tentative de développer un modèle raisonnablement réaliste d'un pieu chargé latéralement et qui inclut la provision du rendement plastique dans le sol aussi bien que le glissement relatif à l'interface sol-pieu.



Les résultats des analyses employant deux modèles simples de plasticité pour le sol ont été présentés. Ces derniers sont les modèles de Von-Mises et de Drucker-Prager. Le sol est modélisé comme : un sol cohérent (argile saturée) qui a pour loi un comportement associée le modèle élasto-plastique de Von-Mises ( $2c_u = 55$  kPa,  $E_s = 110$  MPa,  $\nu=0,45$ ). En outre, les données de moment de flexion dérivées des efforts du pieu sont employées pour calculer les courbes expérimentales p-y suivant des procédures généralement utilisées pour les essais in situ bien équipés. Les courbes p-y dérivées de ce modèle fournissent une base pour la comparaison des résultats en procédures de conception bien établies pour les pieux isolés. Le modèle d'éléments finis tridimensionnel est favorable pour être un outil utile pour les études paramétriques des facteurs influençant la réponse latérale de charge des pieux.

Une série d'expériences numériques ont été réalisées par Brown and Shie [15] pour effectuer une étude paramétrique de plusieurs paramètres, tel que l'effet des contraintes in situ sur la réponse du sol, l'effet de la fixation de la tête du pieu sur la réponse du sol, l'effet du frottement des éléments d'interface (sol/pieu) sur la réponse du sol et aussi l'effet de la proximité d'un talus sur la réponse du sol.

➤ Kimura et al. [16] ont développé un programme d'analyse en trois dimensions par éléments finis, GPIL-3D, dans lequel la relation contrainte-déformation du sol est censé être élasto-plastique et une règle d'écoulement associée de critères donnant Drucker-Prager est adopté. Le maillage d'éléments finis tridimensionnels avait pour dimensions de 12.5m x 25m dans le plan horizontal, et de 25m dans le plan vertical. Ce maillage correspond une discrétisation dans l'espace du système sol-pieu en 1200 nœuds pour 980 éléments finis. La section du pieu est assumée de circulaire à une section octogonale. Le sol est divisé en 10 couches. En raison de la symétrie du problème par rapport à l'axe du chargement, les auteurs ont fait tous les calculs sur la moitié du modèle.

Afin de réduire les ressources en temps CPU et en espace mémoire, Kimura et al. (1991) ont introduit la méthode de gradient conjugué pour résoudre les équations de la méthode 3D des éléments finis. Les auteurs se sont servis des résultats des essais sur 135 pieux prototypes isolés analysés, pour valider leur analyse.

En conséquence, la méthode numérique proposée par Kimura et al. a été jugée capable d'estimer le comportement des pieux chargés latéralement et de représenter les différentes modes de déformés quel que soit la condition de fixation de la tête du pieu. [16]

➤ Une étude détaillée sur des pieux isolés chargés latéralement à l'aide de la méthode des éléments finis en condition tridimensionnelle et en élasto-plasticité, a été élaboré par Ozkan et al. [17]. Ils ont analysé des pieux isolés, pour différents type de sol relatif autour des têtes des pieux, pour différents diamètres et longueurs des pieux ( $L_p=15m$ ,  $L_p=20m$ ,  $D=600mm$ ,  $D=800mm$ ,  $D=1000mm$ ). Cette méthode 3D des éléments finis a été confrontée avec une expérimentation tirée dans la littérature, la simulation a donné des résultats satisfaisants.

➤ Pour montrer l'importance du choix de la loi de comportement adéquate pour la modélisation des sols, Mpan and Levacher ont développé une étude comparative aux éléments finis tridimensionnels sur l'évolution du profil des déplacements d'un pieu cylindrique en acier isolé implanté dans un massif sableux sous un chargement latéral monotone statique. Le comportement du sol a été modélisé par deux lois de comportement, la première est une loi de comportement élastique linéaire isotrope et homogène, et la seconde est une loi élastoplastique de type Mohr-Coulomb. [18]

Le maillage d'éléments finis tridimensionnels avait pour dimensions de 5m x 10m dans le plan horizontal (tell que 5m correspondant à une distance supérieure à 6B au-delà de laquelle il n'y a aucun effet dû au chargement latéral), et de 14.80m dans le plan vertical dont 2.80m sous le pieu. Ce maillage correspond une discrétisation dans l'espace du système sol-pieu en 9562 nœuds pour 2028 éléments finis réparties en 1884 hexaèdres à 20 nœuds et 144 pentaèdres à 15 nœuds. En raison de la symétrie du problème par rapport à l'axe du chargement, ces auteurs ont fait tous les calculs sur la moitié du modèle.

Pour valider leur travail, ils ont confronté les résultats numériques avec ceux issus des mesures en centrifugeuse sur le même pieu. D'après la conclusion de leurs analyses comparatives : les plus grandes déformations du pieu se produisent en surface. Le choix des lois de comportement du sol pour la modélisation numérique, peut considérablement influencer sur les résultats.

➤ Mir [19] a étudié dans son mémoire de magister le comportement des pieux isolés sous sollicitations horizontales et verticales, en utilisant la méthode des éléments finis à tranches verticales MTV (détaillée dans le chapitre 2). Une étude paramétrique a été effectuée pour examiner l'influence du facteur de flexibilité sur le comportement des pieux. Une extension du programme MTV en un milieu à comportement non-linéaire a été faite pour deux types de sol, un sol cohérent et un sol frottant où le comportement du sol a

été modélisé par une loi de comportement de type élasto-plastique de Drucker-Prager. Le modèle non-linéaire a été validé en le comparant à des résultats disponibles dans la littérature.

Pour une meilleure compréhension du comportement tridimensionnel des pieux isolés sous chargement latéral, deux modèles seront présentés et détaillés dans la partie ci-après, modèle de Trochanis et al. (1991) et modèle de Desai (1974).

a- Modèle de Trochanis et al. (1991):

L'objectif principal du travail de Trochanis et al. [20] est d'examiner l'effet du comportement non-linéaire du sol sur la réponse axiale et latérale des pieux isolés et des groupes de pieux au chargement monotone et cyclique avec une vue vers le développement des modèles simplifiés, pour représenter les effets d'interaction pieu-sol-pieu (dans notre travail nous nous concentrons seulement sur la partie qui a analysé le comportement des pieux isolés sous charges monotones et latérales).

Le rôle spécifique du décollement de sol-pieu et le comportement non-linéaire global du sol sur la réponse des pieux isolés sous chargement latéral, ont été étudiés au moyen d'un modèle élasto-plastique d'éléments finis tridimensionnel qui inclut des éléments d'interface pour représenter le décollement de sol-pieu. Un tel modèle est susceptible d'offrir beaucoup de perspicacité dans le comportement des pieux, dû à la multiplicité d'information qui peut être obtenue, non seulement pour le pieu lui-même mais également pour le sol environnant.

Les matériaux du sol, argile ou sable, ont été modélisé comme un continuum élasto-plastique de Drucker-Prager, et les éléments d'interface ont été employés pour tenir compte du décollement entre le pieu et le sol. Les résultats de cette étude paramétrique d'élément fini tridimensionnel sont employés par les auteurs pour développer un modèle simplifié qui reproduira les caractéristiques non-linéaires principales du comportement des pieux isolés, il est aussi vrai pour l'interaction entre une paire de pieux.

- Description du model analytique :

La figure 1.6 montre les coupes horizontale et verticale du maillage cylindrique, avec les éléments de pieu en noir, ce dernier forme le noyau central et les éléments de sol sont plus grands auprès de la périphérie. L'échelle de grandeur du modèle a été liée à la longueur de pieu, le maillage le plus petit a employé 0.6 de la longueur du pieu prolongé latéralement (ou 12 fois la largeur de pieu) autour du pieu et verticalement 0.7 de la longueur du pieu au-dessous de l'extrémité du pieu. Dans le maillage, les nœuds sur la périphérie ont été installés de manière à subir les contraintes seulement contre le mouvement dans le sens du plan horizontal, alors que les nœuds inférieurs étaient fixés dans toutes les directions, les conditions aux limites additionnelles appropriées ont été présentées par des conditions de symétrie.

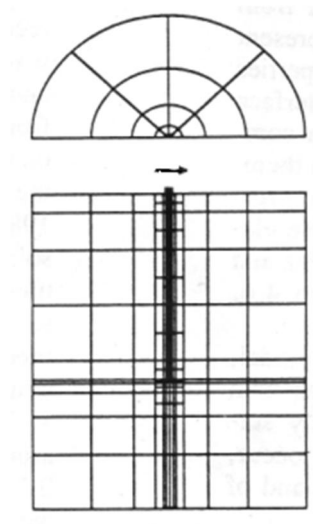


Figure 1.6 : Maillage d'éléments finis de Trochanis et al. (1991)

Les pieux et le sol ont été modélisés par des éléments solides quadratiques tridimensionnels isoparamétriques à 27 nœuds (9 nœuds par face). Les éléments d'interface étaient des éléments quadratiques bidimensionnels à 18 nœuds comportant deux faces de 9 nœuds chacune compatibles avec les éléments du solide adjacent, les deux faces coïncident initialement. Les pieux ont été modélisés comme un matériau élastique linéaire, le sol a été modélisé dans le premier cas comme un matériau élastique linéaire et dans le deuxième cas comme un matériau élasto-plastique (Drucker-Prager).

Ce dernier modèle a été choisi parmi les modèles du sol dans la bibliothèque d'ABAQUS, parce qu'il peut représenter la dilatation du sol et ses paramètres ont été liés aux propriétés physiques de sol (cohésion et angle de frottement).

La validité du modèle tridimensionnel a été examinée la première fois en comparant certains de ses résultats élastiques à ceux des études précédentes. Ainsi, le comportement du modèle tridimensionnel pour la réponse d'un pieu élastique isolé de 10m de long et de 0.5 m de large (module de Young  $2 \cdot 10^7$  kPa) incorporé dans une couche élastique de sol profonde de 17 m (module de cisaillement  $G=6.800$  kPa, coefficient de Poisson  $\nu=0,45$ ) et chargé latéralement avec une force de 216 kN à sa tête a été comparé aux résultats correspondants fournis par Poulos and Davis [7]. La déflexion de la tête du pieu obtenue par le modèle élastique tridimensionnel des éléments finis et par Poulos and Davis [7] étant 0.63 cm et 0.8 cm respectivement. Il est évident qu'une bonne concordance entre les deux solutions existe. Pour les analyses de l'interaction pieu-sol-pieu, il est d'intérêt de montrer la comparaison des déplacements de sol par rapport au pieu, les déplacements à la surface du sol sont donnés sur la figure ci-après. Cette dernière décrit les déplacements horizontaux,  $w$ , dans le plan du chargement (EW) et dans le plan normal au chargement (NS). Les déplacements du sol  $w$  sont normalisés en respectant les déplacements correspondants à la tête du pieu  $W_p$ . Une bonne concordance existe entre le modèle tridimensionnel et la théorie élastique. (Figure 1.7)

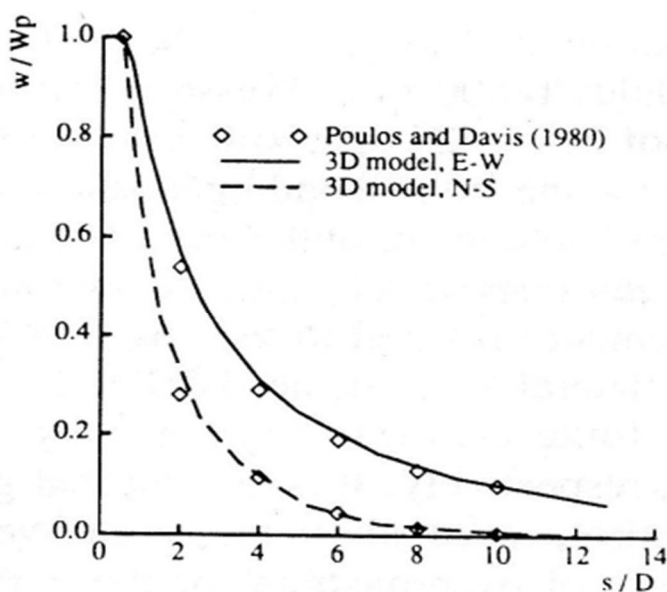


Figure 1.7: déplacements sur la surface de sol

- Étude paramétrique :

Une étude paramétrique limitée a été effectuée en utilisant le modèle tridimensionnel avec deux objectifs principaux:

- pour gagner une meilleure compréhension du rôle de divers facteurs sur la réponse tridimensionnelle non-linéaire des pieux,
- pour aider à développer et examiner un modèle simplifié.

Nous nous sommes intéressés seulement sur le premier objectif dans lequel plusieurs facteurs sont étudiés tels que: le décollement pieu-sol et la plasticité du sol.

Les propriétés de pieu sont: Module de Young  $E_p=2 \cdot 10^7$  kPa, coefficient de Poisson  $\nu_p=0.3$ , poids spécifique  $\gamma_p=23$  kN/m<sup>3</sup>, longueur  $L=10$  m et largeur  $D=0.5$  m (pieux carrés). Les propriétés élastiques de sol, correspondant à une argile plastique, sont: Module de Young  $E_s=20000$  kPa, poids spécifique déjaugé  $\gamma'=11.8$  kN/m<sup>3</sup>, vitesse des ondes de cisaillement de 60 m/s et de coefficient de Poisson  $\nu_s=0.45$ . Le modèle de Drucker-Prager a été employé pour modéliser la plasticité du sol avec un angle de frottement  $\phi=16.7^\circ$  et cohésion  $c=34$  kPa. Un coefficient de frottement  $\mu=0.7$  et une rigidité élastique  $k=6800$  kN/m<sup>3</sup> ont été assignés aux éléments d'interface.

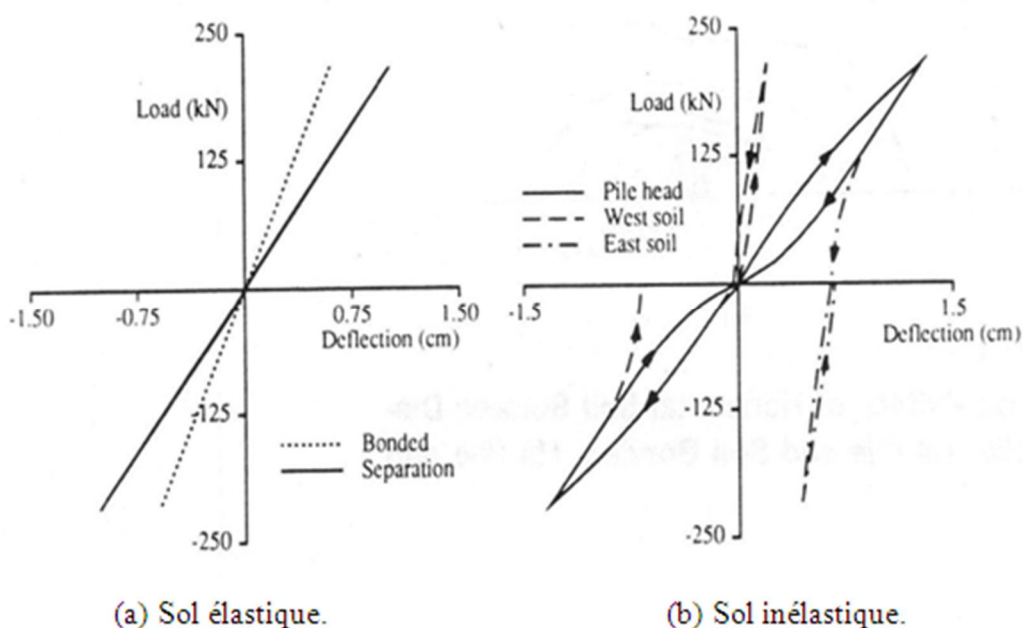


Figure 1.8 : L'effet du décollement sol-pieu et de la plasticité du sol sur la déflexion latéral de la tête d'un pieu isolé chargé latéralement (Trochanis et al. 1991)

L'effet du décollement pieu-sol et de la plasticité de sol sur la réponse latérale d'un pieu isolé est illustré sur la figure 1.8 pour le sol élastique et non élastique.

- Conclusion :

L'objectif principal de l'analyse décrite ci-dessus est d'effectuer un examen rigoureux de la réponse latérale non-linéaire des pieux soumis aux charges monotones statiques au moyen d'un modèle d'élément fini tridimensionnel. Une étude paramétrique limitée de la réponse d'un pieu isolé soumis aux charges monotones à sa tête a été effectuée afin d'examiner les effets de la plasticité et du décollement entre les pieux et le sol. Les pieux ont été considérés d'être linéairement élastiques, alors que le sol a été modélisé comme matériau élasto-plastique obéissant au critère de rupture de Drucker-Prager. Une fois soumis aux charges latérales, le pieu se sépare du sol environnant, ceci cause une augmentation remarquable des déplacements latéraux, pourtant une telle augmentation contribue peu à la dissipation d'énergie, cette dernière est due principalement à la plasticité du sol dans la zone proche à la tête du pieu.

- b- Modèle de Desai (1994) :

Le but principal de cette étude est d'employer des procédures d'éléments finis pour l'analyse non-linéaire des problèmes d'interaction sol-structure tels que les pieux sous charges latérales basés sur la modélisation entièrement tridimensionnelle dans laquelle les effets d'interaction sont étudiés en utilisant des éléments d'interface ou de joint.

- Description du modèle:

La figure 1.9 montre le maillage d'éléments finis comprenant des éléments d'interface pour un pieu chargé latéralement examiné dans le laboratoire. Le pieu est composé d'acier avec une section de 1.27 cm\*1.27 cm, avec une longueur égale à 6 cm. Une charge latérale monotone croissante a été appliquée dans des incréments de 4.5 N à 26.7 N. Le sable a un angle de frottement de  $\varphi=36^\circ$  et  $\gamma=16.65 \text{ kN/m}^3$ .

Le module d'élasticité pour l'acier est égal à  $E_p=20*10^7 \text{ kPa}$  avec une valeur de coefficient de Poisson égale à  $\nu_p=0.2$ .

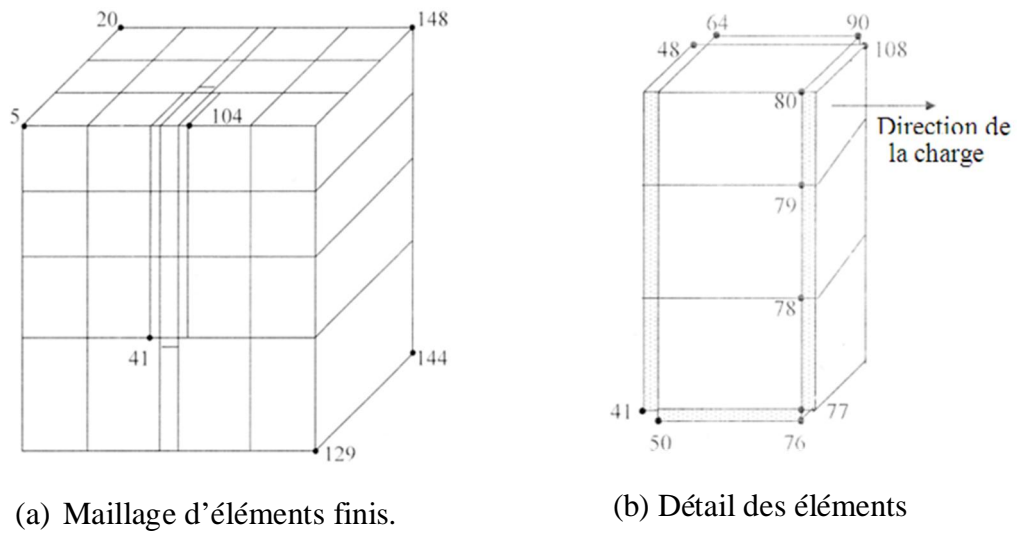


Figure 1.9 : Maillage d'éléments finis avec détail des éléments d'interface (Desai, 1994)

- Résultats :

Puisque le chargement appliqué est classé dans la gamme linéaire, ce qui a impliqué un comportement linéaire. Les analyses détaillées sur les sables pour la détermination du module élastique n'étaient pas disponibles, donc une étude paramétrique a été réalisée dans laquelle les valeurs de  $E_s$  étaient changées comme représenté sur la figure 1.10. Une valeur de  $\nu_s = 0.3$  a été employée.

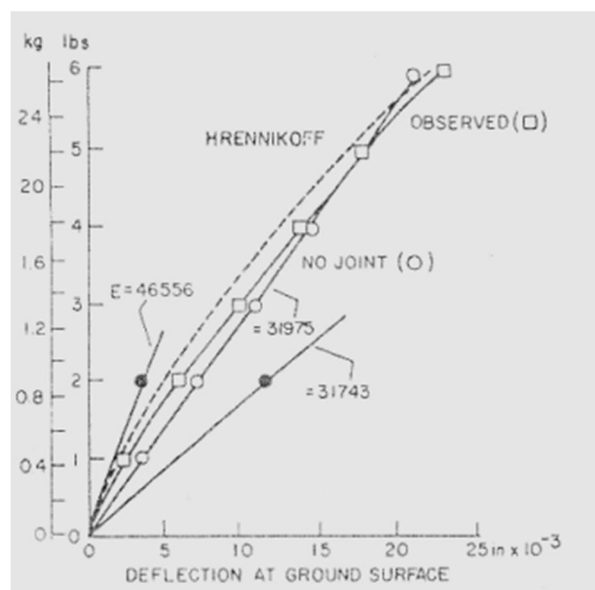


Figure 1.10: Courbe charge-déplacement observée et calculée



Les rigidités tangentielles  $k_{sx}$  et  $k_{sy}$  pour les interfaces ont été choisies égal à  $3.2 \cdot 10^5 \text{ kg/m}^3$ . Ces valeurs ont été basées sur des essais de cisaillement direct de laboratoire sur des sables semblables. Une valeur élevée de la rigidité normal  $k_n$ , égal à  $1.6 \cdot 10^{11} \text{ kg/m}^2$  a été employé.

Un bon accord est remarqué entre les résultats calculés par ce modèle en termes de comportement de charge-déplacement et les résultats observés dans une méthode dans la littérature (la méthode de Hrennikoff) pour une valeur de  $E=22.03 \cdot 10^4 \text{ kPa}$  (figure 1.10). La figure 1.11 et 1.12.a et b montrent l'effet d'inclure les éléments d'interface ou éléments joints dans la formation. L'inclusion de l'élément d'interface augmente les déplacements et permet le glissement relatif. Par conséquent, pour les problèmes dans lesquels les mouvements relatifs entre la structure et le sol se produisent, il est peut être nécessaire d'inclure les éléments d'interface.

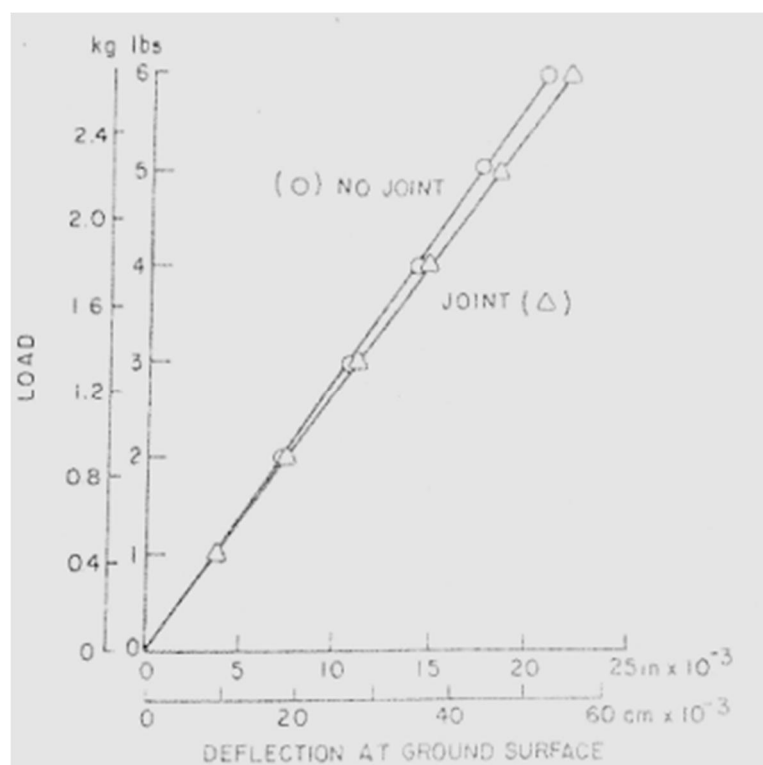
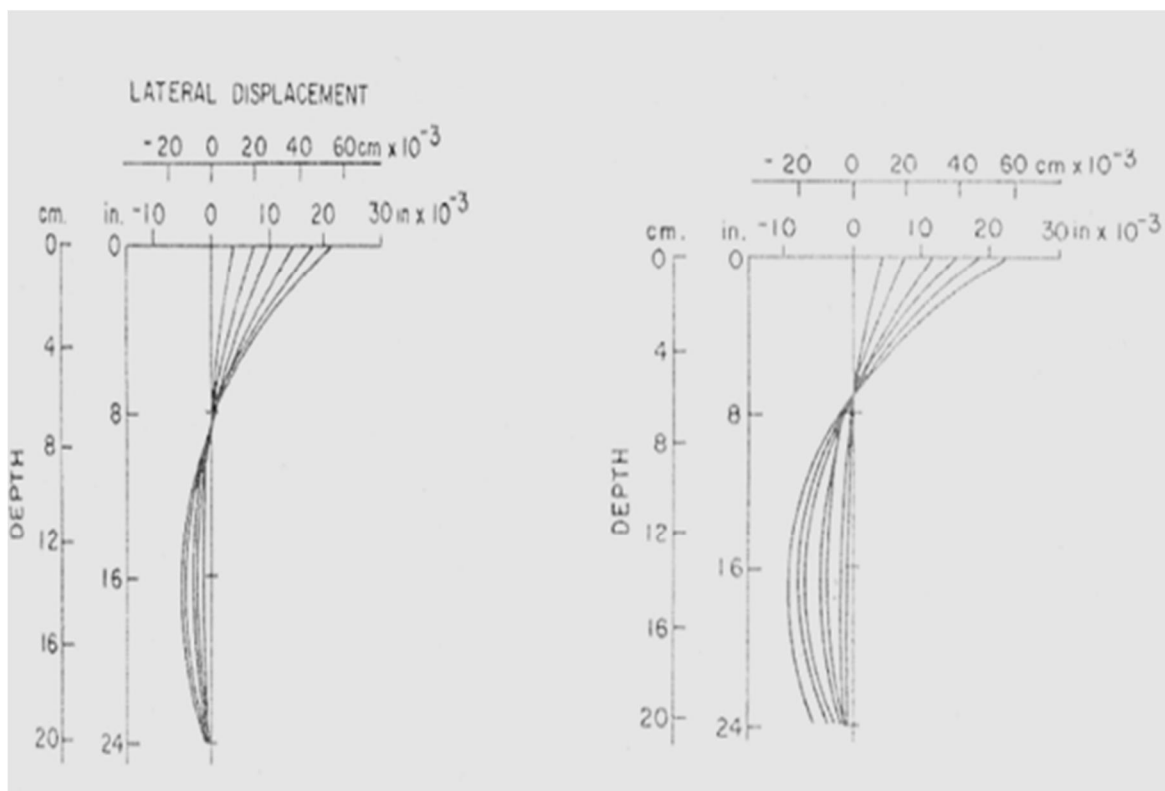


Figure 1.11: Effet des éléments d'interface sur la courbe charge-déflexion



(a) avec éléments joints.

(b) : sans éléments joints

Figure 1.12: Influence des éléments d'interface sur la courbe des déplacements latéraux -profondeur

- Conclusion :

Le procédé d'élément fini basé sur le concept entièrement tridimensionnel peut permettre l'inclusion des effets d'interaction par la provision des éléments spéciaux d'interface. Ainsi le procédé peut être employé pour la solution des problèmes impliquant des effets de comportement non linéaires et d'interaction sol-structure. [21]

### 1.5. Conclusion :

On a présenté, dans ce chapitre, la théorie relative aux principales familles les plus usuelles pour le calcul des déplacements des pieux isolés sous charge latérale.

Hormis les méthodes empiriques qui se basent sur l'expérimentation, les autres méthodes de calcul peuvent être groupées en deux principales catégories : la méthode

mobilisant le sol comme un milieu continu et la méthode se basant sur la théorie de Winkler. Ces méthodes ont aussi leurs avantages et inconvénients.

La méthode basant sur la théorie de Winkler, discrétisant l'interface sol/pieu par une infinité de ressorts indépendants et permettant le transfert de charges du pieu au sol, suppose que la couche du sol est indépendante, mais ce n'est pas le cas dans la réalité. Malgré que cette méthode ne prenne pas en compte le mode d'installation du pieu ou la rugosité de l'interface sol-pieu, elle est à la base de toutes les réglementations existantes.

La méthode du continuum élastique qui se base sur les équations de Mindlin, considérant le sol comme un massif élastique, continu et adhère au pieu au cours du chargement est très peu utilisée aujourd'hui, à cause de la non homogénéité et non-linéarité des sols. Par contre la deuxième famille des méthodes qui considèrent le sol dans sa continuité, celles s'appuyant sur les éléments finis est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées.

Dans le chapitre suivant, on va présenter une approche tridimensionnelle qui considère le sol dans sa continuité et s'appuie sur les éléments finis bidimensionnels et différences finies.

## CHAPITRE 2

### PRESENTATION DE LA METHODE DES TRANCHES VERTICALES

#### 2.1. Introduction :

Dans le domaine de génie civil, généralement la quasi-totalité de structures impliquées en géotechniques sont tridimensionnelles, et bien que dans la plupart des hypothèses émises permettant la simplification à des problèmes de déformations planes ou axisymétriques soient raisonnables, il y a une partie, pour laquelle le traitement tridimensionnel est exigé, où la quantité de données et la taille des divers vecteurs et matrices impliqués dans de telles analyses, augmentent considérablement. Ceci implique d'importantes ressources de calcul.

De ce fait, les mathématiciens ont étudié les possibilités de réduire ces ressources. Pour cela deux alternatives :

- la première alternative : l'utilisation des méthodes itératives par opposition aux méthodes directes, elles permettent d'inverser la matrice de rigidité globale. Bien qu'elles soient recommandées pour l'analyse linéaire, elles sont probablement utiles dans l'analyse non-linéaire.
- La deuxième alternative : tirer profit de toute la symétrie géométrique de la structure surtout si elle présente une symétrie de révolution, mais le chargement ne l'est pas, alors la méthode des éléments finis approche semi-analytique peut être employée [22]. Cette méthode ne peut être utilisée dans le cas où la forme géométrique et le chargement induisent un modèle de contraintes tridimensionnel.

Dans certains cas de fondation complexes comme les pieux isolés, groupes de pieux, fondations mixtes...etc., il n'existe que la méthode d'analyse par éléments finis de schématisation tridimensionnelle qui peut fournir des informations suffisantes et

nécessaires sur le comportement du système sol-structure et cela pour les raisons suivantes :

- Elle peut tenir compte de l'aspect tridimensionnel du problème,
- Elle peut incorporer la non-linéarité du sol avec tous ses aspects (plasticité, viscoplasticité, fluage, anisotropie, etc.),
- Elle peut traiter les phénomènes particuliers qui peuvent se produire aux interfaces sol-structure (glissement relatif, séparation, etc.).

Vue l'avance technologique en matériel informatique (hardware et les capacités de traitement des progiciels d'éléments finis commerciaux), l'analyse tridimensionnelle est devenue techniquement possible. Par ailleurs, le coût de revient est exorbitant, excepté pour les projets extrêmement importants.

Lorsque la simplicité dans la modélisation en géomécanique est possible, une solution alternative est toujours souhaitable afin de réduire les efforts de calcul, pour ce même but, Amar Bouzid [23] a établi une analyse approximative 3-D présentée dans ce chapitre.

Amar Bouzid [23] a proposé une nouvelle formulation numérique pour l'analyse des problèmes d'interaction sol-structure tridimensionnels, basée sur le concept de découpage de structure et du continuum environnant en tranches verticales. Chaque tranche est analysée séparément par la combinaison des éléments finis bidimensionnels et la méthode des différences finies d'une manière itérative. L'auteur a développé un algorithme de résolution pour assurer le transfert des forces de cisaillement entre les tranches et pour garder l'aspect tridimensionnel du problème. Ce qui permet de réduire le temps machine et l'effort personnel, et par conséquent cette méthode peut être appliquée à une gamme variée de problèmes d'interaction sol-structure.

## 2.2. Avantage du modèle MTV:

Les avantages de ce modèle sont divers: [23]

- Du fait que cette méthode découpe le sol en tranches verticales, cela permet de modéliser correctement la variation des paramètres de rigidité et de résistance avec la

profondeur. Ce modèle permet de prendre en considération les sols multicouches ou tout autre sol non-homogène contrairement à la méthode des tranches horizontales de Verruijt and Kooijman [24].

- Dans la plupart des problèmes géotechniques, les propriétés mécaniques (de rigidité et de résistance) sont constantes dans la direction horizontale  $z$ . Cette propriété permet d'attribuer les mêmes caractéristiques aux éléments qui occupent les mêmes positions dans les différentes tranches du sol.
- Les chargements vertical, horizontal et même des moments peuvent être pris en considération par ce modèle, ces chargements peuvent être appliqués à la structure dans le plan de la tranche.
- Aucun processus itératif pour satisfaire les conditions d'équilibre à l'interface sol-structure n'est utilisé car dans ce modèle (MTV), le sol et la structure sont simultanément analysés.
- L'utilisation du maillage bidimensionnel pour l'analyse successive des tranches en interaction dans ce modèle est un avantage majeur pour diminuer les ressources de l'outil informatique.

### 2.3. Présentation du modèle d'éléments finis à tranches verticales (MTV) :

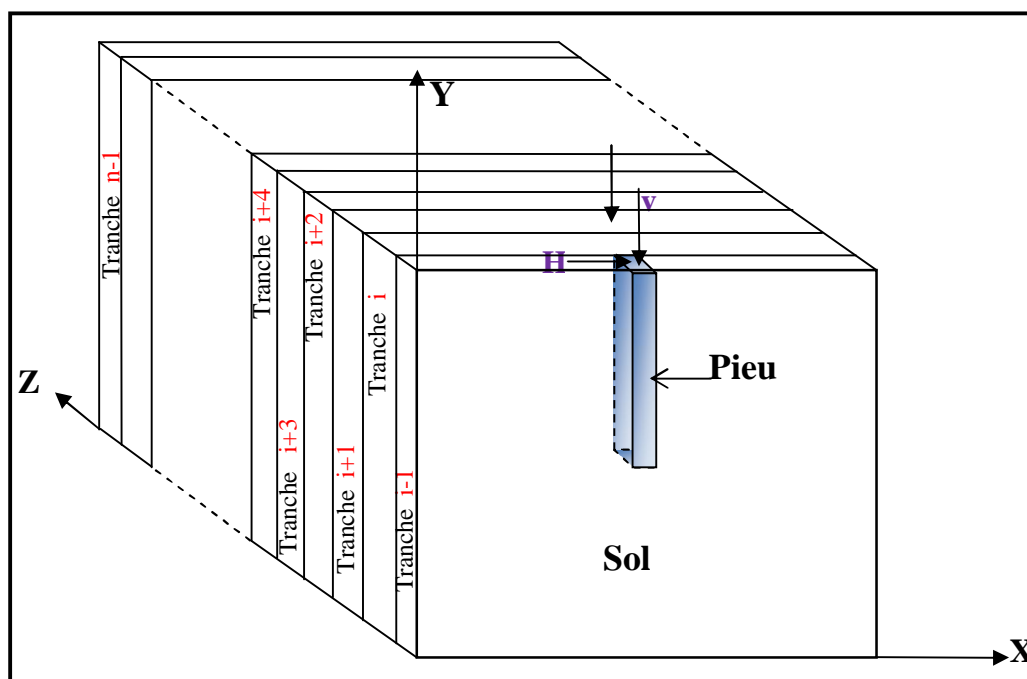


Figure 2.1: Modélisation du système sol-structure par n tranches verticales

La procédure d'analyse dans ce modèle s'appuie sur une combinaison de la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies pour analyser la structure et le milieu environnant subdivisés en tranches verticales. Les forces externes agissant sur les tranches verticales constituant le système sol-pieu sont montrées dans la Figure 2.1.

La Figure 2.2 ci-après montre les forces agissant aux interfaces des trois tranches successives.

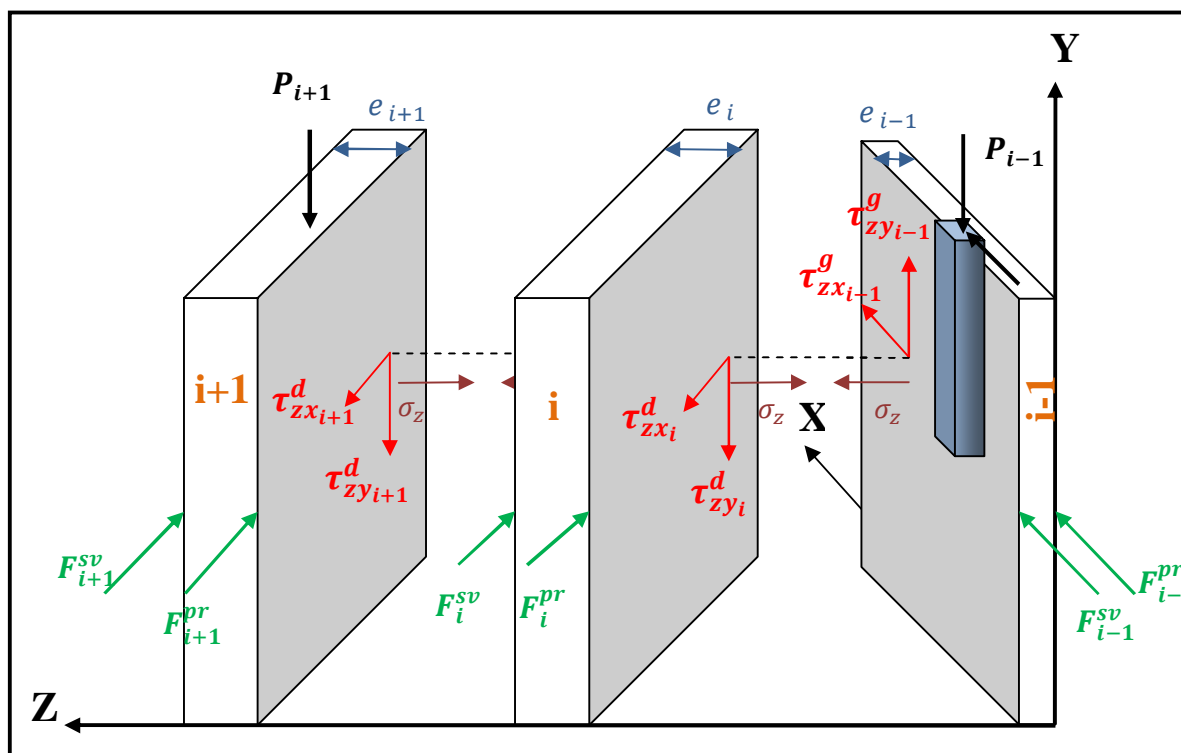


Figure 2.2: Modélisation de trois tranches verticales successives soumises aux forces externes et aux forces de volume fictives

Le chargement appliqué aux tranches dans ce modèle produit essentiellement des déformations dans les plans verticaux. Autrement dit la composante  $w$  du déplacement dans la direction  $z$  est nettement inférieure à celle des deux autres déplacements  $u$  et  $v$  dans les plans verticaux ( $w \ll u$ ) et ( $w \ll v$ ). Pour cette raison, deux hypothèses ont été prises en considération lors de la subdivision du sol en tranches verticales. Ces hypothèses sont :

- La contrainte normale dans la direction  $z$  est considéré constante dans chaque tranche verticale,
- Le sol est considéré isotrope.

La première hypothèse ne signifie pas qu'une situation de déformation plane ou de contrainte plane a été imposée dans cette étude et ceci est prouvé par la prise en compte du transfert des contraintes de cisaillement dans la direction perpendiculaire au plan de la tranche. D'une façon générale, le modèle des tranches verticales s'est basé sur la subdivision du pieu et du sol environnant en tranches verticales dans la direction z, ces tranches ont des différentes épaisseurs et chaque tranche (panneau) a été analysée séparément par éléments finis bidimensionnels. L'aspect tridimensionnel du problème a été pris en considération par le couplage des forces de cisaillement entre les tranches.

La non-linéarité du sol peut être incorporée dans le modèle des tranches verticales MTV [23] avec tous ses aspects, ce qui sera notre but pour le chapitre 5.

### 2.3.1. Equations d'équilibre pour chaque tranche :

Les équations de base ont été mises pour chaque tranche sous forme des équations ci-après, en vérifiant les équations d'équilibre vertical à travers l'épaisseur e de la tranche i :

$$\frac{1}{e} \int_e \left( \frac{\partial s_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial s_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial s_{zx}}{\partial z} \right) dz = 0, \quad \frac{1}{e} \int_e \left( \frac{\partial s_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial s_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial s_{zy}}{\partial z} \right) dz = 0 \quad (2.1)$$

où

$s_{xx}$  et  $s_{yy}$  : Les contraintes normales agissant à un point arbitraire de la tranche,

$s_{xy}$  : La contrainte tangentielle au même point.

Les équations d'équilibre précédentes sont devenues comme suit (expression (2.2)) en posant  $\sigma_x, \sigma_y$  et  $\tau_{xy}$  comme des contraintes moyennes agissant dans le plan vertical, ces contraintes moyennes dans une tranche sont directement liées aux déplacements moyens dans la même tranche.

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + f_x = 0, \quad \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + f_y = 0 \quad (2.2)$$

Selon la loi de Hooke, les expressions des contraintes pour  $\tau_{zx}$  et  $\tau_{zy}$  sont données par:

$$\tau_{zx} = \frac{E}{2(1+\nu)} \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right), \quad \tau_{zy} = \frac{E}{2(1+\nu)} \left( \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \quad (2.3)$$



Où

$u$ ,  $v$  et  $w$  : sont respectivement les déplacements horizontal, vertical et normal.

$E$  : Module d'Young du milieu continu.

$\nu$  : Coefficient de Poisson du milieu continu.

### 2.3.2. Approximation par différences finies des gradients de déplacements :

Dans cette méthode, l'auteur a étudié chaque tranche en utilisant des éléments bidimensionnels. Il n'a pu obtenir par une manière directe les dérivées de  $u$  et  $v$  par rapport à  $z$  dans son analyse par éléments finis. Alors, il s'est servi de l'approximation par différences finies pour déterminer ces paramètres. Les valeurs moyennes pour deux demi-tranches successives sont obtenues à partir:

$$\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{u_{i+1} - u_i}{\left(\frac{e_{i+1}}{2} + \frac{e_i}{2}\right)} = \frac{2(u_{i+1} - u_i)}{(e_{i+1} + e_i)}, \quad \frac{\partial v}{\partial z} = \frac{2(v_{i+1} - v_i)}{(e_{i+1} + e_i)} \quad (2.4)$$

Où

$i$  et  $i+1$  désignent les numéros de deux tranches voisines.

$e_i$  et  $e_{i+1}$  : sont respectivement l'épaisseur de la tranche  $i$  et la tranche  $i+1$ .

L'auteur a supposé que dans les équations (2.4), les déplacements moyens de la tranche sont identiques à ceux d'un plan passant au milieu de la tranche. Sachant que le chargement sur une tranche produit principalement des déformations dans le plan vertical. Cela signifie que le déplacement  $w$  est faible en comparaison avec  $u$  ou  $v$ .

Les contraintes de cisaillement  $\tau_{zx}^d$ ,  $\tau_{zy}^d$ ,  $\tau_{zx}^g$  et  $\tau_{zy}^g$  existent pour chaque tranche (Figure 2.2),  $\tau_{zx}^d$  et  $\tau_{zy}^d$  sont les contraintes qui agissent sur l'interface droite de la tranche et  $\tau_{zx}^g$  et  $\tau_{zy}^g$  sont les contraintes qui agissent sur son interface gauche. En négligeant le déplacement  $w$  et en admettant que la valeur du module de cisaillement varie d'une tranche à l'autre donc pour vérifier l'équilibre à l'inter-tranche entre deux tranches voisines  $i$  et  $i+1$  il faut que:

$$\tau_{zx_{i+1}}^d = \tau_{zx_i}^g \approx G_{i,i+1} \frac{2(u_{i+1} - u_i)}{(e_{i+1} + e_i)}, \quad \tau_{zy_{i+1}}^d = \tau_{zy_i}^g \approx G_{i,i+1} \frac{2(v_{i+1} - v_i)}{(e_{i+1} + e_i)} \quad (2.5)$$

où,

$G_{i,i+1}$ : Module de cisaillement qui caractérise l'interface entre les tranches  $i$  et  $i+1$ .

Le module de cisaillement  $G_{i,i+1}$  peut-être déterminé à partir des équations précédentes, son expression est :

$$G_{i,i+1} = \frac{e_{i+1} + e_i}{\frac{e_{i+1}}{G_{i+1}} + \frac{e_i}{G_i}} = \frac{G_{i+1}G_i}{G_i e_{i+1} + G_{i+1}e_i} (e_{i+1} + e_i) \quad (2.6)$$

On peut remarquer que ce dernier ( $G_{i,i+1}$ ) est en fonction des modules de cisaillement relatifs à deux tranches voisines composées de deux matériaux différents et à leurs épaisseurs.

### 2.3.3. Forces de volume fictives :

La prise en compte des efforts de cisaillement agissant aux interfaces gauche et droite de la tranche considérée est traduit par des forces  $f_x$  et  $f_y$  représentent les forces de volume fictives dans le système d'équilibre de la tranche, sa forme générale est :

$$f_x = \frac{\tau_{zx}^g - \tau_{zx}^d}{e}, \quad f_y = \frac{\tau_{zy}^g - \tau_{zy}^d}{e} \quad (2.7)$$

Afin de montrer la distinction entre la contribution de la tranche elle-même et celle des deux tranches voisines, les équations ci-après vont détaillées la forme des forces volume fictives  $f_x$  et  $f_y$ .

$$f_{x_i} = \frac{\tau_{zx_i}^g - \tau_{zx_i}^d}{e_i}, \quad f_{y_i} = \frac{\tau_{zy_i}^g - \tau_{zy_i}^d}{e_i} \quad (2.8)$$

$f_{x_i}$  et  $f_{y_i}$  les forces fictives agissant sur la tranche  $i$  d'épaisseur  $e_i$

En remplaçant  $\tau_{zx_i}^d$ ,  $\tau_{zx_i}^g$ ,  $\tau_{zy_i}^d$  et  $\tau_{zy_i}^g$  par ses expressions dans l'équation (2.5) et  $G_{i,i+1}$  par l'équation (2.6), on trouve :

$$f_{x_i} = \frac{2}{e_i \left( \frac{e_{i+1} + e_i}{G_{i+1}} + \frac{e_i}{G_i} \right)} U_{i+1} - \left[ \frac{2}{e_i \left( \frac{e_{i+1} + e_i}{G_{i+1}} + \frac{e_i}{G_i} \right)} + \frac{2}{e_i \left( \frac{e_i + e_{i-1}}{G_i} + \frac{e_{i-1}}{G_{i-1}} \right)} \right] U_i + \frac{2}{e_i \left( \frac{e_i + e_{i-1}}{G_i} + \frac{e_{i-1}}{G_{i-1}} \right)} U_{i-1} \quad (2.9-a)$$

$$f_{y_i} = \frac{2}{e_i \left( \frac{e_{i+1} + e_i}{G_{i+1}} + \frac{e_i}{G_i} \right)} V_{i+1} - \left[ \frac{2}{e_i \left( \frac{e_{i+1} + e_i}{G_{i+1}} + \frac{e_i}{G_i} \right)} + \frac{2}{e_i \left( \frac{e_i + e_{i-1}}{G_i} + \frac{e_{i-1}}{G_{i-1}} \right)} \right] V_i + \frac{2}{e_i \left( \frac{e_i + e_{i-1}}{G_i} + \frac{e_{i-1}}{G_{i-1}} \right)} V_{i-1} \quad (2.9-b)$$

D'une façon générale, les deux expressions des forces de volume peuvent être écrites sous forme matricielle suivante:

$$f_i = \begin{Bmatrix} f_x \\ f_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_i^{pr} & 0 & -C_i^{pc} & 0 & C_i^{sv} & 0 \\ 0 & C_i^{pr} & 0 & -C_i^{pc} & 0 & C_i^{sv} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_{i-1} \\ V_{i-1} \\ U_i \\ V_i \\ U_{i+1} \\ V_{i+1} \end{Bmatrix} \quad (2.10)$$

Où :

$$C_i^{pr} = \frac{2}{e_i \left( \frac{e_i}{G_i} + \frac{e_{i-1}}{G_{i-1}} \right)}, \quad C_i^{sv} = \frac{2}{e_i \left( \frac{e_{i+1}}{G_{i+1}} + \frac{e_i}{G_i} \right)}, \quad C_i^{pc} = C_i^{pr} + C_i^{sv} \quad (2.11)$$

La signification des exposants dans l'équation (2,11) est:

pc : la contribution de la tranche elle-même.

pr : la contribution de la tranche précédente.

sv : la contribution de la tranche suivante.

#### 2.3.4. Formulation par éléments finis des tranches en interaction :

La méthode d'éléments finis a été utilisée pour l'analyse des contraintes et des déformations dans chaque tranche, sachant que ces éléments finis sont bidimensionnels. L'écriture générale de la matrice de rigidité élémentaire dans une tranche  $i$  selon la formulation standard de la méthode des éléments finis approche déplacement [25] est comme suit :

$$\int_V B^t D B a_i dv = \int_V N^t f_i dv + P_i \quad (2.12)$$

Où:

$B$  : la matrice reliant le champ de déformation aux déplacements nœuds.

$D$  : la matrice constitutive d'élasticité.

$a_i$  : le vecteur des déplacements nœuds dans la tranche  $i$ .

$N$  : la matrice des fonctions de forme (d'interpolation).

$f_i$  : le vecteur des forces de volume appliquées à la tranche  $i$ .

$P_i$  : le vecteur des forces externes agissant sur la tranche  $i$ .

L'auteur a choisi comme élément fini bidimensionnel l'élément quadrangulaire à huit nœuds Q8 (quatre nœuds sommets et quatre points milieux sur les côtés), ce dernier est le plus performant pour le calcul des structures de massifs bidimensionnels. . Il permet

de décrire d'une manière très satisfaisante les champs de déformations et de contraintes (figure 2.3).

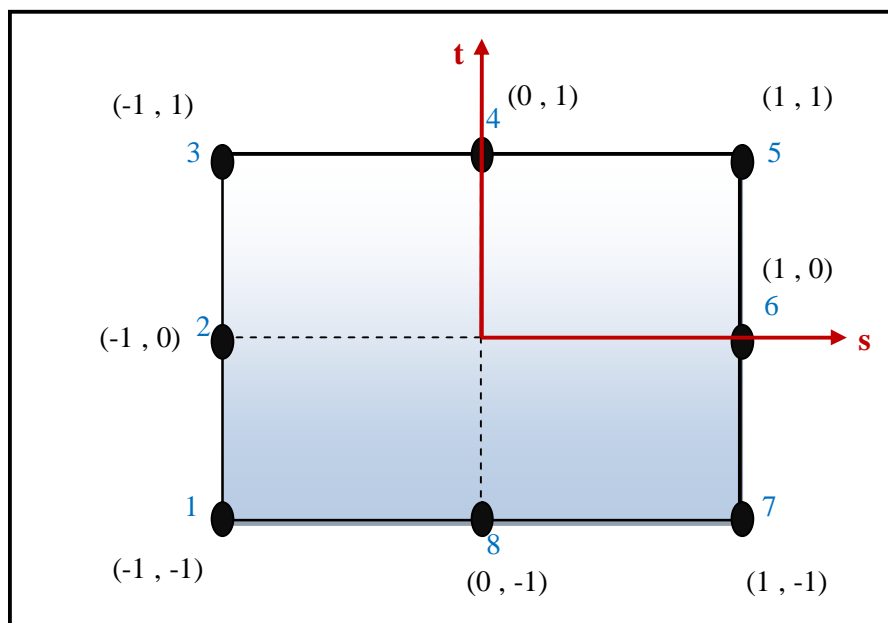


Figure 2.3: L'élément quadrangulaire à 8 nœuds

Les fonctions de forme (d'interpolation) associées à cet élément sont des formes quadratiques de base polynomiale incomplète (le terme  $s^2t^2$  n'apparaît pas dans les polynômes utilisés). Ces fonctions sont :

$$N_1 = -\frac{1}{4}(1-s)(1-t)(s+t+1)$$

$$N_2 = \frac{1}{4}(1-t^2)(1-s)$$

$$N_3 = -\frac{1}{4}(1-s)(1+t)(1+s-t)$$

$$N_4 = \frac{1}{4}(1-s^2)(1+t)$$

$$N_5 = -\frac{1}{4}(1+s)(1+t)(1-s-t)$$

$$N_6 = \frac{1}{4}(1-t^2)(1+s)$$

$$N_7 = -\frac{1}{4}(1+s)(1-t)(1-s+t)$$

$$N_8 = \frac{1}{4}(1-s^2)(1-t)$$

Signalons que l'auteur a combiné un maillage bidimensionnel et différences finis et il a utilisé l'élément quadrangulaire Q8 à 8 nœuds pour son maillage. Donc chaque élément a 2 variables par nœuds, .c.à.d. 16 degrés de liberté (16 ddl).

$(u_i, v_i)$  : sont les déplacements du nœud dans le plan.

$\{a_i\} = \{u_1 v_1 u_2 v_2 u_3 v_3 u_4 v_4 u_5 v_5 u_6 v_6 u_7 v_7 u_8 v_8\}^T$  : Le vecteur élémentaire des déplacements nodaux dans la tranche  $i$ .

En utilisant le vecteur élémentaire des déplacements nodaux  $\{a_i\}$  dans la tranche  $i$ , les forces de volume fictives peuvent être réécrites sous la forme compacte suivante:

$$f_i = f_i^{pr} - f_i^{pc} + f_i^{sv} \quad (2.13)$$

L'expression ci-dessus peut être exprimée en utilisant les équations (2.11) comme suit :

$$f_i^{pc} = C^{pc} N a_i, \quad f_i^{pr} = C^{pr} N a_{i-1}, \quad f_i^{sv} = N C^{sv} a_{i+1} \quad (2.14)$$

$$C^{pc} = c_i^{pc} I, \quad C^{pr} = c_i^{pr} I, \quad C^{sv} = c_i^{sv} I \quad (2.15)$$

Où :

$a_{i-1}$ ,  $a_i$  et  $a_{i+1}$  : Les vecteurs élémentaires des déplacements nodaux s'appliquent aux tranches  $i-1$ ,  $i$  et  $i+1$  respectivement.

$I$  : La matrice identité.

$N$  : La matrice des fonctions de forme.

Pour obtenir ces forces de volume fictives il faut que l'évaluation pour déplacements dans les diverses tranches soit disponible.

Concernant la matrice constitutive  $D$ , puisque l'auteur dans son modèle des tranches verticales a supposé que les tranches sont suffisamment minces et le chargement appliqué à ces tranches produit essentiellement des déformations dans les plans verticaux ( $w$  est petite en comparaison avec  $u$  et  $v$ ) donc le problème peut être considéré comme un problème de pseudo-contrainte plane. Le champ des contraintes dans le milieu peut être représenté par un tenseur de la forme : (contraintes planes  $\Rightarrow \sigma_{13}$  et  $\sigma_{33} = 0$ )

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & 0 \\ \sigma_{12} & \sigma_{22} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \text{soit} \quad \sigma^T = [\sigma_{11} \quad \sigma_{22} \quad \sigma_{12}] \quad (2.16)$$

Écrivons l'inverse de la loi de Hooke pour déterminer le tenseur des déformations à partir du tenseur des contraintes.

$$\bar{\varepsilon} = -\frac{\nu}{E} \text{trace}(\bar{\sigma}) \bar{1} + \frac{1+\nu}{E} \bar{\sigma} \quad (2.17)$$

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ 2\varepsilon_{12} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} \quad (2.18)$$

Inversons cette relation

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ 2\varepsilon_{12} \end{Bmatrix} \quad (2.19)$$

Donc la matrice constitutive D est donnée par:

$$D = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

En remplaçant les expressions (2.14) dans l'équation (2.12) :

$$\int_{\nu} (B^t D B + N^t C^{pN}) a_i d\nu = \int_{\nu} (N^t C^{pR} N) a_{i-1} d\nu + \int_{\nu} (N^t C^{svN}) a_{i+1} d\nu + P_i \quad (2.21)$$

On voit clairement d'après les équations ci-dessus que c'est un problème plan avec de forces de volume représentant l'interaction entre les tranches qui constituent le modèle. On peut conclure que l'équation (2.21) peut être écrite comme suit :

$$A_i a_i = F_i^{pR} + F_i^{sv} + P_i \quad (2.22)$$

La matrice de rigidité globale  $A_i$  de la tranche  $i$  dans le système ci-dessus contient déjà une part des forces de volume fictives engendrées par les propres déplacements de la tranche elle-même. Cela montre nettement le couplage des tranches.

### 2.3.5. Processus itératif et stratégie de calcul de la méthode à tranches verticales :

Le problème sol-structure contient n tranches verticales, chaque tranche est analysée séparément. L'ensemble de ces tranches est analysé itérativement dans la direction de l'axe z par ordre croissant c.à.d. l'analyse de la tranche i après l'analyse de la tranche i+1 après la tranche i+2...etc. jusqu'à la dernière tranche.

Signalons que le couplage des tranches est apparu dans le second membre de l'équation (2.22) et ces forces ne sont pas disponibles en même temps. Par conséquent, cette équation est résolue selon un processus itératif actualisant:

$$A_i^k a_i^k = F_i^{pr^k} + F_i^{sv^{k-1}} + P_i \quad \text{pour} \quad k = 1, 2, \dots, k_{\max} \quad (2.23)$$

Où

k désigne le numéro d'itération

$k_{\max}$  est déterminé par un certain critère de convergence.

➤ Pour k=1 c.à.d. la première itération :

- La première tranche (i=1) est analysée par les éléments finis bidimensionnels sous son propre chargement externe  $P_1$ .  $F_1^{sv^{1-1}} = 0$  (∄ une itération précédente) et  $F_1^{pr^1} = 0$  (∄ une tranche précédente)).
- La deuxième tranche est analysée à son tour sous son propre chargement externe  $P_2$  et le chargement produit par les déplacements de la première tranche (puisque  $F_1^{sv^{1-1}} = 0$ ).
- Le même processus continue jusqu'à la dernière tranche c.à.d. la n<sup>ième</sup> tranche est analysée à son tour sous son propre chargement externe  $P_n$  et le chargement produit par les déplacements de la précédente tranche.

➤ Pour k=2 c.à.d. la deuxième itération :

- La première tranche (i=1) est analysée par les éléments finis bidimensionnels sous son propre chargement externe  $P_1$  et le chargement produit par les déplacements de la deuxième tranche dans l'itération précédente ( $F_1^{pr^2} = 0$  (∄ une tranche précédente)).
- La deuxième tranche (i=2) est analysée par les éléments finis bidimensionnels

sous son propre chargement externe  $P_2$  et le chargement produit par les déplacements de la première tranche dans l'itération courante et le chargement produit par les déplacements de la troisième tranche dans l'itération précédente. Le même processus continue jusqu'à la dernière tranche.

➤ Dans l'itération  $k$ , outre le chargement externe auquel elle a été soumise, la tranche  $i$  a été étudiée sous le chargement induit par les déplacements de la tranche  $i - 1$  dans l'itération courante et le chargement induit par les déplacements de la tranche  $i + 1$  dans l'itération précédente.

Pour tester la convergence, L'auteur a supposé que cette dernière a lieu quand la variation du vecteur de déplacements  $u$  d'une itération à une autre soit devenue suffisamment petite en vérifiant l'équation suivante :

$$\frac{|u^k - u^{k-1}|_{\max}}{|u^k|_{\max}} < \text{TOL} \quad (2.24)$$

où :

$|u^k|_{\max}$  : représente les valeurs maximales dans les vecteurs de déplacements.

TOL : représente un certain niveau de tolérance. (TOL  $\approx 0.0001$ ).

Le modèle a été validé, en comparant avec d'autres méthodes numériques et analytiques disponible dans la littérature (Banerjee and Devies (1978), Poulos (1979), Verruijt and Kooijman (1989), Poulos and Davis (1980), Lee (1991), etc...). La fiabilité de ce modèle MTV a été prouvée pour différents type de sols (homogène, Gibson et multicouche) et pour différents cas de chargements (sollicitations latérales, verticales et sollicitations combinées).

#### 2.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté une récente méthode alternative numérique dans la littérature proposée par Amar Bouzid [23] pour l'analyse des problèmes d'interactions sol-pieu tridimensionnels. Cette méthode nommée " La Méthode des Eléments Finis à Tranches Verticales MTV " est une approche de nature tridimensionnelle. Elle est basée sur la combinaison des éléments finis bidimensionnels et des différences finis, le système



sol-pieu est découpé en tranches verticales dans la direction  $z$ , chaque tranche est analysée séparément. Le couplage des forces de cisaillement entre les tranches représente l'aspect tridimensionnel du problème.

Cette approche a plusieurs avantages, néanmoins son avantage principal est la discrétisation du milieu dans deux directions seulement (un maillage bidimensionnel), ce qui réduit le temps et l'effort de calcul soit pour l'analyse linéaire ou non-linéaire. Pour cette raison, on a choisi cette approche pour analyser un pieu isolé sollicité latéralement dont le comportement du sol est linéaire. Cela nous permettra aussi d'effectuer une extension de ce modèle au sein d'un milieu non-linéaire dans le dernier chapitre.

### **CHAPITRE 3**

#### **ANALYSE DES PIEUX ISOLES CHARGES HORIZONTALEMENT EN ELASTICITE LINEAIRE : ETUDE PARAMETRIQUE**

##### 3.1. Introduction :

Le problème des pieux chargés latéralement est un problème d'interaction de sol-structure qui mobilise le sol dans ces trois directions (de nature tridimensionnelle). Ce problème a été déjà pris en compte par plusieurs auteurs et plusieurs méthodes de calcul qui ont été développées, afin de mieux décrire le comportement du système sol-pieux sous chargement horizontal. Généralement les résultats sont satisfaisants pour les sols uniformes, cependant, pour les sols non homogènes ou multicouches les approximations faites pour simplifier l'aspect tridimensionnel du problème peuvent ne pas donner de bons résultats.

Le modèle d'éléments finis à tranches verticales MTV décrit dans le chapitre précédent est parfaitement adapté au problème d'un pieu isolé chargé horizontalement pour différents types des sols (homogène, non-homogène de Gibson ou multicouche), puisque il peut tenir compte de l'aspect tridimensionnel physique du problème.

Le développement théorique du MTV pour ce problème a été codé dans un programme en Fortran 77. L'étude paramétrique dans ce paragraphe est faite dans le but de voir l'effet de la compressibilité pieu-sol, l'élancement et l'effort axial  $V$  sur le comportement latéral du pieu en analysant la réponse d'un pieu isolé soumis à une charge horizontale.

##### 3.2. Description du maillage en éléments finis du modèle :

La figure 3.1 ci-après montre une coupe verticale dans le maillage par éléments finis du pieu-sol, où le pieu est sous un chargement horizontal  $H$ . Ce maillage doit être raffiné pour minimiser le risque d'erreur. Puisque la fondation et le chargement sont symétriques donc

seulement la moitié du modèle géométrique est analysé. Le pieu et le sol sont subdivisés en tranches verticales de différentes épaisseurs, sachant que l'épaisseur de la première tranche égale au rayon du pieu  $r=d/2$ . Dans le modèle des tranches verticales, l'auteur a modélisé le pieu par une section rectangulaire, mais généralement dans la réalité la majorité des pieux ont une section circulaire, dans ce cas le module d'Young équivalent aux éléments finis modélisant le pieu est déterminé à partir de la rigidité flexionnelle réelle du pieu circulaire. L'expression de ce module d'Young équivalent est la suivante :

$$E_{P_{\text{equivalent}}} = \frac{12(E_p I_p)_{\text{Pieu circulaire}}}{d^4} \quad (3.1)$$

Où

$d$  : est le diamètre du pieu,

$(E_p I_p)_{\text{circulaire}}$  : est la rigidité flexionnelle réelle du pieu circulaire.

L'expression (3.1) signifie que le pieu dans le MTV a une section carrée de côté  $d$ .

Les facteurs principaux influençant sur le comportement latéral du pieu comme déjà mentionnés auparavant sont :

- La compressibilité relative pieu/sol, c'est le rapport du module de déformation du pieu  $E_p$  sur le module de déformation du sol  $E_s$ , égal à  $E_p/E_s$  pour le sol homogène. Cette dernière est une grandeur adimensionnelle.
- L'élancement est le rapport de la longueur du pieu sur son diamètre, égal à une grandeur adimensionnelle  $\frac{D}{d}$  ( $D$  : c'est la fiche du pieu, dans notre cas,  $D=L_p$ , l'élancement  $=\frac{L_p}{d}$ ).
- L'effet de l'effort axial  $V$  sur le comportement latéral du pieu est représenté par le rapport adimensionnel  $V/H$ , tel que  $V$  est l'effort axial et  $H$  est l'effort horizontal.

Le déplacement du pieu au niveau de la surface du sol est conventionnellement exprimé en termes d'un facteur d'influence adimensionnel. Pour les pieux libres en tête et soumis à un chargement latéral  $H$  le déplacement horizontal est donné par :

$$u = I_{uH} \frac{H}{E_s L_p} \quad \Rightarrow \quad I_{uH} = \frac{u E_s L_p}{H} \quad (3.2)$$

Où

$u$  : la déflexion latérale en tête du pieu.

$I_{uH}$  : Facteur d'influence adimensionnel sous chargement horizontal.

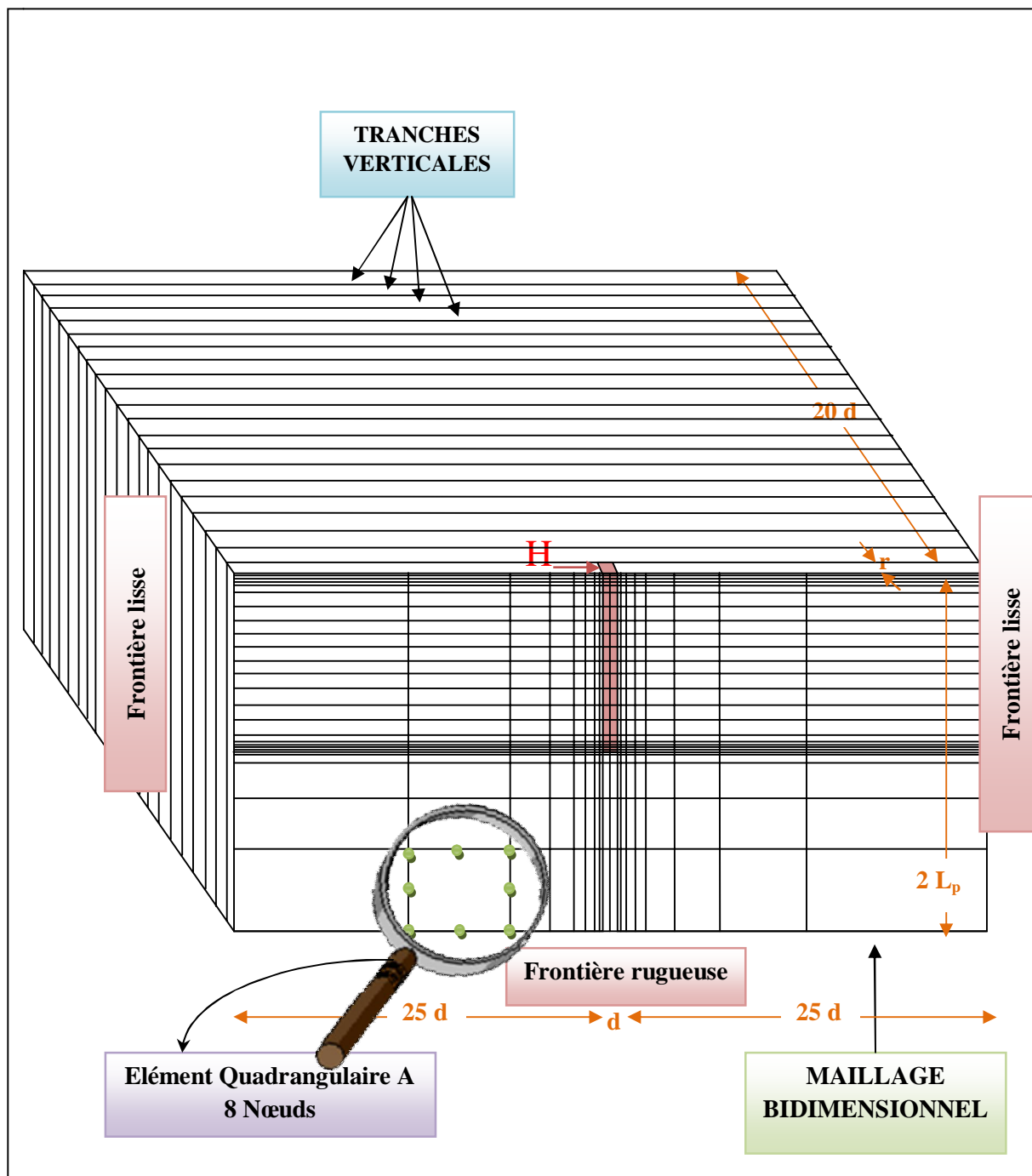


Figure 3.1 : Modélisation du système sol-pieu par éléments finis et tranches verticales

Avant d'effectuer l'étude paramétrique, il faut d'abord déterminer le nombre d'éléments finis nécessaire pour la modélisation sachant qu'au-delà d'un certain nombre de ces éléments finis, il n'y a pas d'influence sur les déplacements latéraux du pieu.

La figure 3.2 montre la variation des déplacements latéraux en fonction de la profondeur  $z$  d'un pieu ayant un élancement égal à 5 pour différents nombres d'éléments finis. Il est clair à partir de cette figure que la stabilité du déplacement est pratiquement atteinte lorsque le maillage dépasse 50 éléments et puisque un maillage raffiné conduit à des résultats plus précis, donc on a choisi pour toutes les études numériques effectuées dans ce chapitre un maillage très raffiné de 450 éléments pour minimiser le risque d'erreur.

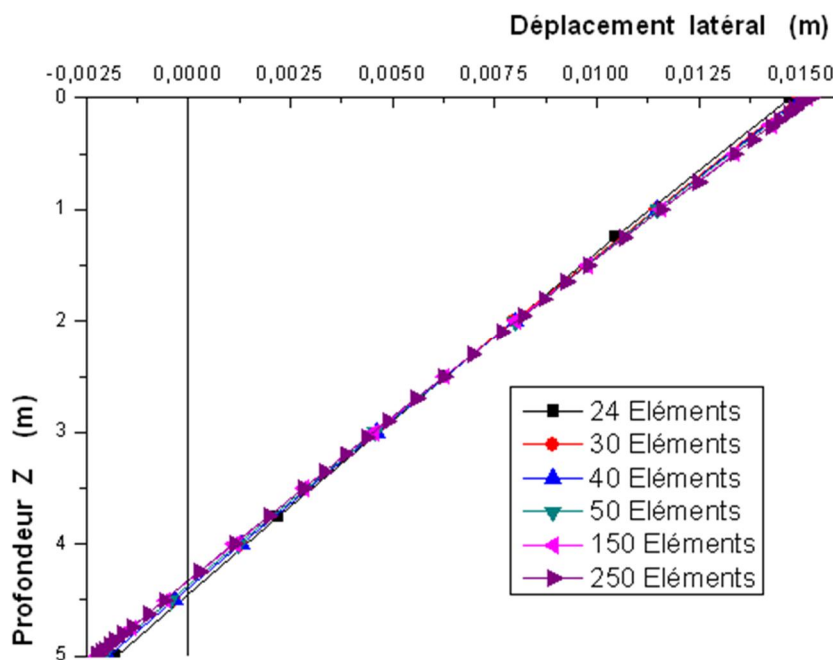


Figure 3.2 : Effet du nombre d'éléments finis sur les déplacements d'un pieu

En ce qui concerne le maillage bidimensionnel, il contient 450 éléments quadrangulaires à huit nœuds : 410 éléments quadrangulaires à huit nœuds modélisant le sol et 40 éléments quadrangulaires à huit nœuds modélisant le pieu. Le maillage s'étend latéralement dans le plan vertical à  $25d$  (où  $d$  est le diamètre du pieu) dans les deux côtés du pieu. L'étendue verticale est de  $L_p$  au-dessous du pieu, où il se trouve la frontière rugueuse. Le nombre des tranches verticales est pris égal à 21 tranches d'après l'étude paramétrique effectuée dans le travail de Mir [19] sachant que ces tranches ont une épaisseur égale à  $d$  sauf l'épaisseur de la première tranche qui égale à  $r=d/2$ .

Le problème dans ce chapitre consiste à analyser sous un chargement latéral statique, en utilisant le modèle MTV, un pieux isolé libre en tête, de section circulaire pleine et de diamètre

$d=1\text{m}$ , avec un module d'élasticité  $E_p=2\times 10^7 \text{ kN/m}^2$  et un coefficient de poisson  $\nu_p=0,25$  fiché dans un massif de sol (homogène, de Gibson ou multicouches). Le sol est considéré comme étant un milieu isotrope, élastique et linéaire et le matériau constituant le pieu est également élastique linéaire.

Un contact parfait est supposé entre les deux matériaux du système sol-pieu (compatibilité parfaite des déplacements à l'interface), cela veut dire qu'aucun décollement ne puisse apparaître entre le sol et le pieu.

Signalons-nous que l'étude sera faite pour étudier l'effet de l'interaction sol-pieu sur seulement le paramètre caractérisant le comportement linéaire du pieu, donc sur la réponse du pieu, soumis à un chargement latéral, en termes de déplacement latéral.

Toutes les études numériques effectuées dans ce paragraphe se basent sur le maillage de la figure 3.1.

### 3.3. Etude paramétrique :

Afin d'avoir une vue globale sur les paramètres qui contrôlent le comportement globale du système de sol-pieu, à savoir les déplacements du pieu, le moment fléchissant et l'effort tranchant, ces paramètres sont exprimés sous forme adimensionnelle et leur variations sont exprimés en fonction de la profondeur relative  $z/L_p$ .

#### 3.3.1. Effet de la compressibilité relative pieu/sol et de l'élanement :

##### 3.3.1.1. Sol homogène :

La figure 3.3 illustre un pieu flottant de longueur  $L_p$  et de diamètre  $d$ , soumis à un chargement horizontal  $H$ . Le sol est considéré élastique avec un module de Young  $E_s$  constant et un coefficient de poisson  $\nu_s$  égal à 0.33.

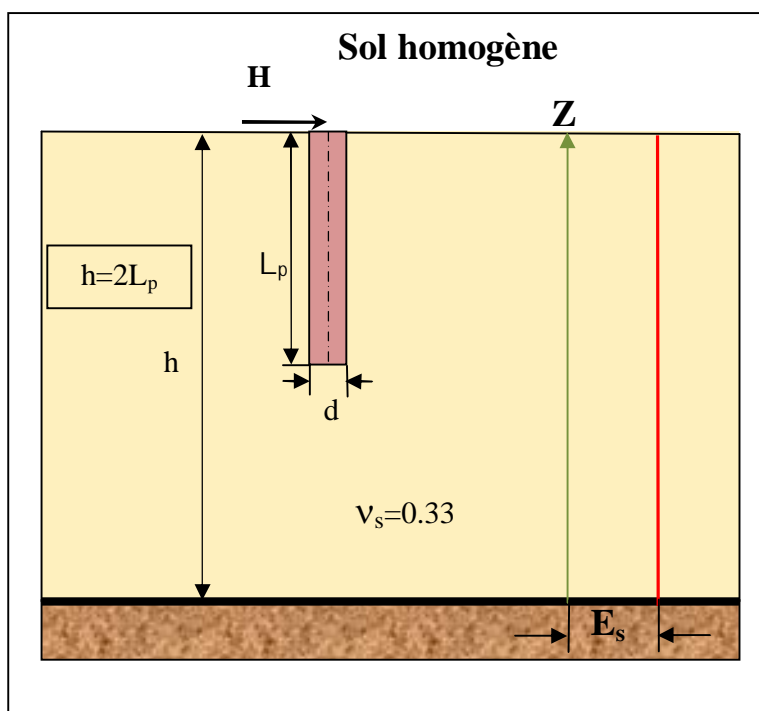


Figure 3.3 : Pieu chargé horizontalement dans un sol homogène

Trois valeurs de compressibilité relative pieu/sol  $E_p/E_s=100, 1000, 10000$  sont adoptées pour quatre élancements  $\frac{L_p}{d}=5, 10, 25$  et  $50$  et une force horizontale  $H=100$  kN. Le tableau 3.1 récapitule les différentes propriétés sol-pieu dans le cas d'un sol homogène.

Tableau 3.1: Les propriétés Sol-Pieu (sol homogène)

Pieu	$E_p=20 \cdot 10^6$ kN/m <sup>2</sup> $v_p=0.25$ $d=1$ m Élancement= $\frac{L_p}{d}=5, 10, 25, 50$
Sol	Compressibilité relative pieu/sol: $\frac{E_p}{E_s}=100, 1000, 10000$ $v_s=0.33$

Les valeurs adimensionnelles utilisées sont :

$uE_sL_p/H$  : Pour les déplacements.

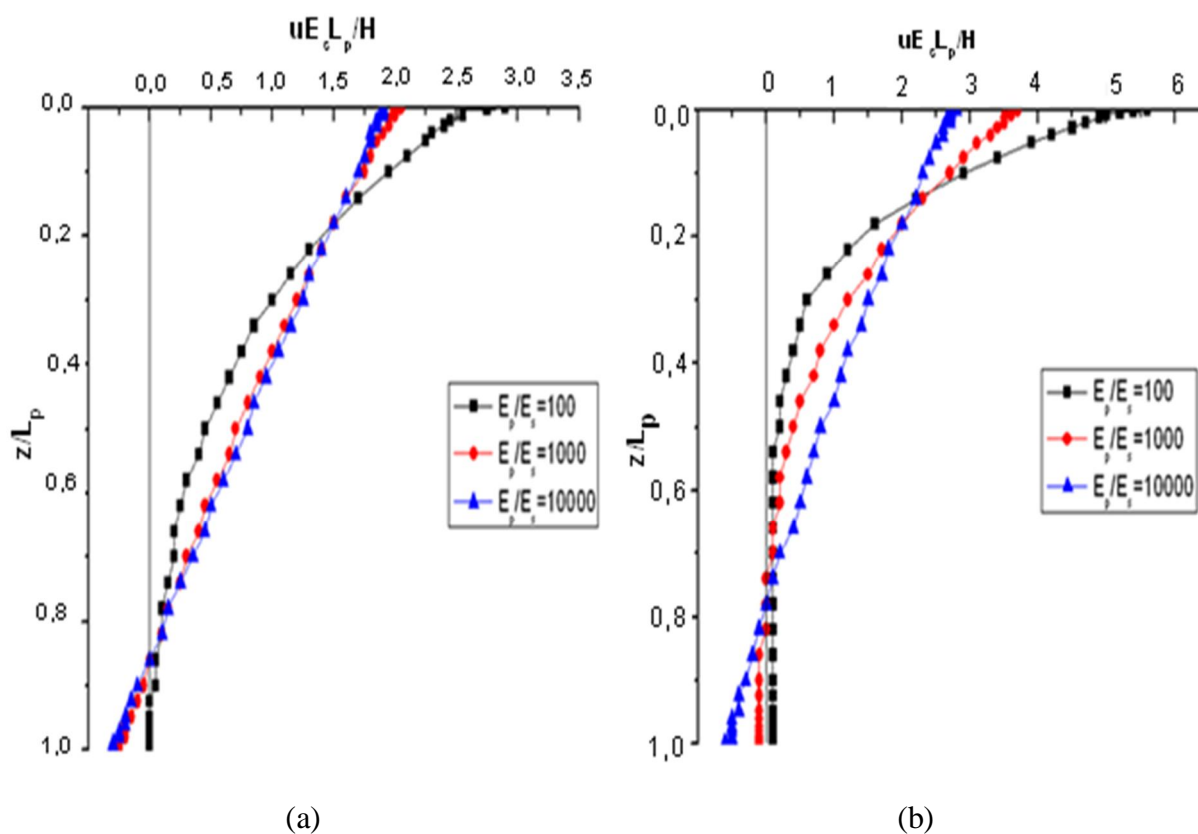
$M/HL_p$  : Pour les moments.

$T/H$  : Pour les efforts.

$z/L_p$  : Pour les profondeurs.

$\frac{E_p}{E_s}$  : Facteur de la compressibilité relative pieu/sol pour le sol homogène.

Les résultats de ces analyses sont illustrés par les figures : 3.4 - 3.6. Ces figures montrent les profils de déplacements, des moments fléchissant et des efforts tranchants en fonction de la profondeur relative  $z/L_p$  pour différents élancements du pieu. L'origine de l'ordonnée  $z$  est prise au point 0 (tête du pieu).





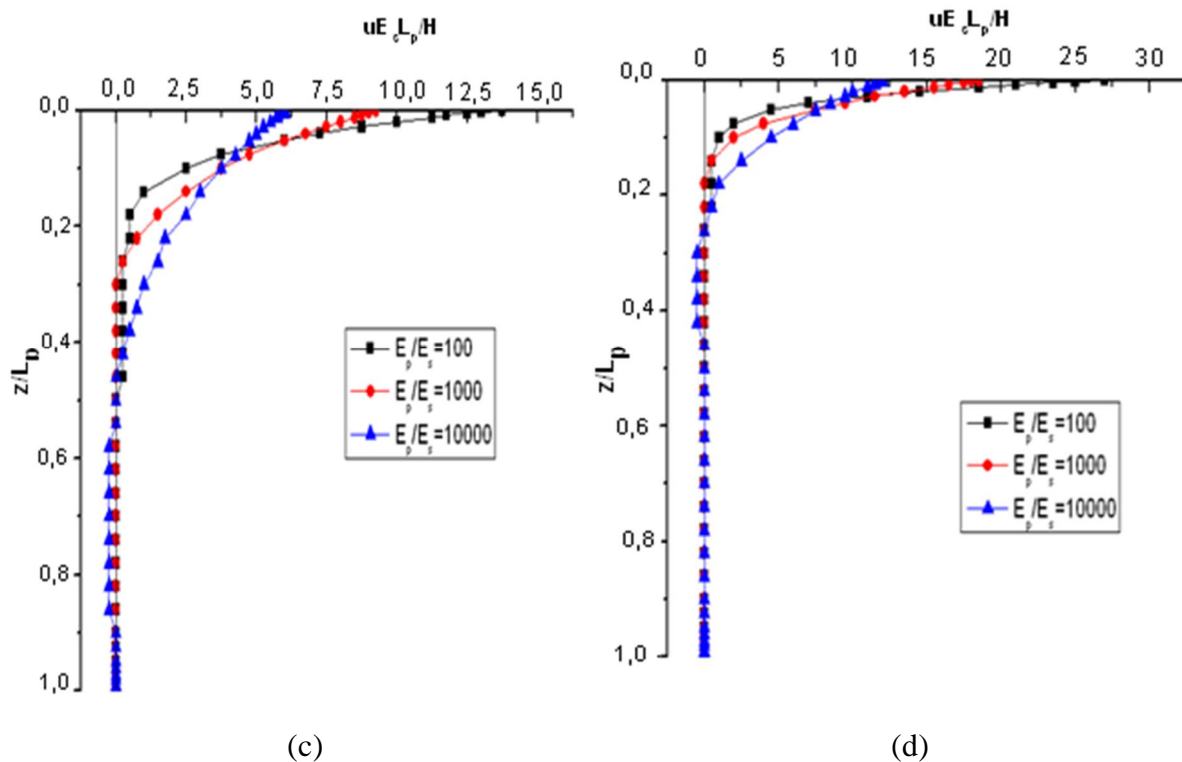


Figure 3.4: Effet de la compressibilité relative pieu/sol sur le déplacement latéral du pieu fiché dans un sol homogène pour quatre élancements:

(a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$

Le déplacement normalisé  $uE_s L_p / H$  est tracé en fonction de la profondeur relative  $z/L_p$  comme le montre la figure 3.4 ((a)-(b)-(c)-(d)) pour quatre élancements ( $L_p/d=5, 10, 25, 50$ ) du pieu fiché dans un sol homogène. On constate que les plus grandes déformées du pieu se produisent en surface quel que soit la compressibilité relative pieu/sol ou l'élancement du pieu. Comme le montre la figure 3.4 ((a)-(b)-(c)-(d)), on voit clairement l'influence du rapport de la compressibilité relative pieu/sol  $E_p/E_s$  et de l'élancement du pieu  $L_p/d$  sur la réponse du pieu.

La figure 3.4 (a) montre que le passage de  $E_p/E_s$  de 1000 à 10000 n'a pratiquement aucune influence sur le déplacement adimensionnel du pieu qui a un élancement  $L_p/d=5$ . Le comportement du pieu correspondant à  $E_p/E_s=10000$  est complètement différent de celui des pieux correspondant aux autres valeurs de compressibilité relative pieu/sol  $E_p/E_s$  pour un élancement  $L_p/d=10$ . Ce dernier montre une réponse rigide et tourne autour d'un point de rotation situé approximativement à deux tiers de la longueur du pieu et proche de la pointe. Ce point de rotation représente la limite entre deux zones : la partie supérieure représente la zone de poussée et la partie inférieure représente la butée. Par ailleurs, la figure 3.4 ((c)-(d)), pour les

élancements  $L_p/d=25$ ,  $L_p/d=50$  respectivement, le pieu qui a une compressibilité relative pieu/sol  $E_p/E_s=10000$ , se comporte comme un pieu flexible d'après son allure. La courbe du déplacement contient un point d'équilibre situé dans le pieu, à partir duquel les déplacements commencent à se stabiliser. Ce point d'équilibre situé approximativement à une profondeur,  $z = \frac{1}{2} L_p$  pour  $L_p/d=25$  et  $z = \frac{1}{4} L_p$  et proche à la surface pour  $L_p/d=50$ .

Les principales constatations qui seront généralisées plus tard pour toutes les grandeurs étudiées, sont :

- L'influence de l'élancement  $L_p/d$  du pieu sur le comportement de ce dernier, pour la même compressibilité relative pieu/sol (par exemple pour  $E_p/E_s=10000$ ) : plus l'élancement est petit (cas d'un pieu court) plus le pieu se comporte comme un pieu rigide d'après son allure, et plus l'élancement est grand (cas d'un pieu élancé) plus le pieu se comporte comme un pieu souple (flexible).
- Le passage de la compressibilité relative pieu/sol de 1000 à 10000 pour un élancement est égal à 5 n'a pratiquement aucun effet sur le comportement du pieu.
- La compressibilité relative pieu/sol montre un effet considérable sur le comportement latéral du pieu où l'élancement  $L_p/d=5, 10$ , plus la compressibilité relative pieu/sol est grande plus le pieu se comporte comme un pieu rigide. Par contre si l'élancement est grand la compressibilité relative pieu/sol a un effet relativement faible sur le comportement du pieu, car ce dernier se comporte comme un pieu souple quel que soit la valeur du  $E_p/E_s$ , sauf que la valeur du déplacement normalisé maximum en tête du pieu diminue en augmentant la compressibilité relative pieu/sol.
- La partie du pieu souple qui subit des déplacements importants se trouve de plus en plus proche à la surface lorsque l'élancement augmente ou la compressibilité relative pieu/sol diminue.

Les déflexions en tête des pieux des élancements  $L_p/d = 25$ ,  $L_p/d = 50$  pour la même compressibilité relative pieu/sol  $E_p/E_s$  sont approximativement identiques. Cela est dû au fait que les pieux choisis dépassent en longueur leur longueur critique qui est définie comme la longueur au-delà de laquelle la déflexion en tête du pieu devient indépendante de la longueur globale du pieu [26].

La variation du moment fléchissant adimensionnel  $M/HL_p$  avec la profondeur relative est montré dans la figure 3.5 pour les quatre élancements (5, 10, 25, 50) respectivement.

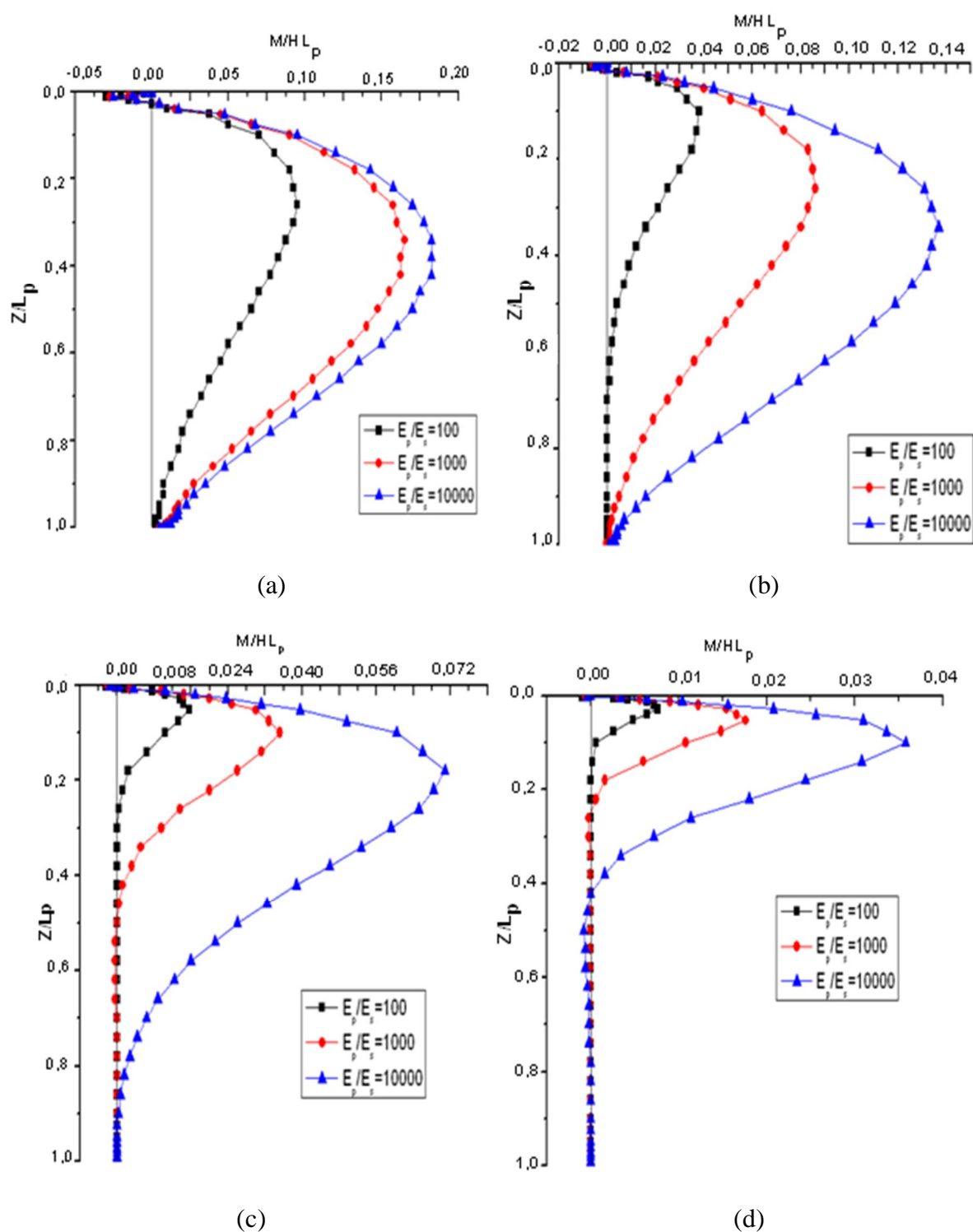


Figure 3.5: Effet de la compressibilité relative pieu/sol sur la distribution des moments du pieu fiché dans un sol homogène pour quatre élancements:  
 (a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$

On remarque d'après la figure précédente que la compressibilité relative pieu/sol  $E_p/E_s$  (qui varie entre 100 à 10000 dans notre analyse) a un effet considérable sur le moment fléchissant du pieu. On constate que le moment de flexion développé en profondeur est positif, il augmente en augmentant la compressibilité relative pieu/sol  $E_p/E_s$ . On voit que pour la même compressibilité relative pieu/sol, la valeur maximum du moment fléchissant augmente avec l'élanement jusqu'à une certaine valeur optimale, au-delà de cette valeur, malgré l'augmentation d'élanement la valeur maximum du moment ne change pas. On constate également que le lieu du moment maximum se déplace vers le bas lorsqu'on augmente le rapport  $E_p/E_s$ . On voit clairement pour une compressibilité relative pieu/sol  $E_p/E_s=10000$ , le moment fléchissant se propage sur toute la longueur du pieu court ( $L_p/d=5$ ), alors que la moitié du pieu élané ( $L_p/d=50$ ) subit des moments de flexion. Pour une compressibilité relative pieu/sol  $E_p/E_s=100$ , le moment fléchissant se propage sur toute la longueur du pieu court ( $L_p/d=5$ ), alors que la moitié du pieu qui a un élanement ( $L_p/d=10$ ) subit des moments de flexion et le moment fléchissant se propage de plus en plus proche à la surface pour les deux derniers élanements ( $L_p/d=25, 50$ ). En générale, on peut constater que lorsque la compressibilité relative pieu/sol diminue et lorsque l'élanement du pieu augmente, la propagation du moment fléchissant se trouve de plus en plus proche à la surface.

Les moments fléchissants maximums des pieux d'élanements  $L_p/d = 25, L_p/d=50$  sont approximativement identiques, ( $L_{\text{pieu}} > L_{\text{critique}}$ ). Cela est dû au fait que les pieux choisis dépassent en longueur leur longueur critique [26].

On remarque aussi qu'il y a des valeurs de moments négatives au voisinage de la pointe et tête du pieu, à cause de l'effet de proximité aux limites du maillage d'élément finis (l'effet de pointe), cet effet se voit beaucoup plus dans le cas où le pieu est court.

Les profils des efforts tranchants adimensionnels  $T/H$  en fonctions de la profondeur relative  $z/L_p$  pour quatre élanements considérés (5, 10, 25, 50) dans le sol homogène sont montrés par la figure 3.5 ((a)-(b)-(c)-(d)) respectivement.

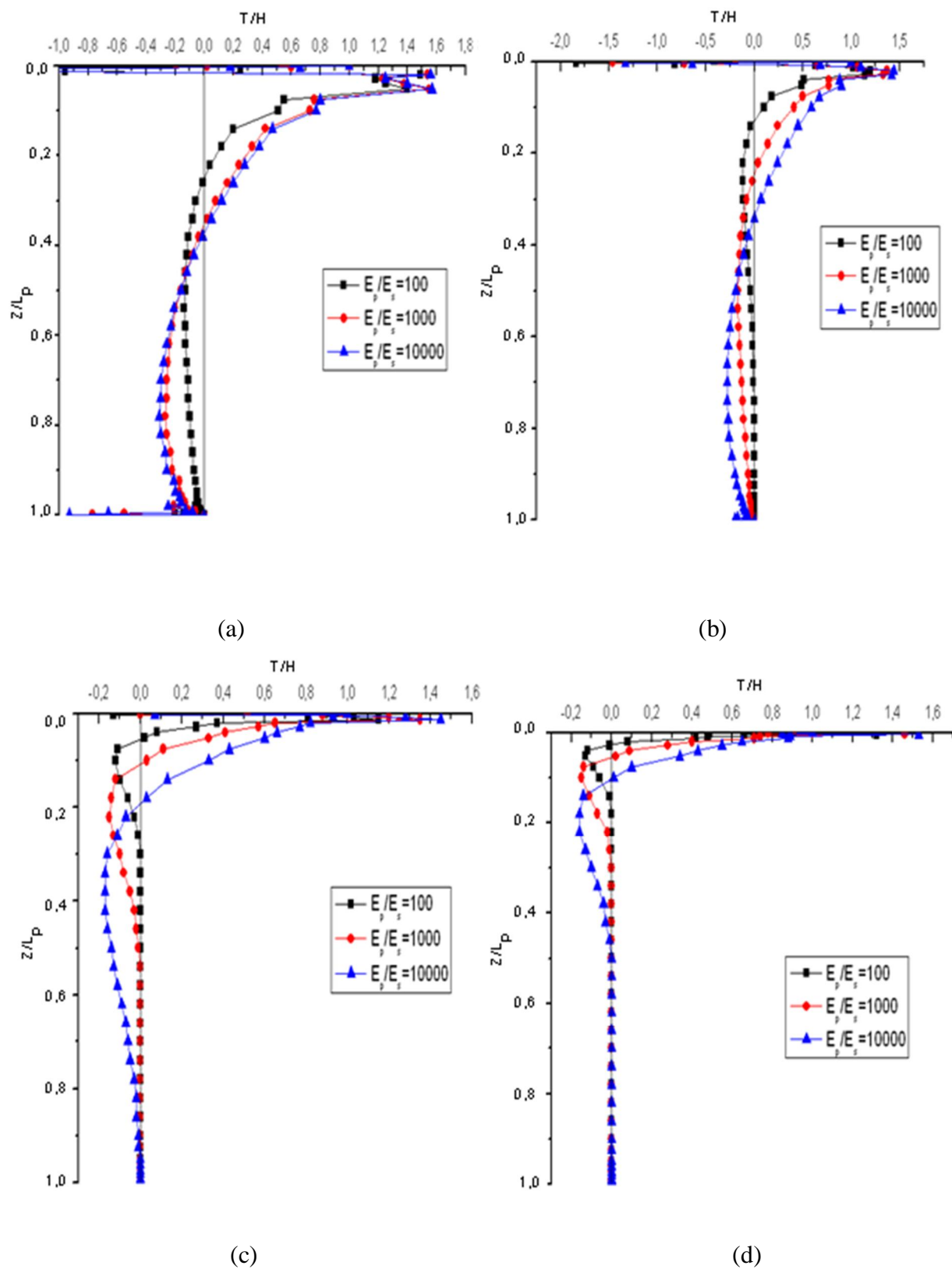


Figure 3.6: Effet de la compressibilité relative pieu/sol sur la distribution des efforts tranchants du pieu fiché dans un sol homogène pour quatre élancements:

(a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$

On constate d'abord, que l'effort tranchant se propage sur toute la longueur du pieu court, alors que seulement la partie supérieure du pieu élançé subit des efforts tranchants. Cela veut dire que lorsque l'élançement est petit, la propagation des efforts tranchant est répartie sur tout le fût du pieu, par contre si l'élançement augmente, cette propagation se déplace vers le haut. On constate aussi que le passage de  $E_p/E_s=1000$  à  $10000$  n'a pratiquement aucun effet sur l'effort tranchant pour un élançement de 5.

Comme il peut être également constaté, les profils sont légèrement différents, en variant la compressibilité relative pieu/sol. Ceci signifie que la compressibilité relative pieu/sol  $E_p/E_s$  n'a pas un effet significatif sur l'effort de cisaillement développé sur le fût, particulièrement dans la partie supérieure du pieu où l'effort est positif. L'effort est beaucoup plus remarquable dans la partie inférieure, où le lieu des valeurs négatives maximales de l'effort tranchant se déplace vers le bas avec l'augmentation de  $E_p/E_s$ .

Au voisinage des extrémités, on remarque qu'il y a le problème de proximité aux limites du maillage.

### 3.3.1.2. Sol de Gibson :

Lorsque le module d'élasticité n'est pas constant en fonction de la profondeur et il varie linéairement avec cette dernière, on dit que c'est un sol non homogène de Gibson.

Gibson [27] a proposé la formule suivante:

$$E(z)=E(0) +\alpha.z \quad (3.3)$$

$E(Z)$  : Module d'Young à la profondeur  $z$ .

$E(0)$  : Module d'Young en surface.

$\alpha$  : Une constante élastique (taux d'accroissement).

Dans notre étude relative au cas de type du sol, le pieu est fiché dans un sol de Gibson, avec un module d'élasticité variant linéairement avec la profondeur avec une valeur nulle en surface comme montre la figure 3.7.

Donc

$$E(z)=E_s=\alpha.z \quad (3.4)$$

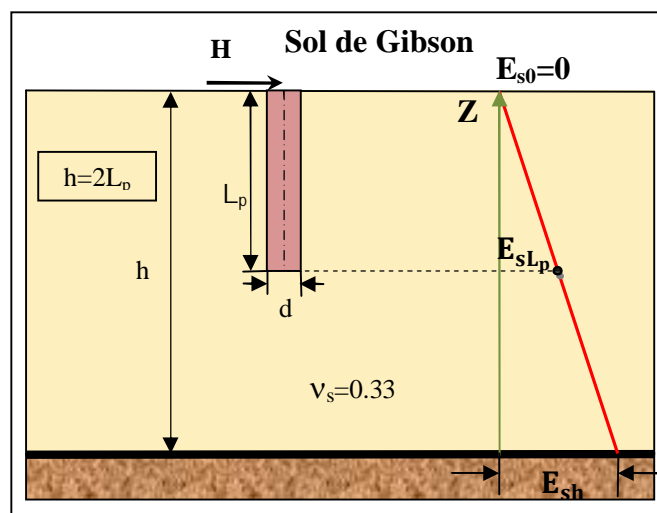


Figure 3.7: Pieu chargé horizontalement dans un sol non homogène (sol de Gibson)

Les valeurs adimensionnelles utilisées sont :

$uL_p^2 \alpha / H$  : Déplacement adimensionnel.

$E_p / \alpha d$  : Le facteur de la compressibilité relative pieu/sol pour le sol de Gibson.

$M / HL_p$  : Pour les moments.

$T / H$  : Pour les efforts.

$z / L_p$  : Pour les profondeurs.

Dans cette étude, quatre valeurs du facteur de compressibilité relative pieu/sol sont adoptées pour quatre élancements. La force horizontale  $H=100$  kN. Le tableau 3.2 résume les différentes données.

Tableau 3.2: Les propriétés Sol-Pieu (sol de Gibson)

Pieu	$E_p = 20 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ $\nu_p = 0.25$ $d = 1 \text{ m}$ Élancement = $\frac{L_p}{d} = 5, 10, 25, 50$
Sol	Compressibilité relative pieu/sol: $\frac{E_p}{E_s} = \frac{E_p}{\alpha d} = 100, 500, 2000, 10000$ $\nu_s = 0.33$

Les résultats de ces analyses sont illustrés par les figures : 3.8 - 3.10.

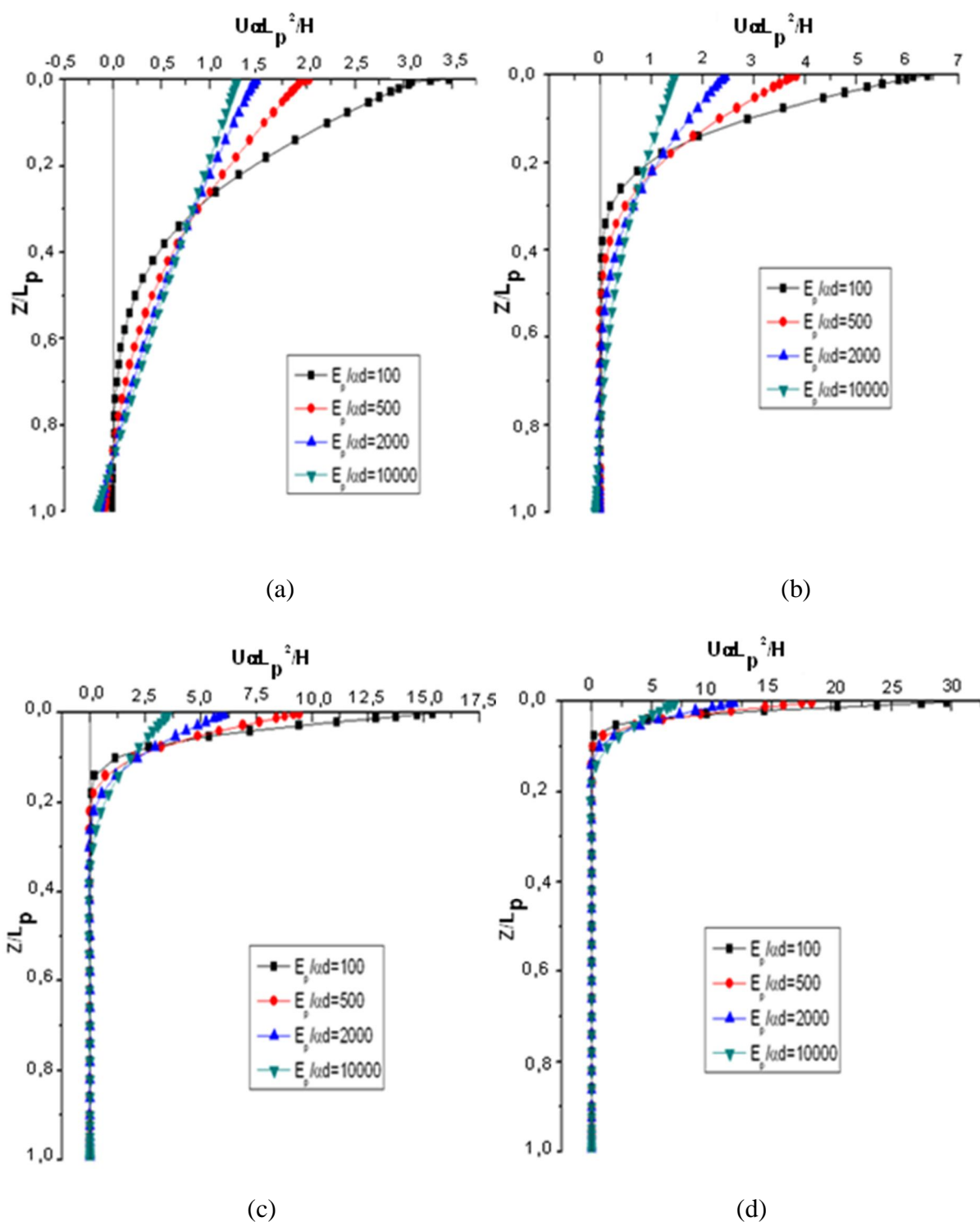


Figure 3.8: Effet de la compressibilité relative pieu/sol sur le déplacement latéral du pieu fiché dans un sol de Gibson pour quatre élancements:

(a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$



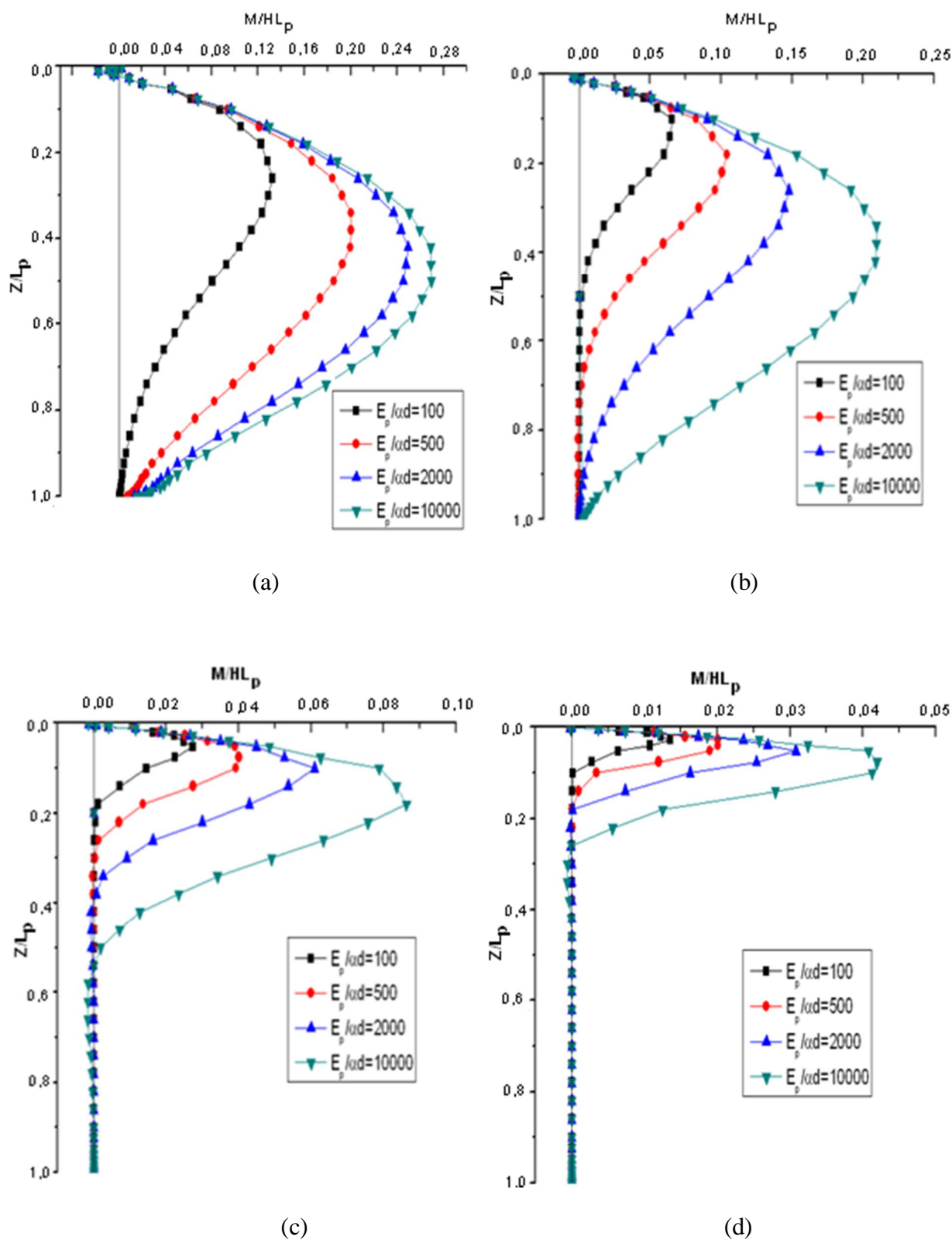


Figure 3.9: Effet de la compressibilité relative pieu/sol sur la distribution des moments du pieu fiché dans un sol de Gibson pour quatre élancements:

(a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$

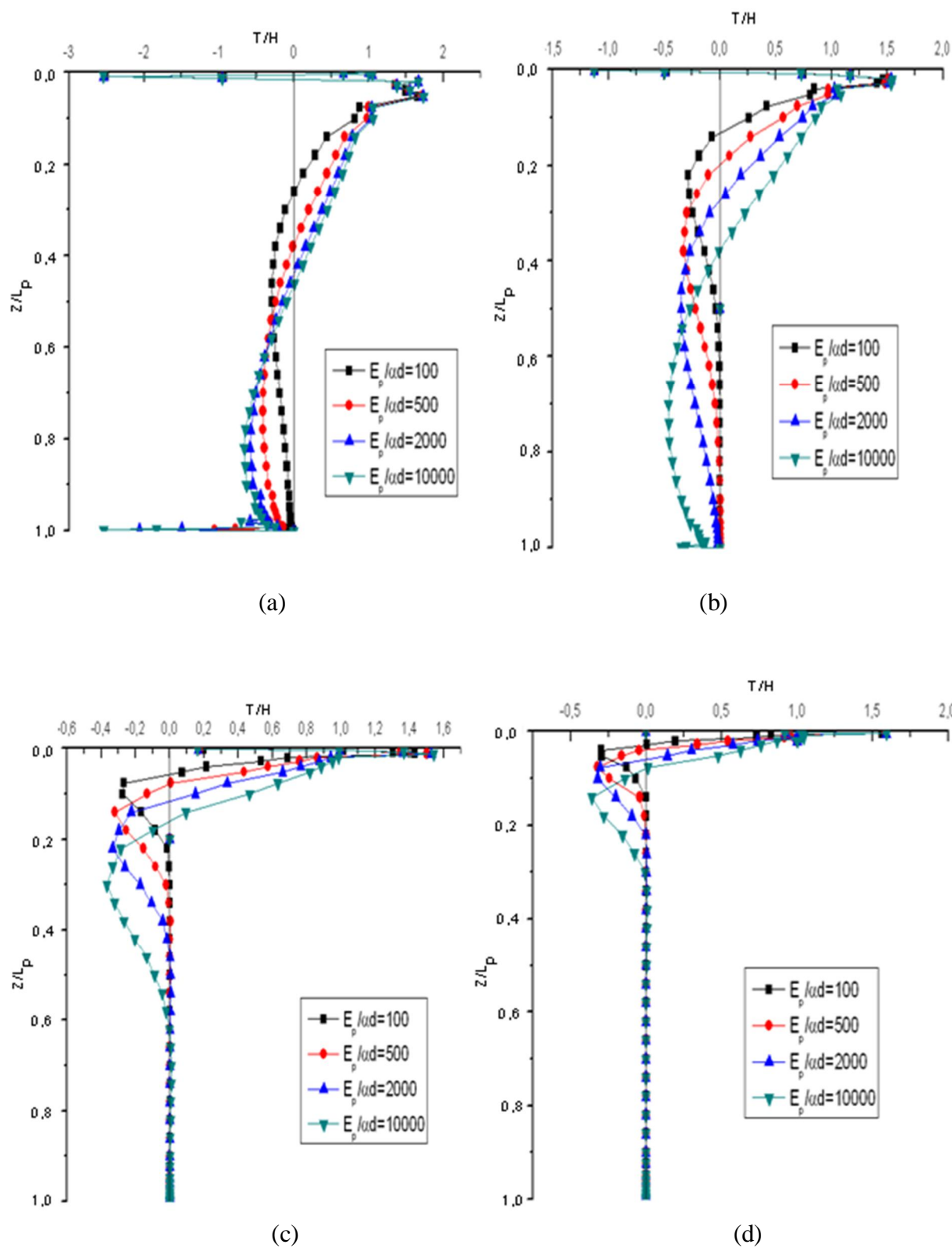


Figure 3.10: Effet de la compressibilité relative pieu/sol sur la distribution des efforts tranchants du pieu fiché dans un sol de Gibson pour quatre élancements:

(a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$

Les résultats d'analyse dans le sol de Gibson sont représentés dans les figures 3.8-3.10. Ces figures montrent respectivement les profils de déplacements normalisés  $u\alpha L_p^2/H$ , moments fléchissants  $M/HL_p$  et les efforts tranchants  $T/H$  en fonction de la profondeur relative  $z/L_p$ , en variant la compressibilité relative pieu/sol  $E_p/\alpha d$ , l'élancement  $L_p/d$ . Les remarques ou les constatations faites sur les figures 3.4 - 3.6 pour le sol homogène peuvent être émises ici, c'est à dire les mêmes constatations faites concernant les déplacements, pour le sol homogène peuvent être appliquées pour l'analyse des déplacements pour le sol de Gibson, et ainsi de suite pour les moments fléchissants et les efforts tranchants.

### 3.3.1.3. Sol multicouche :

Dans le cas d'un pieu fiché dans un sol multicouche (3couche), le facteur d'influence  $I_{uh}$  est exprimé en fonction du module d'Young de référence  $E_s$ , son expression est donnée par l'équation (3.2). La figure 3.11 montre un pieu fiché dans un sol multicouche en considérant 4 cas.

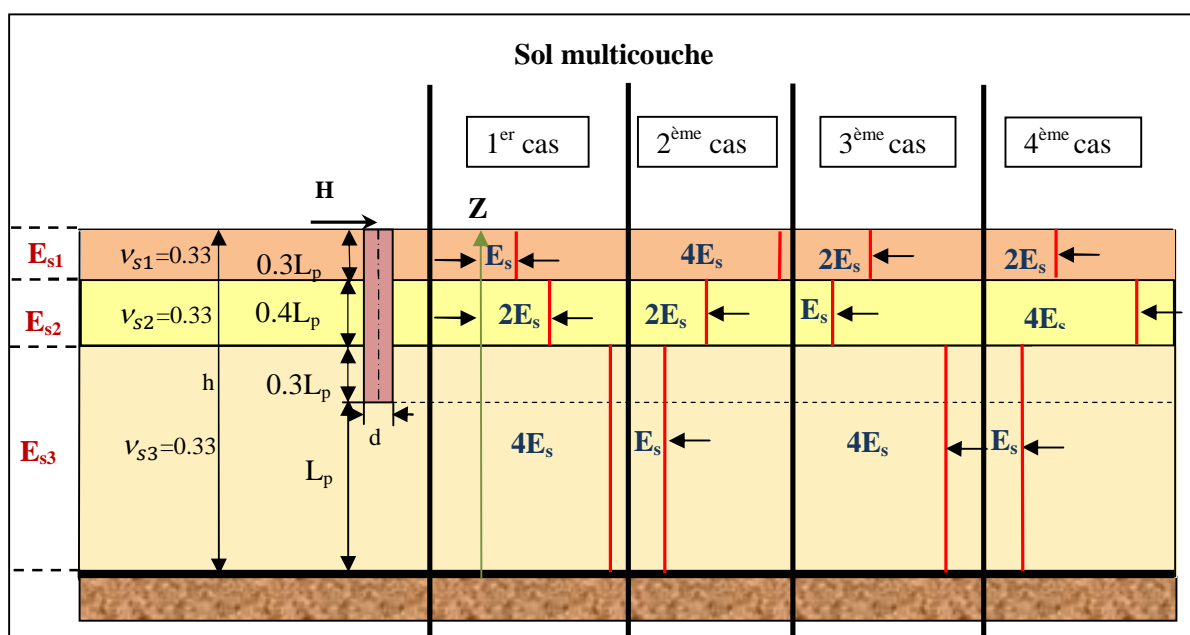


Figure 3.11 : Pieu fiché dans un sol multicouche

$E_{s1}$  : module d'Young de la première couche.

$E_{s2}$  : module d'Young de la deuxième couche.

$E_{s3}$ : module d'Young de la troisième couche.

$E_s$  : module d'Young de référence.

Dans cette analyse, on considère quatre cas d'études (la variation des couches du sol pour les trois premiers cas d'étude est prise identique que ceux de Amar Bouzid [23] dans son analyse des pieux isolés chargés axialement fichés dans un sol multicouche). La valeur de la compressibilité relative pieu/sol  $\frac{E_p}{E_s} = 1000$  et les différents élancements adoptés pour cette étude sont  $\frac{L_p}{d} = 5, 10, 25$  et 50. La force horizontale  $H$  est égale à 100 KN. Les différentes propriétés Sol-Pieu sont récapitulées sur le tableau 3.3.

Tableau 3.3: Les propriétés Sol-Pieu (sol multicouche)

<b>Pieu</b>	$E_p = 20 \cdot 10^6 \text{ KN/m}^2$ $\nu_p = 0.25$ $d = 1 \text{ m}$ Élancement = $\frac{L_p}{d} = 5, 10, 25, 50$		
<b>Sol</b>	$\nu_s = 0.33$ $E_p / E_s = 1000$		
1 <sup>er</sup> cas	$E_{s1}$	$E_{s2}$	$E_{s3}$
	$E_s$	$2E_s$	$4E_s$
L'épaisseur de la couche	$0.3 L_p$	$0.4 L_p$	$0.3 L_p$
2 <sup>ème</sup> cas	$E_{s1}$	$E_{s2}$	$E_{s3}$
	$4E_s$	$2E_s$	$E_s$
L'épaisseur de la couche	$0.3 L_p$	$0.4 L_p$	$0.3 L_p$
3 <sup>ème</sup> cas	$E_{s1}$	$E_{s2}$	$E_{s3}$
	$2E_s$	$E_s$	$4E_s$
L'épaisseur de la couche	$0.3 L_p$	$0.4 L_p$	$0.3 L_p$
4 <sup>ème</sup> cas	$E_{s1}$	$E_{s2}$	$E_{s3}$
	$2E_s$	$4E_s$	$E_s$
L'épaisseur de la couche	$0.3 L_p$	$0.4 L_p$	$0.3 L_p$

Les valeurs adimensionnelles utilisées sont :

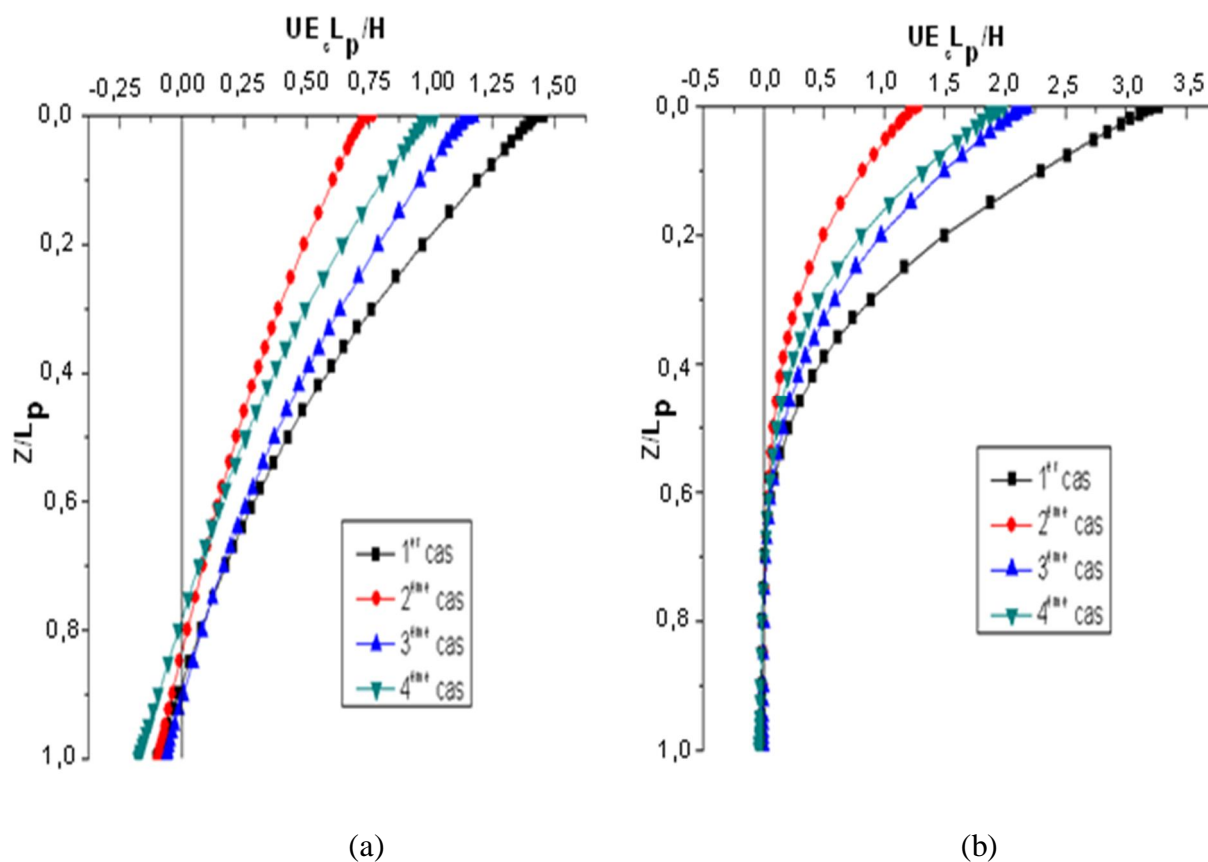
$uE_s L_p / H$  : Pour les déplacements.

$M / HL_p$  : Pour les moments.

$T / H$  : Pour les efforts.

$z / L_p$  : Pour les profondeurs.

Les profils de déplacements normalisés  $uE_s L_p / H$ , moments fléchissants normalisés  $M / HL_p$  et efforts tranchants normalisés  $T / H$  sont tracés en fonction de la profondeur relative  $z / L_p$  pour quatre élancements, ces résultats d'analyse pour le sol multicouche sont représentés dans les figures 3.12-3.14 respectivement. Sachant que l'évolution du module d'Young du sol pour le premier cas est d'une manière croissante en escalier, pour le deuxième cas est d'une manière décroissante en escalier. Concernant le 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> cas, elle est alternative à gauche et alternative à droite respectivement. Ce choix (c'est à dire pour le 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> cas) est pris dans le but de voir l'effet des couches inférieures du sol sur la réponse du pieu.



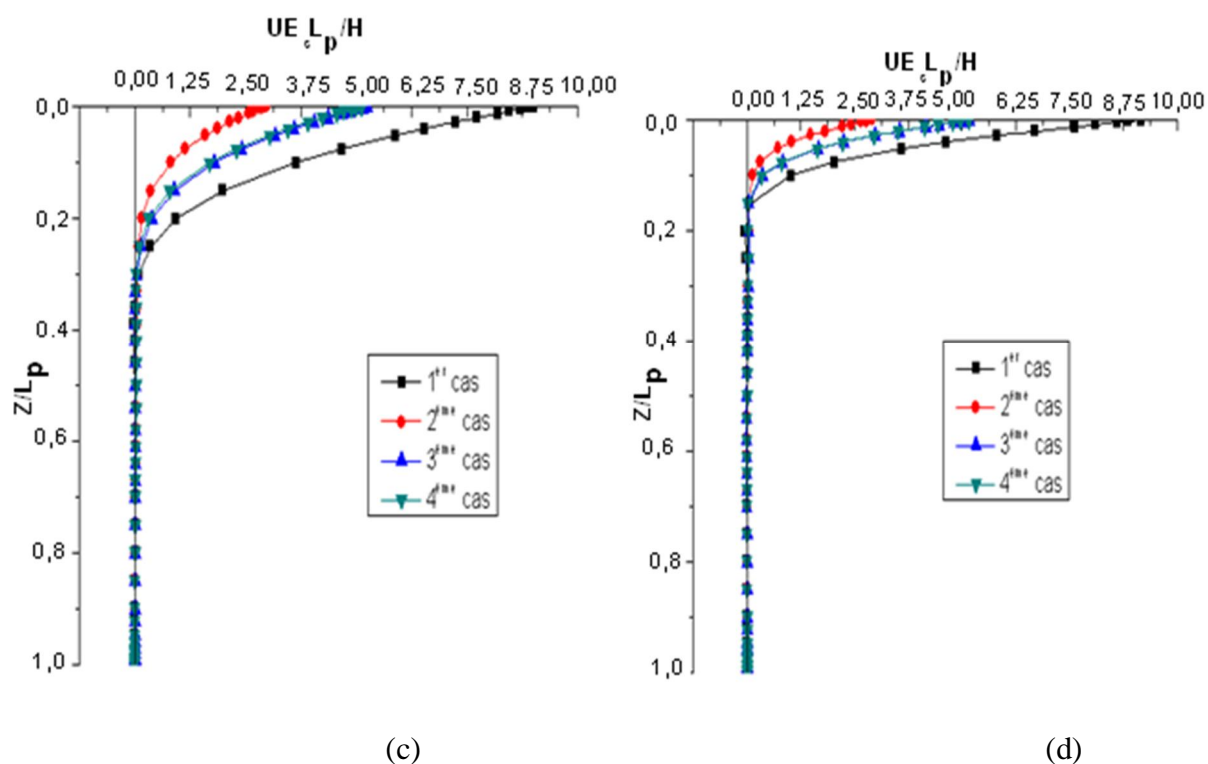


Figure 3.12: Effet de la compressibilité relative pieu/sol sur le déplacement latéral du pieu fiché dans un sol multicouche pour quatre élancements: (a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$

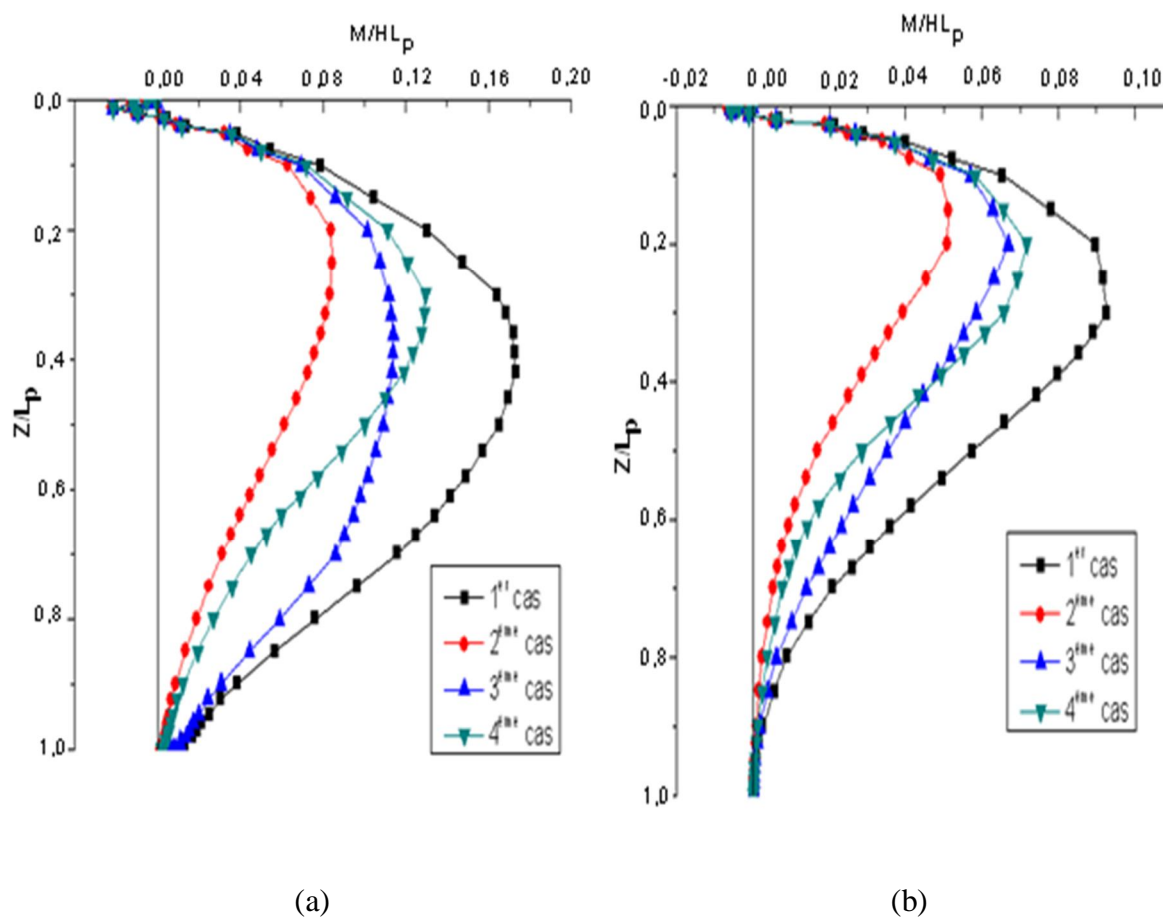
La première constatation vue sur la figure 3.12 concernant le déplacement normalisé est l'influence de l'élancement, un pieu court comporte comme pieu rigide et un pieu long comporte comme un pieu flexible.

On constate que le déplacement normalisé diminue lorsque le module d'Young de la première couche est grand quel que soit l'élancement. En comparant le 3<sup>ème</sup> et le 4<sup>ème</sup> cas, pour un élancement égal à 5 ou 10 et pour la même rigidité de la première couche,  $E_1=2E_s$ , on constate également que le déplacement est plus petit lorsque le module d'Young des couches inférieure décroît en escalier (4<sup>ème</sup> cas) et ce déplacement augmente lorsque cette rigidité croît en escalier (le 3<sup>ème</sup> cas). Cela montre clairement l'effet des couches inférieures sur la réponse du pieu pour 5 et 10, cet effet n'a plus d'importance pour l'élancement 25 et 50.

On remarque aussi pour le 1<sup>er</sup> cas, la valeur maximum du déplacement normalisé en tête du pieu continue à augmenter jusqu'à une valeur optimale dans le pieu 25 et qui cesse à

augmenter au-delà de cet élancement. Donc on peut conclure que les pieux 25 et 50 dépassent leur longueur critique [26].

Comme une dernière constatation, tout la partie du pieu 5 (court) subit des déplacements, mais pour les pieux 10, 25 et 50 sauf la partie proche à la surface et inférieure à  $z/d=7$  subit des déplacements.



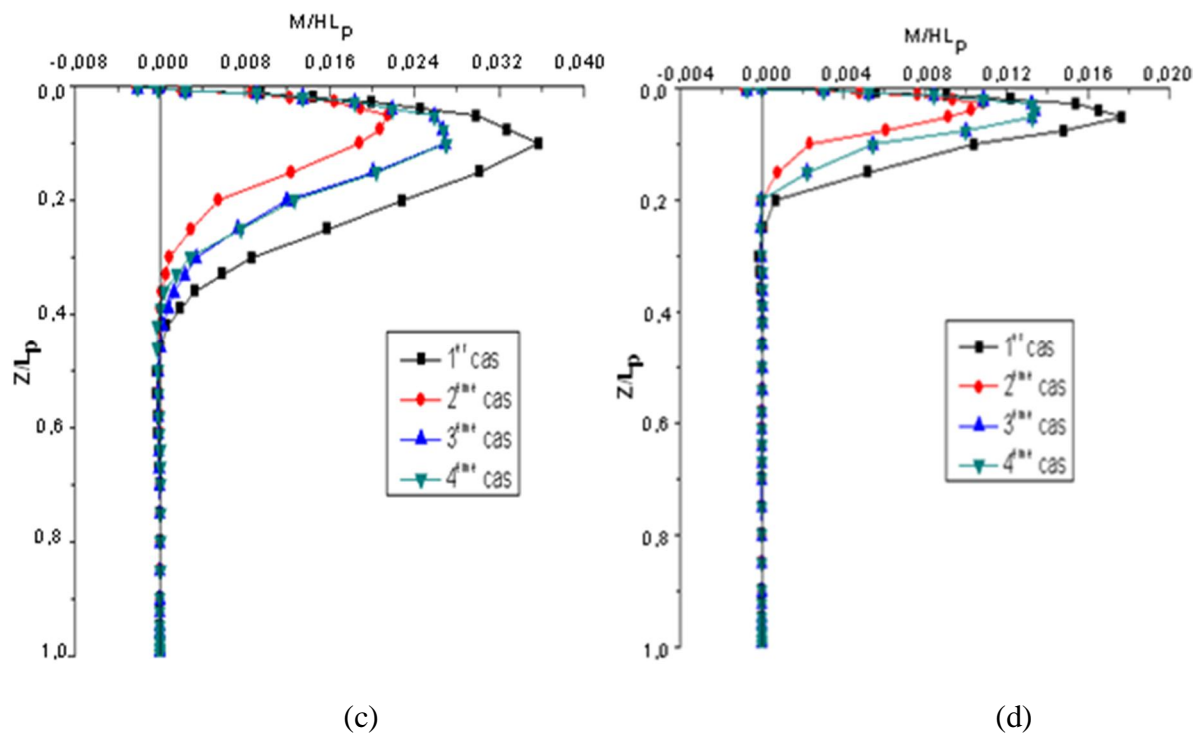


Figure 3.13: Effet de la compressibilité relative pieu/sol sur la distribution des moments du pieu fiché dans un sol multicouche pour quatre élancements:  
 (a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$

L'évolution du moment fléchissant normalisé en fonction de la profondeur relative est présentée par la figure 3.13 pour quatre élancements. On constate que le moment de flexion développé en profondeur est positif et il augmente avec la diminution du module d'Young de la première couche du sol.

Les couches inférieures du sol ont un effet sur le moment de flexion dans le cas où l'élancement = 5 ou 10. Pour les deux autres (25, 50), le moment n'est pas affecté. On constate également que le lieu du moment maximum se déplace vers le bas avec la diminution du module d'Young de la première couche du sol. La propagation du moment se trouve plus en plus proche à la surface pour les pieux longs 25 et 50 (cette partie est limitée de  $z/d=0$  à  $z/d=10$ ), et sur toute la longueur des pieux 5 et 10.

La figure 3.13 montre la variation de l'effort tranchant normalisé  $T/H$  par la profondeur relative  $z/L_p$  pour un sol multicouche.



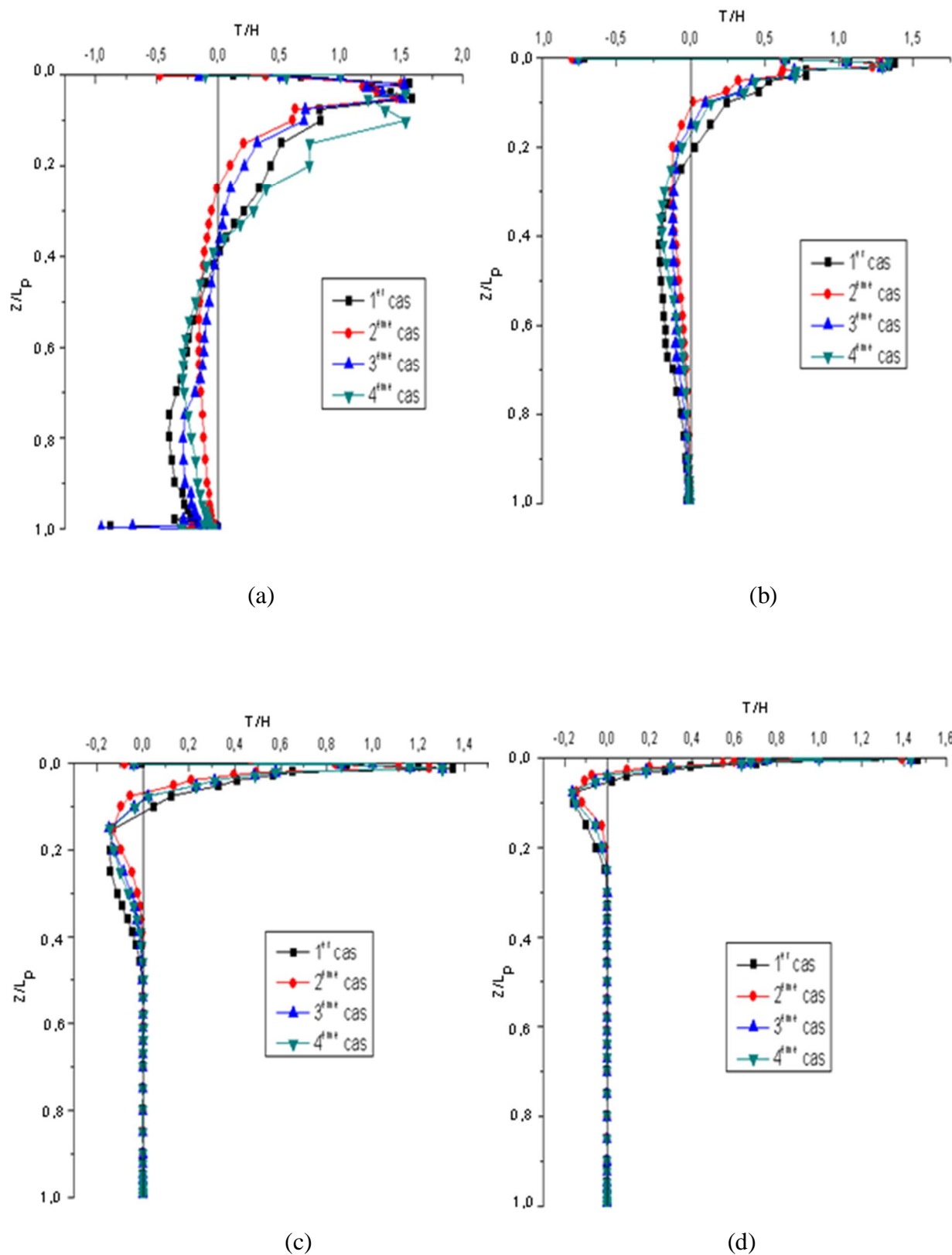


Figure 3.14: Effet de la compressibilité relative pieu/sol sur la distribution des efforts tranchants du pieu fiché dans un sol multicouche pour quatre élancements:

(a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$

La première remarque à faire à partir de la figure 3.14 c'est que la propagation de l'effort est sur tout le fût du pieu 5 et 10, par contre cette propagation est limitée pour une partie de  $z/L_p=0$  à  $z/L_p=10$  pour les pieux 25 et 50.

Concernant le pieu 5, on voit clairement l'influence de la stratification du sol sur les profils des efforts, un point d'inflexion existe au niveau de chaque changement de la couche du sol (situé à  $0.3L_p$  et à  $0.7L_p$ ).

Dans le cas où l'élancement égal à 10, 25 ou 50, la stratification du sol n'a pratiquement aucun effet remarquable sur la partie positive de l'effort tranchant, une légère différence existe dans la partie inférieure où l'effort est négatif. Une relation inversement proportionnelle existe entre le module d'Young de la première couche du sol et l'effort tranchant, le lieu de l'effort tranchant maximum se déplace vers le bas avec la diminution du module d'Young de la première couche du sol.

L'effet de proximité aux limites du maillage est clair pour le pieu cout 5 en ce que concerne le moment de flexion et l'effort tranchant.

### 3.3.2. Effet de l'effort axial sur le comportement latéral des pieux :

#### 3.3.2.1. Sol homogène :

Une combinaison de deux chargements, verticale et horizontal a été prise comme sollicitation pour charger un pieu isolé, dans le but de voir l'influence de la charge verticale sur la déflexion latérale du pieu comme montre la figure 3.15.

Cinq valeurs du rapport  $V/H$  : rapport de la charge verticale  $V$  sur la charge horizontale  $H$ , ( $V/H=0.01, 0.5, 1, 10$  et  $20$ ) sont adoptées pour quatre élancements  $\frac{L_p}{d}=5, 10, 25$  et  $50$ , pour une compressibilité relative pieu/sol égale à  $E_p/E_s=1000$ . (Tableau 3.4)

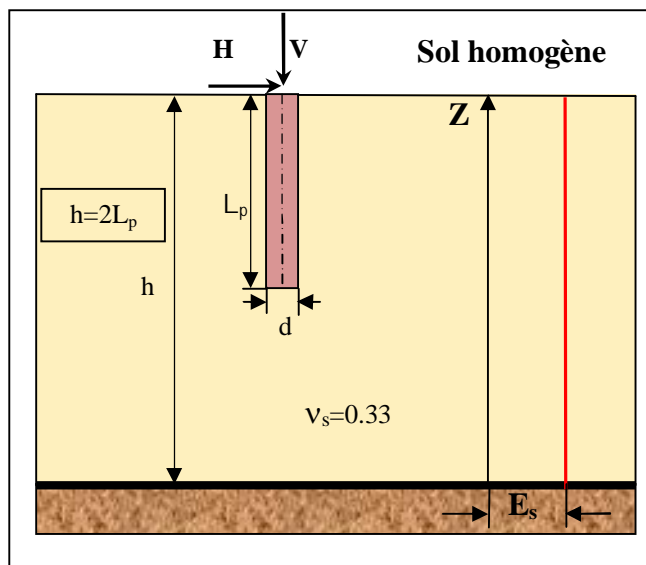


Figure 3.15: Pieu chargé horizontalement et verticalement dans un sol homogène

Tableau 3.4: Les propriétés Sol-Pieu (sol homogène)

<b>Pieu</b>	$E_p = 20 \cdot 10^6 \text{ KN/m}^2$ $\nu_p = 0.25$ $d = 1 \text{ m}$ Élancement = $\frac{L_p}{d} = 5, 10, 25, 50$
<b>Sol</b>	$E_s = 20 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$ $\nu_s = 0.33$

Les valeurs adimensionnelles utilisées sont :

- $uE_sL_p/H$  : Pour les déplacements.
- $M/HL_p$  : Pour les moments.
- $T/H$  : Pour les efforts.
- $z/L_p$  : Pour les profondeurs.

La figure 3.16 : (a), (b), (c) et (d) montre la variation du déplacement normalisé du pieu pour un élancement égal à 5, 10, 25 et 50 respectivement en fonction du rapport de la charge verticale  $V$  sur la charge horizontale  $H$ , pour différentes valeurs de  $V/H = 0.01, 0.5, 1$  et  $10, 20$ .

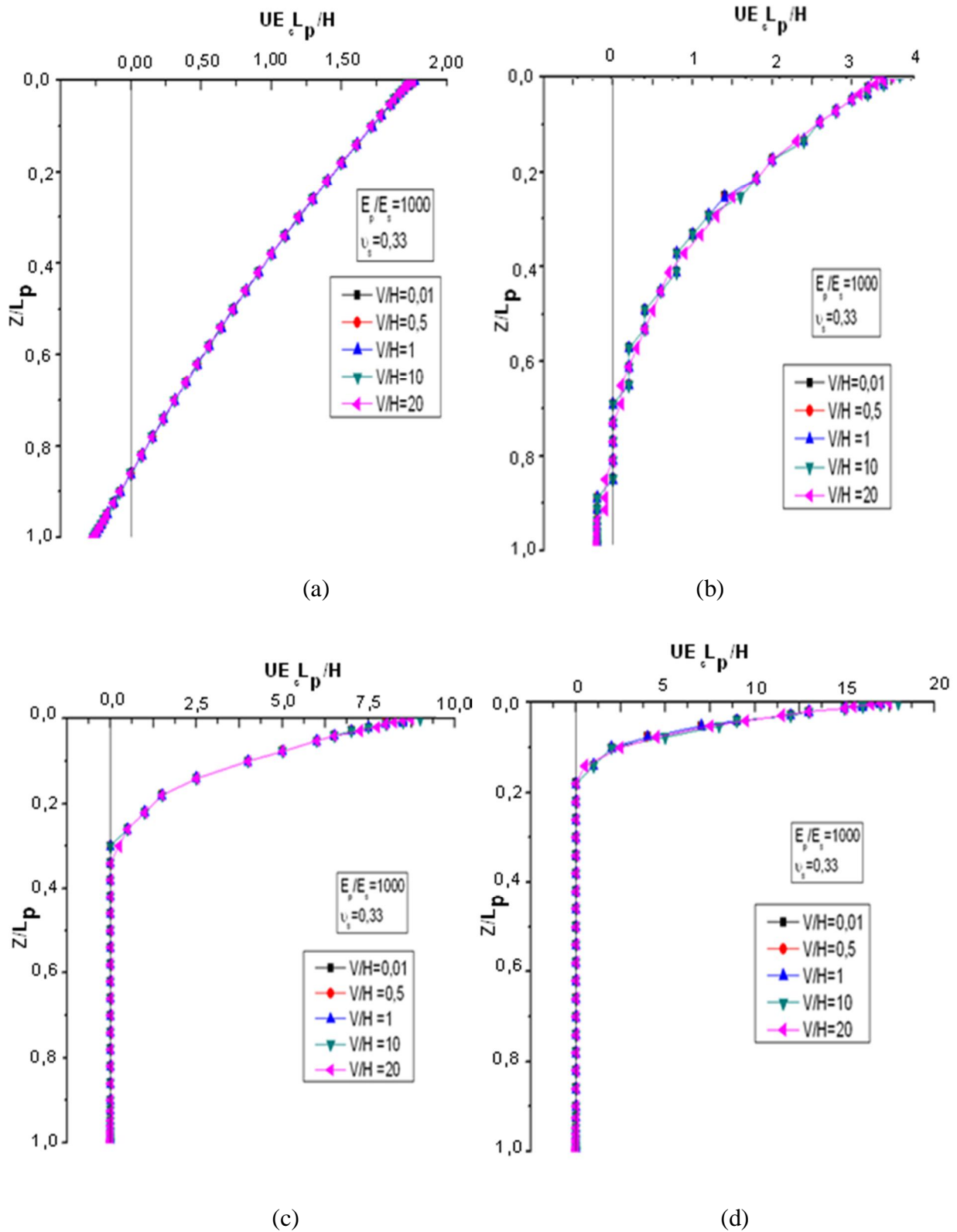


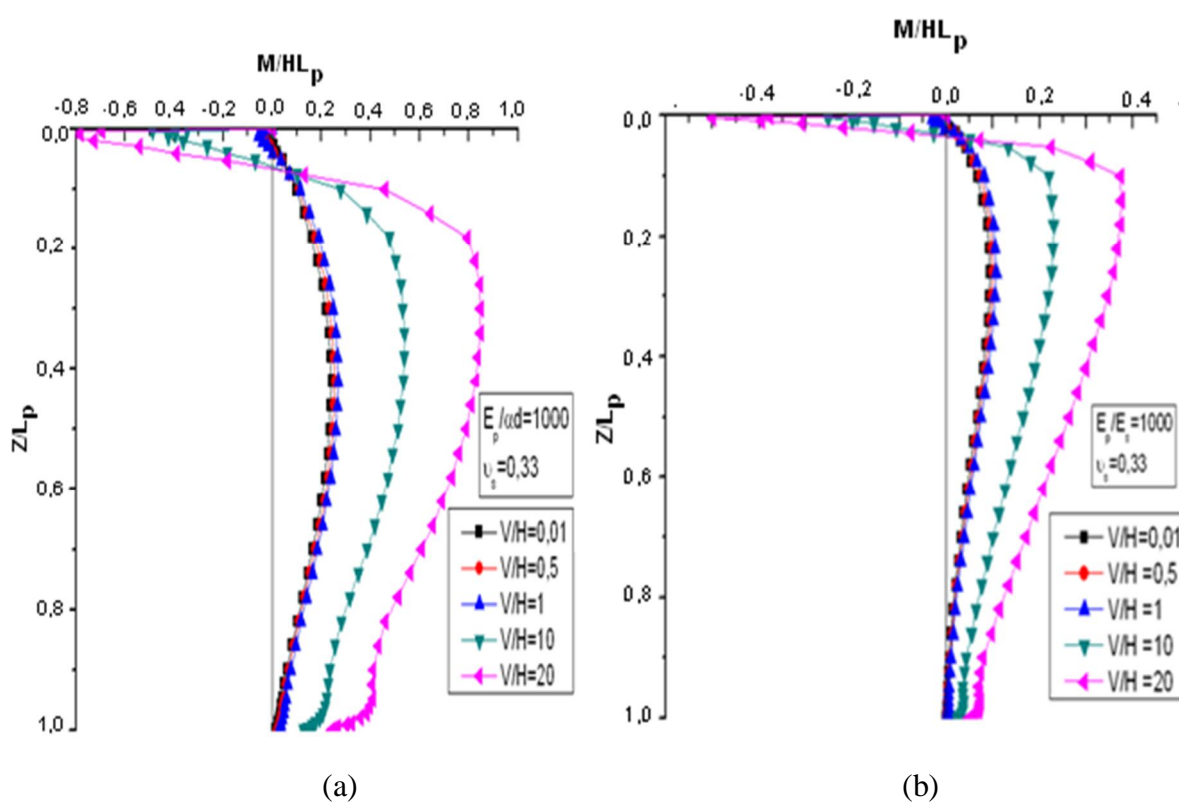
Figure 3.16: Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur le déplacement latéral du pieu fiché dans un sol homogène pour quatre élancements:

(a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$

Afin d'évaluer l'effet de l'effort axial par rapport à l'effort horizontal sur le déplacement latéral du pieu, le déplacement normalisé  $uE_sL_p/H$  est tracé en fonction de la profondeur relative  $z/L_p$  comme le montre la figure 3.16 ((a)-(b)-(c)-(d)), pour quatre élançements ( $L_p/d=5, 10, 25, 50$ ) du pieu fiché dans un sol homogène.

La figure 3.16 ((a), (b), (c), (d)) met en évidence un point très important, est que l'effort axial n'a aucun effet sur le déplacement latéral du pieu quel que soit la valeur de cet effort axial pour une compressibilité relative pieu/sol  $E_p/E_s=1000$ . D'après ces graphes, on voit encore clairement l'effet d'élançement.

Les profils des moments fléchissants  $M/HL_p$  en fonction de la profondeur relative sont illustrés par la figure 3.17 : (a), (b), (c) et (d).



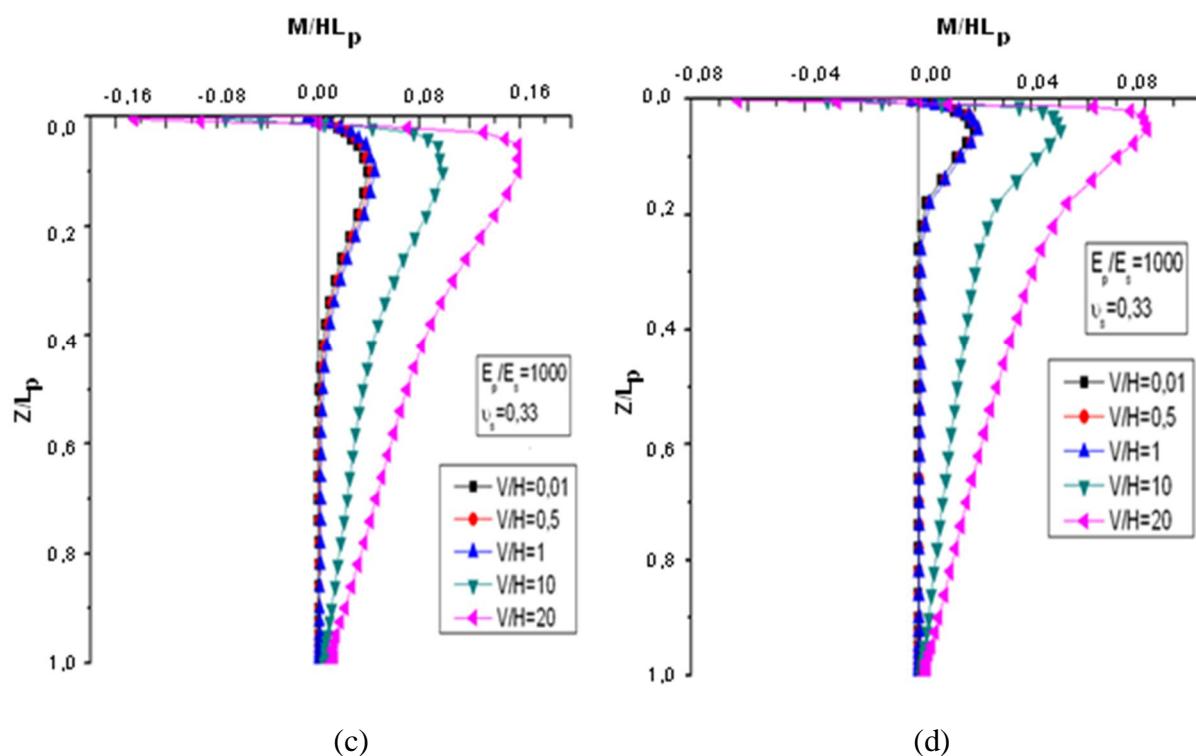


Figure 3.17: Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur la distribution des moments fléchissants du pieu fiché dans un sol homogène pour quatre élancements:

(a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$

La variation du moment fléchissant adimensionnel  $M/HL_p$  avec la profondeur relative est montrée dans la figure 3.17 ((a)-(b)-(c)-(d)), on remarque que pour l'ensemble de ces figures le rapport  $V/H$  qui varie de 1 à 20 dans notre analyse a un effet considérable sur le moment fléchissant du pieu (le moment augmente lorsque le rapport  $V/H$  est grand) par contre les valeurs de  $V/H$  qui varie de 0.01 à 1 n'a aucun effet sur le moment fléchissant adimensionnel. On constate aussi que le lieu du moment maximum pour les différentes valeurs de  $V/H$  ne change pas (le même niveau).

Au voisinage des extrémités, on remarque qu'il y a le problème de proximité aux limites du maillage particulièrement lorsque le pieu est court.

Les profils des efforts tranchants  $T/H$  en fonction de la profondeur relative sont illustrés par la figure 3.18 : (a), (b), (c) et (d).

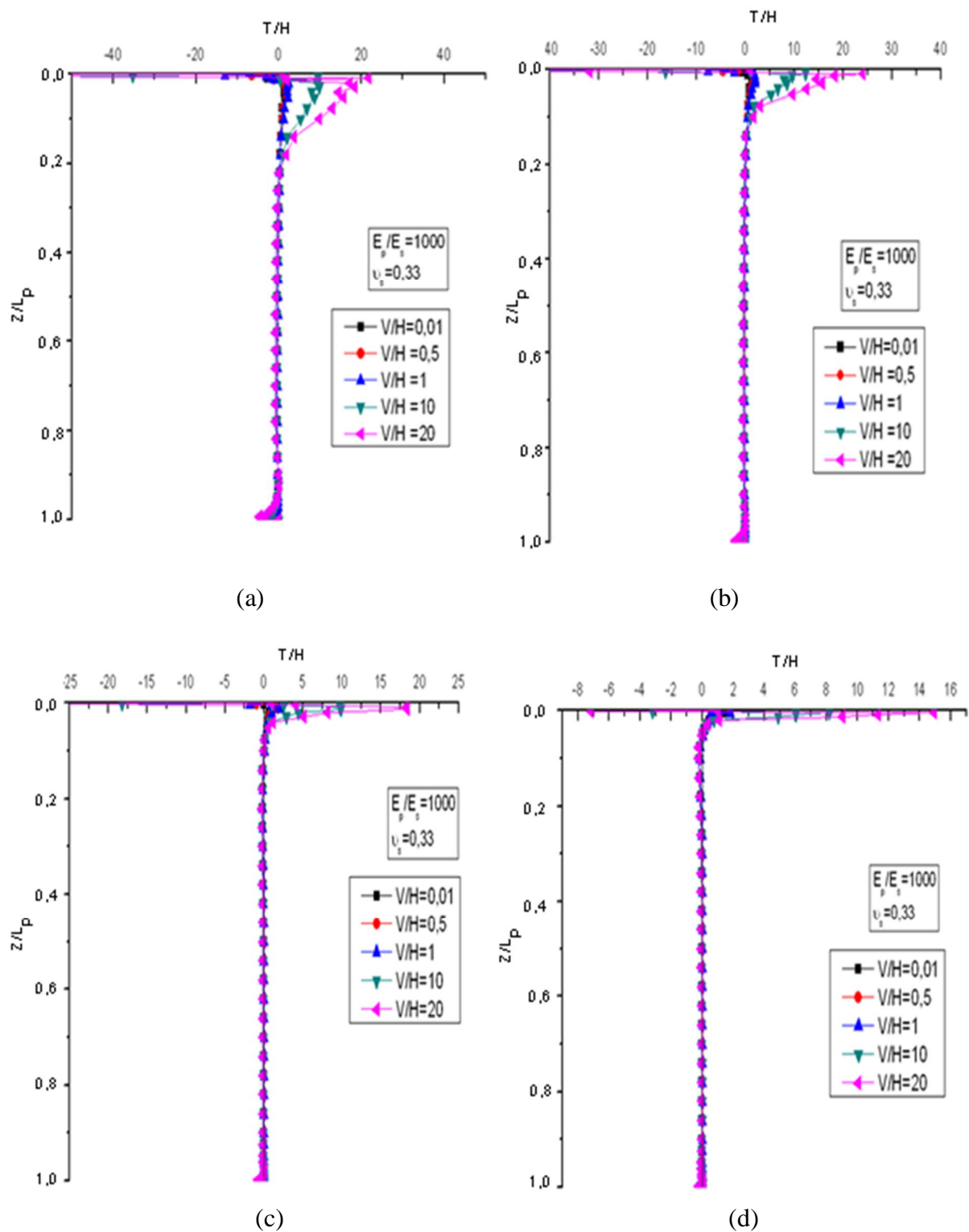


Figure 3.18: Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur la distribution des efforts tranchants du pieu fiché dans un sol homogène pour quatre élancements:

(a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$

La figure 3.18 ((a)-(b)-(c)-(d)) illustre la variation de l'effort tranchant normalisé  $T/H$  avec la profondeur  $z/L_p$  pour cinq valeurs de  $V/H$ . On remarque que pour l'ensemble de ces figures, le rapport  $V/H$  qui varie de 0.01 à 1 n'a aucun effet considérable sur l'effort tranchant quel que soit le type de pieu (court, long), la valeur de l'effort tranchant adimensionnel est constante sur tout le fût du pieu. Pour des valeurs de  $V/H$  varie de 1 à 20, on voit clairement qu'il y a un effet considérable ( $T/H$  augmente lorsque  $V/H$  augmente). La partie qui subit des efforts de cisaillement importants se trouve de plus en plus très proche à la surface en augmentant l'élanement.

### 3.3.2.2. Sol de Gibson :

Cinq valeurs du rapport  $V/H$  : rapport de la charge verticale  $V$  sur la charge horizontale  $H$ , ( $V/H=0.01, 0.5, 1, 10$  et  $20$ ) sont adoptées pour quatre élanements  $\frac{L_p}{d}=5, 10, 25$  et  $50$ , pour une compressibilité relative pieu/sol égale à  $E_p/\alpha d=1000$ . tel que  $E_p$  : le module d'Young du pieu,  $\alpha$  est le taux d'accroissement ou de variation et  $d$  : le diamètre du pieu.

Le tableau 3.5 résume ces propriétés.

Tableau 3.5 : Les propriétés Sol-Pieu (sol de Gibson)

Pieu	$E_p=20 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ $\nu_p=0.25$ $d=1 \text{ m}$ Élanement= $\frac{L_p}{d}=5, 10, 25, 50$
Sol	Compressibilité relative pieu/sol $\frac{E_p}{\alpha d}=1000$ $\nu_s=0.33$ $\alpha$ (Taux d'accroissement) =20000

La figure 3.19 illustre un pieu flottant de longueur  $L_p$  et de diamètre  $d$ , fiché dans un sol de Gibson.



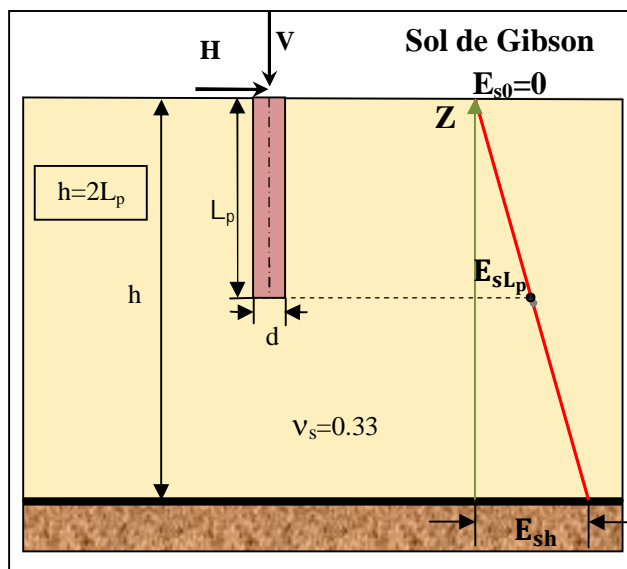


Figure 3.19: Pieu chargé horizontalement et verticalement dans un sol de Gibson

$E_{sLp}$  : Le module d'élasticité du sol au niveau de la base du pieu.

Les valeurs adimensionnelles utilisées sont :

$u\alpha L_p^2/H$  : Pour les déplacements.

$M/HL_p$  : Pour les moments.

$T/H$  : Pour les efforts.

$z/L_p$  : Pour les profondeurs.

$E_p/\alpha d$  : Compressibilité relative pieu/sol.

La figure 3.20 : (a), (b), (c) et (d) montre la variation du déplacement normalisé du pieu pour un élancement égal à 5, 10, 25 et 50 respectivement en fonction du rapport de la charge verticale  $V$  sur la charge horizontale  $H$ , pour différentes valeurs de  $V/H=0.01, 0.5, 1, 10$  et 20.

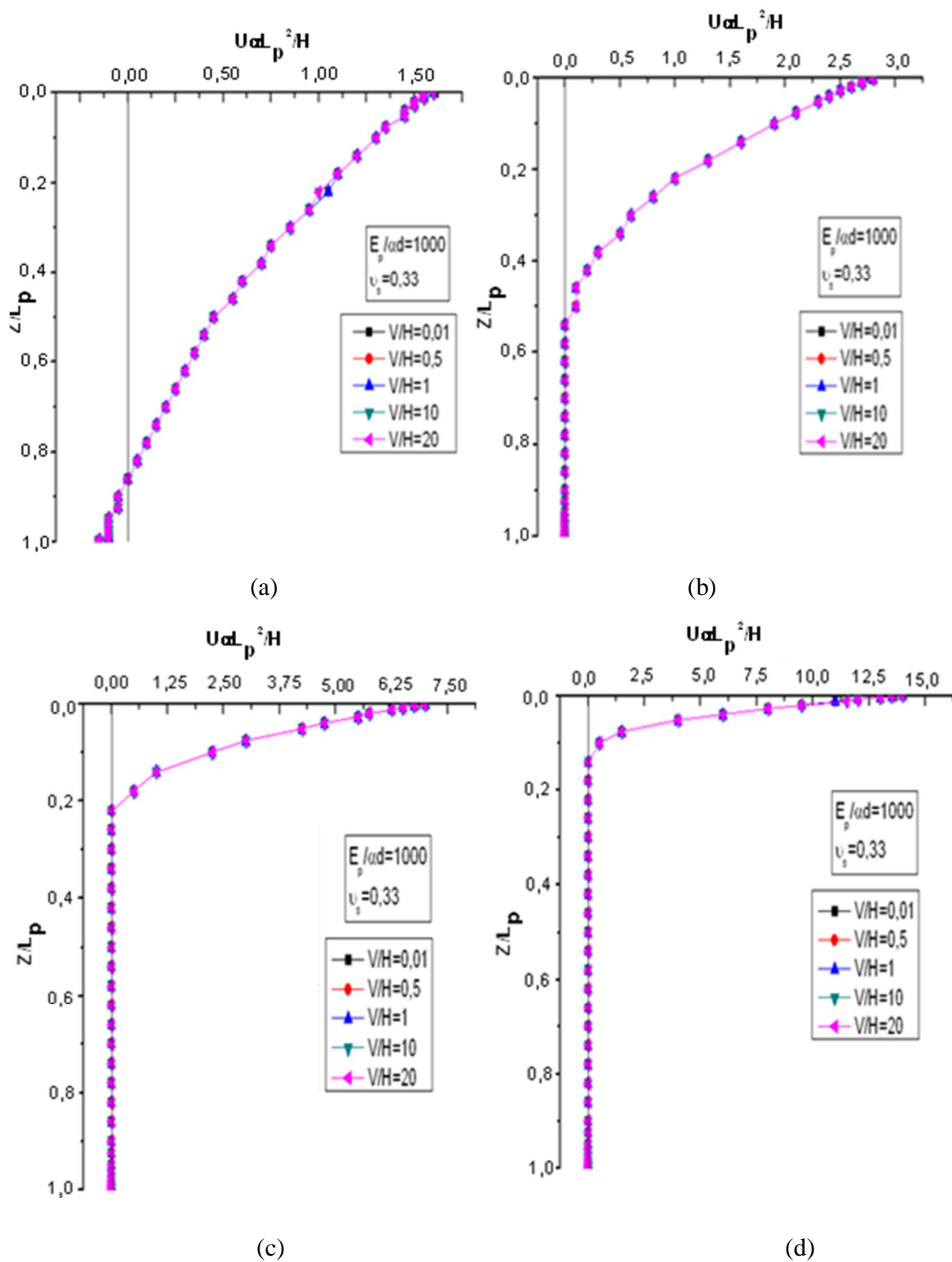


Figure 3.20: Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur le déplacement latéral du pieu fiché dans un sol de Gibson pour quatre élancements:

(a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$

Les profils des moments fléchissants  $M/HL_p$  en fonction de la profondeur relative sont illustrés par la figure 3.21 : (a), (b), (c) et (d).

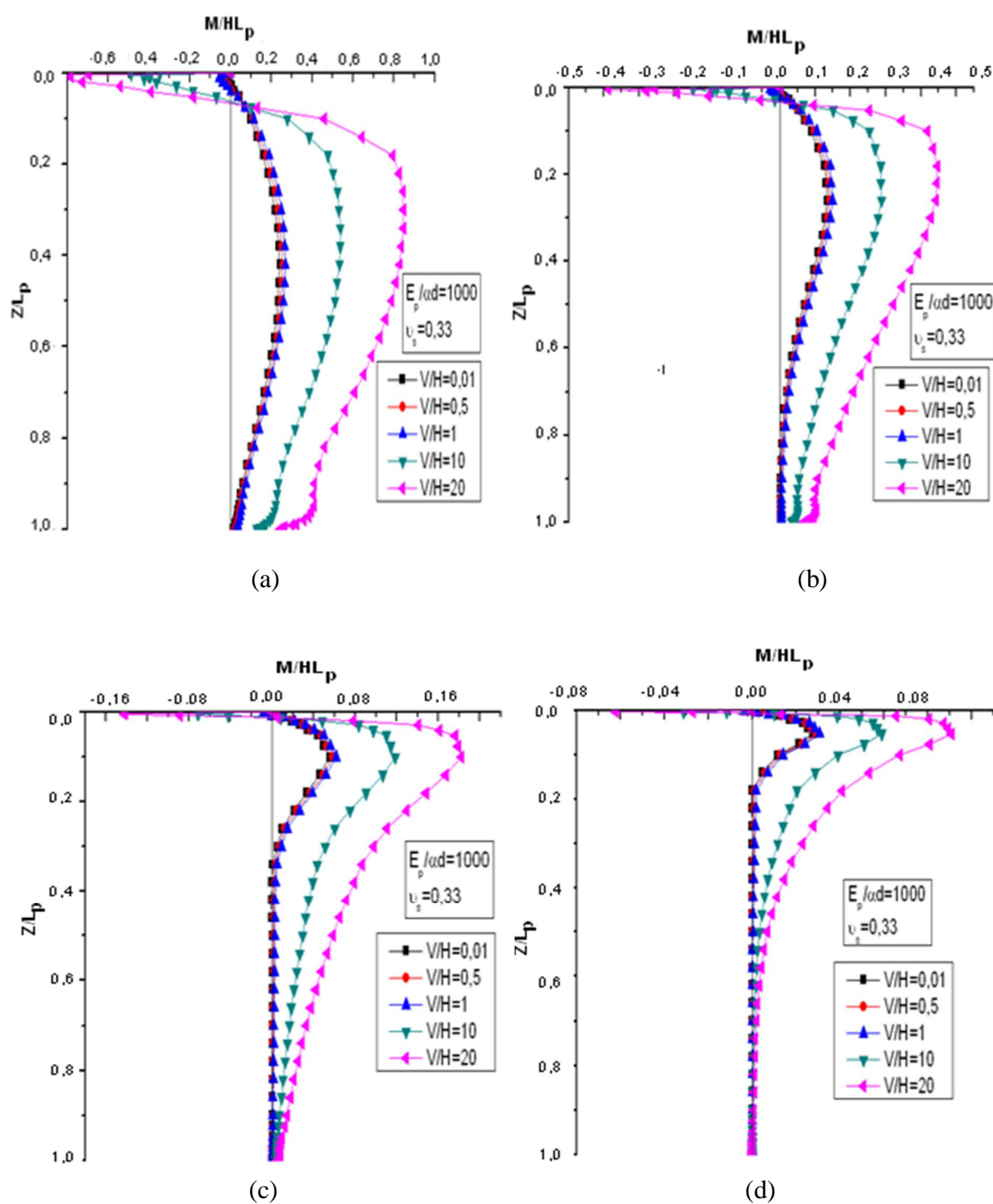


Figure 3.21: Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur la distribution des moments fléchissants du pieu fiché dans un sol de Gibson, pour quatre élancements: (a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$

Les profils des efforts tranchants  $T/H$  en fonction de la profondeur relative sont illustrés par la figure 3.22 : (a), (b), (c) et (d).

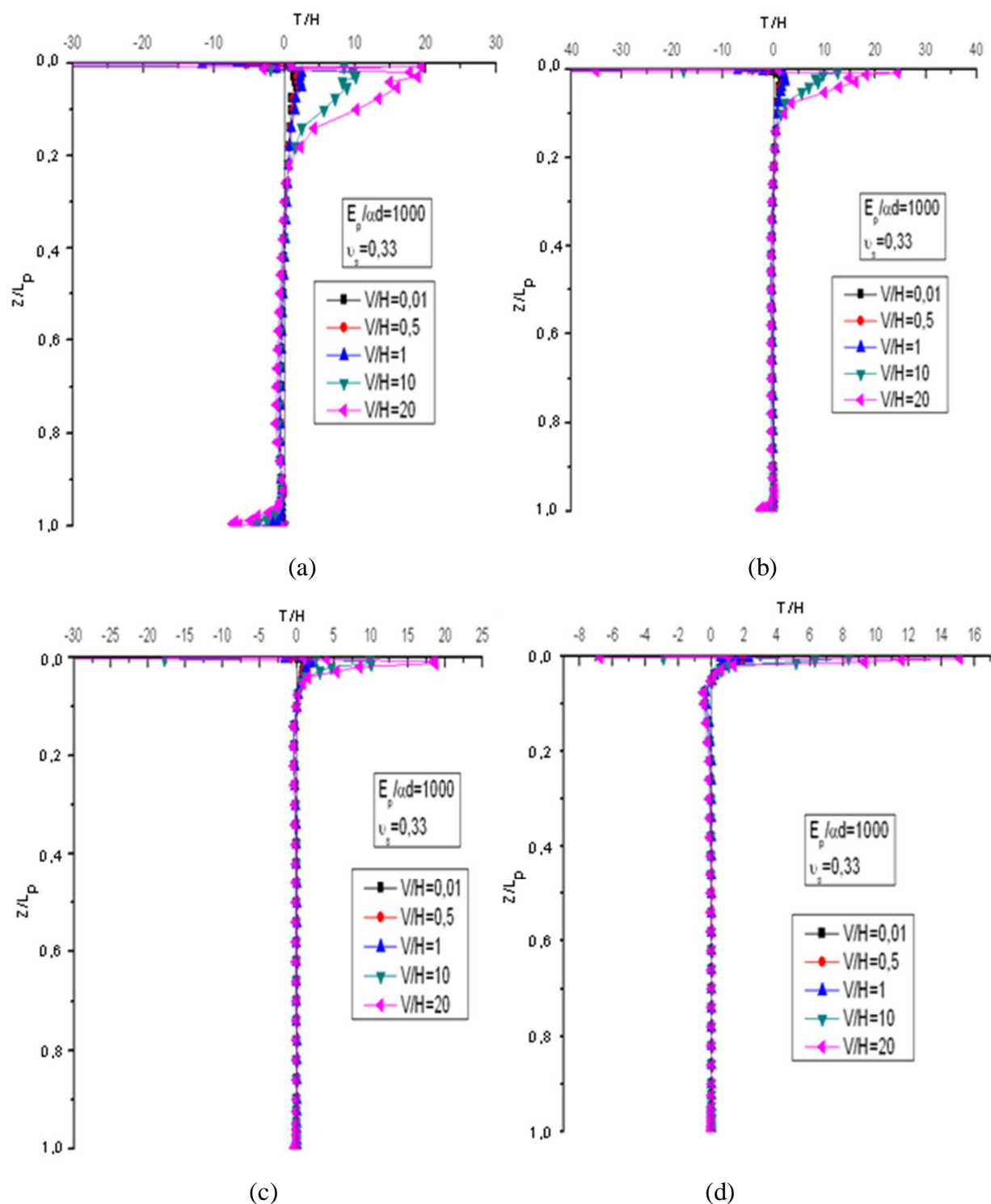


Figure 3.22: Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur la distribution des efforts tranchants du pieu fiché dans un sol de Gibson pour quatre élancements:

(a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$

Les mêmes remarques des figures 3.16, 3.17 et 3.18 peuvent être émises ici pour les figures 3.20, 3.21 et 3.22 respectivement.

### 3.3.2.3. Sol bicouche :

La figure 3.23 montre un pieu fiché dans un sol bicouche, chargé horizontalement et verticalement. Dans ce cas (sol bicouche), le facteur d'influence est exprimé par l'équation (3.5) en remplaçant  $E_{sLp}$  par  $E_{s2}$  dans ce cas, donc  $I_{uH} = \frac{uE_{s2}d}{H}$ .

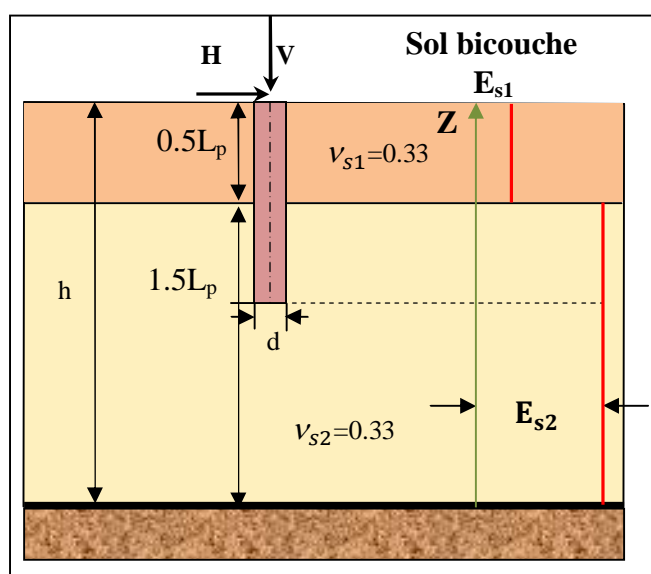


Figure 3.23 : Pieu chargé verticalement et horizontalement, fiché dans un sol bicouche

$E_{s1}$  : module d'Young de la première couche.

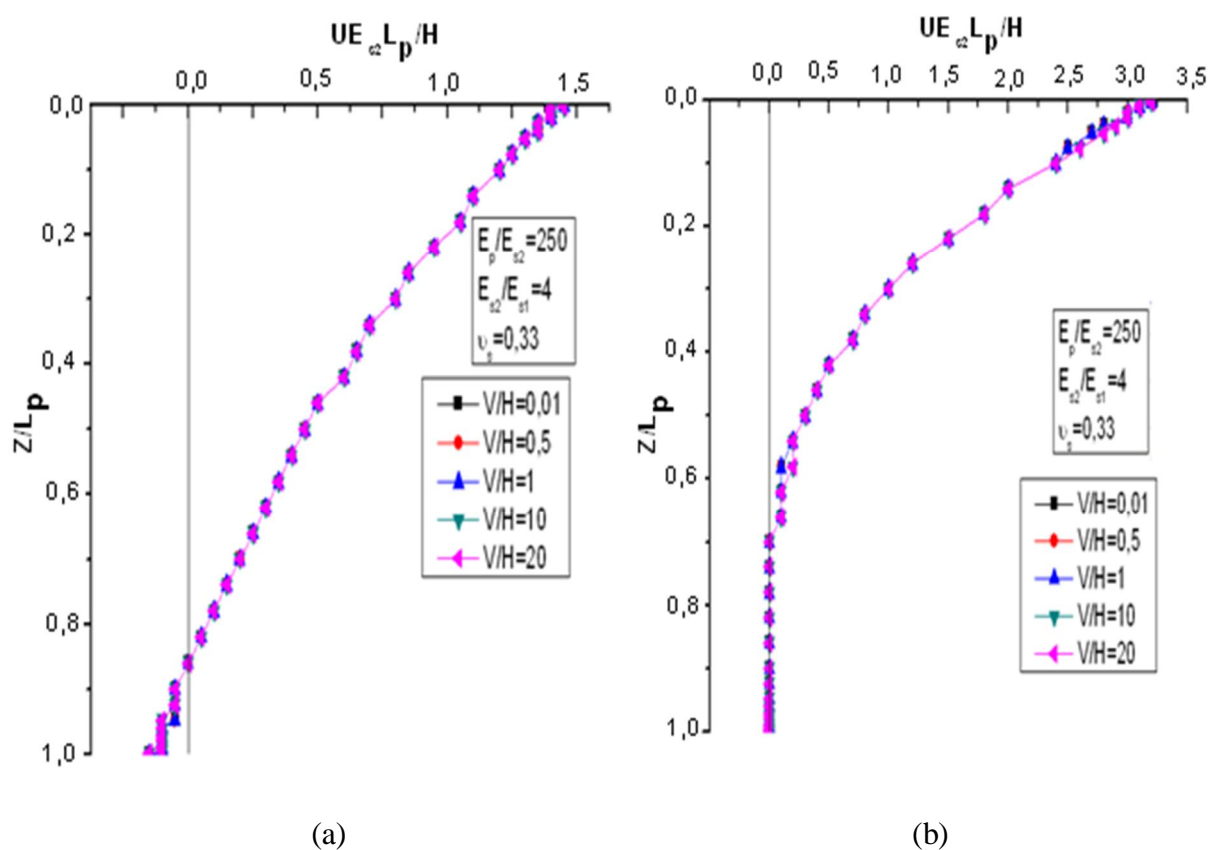
$E_{s2}$  : module d'Young de la deuxième couche.

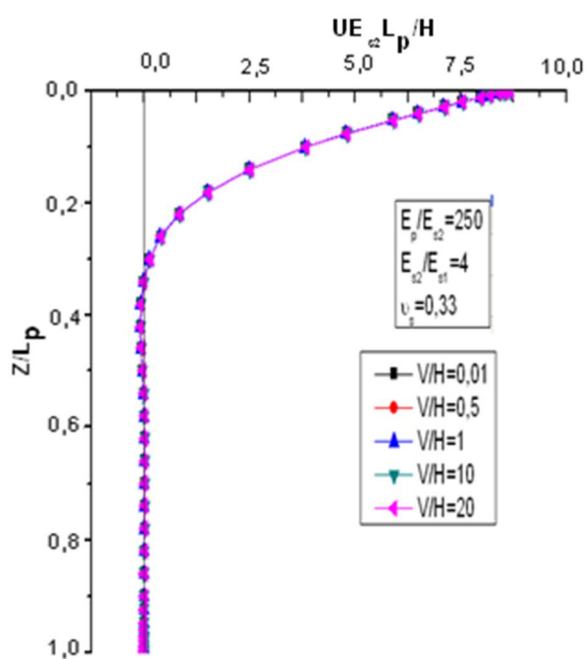
Dans cette analyse, on considère que  $\frac{E_{s2}}{E_{s1}} = 4$ . Cinq valeurs du rapport  $V/H$  : rapport de la charge verticale  $V$  sur la charge horizontale  $H$ , ( $V/H=0.01, 0.5, 1, 10$  et  $20$ ) sont adoptées pour quatre élancements  $\frac{Lp}{d}=5, 10, 25$  et  $50$ , pour une compressibilité relative pieu/sol égale à  $E_p/E_{s2}=250$ . (Tableau 3.6)

Tableau 3.6: Les propriétés Sol-Pieu (sol bicouche)

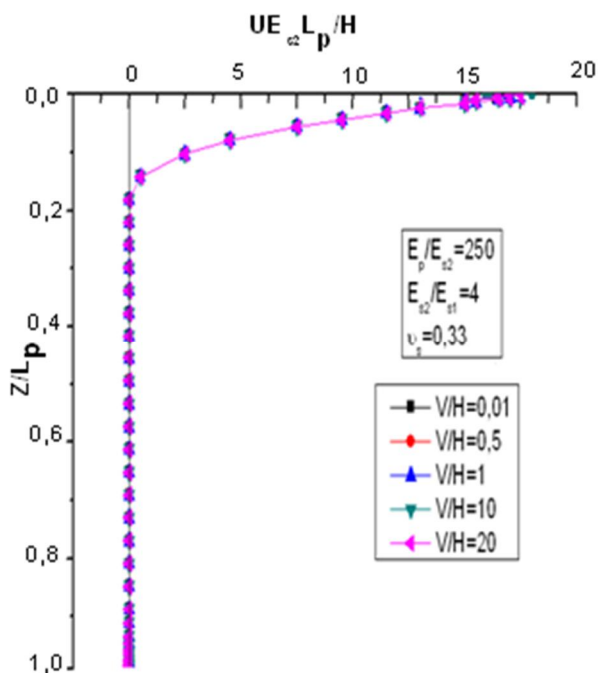
Pieu	$E_p=20 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ $\nu_p=0.25$ $d=1\text{ m}$ Élancement= $\frac{L_p}{d}=5, 10, 25, 50$
Sol	Compressibilité relative pieu/sol: $\frac{E_p}{E_{s2}} = 250$ $\nu_s=0.33$

Les résultats de ces analyses sont illustrés par les figures 3.24 - 3.26.





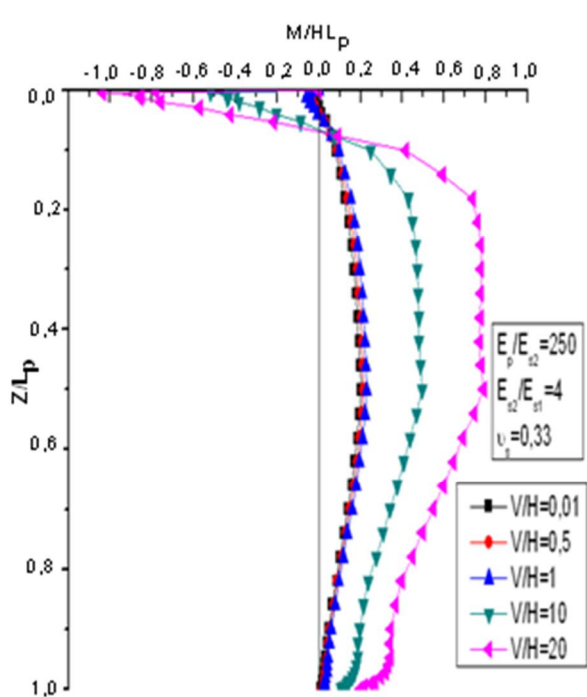
(c)



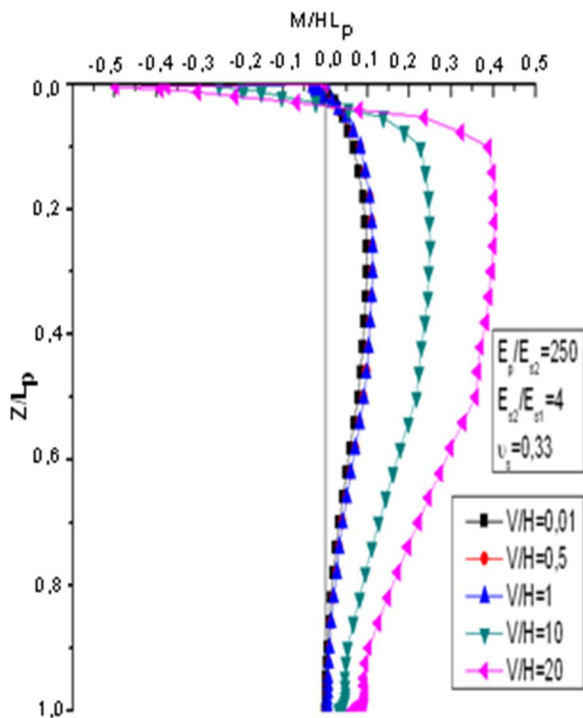
(d)

Figure 3.24: Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur le déplacement latéral du pieu fiché dans un sol bicouche pour quatre élancements:

(a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$



(a)



(b)

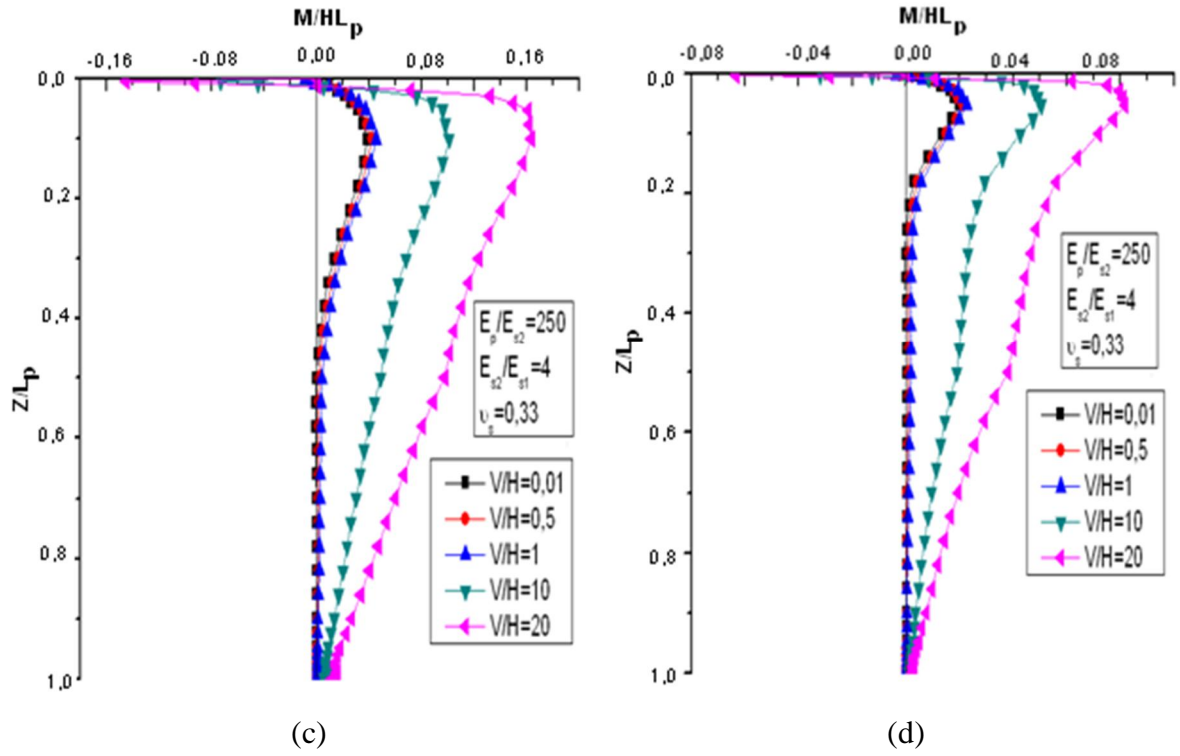
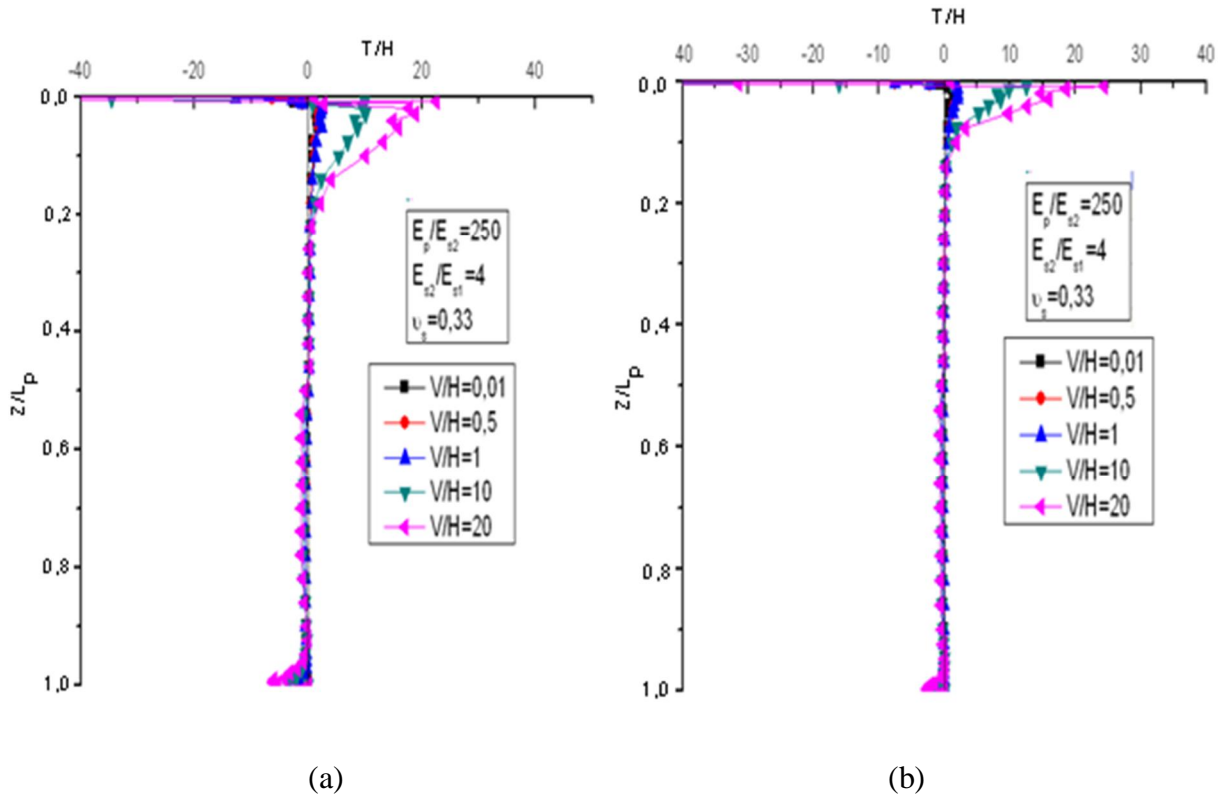


Figure 3.25: Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur la distribution des moments fléchissants du pieu fiché dans un sol bicouche pour quatre élancements:

(a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$





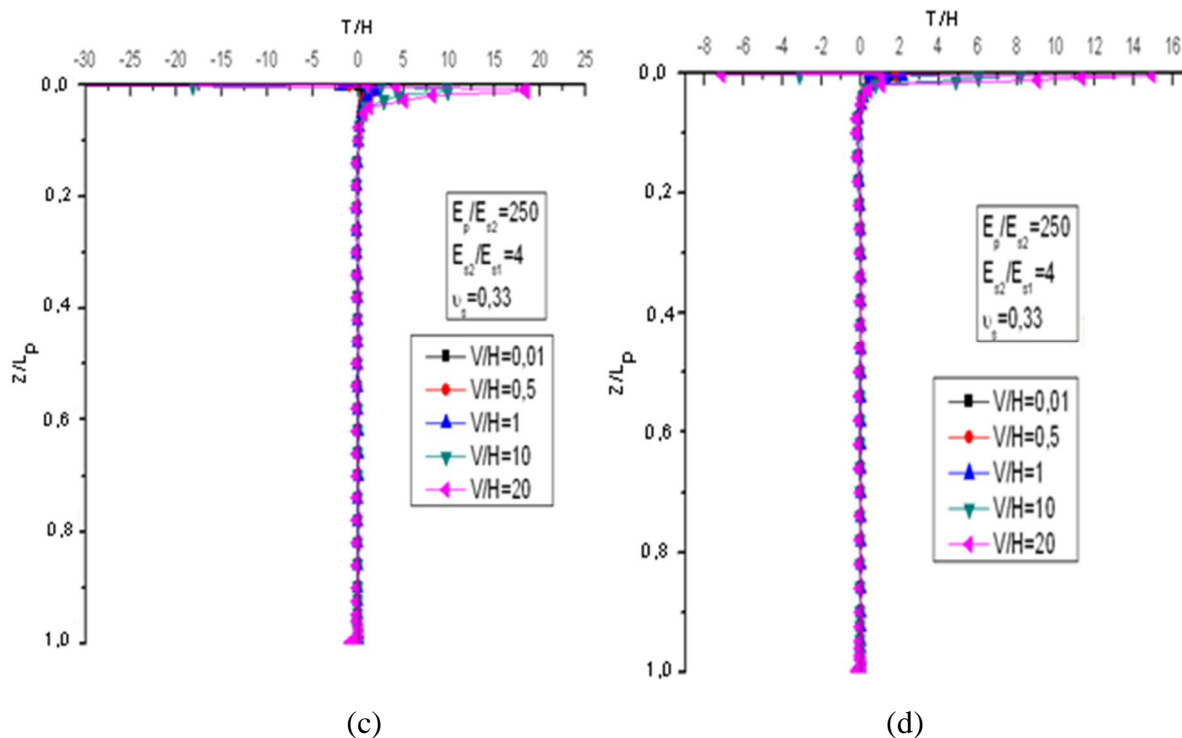


Figure 3.26: Effet de l'effort axial par rapport l'effort horizontal sur la distribution des efforts tranchants du pieu fiché dans un sol bicouche pour quatre élancements:

(a)  $L_p/d=5$ , (b)  $L_p/d=10$ , (c)  $L_p/d=25$ , (d)  $L_p/d=50$

Les mêmes remarques des figures 3.16. 3.17 et 3.18 peuvent être émises ici pour les figures 3.14, 3.25 et 3.26 respectivement.

### 3.4. Conclusion:

Dans ce chapitre, on a analysé un pieu chargé latéralement en utilisant la méthode des éléments finis à tranche verticales. Une étude paramétrique à été faite sur différents type du sol (homogène, sol de Gibson, multicouche et bicouche) afin d'évaluer l'effet de la compressibilité relative pieu/sol, l'effet de l'élancement du pieu et l'effet de l'effort axial par rapport à l'effort latérale du pieu. Les paramètres qui contrôlent le comportement du pieu sont : la déflexion latérale, le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Il a été constaté que le comportement latéral du pieu est très influencé par la variation de l'élancement du pieu et de la compressibilité relative pieu/sol, par contre le rapport de l'effort axial sur l'effort latéral n'a pas d'influence sur ce comportement. On a constaté également que modèle MTV peut analyser différent types de sols.

## **CHAPITRE 4**

### **PRESENTATION DE LA LOI NON-LINEAIRE TYPE HYPERBOLIQUE**

#### 4.1.Introduction :

L'élaboration des règles ou des lois de comportement pour les sols c'est l'objectif principal pour les rhéologues des sols en vue de calcul des ouvrages, cette élaboration se fonde sur l'analyse des résultats des études expérimentales (en laboratoire et in situ) et sur les schémas théoriques de la mécanique des milieux continus (principes de la mécanique et de la thermodynamique, élasticité, plasticité et leurs combinaisons).

L'expression « loi de comportement » désigne la relation liant les contraintes, les déformations et leurs dérivées dans le temps, ainsi que les caractéristiques mécaniques du matériau. Pour être significative, la loi de comportement représente le mieux possible l'ensemble des aspects de la réponse du sol aux sollicitations qu'on lui impose (dans les essais in-situ, comme de laboratoire). Diverses formulations de modèles de comportement ont pu être établies pour caractériser le comportement des sols, mais leur validation expérimentale n'est que partiellement établie. Elles ont toujours une certaine incertitude.

En général, les modèles sophistiqués pouvant bien représenté le comportement des matériaux nécessitent de nombreux paramètres difficiles à déterminer à partir d'un nombre d'essais restreint et difficiles à introduire dans le calcul numérique. Par ailleurs, l'adoption d'une loi simple facilite la détermination expérimentale de ses paramètres, mais ne garantit pas forcément sa représentativité.

L'étude dans ce chapitre concerne essentiellement la loi de comportement des sols élastiques non-linéaires, particulièrement de type hyperbolique, afin d'implémenter ce dernier dans le modèle des tranches verticales MTV [23] (cette extension sera faite dans chapitre 5).

## 4.2. Formulation de la non-linéarité :

### 4.2.1. Généralités :

Un matériau est dit élastique, si la courbe «effort - déformation» est la même en chargement et en déchargement, c.à.d. c'est un matériau qui n'occasionne pas de dissipation d'énergie lors d'un cycle fermé de chargement-déchargement. Lorsque la déformation n'est plus réversible, le comportement est dit inélastique. Mathématiquement, le matériau élastique peut être défini par une fonction tensorielle ( $F_{ij}$ ), dont la forme dépend de la configuration de référence choisie tel que :

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\varepsilon_{kl}) \quad (4.1)$$

Le comportement élastique peut être linéaire, comme il peut être non linéaire. Le cas de l'élasticité non linéaire correspond à la situation dans laquelle il existe une relation non linéaire entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations élastiques, autrement dit, le comportement élastique d'un matériau est dit non-linéaire si la courbe représentant les variations des contraintes appliquées à ce matériau en fonction des déformations observées n'a pas la forme de droite (figure 4.1).

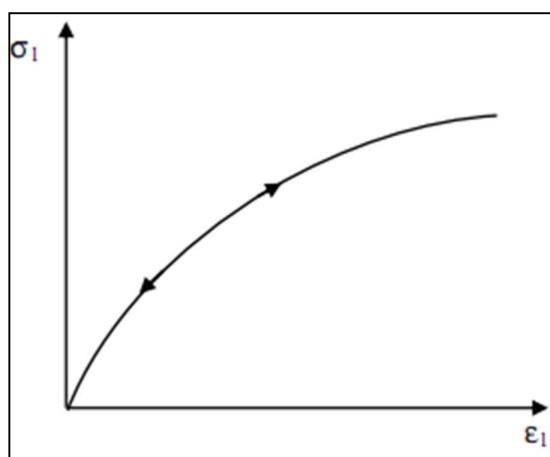


Figure 4.1 : Schématisation de la loi de comportement élastique non linéaire

Généralement, même pour des faibles déformations, Les essais sur le matériau sol montrent que ce dernier a un comportement élastique non linéaire dès les premiers

chargements (le comportement linéaire constitue seulement une approximation du comportement réversible des matériaux où à petites déformations).

On distingue généralement deux catégories de non-linéarités, la première est géométrique, la deuxième est matérielle (de comportement), et parfois, on trouve les deux catégories dans le même problème (la non-linéarité matérielle et géométrique). Dans notre étude, on s'intéresse à la non-linéarité du comportement.

#### 4.3. Formulation basique de la loi hyperbolique:

Une simple expression pour décrire le comportement non-linéaire des sols a été suggérée par Kondner à partir des résultats des essais triaxiaux classiques. [29]

Kondner [30] a proposé une loi hyperbolique de la forme :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (4.2)$$

$\sigma_1 - \sigma_3$ : Le déviateur des contraintes ( $\sigma_1$  : contrainte principale majeure,

$\sigma_3$  : Contrainte principale mineure).

$\varepsilon_1$ : La déformation principale majeure.

a, b : des constants peuvent être déterminés graphiquement. (Figure 4.2) [29]

En remplaçant, a et b par :

$$\frac{1}{a} = \left. \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_1} \right|_{\varepsilon_1=0} = E_i \quad (4.3)$$

$$\frac{1}{b} = \lim_{\varepsilon_1 \rightarrow \infty} \left( \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \right) = (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (4.4)$$

On trouve,

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (4.5)$$

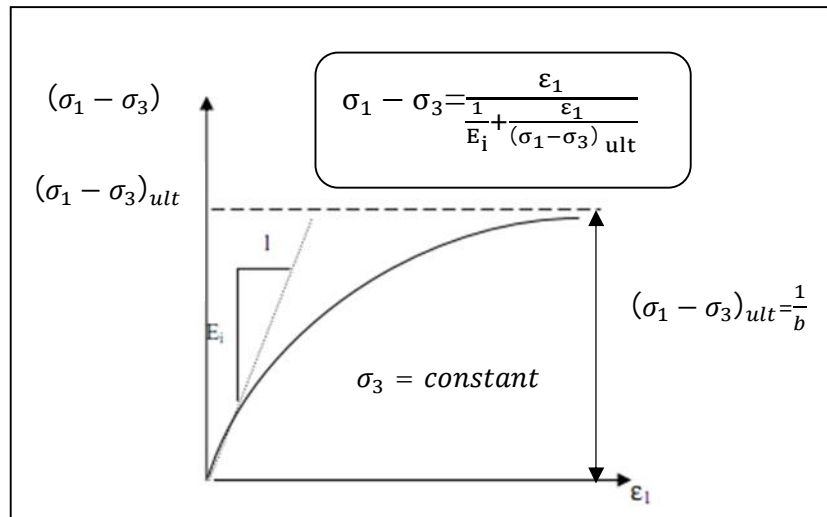


Figure 4.2: Représentation de la loi hyperbolique (Kondner, 1963)

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  représente l'asymptote de la courbe contrainte-déformation et  $E_i$  représente sa pente initiale. Autrement dit,  $E_i$  est le module d'Young initial et  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  est la valeur asymptotique de la contrainte déviatorique.

Les valeurs des  $E_i$  et  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  peuvent être déterminées facilement par la transformation de l'hyperbole en une ligne droite (figure 4.3).

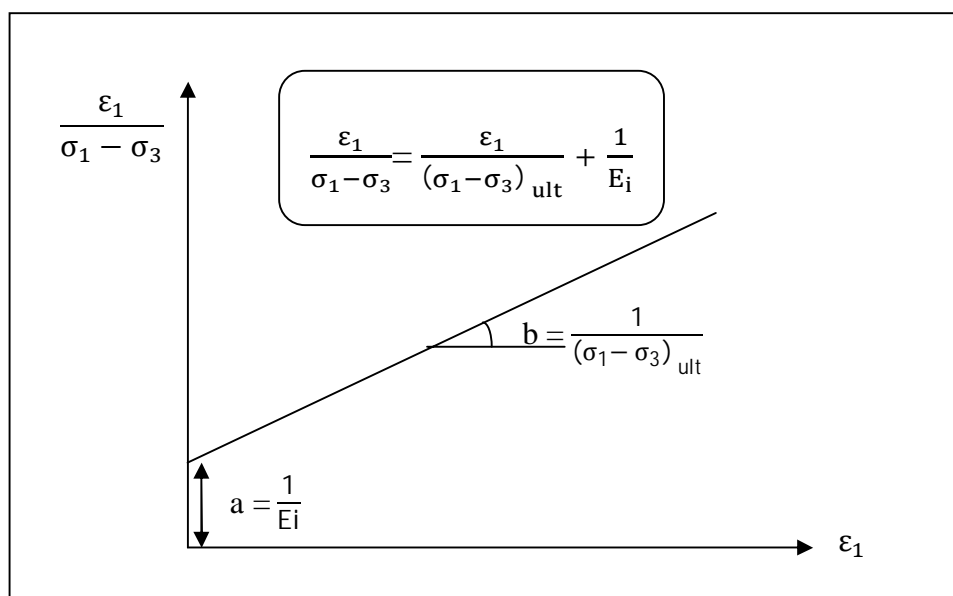


Figure 4.3 : Détermination de  $E_i$  et  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$

Tel que :

a : l'ordonnée à l'origine,  $a = \frac{1}{E_i}$ ,

b : la pente,  $b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$

Supposant que  $\sigma_3$  est constante, la valeur du module tangent  $E_t$  est déterminée par la formule suivante:

$$E_t = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon_1} = \frac{a}{(a + b\varepsilon_1)^2} \quad (4.6)$$

En utilisant l'équation (4.2),  $\varepsilon_1$  peut être éliminée, donc l'équation (4.6) devient :

$$E_t = \frac{1}{a} [1 - b(\sigma_1 - \sigma_3)]^2 \quad (4.7)$$

#### 4.3.1. Modèle hyperbolique de Duncan and Chang (1970):

Duncan and Chang [31] ont complété la loi de Kondner [30] en y introduisant le module tangent initial proposé par Janbu [32], déterminé par la formule suivante :

$$E_i = \frac{1}{a} = K P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (4.8)$$

Où

$p_a$  : est une pression de référence (atmosphérique),  $p_a = 1 \text{ atm} = 101.325 \text{ kpa}$ .

K (le module) et n (l'exposant) désignent des paramètres expérimentaux obtenus à partir des résultats des essais de compression triaxiaux.

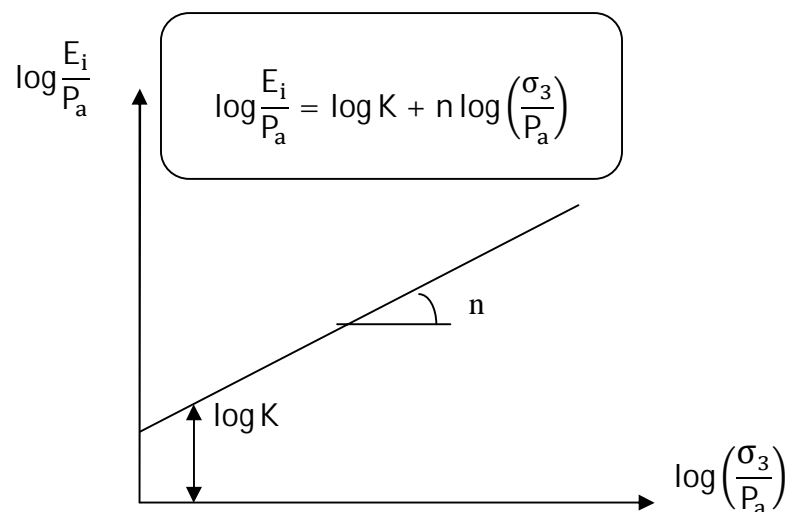


Figure 4.4 : Détermination de k et n

L'expression précédente peut être exprimée comme suit:

$$\log \frac{E_i}{P_a} = \log K + n \log \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right) \quad (4.9)$$

Où

$n$  : La pente de la droite (figure 4.4) et  $\log K_h$  : l'ordonnée à l'origine.

Duncan and Chang ont aussi suggéré que :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (4.10)$$

Où :

$R_f$  : Le coefficient de rupture, défini comme un rapport entre le déviateur des contraintes ultime  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  et le déviateur des contraintes à la rupture  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ , il est compris habituellement entre 0,5 et 1. Généralement  $R_f$  est pris entre 0,5 et 0,9. [31]

Le déviateur des contraintes à la rupture  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  est relié avec la contrainte principale mineure  $\sigma_3$  par le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)}{1 - \sin \varphi} \quad (4.11)$$

$c$  : la cohésion des sols, et  $\varphi$  : l'angle de frottement.

Ce qui induit:

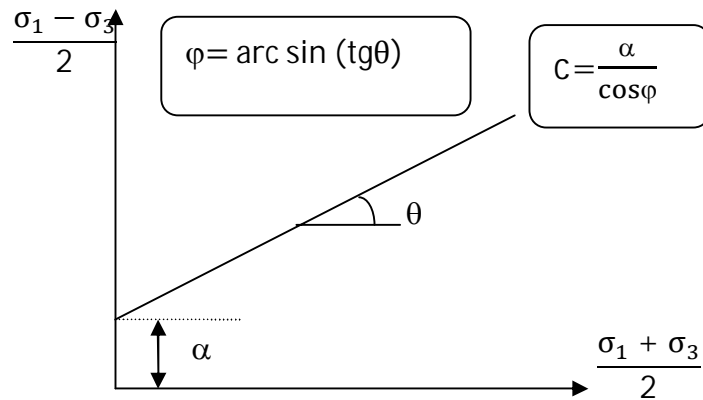
$$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} = \frac{R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \frac{R_f(1 - \sin \varphi)}{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)} \quad (4.12)$$

La cohésion  $c$  et l'angle de frottement  $\varphi$  peuvent être déterminés graphiquement par les cercles de Mohr, ou dans le plan  $[(\sigma_1 - \sigma_3)/2, (\sigma_1 + \sigma_3)/2]$  (figure 4.5). Dans ce cas la corrélation des points finaux représentant l'état de la rupture donne une ligne droite de pente  $\theta$  et d'ordonnée à l'origine  $\alpha$ , d'où

$$\varphi = \arcsin(\operatorname{tg} \theta) \quad \text{et} \quad c = \frac{\alpha}{\cos \varphi} \quad (4.13)$$

En remplaçant l'équation (4.8) et l'équation (4.12) dans l'équation (4.7), on obtient :

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)} \right]^2 K P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (4.14)$$

Figure 4.5 : Détermination des paramètres  $c$  et  $\varphi$ 

Le niveau de chargement est donné par l'expression suivante :

$$\text{Niveau de chargement} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (4.15)$$

En basant sur les résultats d'un nombre important des essais de chargement-déchargement-rechargement des sables, Duncan and Chang [31] ont proposé une relation pour la variation du module de Young élastique initial : figure (4.6).

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (4.16)$$

Où

$E_{ur}$  : Un module d'Young pour la phase de déchargement- rechargement.

$K_{ur}$  : Un paramètre correspond à  $E_{ur}$  . Généralement  $K_{ur}$  est plus grand que  $K$ .

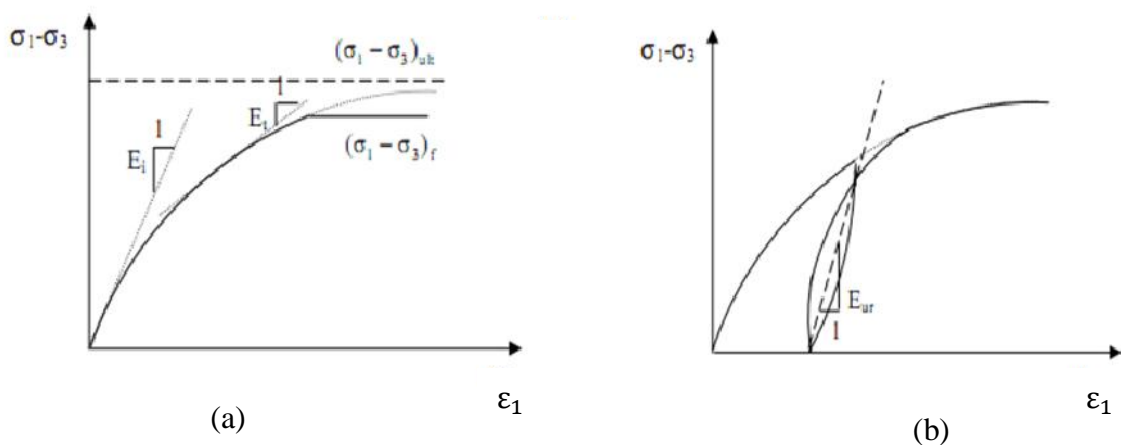


Figure 4.6 Représentation de la courbe de cisailment pour les phases de chargement (a) et de déchargement-rechargement (b) du modèle hyperbolique



Ces auteurs ont supposé que le deuxième paramètre d'élasticité  $\nu$  (coefficient de poisson) est constant. Le modèle de Duncan and Chang [31] comporte sept paramètres :  $K$ ,  $K_{ur}$ ,  $n$ ,  $R_f$ ,  $\nu$ ,  $c$ , et  $\varphi$ .

#### 4.3.2. Modèle hyperbolique de Kulhawy and Duncan (1972):

Kulhawy and Duncan [33] ont proposé une relation entre la déformation axiale  $\varepsilon_a$  et la déformation radiale  $\varepsilon_r$ , sachant qu'ils ont gardé les mêmes expressions de  $E_i$ ,  $E_t$  et  $E_{ur}$  déterminées par Le modèle de Duncan and Chang [31].

$$\varepsilon_a = \frac{\varepsilon_r}{f+d\varepsilon_r} \quad (4.17)$$

Où

$f$  : La valeur initiale du coefficient de poisson tangent  $\nu_i$  (la valeur de  $\nu$  à  $\varepsilon=0$ ).

$d$  : Un paramètre adimensionnel qui exprime le taux de changement de  $\nu_i$  par rapport à la déformation. Figure 4.7.

Généralement  $\nu_i$  diminue avec l'augmentation de  $\sigma_3$

$$\nu_i = G - F \log\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right) \equiv f \quad (4.18)$$

Où

$G$  : La valeur du coefficient de poisson initial  $\nu_i$  pour  $\sigma_3 = P_a$

$F$  : La réduction supplémentaire du coefficient de poisson initial  $\nu_i$  à chaque fois que  $\sigma_3$  augmente 10 fois.

$G$  et  $F$  désignent des paramètres expérimentaux (adimensionnels). Figure 4.8.

L'expression du coefficient de poisson tangent  $\nu_t$  s'exprime par la relation suivante :

$$\nu_t = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad (4.19)$$

Sachant que :

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta v}{v} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \varepsilon_a + 2 \varepsilon_r \quad (4.20)$$

Après la résolution de l'équation (4.17), et l'utilisation de l'équation précédente, on trouve :

$$\nu_t = \frac{f}{(1-d\varepsilon_a)^2} = \frac{G-F \log\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)}{(1-d\varepsilon_a)^2} \quad (4.21)$$

Kulhawy and Duncan [33] ont utilisé l'expression hyperbolique de Kondner (4.2) pour déterminer l'expression de la déformation principale majeure  $\varepsilon_1$  :

$$\varepsilon_1 = \frac{a(\sigma_1 - \sigma_3)}{1 - b(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (4.22)$$

Admettant que  $\varepsilon_1 = \varepsilon_a$ , et utilisant l'équation (4.18) et (4.22), l'équation de la déformation axiale devient :

$$\varepsilon_a = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\left[ 1 - \frac{R_f(1 - \sin \varphi)}{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)} (\sigma_1 - \sigma_3) \right] K P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n} \quad (4.23)$$

Cette équation est utilisée pour déterminer le coefficient de poisson tangent  $\nu_t$  de l'équation (4.21).

Donc :

$$\nu_t = \frac{G - F \log \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)}{\left( 1 - \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{\left[ 1 - \frac{R_f(1 - \sin \varphi)}{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)} (\sigma_1 - \sigma_3) \right] K P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n} \right)^2} \quad (4.24)$$

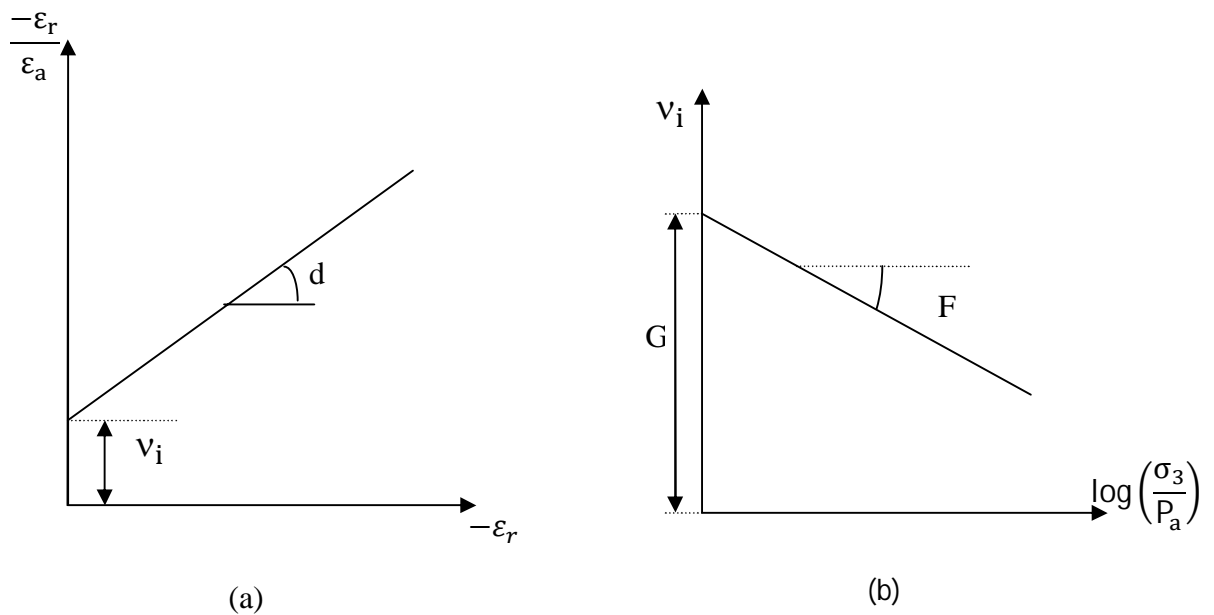


Figure 4.7 (a): Détermination des paramètres  $d$  et  $\nu_i$   
 (b): Détermination des paramètres  $G$  et  $F$

La figure 4.7 montre les paramètres  $d$ ,  $\nu_i$ ,  $G$  et  $F$  qui peuvent être déterminés graphiquement.

Le modèle de Kulhawy and Duncan [33] comporte neuf paramètres :  $K$ ,  $K_{ur}$ ,  $n$ ,  $R_f$ ,  $c$ ,  $\varphi$ ,  $d$ ,  $G$  et  $F$ .

#### 4.3.3. Modèle hyperbolique de Duncan (1980):

Duncan [34] a proposé une autre version du modèle hyperbolique. Les paramètres  $K$ ,  $K_{ur}$ ,  $n$ ,  $\varphi$ ,  $c$  et  $R_f$  sont déterminés de la même façon que les modèles précédents. Duncan [34] a utilisé les quantités  $K_b$  et  $m$  pour induire un module de compressibilité volumique tangent  $B'$  en fonction de la contrainte de confinement mineure  $\sigma_3$ .

$B'$  est donné par la relation suivante :

$$B' = K_b P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \quad (4.25)$$

Où

$K_b$  : Un paramètre adimensionnel correspond à  $B'$  (le module de compressibilité volumique tangent). ( $K_b = B'/P_a$  si  $\sigma_3 = P_a$ ).

$m$  : Un paramètre adimensionnel correspond à  $B'$  (la puissance du module de compressibilité volumique tangent).  $m$  égale au taux de changement de  $B'/P_a$  pour une augmentation de 10 fois de  $\sigma_3$ .

En remplaçant le module de compressibilité volumique tangent  $B'$  par son équation, Duncan a utilisé la formule incrémentale de Herrmann [35], concernant le coefficient de poisson tangent  $\nu$ , tel que son expression est la suivante :

$$\nu_i = 0.5 \left( 1 - \frac{E_i}{3B'} \right) \quad (4.26)$$

Où :

$\nu$  : Coefficient de poisson tangent varie entre 0 et 0.5.

$i$  : numéro d'incrément  $i$ .

Donc  $\nu_i$  devient :

$$\nu_i = \frac{3K_b P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m - \left[ 1 - \frac{R_f(1-\sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)} \right]^2 K P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n}{6K_b P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m} \quad (4.27)$$

Pour le cas de chargement-déchargement-rechargement, Duncan n'a pas proposé des modifications concernant le module de compressibilité volumique tangent  $B'$ .

Comme le montre les figures 4.8 et 4.9, les deux paramètres  $K_b$  et  $m$  peuvent être déterminés en suivant la même démarche pour la détermination de  $K$  et  $n$ . [34]

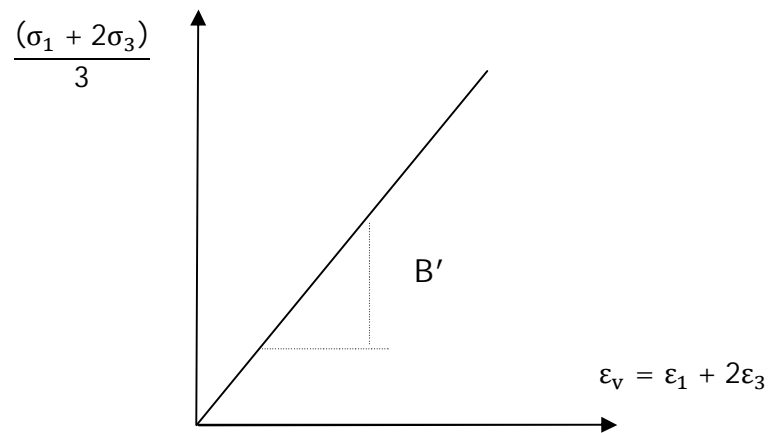


Figure 4.8 : Détermination de  $B'$

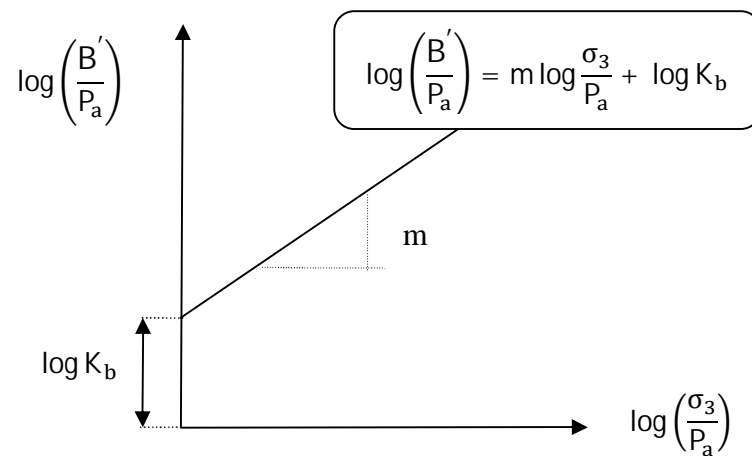


Figure 4.9 : Détermination des paramètres  $m$  et  $K_b$

Le modèle de Duncan [34] comporte huit paramètres qui sont :  $K$ ,  $K_{ur}$ ,  $n$ ,  $R_f$ ,  $c$ ,  $\varphi$ ,  $K_b$  et  $m$ .

#### 4.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, On a analysé trois modèles non-linéaires de types hyperboliques: le modèle de Duncan and Chang [31], le modèle de Kulhawy and Duncan [33] et le modèle de Duncan [34]. Ces modèles sont caractérisés par un module au déchargement-rechargement, c'est-à-dire il y a deux cycles dans ces modèles : un cycle en chargeant et un deuxième cycle en déchargeant-rechargeant. En générale, ces modèles peuvent être classés en trois composantes : la résistance (cohésion et angle de frottement), la relation contrainte-déformation ( $E$ ,  $K$ ,  $K_{ur}$ ,  $n$ ,  $R_f$ ), et la relation concernant le changement du volume, c.à.d. la variation volumique ( $v$ ,  $G$ ,  $F$ ,  $d$ ,  $K_b$ ,  $m$ ).

Pour le premier modèle, le module de Young élastique tangent  $E_t$  est réévalué à chaque incrément et en chaque point, et le coefficient de Poisson est constant pour tous les incréments. Contrairement, les deux paramètres élastiques ( $E_t$ ,  $\nu_t$ ) pour les deux autres modèles sont réévalués à chaque incrément et en chaque point.

A cause de la simplicité du modèle de Duncan and Chang [31] par rapport aux deux autres modèles, on va choisi ce dernier pour effectuer l'implémentation non linéaire dans la méthode MTV.

## **CHAPITRE 5**

### **EXTENSION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS A TRANCHES VERTICALES A UN MILIEU NON LINEAIRE**

#### 5.1. Introduction :

Avec le développement des moyens informatiques, la méthode des éléments finis est largement utilisée, cette dernière prend en compte l'aspect non-linéaire du sol et ses lois plutôt complexes, d'une manière relativement simple.

L'élasticité linéaire est l'approche la plus ancienne et la plus simple pour modéliser la relation contrainte-déformation du sol. Cette relation n'étant pas en réalité linéaire, il faut reformuler l'analyse avec des hypothèses basées sur l'élasticité non-linéaire.

Comme on a utilisé dans l'analyse linéaire le modèle à tranches verticales MTV, à cause de ses avantages, on a choisi le modèle hyperbolique de Duncan and Chang [31], comme loi non linéaire afin d'implémenter cette dernière dans le modèle à tranches verticales MTV [23], pour analyser un pieu isolé sollicité latéralement où ce pieu est supposé être fiché dans un milieu non-linéaire. L'extension de la méthode des tranches verticales à un milieu non-linéaire sera l'objectif de ce présent chapitre.

#### 5.2. Avantages et limitations du modèle constitutif du sol :

Le choix de la loi de comportement est très important pour mieux modéliser le sol. Comme déjà cité auparavant, le modèle non linéaire choisi pour notre travail est le modèle de Duncan and Chang [31] grâce à ces différents avantages malgré qu'il présente quelques limitations. Les différents avantages et limitations sont détaillés dans le paragraphe ci-après.

### 5.2.1. Les avantages :

- Le modèle hyperbolique est relativement simple à comprendre et facile à utiliser. Les paramètres ont une signification physique et sont faciles à évaluer, ce qui aide à prévoir les effets de changement des valeurs des paramètres. [29]
- Pour déterminer les paramètres requis au modèle hyperbolique, on a besoin que des essais de compressions triaxiaux. L'analyse de contrainte effective (en utilisant les données des essais drainés) et l'analyse de contrainte totale (en utilisant les données des essais non consolidés non drainés) peuvent être utilisées. Si les essais de compression triaxiaux ne sont pas disponibles, ces paramètres peuvent être déterminés par des essais de cisaillement direct et des essais de consolidation. [29]
- Le modèle hyperbolique fonctionne bien pour la plupart des chemins de contraintes jusqu'à la rupture, des résultats raisonnables sont obtenus pour la majorité des problèmes pratiques où les déformations sont petites. Ce modèle a été appliqué avec succès pour résoudre de nombreux problèmes pratiques. [29]
- Des bases de données des valeurs appropriées ont été publiées pour différents types de sols. Ces informations peuvent être utilisées pour estimer des valeurs raisonnables lorsque les données concernant la résistance et la rigidité des sols sont insuffisantes.
- Le modèle hyperbolique peut être facilement implémenté dans un code d'éléments finis.

### 5.2.2. Les limitations :

- Le modèle ne tient pas compte de l'influence de la contrainte principale intermédiaire  $\sigma_2$ . Cependant, les résultats expérimentaux ont montré que  $\sigma_2$  peut avoir un effet important sur la résistance et le comportement contrainte-déformation du sable. [29]
- La modélisation du comportement après-rupture n'est pas vraiment significative, puisque les relations avant-rupture sont basées sur la loi de Hooke généralisée, les résultats ne peuvent pas être fiables à la rupture des sols dilatants et aux grandes déformations. [29]
- Le modèle ne peut pas gérer la dilatance du sol et il n'y a pas de couplage entre la contrainte de cisaillement et la déformation volumique.

- Il est impossible de justifier la loi de Duncan and Chang [31] pour d'autres chemins de contraintes que ceux ayant servi à son élaboration.
- Les incréments de contraintes et de déformations ont les mêmes directions principales, ce qui est en contradiction avec les observations expérimentales.
- Les paramètres de ce modèle ne représentent pas les propriétés fondamentales des sols (densité du sol, teneur en eau du sol,...) mais seulement les valeurs des coefficients empiriques qui représentent le comportement du sol.

### 5.3. Aspects de calcul non-linéaire dans le modèle d'éléments finis à tranches verticales :

#### 5.3.1. Implémentation de la loi de Duncan and Chang (1970):

Dans le calcul linéaire où la loi de comportement est élastique linéaire on n'a appliqué le chargement qu'une seule fois, par contre lorsque la loi de comportement est élastique non linéaire on procède à un chargement pas à pas (un chargement par incrément). Cela signifie que lors d'analyse les charges ne sont pas prises en compte dans leur totalité, mais elles sont incrémentées et les états d'équilibre successifs sont résolus. L'application de la charge en petits incréments permet de faire des approximations sur le comportement non-linéaire, elle traduit le problème non-linéaire en une série des problèmes linéaires. Pour cela le module de Young  $E$  sera réévalué pour chaque incrément et dans chaque point. Le coefficient de poisson  $\nu_s$  est constant dans le modèle de Duncan and Chang [31].

La relation incrémentale entre contrainte et déformation pour un matériau isotrope linéaire et élastique, peut s'écrire en appliquant la loi de Hooke généralisée lors du  $m^{\text{ième}}$  incrément de contrainte  $\{d\sigma_m\}$  et de déformation  $\{d\varepsilon_m\}$  par:

$$\{d\sigma_m\} = [D]_m \{d\varepsilon_m\} \quad (5.1)$$

Où

$m$  : correspond au même incrément de contrainte  $\{d\sigma_m\}$  et de déformation  $\{d\varepsilon_m\}$ .

$[D]$  : la matrice d'élasticité incrémentale associée à cette étape de chargement, autrement dit,  $[D]$  diffère d'une itération à une autre.



La relation précédente peut se mettre sous la forme ci-après dans le cas d'un problème en contrainte plane :

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\tau_{xy} \end{Bmatrix}_m = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}_m \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix}_m \quad (5.2)$$

Les incréments des déformations élastiques sont reliés aux incréments des contraintes via la loi de Hooke généralisée, on suit les mêmes étapes détaillées dans le chapitre 2 pour le calcul linéaire mais cette fois pour un incrément de charge.

Concernant le calcul des contraintes (déformations), il faut calculer au début les contraintes initiales avant l'application de la charge horizontale (déformations initiales) de telle sorte :

$$\sigma_{0z} = \gamma Z \quad \text{et} \quad \sigma_{0x} = K_0 \sigma_{0z} \quad (5.3)$$

Où

$K_0$ : Coefficient de pression des terres au repos (=0.6 pour tout le calcul)

$\sigma_{0z}$ : Contrainte initiale verticale.

$\sigma_{0x}$ : Contrainte initiale horizontale.

$Z$ : la profondeur considérée.

Ensuite, on applique un incrément de charge et chaque incrément contient deux phases (cycles), la 1<sup>ère</sup> c'est la phase de chargement où on utilise le paramètre  $k$  pour calculer le module de Young tangent du sol  $E_t$  et la 2<sup>ème</sup> est le cas de déchargement-rechargement où on utilise le paramètre  $k_{ur}$  pour calculer le module d'Young pour la phase de déchargement- rechargement  $E_{ur}$ . Après l'obtention des contraintes (déformations) pour le premier incrément, on refait le même travail pour le deuxième incrément en ajoutant les valeurs des contraintes précédentes (incrément 1) ainsi de suite etc... à la fin de l' $i^{\text{ème}}$  incrément, on obtient  $\sum_{j=1}^i \{\Delta\sigma_j\}$  et  $\sum_{j=1}^i \{\Delta\varepsilon_j\}$ .

Où  $j$ : désigne le numéro d'incrément.

Les contraintes (déformations) finales sont obtenues par cumul, ses expressions sont données par les formules ci-après.

$$\{\sigma_i\} = \{\sigma_0\} + \sum_{j=1}^i \{\Delta\sigma_j\} \quad (5.4)$$

$$\{\varepsilon_i\} = \sum_{j=1}^i \{\Delta\varepsilon_j\} \quad (5.5)$$

### 5.3.2. Intégration numérique :

Pour résoudre le système d'équation  $[K]\{a_i\} = \{R_i\}$  il y a des intégrations à faire, et puisque il est impossible de calculer analytiquement ces dernières (Car seuls les codes de calcul formel font des intégrations exactes) donc on doit le résoudre numériquement par la méthode d'intégration de Gauss en faisant appel à des formules de quadrature. Celles-ci donnent une approximation de l'intégrale sous forme d'une somme finie.

Cette méthode d'intégration de Gauss permet de calculer, avec une très bonne approximation, les déformations et les contraintes en des points déterminés sont les points de Gauss (points d'intégration), dont les positions permettent d'obtenir la précision maximale. Un exemple de 4 points de Gauss sur un élément de référence carré (2D) est indiqué sur la figure 5.1 en rappelant que l'élément fini bidimensionnel utilisé dans le modèle des tranches verticales MTV est un élément quadrangulaire à huit nœuds Q8.

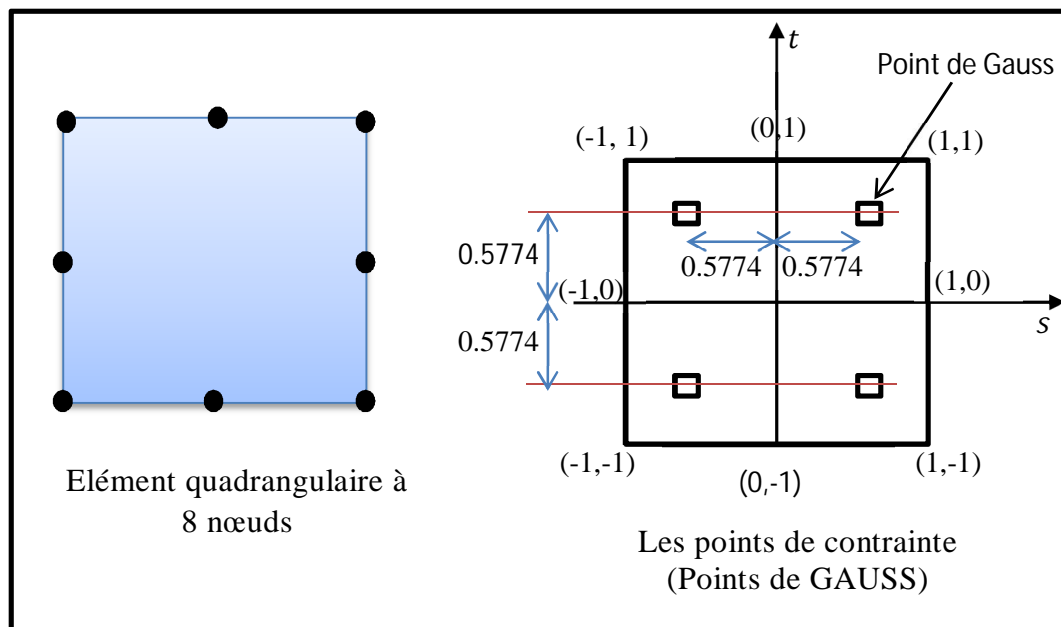


Figure.5. 1. Disposition des nœuds et des points de contrainte dans l'élément Q8

La matrice B dans la relation  $\{\varepsilon(x, z)\} = [B(x, z)] \begin{Bmatrix} U_{\text{noeuds}} \\ V_{\text{noeuds}} \end{Bmatrix}$  est formée de termes provenant des fonctions de transformation géométrique, des fonctions de forme (d'interpolation) et les fonctions de pondérations.

#### 5.4. Formulation non-linéaire et stratégie de calcul du MTV :

##### 5.4.1. Stratégie de calcul :

Le principe de la stratégie de calcul élastique d'un milieu continu discrétisé en tranches verticales est basé sur une analyse bidimensionnelle de la tranche et un processus itératif effectué tranche par tranche, afin de résoudre un système d'équation :

$$A_i a_i = R_i \quad (5.6)$$

Où :

$a_i$  : Vecteur des déplacements nodaux de la tranche i.

$A_i$  : La matrice de rigidité.

$R_i$  : Le chargement appliqué à la tranche i (chargement externe + chargement induit par les déplacements de la tranche précédente et suivante).

Sachant que l'analyse non linéaire est incrémentale, l'équation précédente peut être réécrite sous la forme suivante:

$$A_i \Delta a_i = \Delta R_i \quad (5.7)$$

Pour résoudre ce système d'équation, il est nécessaire d'utiliser une méthode de résolution itérative. La difficulté de la résolution directe du système d'équation (5.7) est due à la dépendance qui est entre la matrice de rigidité et les déplacements nodaux (donc par conséquent les déformations).

Puisque les relations élastiques non linéaires établies sont aussi incrémentales, il est intéressant de procéder à un chargement pas à pas, tel que le nombre des incréments de charge est bien définis, en multipliant par un facteur nommé Facto (multiplicateur de charge).

Les méthodes itératives les plus souvent utilisés dans l'analyse numérique sont les méthodes de Newton-Raphson. Dans la méthode de Newton-Raphson originale, la matrice

de rigidité tangente se calcule à chaque itération, par contre dans sa méthode modifiée la matrice de rigidité est calculée une fois seulement lors de l'étape initiale, ce qui nous permet de gagner de temps de calculs (moins d'itérations lorsque la solution converge).

La méthode de Newton-Raphson modifiée, dites aussi méthode des contraintes initiales, est adoptée dans notre programme numérique MTV. La figure 5.2 montre le principe général de cette méthode.

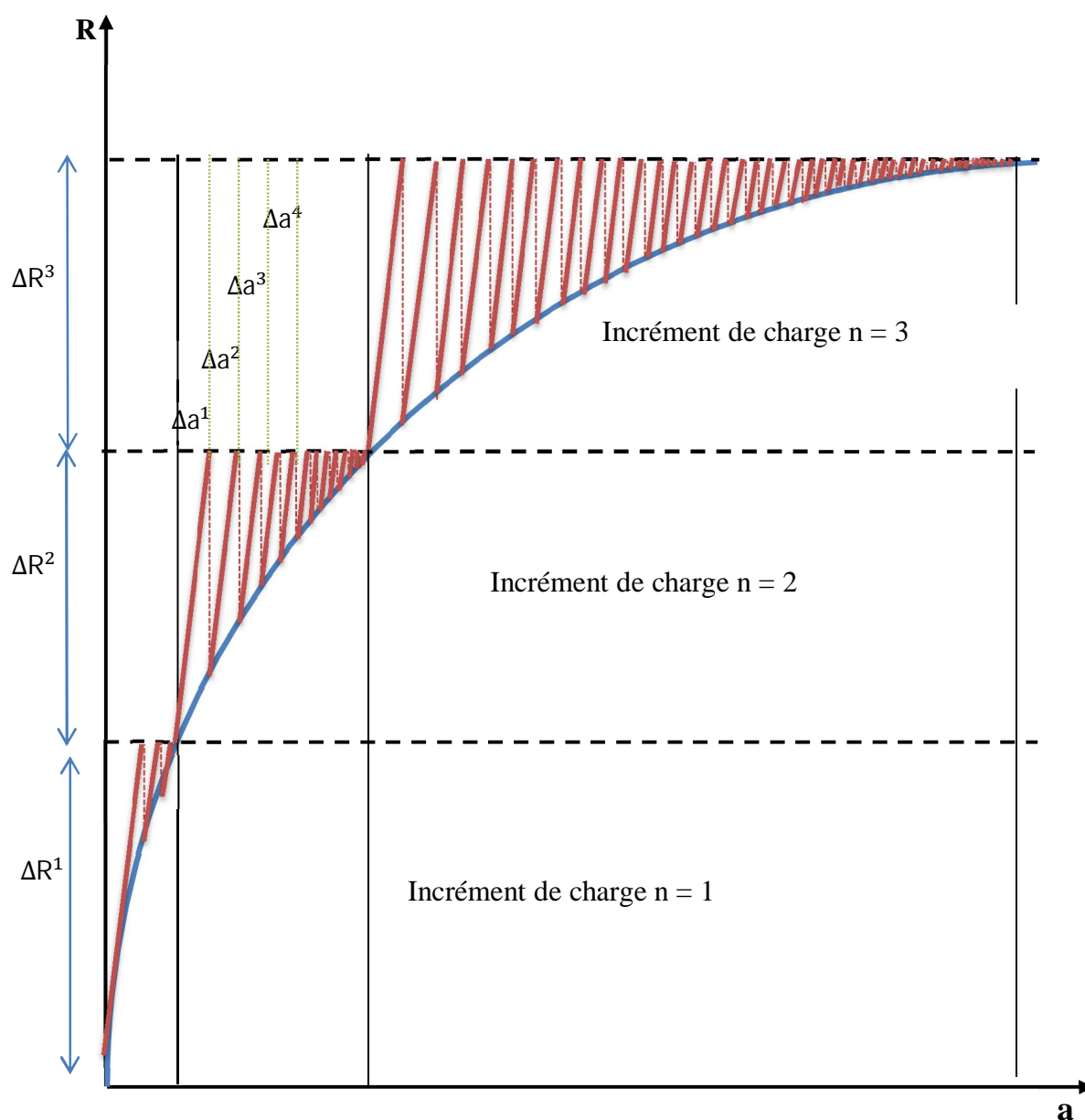


Figure 5.2 : Méthode de Newton-Raphson modifiée ‘Méthode des contraintes initiales’

#### 5.4.2. Analyse élastique non linéaire du milieu discrétisé en tranches verticales :

Au premier lieu, l'incrément de contrainte est obtenu à partir d'une solution élastique. La détermination de l'état de contrainte dans une tranche dépend essentiellement de la loi de Hooke généralisée au point d'intégration considéré.

Pour une analyse élastique non-linéaire la représentation par éléments finis d'une tranche doit être mise sous forme incrémentale. Après un incrément de chargement  $P^1=P^0+\Delta P$  et  $f^1=f^0+\Delta f$  doivent correspondre au nouvel état de contrainte  $\sigma^1= \sigma^0+\Delta\sigma$ . Donc l'équation d'équilibre pour le nouvel incrément peut être écrite sous la forme :

$$\int_V B^t \sigma dv = P^1 + \int_V N^t f^1 dv - \int_V B^t \sigma^0 dv \quad (5.8)$$

Si on adopte l'approche de contrainte initiale, on obtient :

$$\int_V (B^t DB + N^1 C^{pc} N) \Delta a_i dv = \Delta P_i + \int_V (N^1 C^{pc} N) \Delta a_{i-1} dv + \int_V (N^t C^{fl} N) \Delta a_{i+1} - \int_V B^t \sigma^0 dv \quad (5.9)$$

On peut écrire sous forme compacte l'équation précédente :

$$A \Delta a_i^1 = \Delta P_i + \Delta F_i^{pr} + \Delta F_i^{fl} - E_i^{l-1} \quad \text{Pour } l=1, 2, \dots, l_{max} \quad (5.10)$$

Où

$A$  : matrice de rigidité.

$\Delta P$  : incrément de charge extérieur appliqué.

$\Delta F^{pr}$  et  $\Delta F^{fl}$  : charge de volume engendrer par les incréments de déplacement dans la tranche précédente et la tranche suivante.

$E$  : Le vecteur tenant compte de l'équilibre non-convergé dans l'étape de chargement précédente.

Le modèle non-linéaire peut être incorporé dans le modèle d'éléments finis à tranches verticales MTV qui prend en considération le couplage entre les tranches auxquelles le milieu tridimensionnel est discrétisé.

Le même principe d'analyse linéaire décrit dans le chapitre 2 peut être effectué ici dans ce chapitre. Cependant dans l'analyse non-linéaire, un processus itératif supplémentaire tient lieu en même temps que le processus lié à la nature itérative du

modèle des tranches verticales. Cela signifie que pour chaque tranche, l'équation (5.10) doit être résolue selon le schéma d'intégration suivant :

$$A\Delta a_i^{k,l} = \Delta P_i + \Delta F_i^{pr^k} + \Delta F_i^{fl^{k-1}} - E_i^{l-1} \quad \text{Pour } l=1, 2, \dots, l_{\max} \text{ et } k=1, 2, \dots, k_{\max} \quad (5.11)$$

Où :

k: le niveau global des itérations du processus itératif lié au couplage des tranches.

l: le niveau des itérations lié à la nature non-linéaire du sol supposé suivre le modèle hyperbolique de Duncan and Chang [31].

#### 5.4.3. Description du programme et d'organigramme :

L'implémentation de la loi hyperbolique [31] dans la méthode a tranches verticales MTV a été développée dans un programme FORTRAN 77 nommé Pile3D-NVSM, dont le milieu ayant un comportement non-linéaire.

Le programme contient 1394 lignes en tenant en compte toutes les sous-routines (74 lignes pour le programme principal). Le programme est formé de 28 sous-routines, des anciennes sous-routines qui sont déjà existées dans le programme linéaire du chapitre 2 et d'autres nouvelles sous-routines qui sont implémentées pour introduire la non-linéarité du sol. L'enchaînement de ces sous-routines et l'organigramme sont présentés dans l'annexe du mémoire.

Concernant le temps d'exécution du calcul non linéaire il varie entre 40 minutes à 90 minutes, ce temps dépend du nombre d'incrément utilisé, du nombre maximum des itérations pour chaque incrément de charge et aussi de degré de finesse du maillage utilisé.

#### 5.5. Comparaison des résultats de l'approche non-linéaire :

Dans ce chapitre, on a cherché à comparer rigoureusement les résultats de l'approche non-linéaire. Pour cela on a effectué une recherche dans la littérature concernant le problème des pieux isolés sollicités latéralement fichés dans un milieu non-linéaire et analysés par la méthode des éléments finis 3D afin de démontrer l'aptitude du modèle non-linéaire à tranches verticales MTV à résoudre ce problème, en tenant en compte l'aspect non-linéaire, pour obtenir à la fin des résultats proches et satisfaisants.

Pour effectuer cette comparaison rigoureuse entre résultats obtenus par le modèle MTV et d'autres résultats disponibles dans la littérature on a comparé nos résultats avec ceux de Brown and Shie [14] pour un sable et les résultats de Zhaohui and Boris [36] pour une argile.

### 5.5.1. Comparaison des résultats dans un sol pulvérulent:

Brown and Shie [14] ont étudié un pieu circulaire sollicité latéralement dans un sol sableux. On remarque qu'il existe certaine cohésion dans ce sable, cette cohésion est un artifice de calcul afin d'éviter les problèmes de convergence et pour que les éléments proches des pieux ne se plastifient pas immédiatement dès le premier chargement. Pour des raisons de la symétrie, ils n'ont modélisé que la moitié du milieu sol-pieu. Le sol est modélisé par la loi de comportement de Drucker-Prager étendue avec une loi d'écoulement non associée en utilisant le code d'éléments finis ABAQUS [37]. Des éléments d'interface sont placés pour modéliser l'interaction sol-pieu.

Les caractéristiques du sol et les caractéristiques géométriques et de rigidité du pieu sont regroupées dans le tableau (5.1). Les auteurs ont utilisé un élément brique à 27 nœuds dans leurs maillage ce qui donne un grand nombre de degré de liberté et un temps de calcul long.

Tableau 5.1 : Les propriétés Sol-Pieu (Brown & Shie [14])

Pieu	$E_p=48 \cdot 10^6 \text{ kPa}$ $\nu_p=0.15$ $d=27.3\text{cm}$ $L_p= 457.2\text{b cm}$ $H=109.025\text{kN}$
Sable	$c =13.8 \text{ kPa}$ $\phi = 23^\circ$ $\psi = 0^\circ$ $\nu_s=0.45$ $\gamma=18.9 \text{ kN/m}^3$

Dans notre modèle, concernant les paramètres modélisant le sol, on a pris les mêmes caractéristiques intrinsèques utilisées dans le sable de Brown and Shie [14] (la même cohésion  $c$ , la même angle de frottement  $\phi$ , le même coefficient de poisson du sol  $\nu_s$  et même poids volumique du sol  $\gamma$ ). A défaut des valeurs de la loi de comportement hyperbolique, ces dernières sont considérées variables dans une plage de variation puisqu'on ne dispose pas de valeurs fixes sur le sable de Brown and Shie, c'est pour ça on a varié les paramètres essentiels de cette loi qui sont  $K$ ,  $K_{ur}$  et  $n$  dans une plage de variation ( $K$ ,  $K_{ur}$  et  $n$  sont les plus paramètres importants et ç'a été prouvé dans l'étude paramétrique non linéaire dans le paragraphe 5.6).

La prédiction des limites des intervalles de variation de  $K$ ,  $K_{ur}$  et  $n$  et le choix de  $R_f$  du sable ont été basé sur la simulation d'un sable utilisé dans le travail de Chalaturnyk et al. [38] (les paramètres de ce sable sont utilisés pour l'étude paramétrique effectuée dans le paragraphe 5.6). Le tableau (5.2) récapitule les différents paramètres du sable utilisés dans le modèle MTV.

Tableau 5.2 : Les propriétés du sol (la présente méthode MTV)

Sable	$c = 13.8 \text{ kPa}$ $\phi = 23^\circ$ $\nu_s = 0.45$ $\gamma = 18.9 \text{ kN/m}^3$ $K = \text{Plage de variation } 120 - 265.5$ $K_{ur} = \text{Plage de variation } 354 - 265.5$ $n = \text{Plage de variation } 0.43 - 0.5$ $R_f = 0.85$ $P_a = 101.4 \text{ kPa}$
-------	--

Les figures (5.3), (5.4) et (5.5) illustrent les allures des courbes effort- déflexion pour deux approches en comparaison pour un sol pulvérulent en variant le paramètre  $K$ , le paramètre  $K_{ur}$  et l'exposant  $n$  respectivement. On a pris une plage de variations (intervalle



de petites et grandes valeurs) de ces paramètres afin de cerner la courbe effort-déflexion de Brown & Shie [14]. La même tendance est observée pour les différentes courbes.

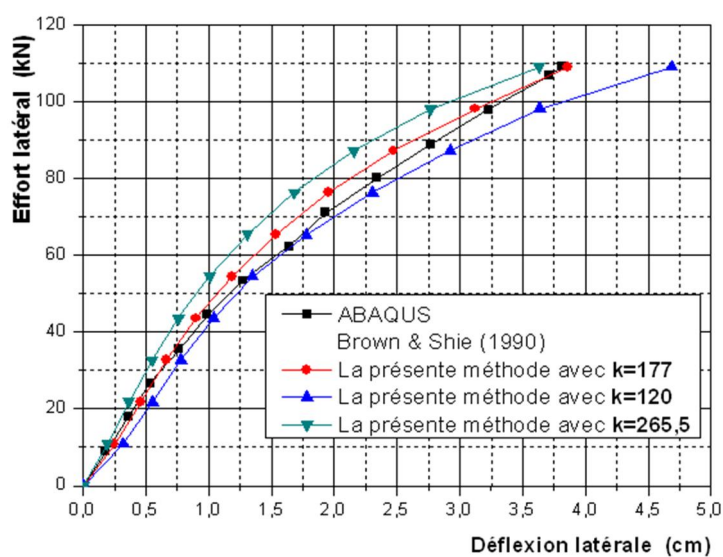


Figure 5.3 : Comparaison des déplacements latéraux dans un sol pulvérulent, en variant le K

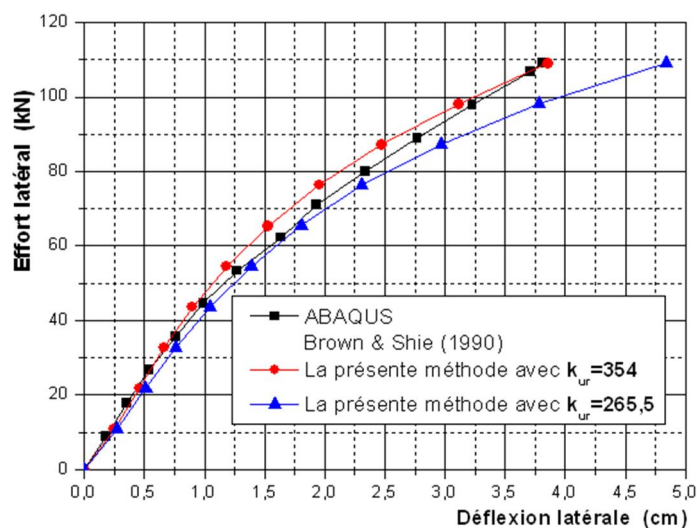


Figure 5.4 : Comparaison des déplacements latéraux dans un sol pulvérulent, en variant le  $K_{ur}$

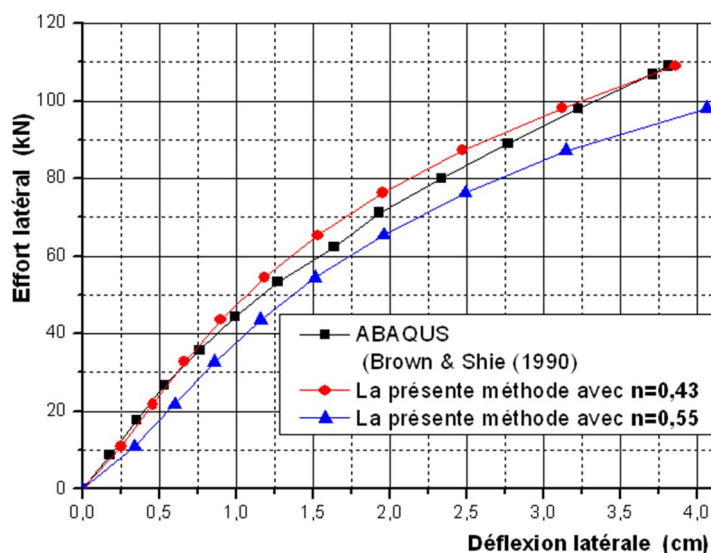


Figure 5.5 : Comparaison des déplacements latéraux dans un sol pulvérulent, en variant l'exposant  $n$

- On s'aperçoit d'abord que pour une plage de  $K$  qui varie de [120 à 265.5] la courbe de Brown & Shie est au milieu des courbes de la présente méthode, plus précisément dans la plage  $K$  qui varie de [120 à 177] on remarque que l'accord est excellent avec la courbe où  $k=177$  dans la marge des petites charges (petits déplacements) et à partir de la moitié de la charge appliquée, on remarque qu'il y a une petite divergence entre les deux courbes en comparaison. Cette légère différence peut être due à la différence entre les deux lois de comportement adoptées pour le sol.

- On s'aperçoit pour une plage de  $K_{ur}$  qui varie de [354 à 265.5] la courbe de Brown & Shie [14] se trouve pratiquement au milieu des deux courbes de valeurs limites de  $K_{ur}$  de la présente méthode, donc on peut conclure que notre méthode peut estimer la déflexion en tête d'une façon approximativement proche à celle de la méthode des éléments finis véritablement tridimensionnelle bien sûr si on a les différents paramètres hyperboliques où leurs plages de variation.

- Pratiquement les mêmes constatations précédentes peuvent être émises pour l'exposant  $n$  sauf que pour ne pas avoir une grande influence sur la courbe effort-déflexion la plage de variation de l'exposant  $n$  doit être serrée concernant le sable.

Remarque :  $K=120$  représente 67.8% de  $K_{\text{CHALATURNYK}}$ .

$K=265.5$  représente 150% de  $K_{\text{CHALATURNYK}}$ .

$K=354$  représente 200% de  $K_{\text{CHALATURNYK}}$ .

### 5.5.2. Comparaison des résultats dans un sol cohérent :

Zhaohui and Boris [36] ont analysé numériquement en utilisant le code d'éléments finis OpenSees [39], un pieu isolé sollicité latéralement dans un sol argileux uniforme en élasto-plasticité. Le pieu est en aluminium de forme carrée, il est modélisé par des éléments solides linéaires. Le sol argileux est modélisé par la loi de Von Mises. Ils ont utilisé des éléments d'interface pour modéliser l'interaction sol-pieu, son critère est Drucker Prager. La symétrie du modèle permet de n'étudier que la moitié de domaine.

La figure 5.6 illustre les différents détails du modèle de Zhaohui and Boris [36] et la figure 5.7 montre les détails du pieu et leur chargement sollicité dans la présente méthode.

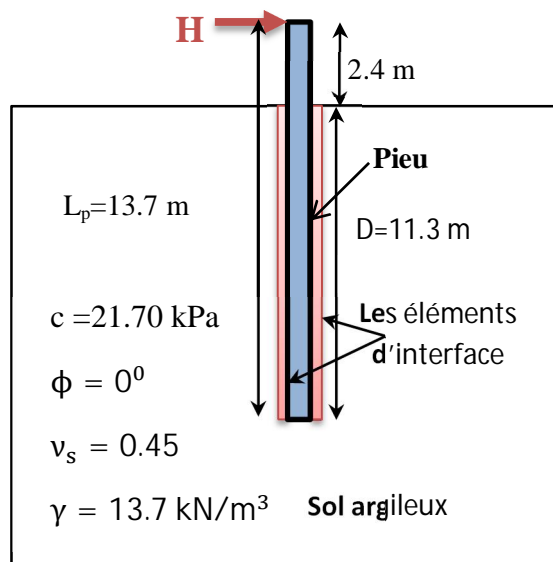


Figure 5.6 : Schéma d'un pieu soumis à un effort latéral dans un sol argileux  
(Modèle de Zhaohui and Boris [36])

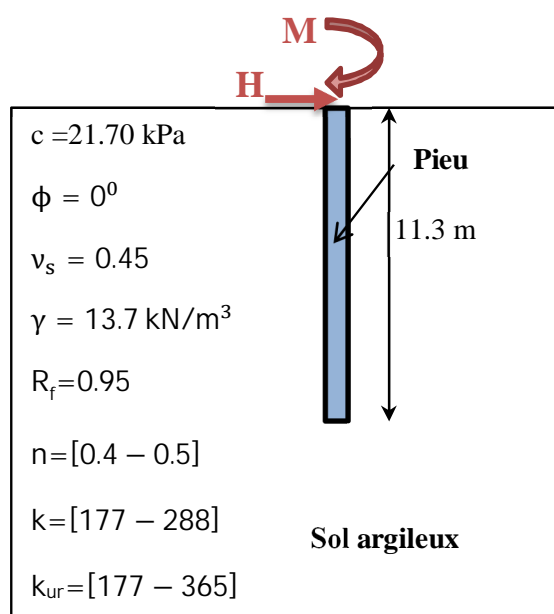


Figure 5.7: Schéma d'un pieu soumis à un effort latéral et un moment de renversement dans un sol argileux (la présente méthode)

L'élément fini tridimensionnel utilisé dans le maillage pour modéliser le pieu et le sol est un élément brique à 20 nœuds. Les auteurs ont tracé les courbes de déplacements latéraux en fonction de la profondeur. Les caractéristiques du pieu et du sol sont regroupées dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3 : Les propriétés Sol-Pieu (Zhaohui and Boris [36])

Pieu	$E_p = 21 \cdot 10^6 \text{ kPa}$ $a = 0.429 \text{ m}$ $L_p = 13.7 \text{ m}$ (la longueur total du pieu) $D = 11.3 \text{ m}$ (la fiche du pieu) $H = 400 \text{ Kn}$
Argile	$c = 21.70 \text{ kPa}$ $\phi = 0^\circ$ $v_s = 0.45$ $\gamma = 13.7 \text{ kN/m}^3$

Pour compléter les paramètres hyperboliques du modèle Duncan and Chang on fait le même principe expliqué pour le sol pulvérulent précédent, on garde les caractéristiques intrinsèques de l'argile concernée et on varie les paramètres essentiels de la loi hyperbolique, mais cette fois on utilise les paramètres d'une argile pour simuler les limites des plages de variation et le coefficient de rupture  $R_f$ , en se basant sur le travail de Ladjal [40] dans son étude d'une argile saturée de Guiche (vallée de l'Adour, France). On a gardé la même cohésion  $c$  et le même angle de frottement  $\phi$  que ceux de Zhaohui and Boris [36]. On n'expose que l'effet de  $K$  et de l'exposant  $n$  sur la courbe effort-déflexion et on compare ces courbes avec celle de Zhaohui and Boris [36]. Les différentes caractéristiques du pieu et du sol sont récapitulés dans le tableau 5.4.

Tableau 5.4 : Les propriétés Sol-Pieu (la présente méthode MTV)

Pieu	$E_p=21 \cdot 10^6$ kPa $a=0.429$ m $D=11.3$ m (la fiche du pieu) $H=400$ Kn $M=960$ kNm
Argile	$c =21.70$ kPa $\phi = 0^\circ$ $\nu_s = 0.45$ $\gamma = 13.7$ kN/m <sup>3</sup> $K =$ Plage de variation [295 – 885] $K_{ur} = 885$ $n =$ Plage de variation [0.2 – 0.5] $R_f=0.95$ $P_a= 101.4$ kPa

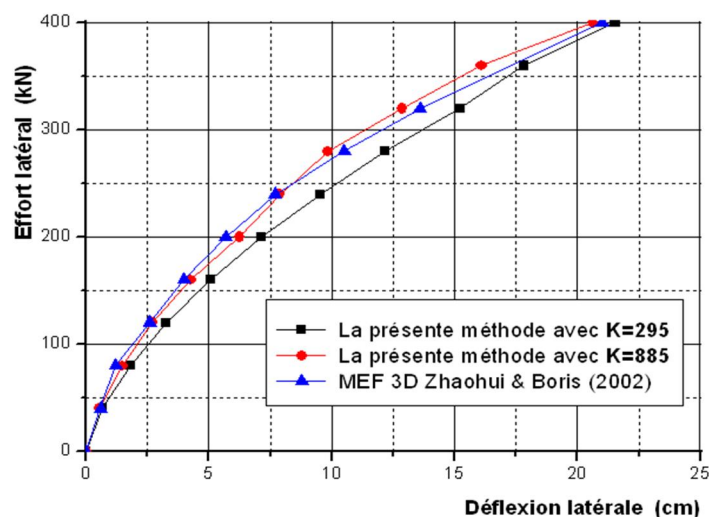


Figure 5.8 : Comparaison des déplacements latéraux dans un sol cohérent, en variant le K

Les courbes effort-déflexion en variant le paramètre K dans une plage de variation de [295-885] sont montrées dans la figure 5.8. En comparant ces courbes avec celle de Zhaohui and Boris [36], on constate que les déflexions obtenues dans la présente étude par MTV pour une plage de variation déterminée de K sont proches de celles présentées par la méthode numérique véritablement tridimensionnelle de Zhaohui and Boris [36]. Ça prouve que la méthode non-linéaire MTV peut estimer les déplacements latéraux des sols argileux comme les sols sableux.

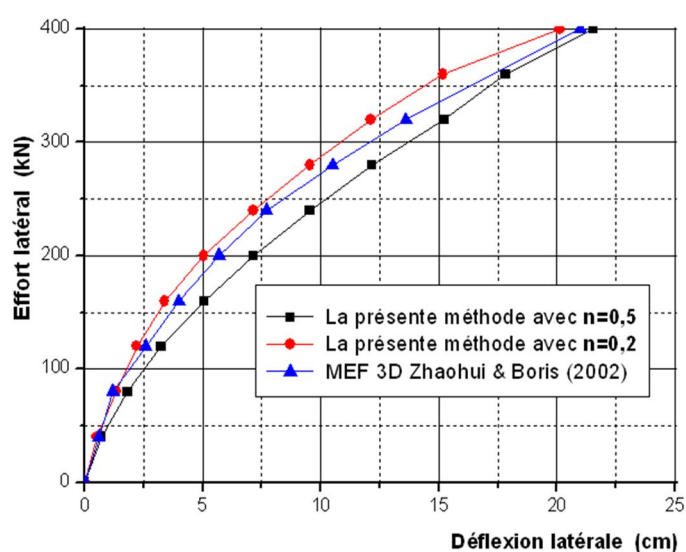


Figure 5.9 : Comparaison des déplacements latéraux dans un sol cohérent, en variant l'exposant n

La figure 5.9 montre une comparaison des déplacements latéraux en tête dans un sol cohérent entre nos résultats pour plage de variation concernant l'exposant  $n$  de [0.2 – 0.5] et ceux de Zhaohui and Boris [36], on s'aperçoit que pour une plage de variation large cette variation n'a pas un grand effet sur la réponse du pieu. La courbe de Zhaohui and Boris est cernée par les deux courbes de la présente méthode, cela veut dire que pour une valeur de  $n$  entre ces deux limites peut donner une bonne concordance avec la méthode de Zhaohui and Boris.

### 5.6. Analyse de la réponse effort-déflexion d'un pieu fiché dans un sol élastique non-linéaire:

Cette analyse paramétrique vise d'étudier l'effet de la non-linéarité de la loi de comportement et l'effet du rapport d'élancement du pieu  $L/d$  sur la déflexion du pieu, pour un sol sableux (sand fill), les paramètres hyperboliques utilisés dans cette analyse sont les paramètres du sable analysé par Chalaturnyk et al. [38]. L'étude a été faite en fonction de l'effort latérale  $H$ . Les caractéristiques géométriques d'un pieu carré en béton et les caractéristiques de résistance et de rigidité du sol sont regroupées dans le tableau 5.5.

Tableau 5.5: Les propriétés Sol-Pieu pour l'analyse non-linéaire

Pieu	$d=0.60\text{m}$ (pieu de section carrée ( $d*d$ )) $E_p=20.67 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$ $\nu_p=0.25$ $L_p=15\text{m} \quad \Rightarrow \quad \frac{L_p}{d} = 25$
Sol	$c = 33.0 \text{ kPa}$ <span style="float: right;"><math>\phi = 42.7^\circ</math></span> $K = 177$ $K_{ur} = 354$ $n = 0.43$ $R_f = 0.85$ $\nu = 0.40$ <span style="float: right;"><math>P_a = 101.4 \text{ kPa}</math></span> $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$ $k_0 = 0.6$ (Coefficient de pression des terres au repos)

### 5.6.1. Détermination du maillage:

Avant d'effectuer l'étude paramétrique de ce chapitre, il faut déterminer le maillage adéquat car ce dernier peut influencer les résultats de l'analyse numérique par éléments finis du comportement d'un pieu. Dans cette étude, on s'intéresse à l'influence du nombre des éléments finis suffisants pour la modélisation sur la réponse du pieu. En effet, une discrétisation plus fine conduit à des résultats plus précis. Pour que ce nombre soit suffisant il faut que l'augmentation de ce nombre n'ait pas d'influence sur le déplacement en tête du pieu.

La figure 5.10 montre l'influence du maillage (nombre des éléments finis) sur les courbes effort-déflexion du pieu. On constate clairement que la stabilité du déplacement est pratiquement atteinte lorsque le maillage contient plus de 50 éléments finis.

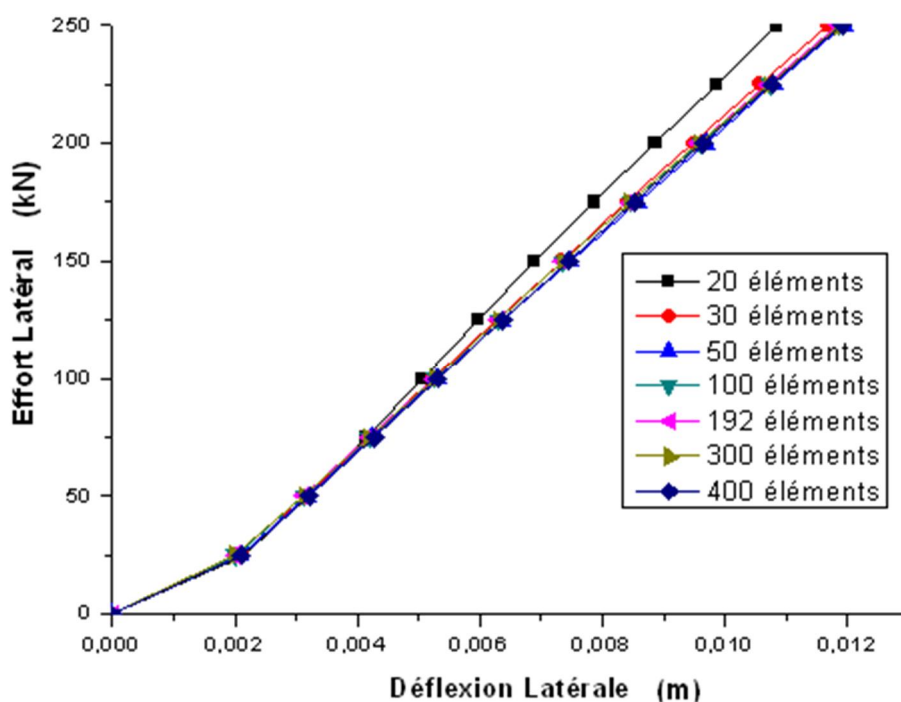


Figure 5.10 : L'influence de maillage sur la courbe effort-déflexion

A cause de la symétrie du problème, l'étude a été faite sur la moitié du milieu. On a choisi un maillage très raffiné contient 400 éléments finis quadrangulaires à 8 nœuds (20 éléments quadrangulaires modélisent le pieu et 380 éléments modélisent le sol), les dimensions de ce maillage sont 13.6m pour l'axe horizontal et 22.5m pour la profondeur verticale. Le nombre des tranches choisi est égal à 20 tranches [19].



### 5.6.2. L'effet des paramètres de la loi de comportement :

Dans cette étude paramétrique, on a varié les différents paramètres de la loi de comportement d'une manière simple, en variant le paramètre concerné et en fixant les autres (ces paramètres sont pris identiques que ceux de Chalaturnyk et al. [38]).

#### 5.6.2.1. L'effet de l'exposant n :

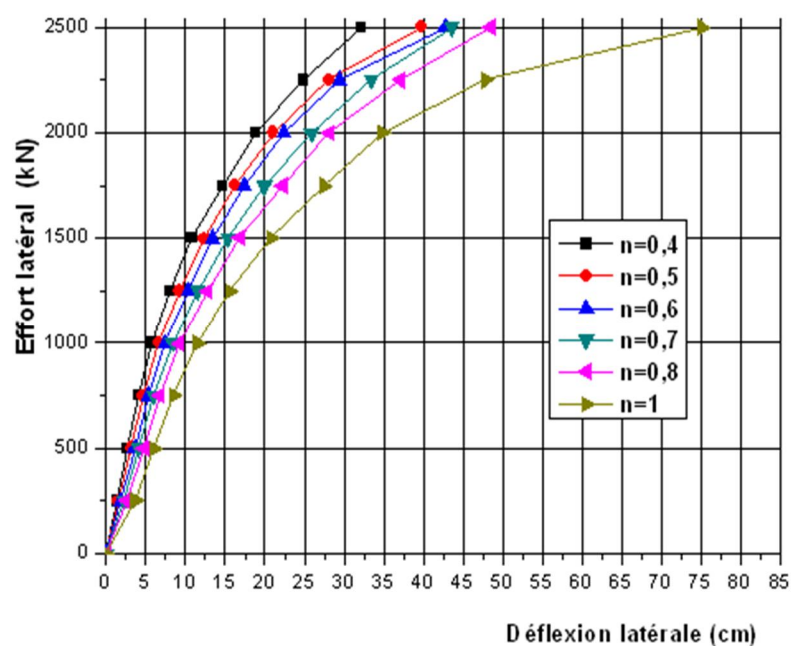


Figure 5.11 : L'effet de l'exposant n sur la courbe effort-déflexion

La figure 5.11 illustre la variation des déplacements latéraux en tête du pieu pour six valeurs de l'exposant n où l'effort latéral appliqué égal à 2500 kN. On s'aperçoit que l'exposant (n) a un effet considérable sur la déflexion du pieu dès le premier chargement, lorsque la valeur du paramètre n est élevée la déflexion du pieu est grande par contre lorsque cette valeur (n) est petite la déflexion diminue.

#### 5.6.2.2. L'effet du coefficient de rupture $R_f$ :

La figure 5.12 montre les courbes effort-déflexion d'un pieu isolé d'élanement 25 soumis à un effort latéral maximum égal à 2500 kN (cette charge est appliquée par

incrément et le nombre de ces incréments égale à 10). L'analyse a été effectuée pour différentes valeurs du coefficient de rupture  $R_f$ .

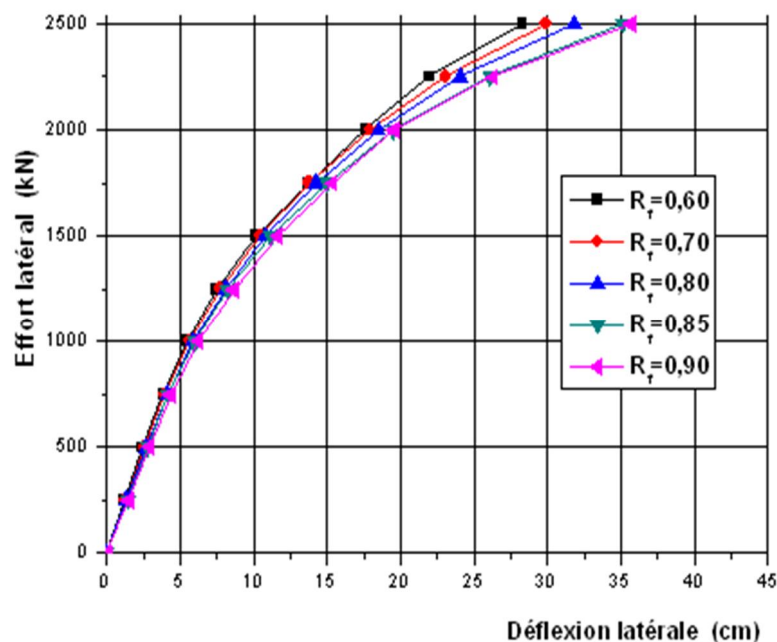


Figure 5.12 : L'effet du coefficient de rupture  $R_f$  sur la courbe effort-déflexion

Comme on peut le constater clairement, l'effet du coefficient de rupture  $R_f$  devient plus important avec l'augmentation de l'effort latéral (aux grandes charges), c'est à dire une valeur élevée de  $R_f$  augmente le déplacement (le sol s'approche à la rupture). Aux petites charges, le coefficient de rupture  $R_f$  n'a pratiquement aucun effet sur la réponse effort-déflexion du pieu.

### 5.6.2.3. L'effet du paramètre K :

Les courbes effort-déflexion pour un pieu isolé chargé latéralement sont montrées dans la figure 5.13.

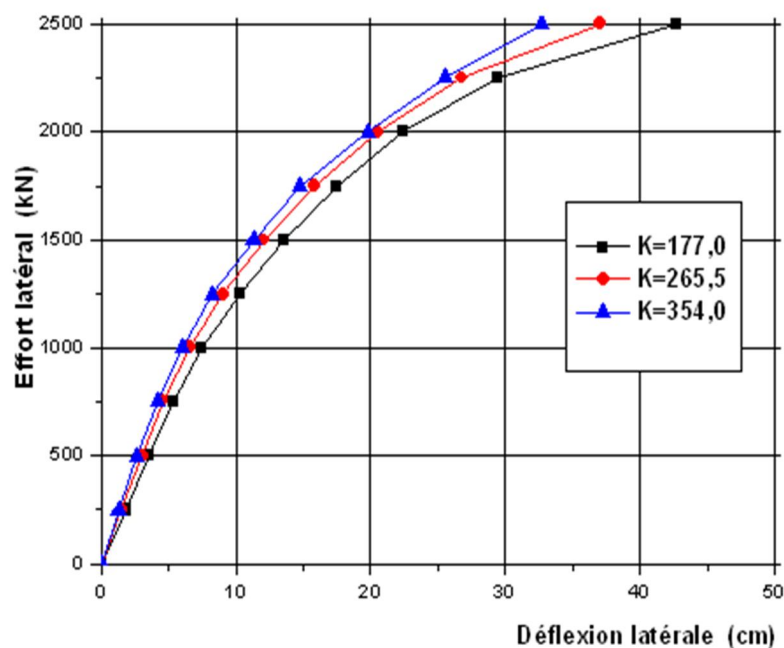


Figure 5.13 : L'effet du paramètre K sur la courbe effort-déflexion

On s'aperçoit que la déflexion est inversement proportionnelle à la valeur du paramètre K. Dans cette analyse, le paramètre K varie de 177 à 354.

#### 5.6.2.4. L'effet du paramètre $K_{ur}$ :

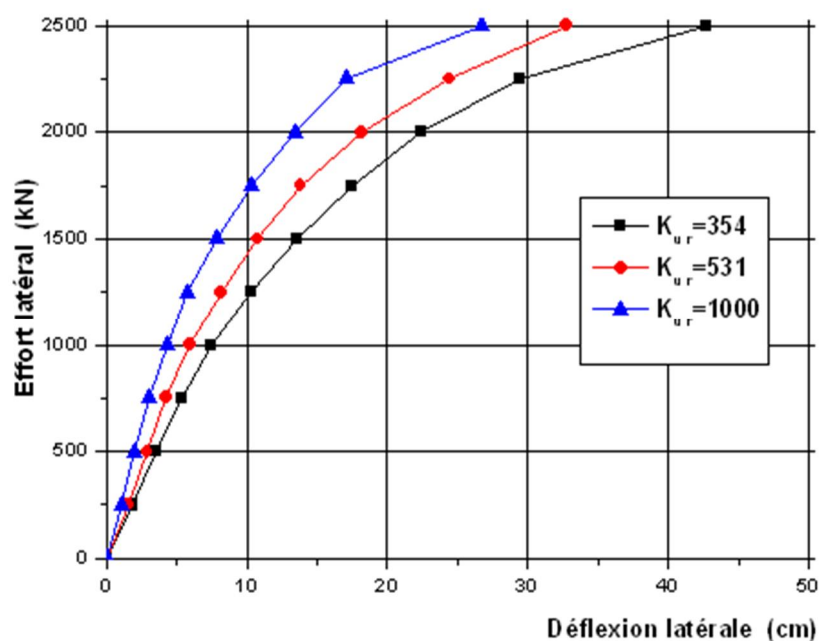


Figure 5.14 : L'effet du paramètre  $K_{ur}$  sur la courbe effort-déflexion

L'effet du paramètre  $K_{ur}$  (351, 531 et 1000) est montré sur la figure 5.14. On s'aperçoit que les déplacements en tête du pieu décroissent avec la valeur de  $K_{ur}$ . Donc les deux paramètres  $K$  et  $K_{ur}$  ont la même influence sur la courbe effort-déflexion.

#### 5.6.2.5. L'effet de la cohésion $C$ :

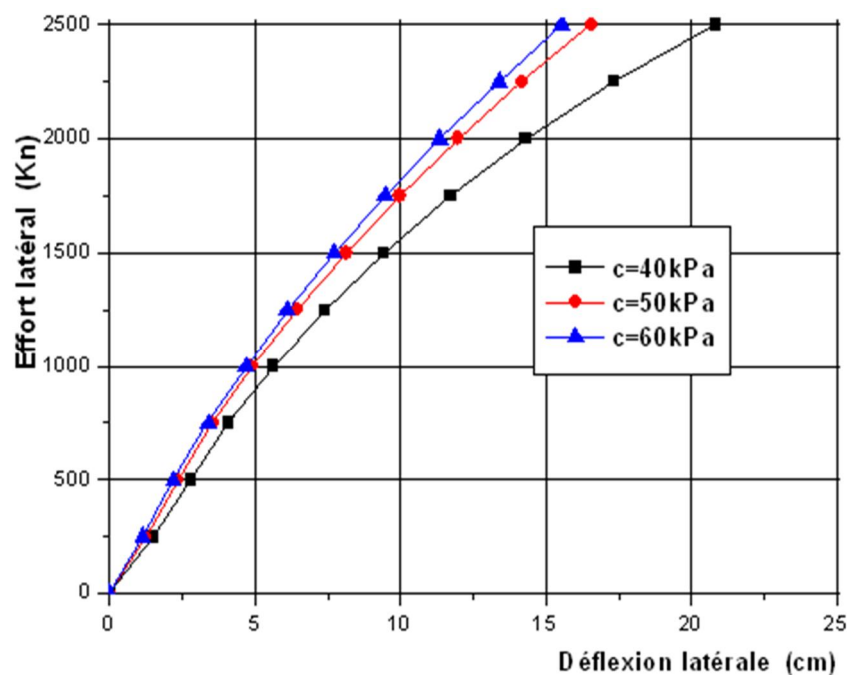


Figure 5.15 : L'effet de la cohésion  $C$  sur la courbe effort-déflexion

Les mêmes courbes effort-déflexion pour un pieu isolé chargé latéralement avec une force latérale égale à 2500 kN sont illustrées dans la figure 5.15. On constate que la cohésion du sol  $c$  influence clairement sur réponse effort-déflexion du pieu.

Les résultats obtenus montrent clairement que le déplacement en tête du pieu est influencé par la cohésion du sol  $c$ . Une valeur élevée de  $c$  diminue le déplacement en tête du pieu. Cette diminution est beaucoup plus importante en passant de  $c=40$  kPa à  $c=50$  kPa, par contre la variation de  $c=50$  kPa à  $c=60$  kPa n'a que peu d'influence sur la déflexion.

### 5.6.2.6. L'effet de l'angle de frottement $\varphi$ :

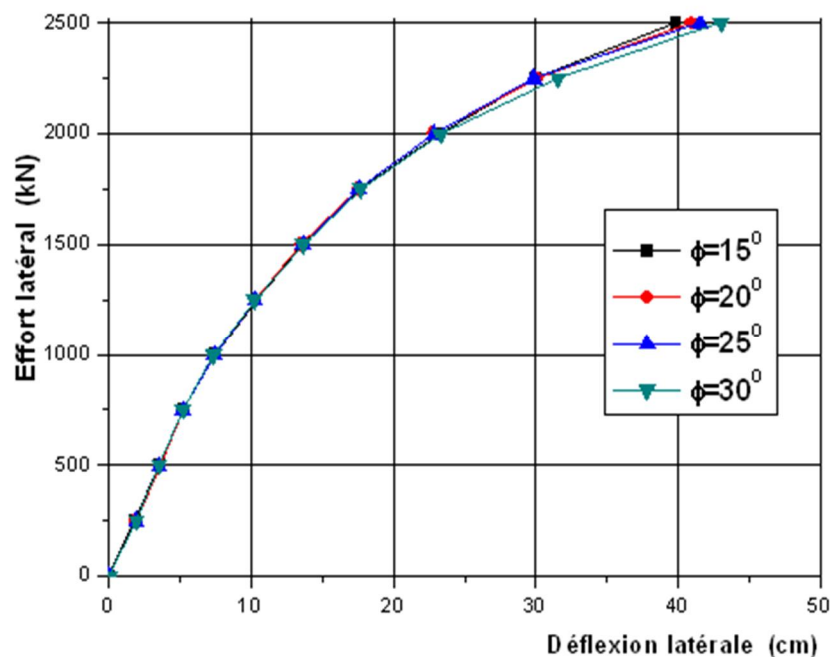


Figure 5.16 : L'effet de l'angle de frottement  $\varphi$  sur la courbe effort-déflexion

La figure 5.16 montre l'effet de l'angle de frottement  $\varphi$  sur la réponse effort-déflexion d'un pieu isolé sous sollicitation latérale. Quatre valeurs de  $\varphi$  ( $15^\circ$ ,  $20^\circ$ ,  $25^\circ$ ,  $30^\circ$ ) ont été utilisées dans cette analyse. Il est clairement remarqué que les déplacements développés pour  $\varphi=15^\circ$  en passant par  $20^\circ$ ,  $25^\circ$  jusqu'à  $30^\circ$  sont égaux (une très légère différence au voisinage des grandes charges). On peut conclure que cette variation de  $\varphi$  (de  $15^\circ$  à  $30^\circ$ ) n'a pas d'effet sur la réponse effort-déflexion du pieu.

### 5.6.2.7. L'effet du coefficient de poisson du sol $\nu_s$ :

L'évolution de la déflexion du pieu en fonction de l'effort latéral est présentée sur la figure 5.17 pour différentes valeurs du coefficient de poisson  $\nu_s$  pour le but de voir l'influence de ce dernier sur les courbes effort-déflexion.

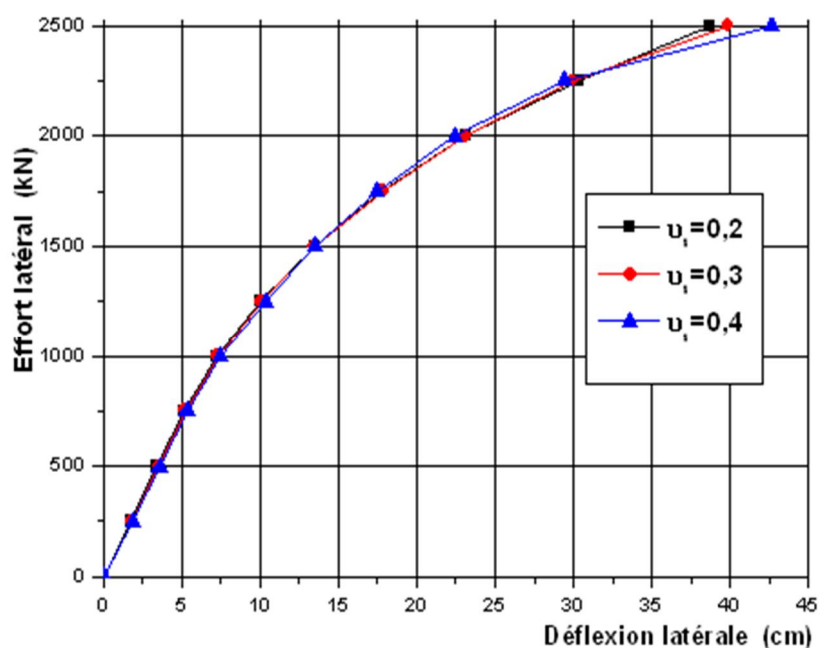


Figure 5.17 : L'effet du coefficient de poisson du sol  $v_s$  sur la courbe effort-déflexion

Les résultats obtenus montrent clairement que le déplacement en tête du pieu est très peu influencé par le coefficient de poisson du sol  $v_s$ .

### 5.6.3. L'effet de l'élanement du pieu $L_p/B$ :

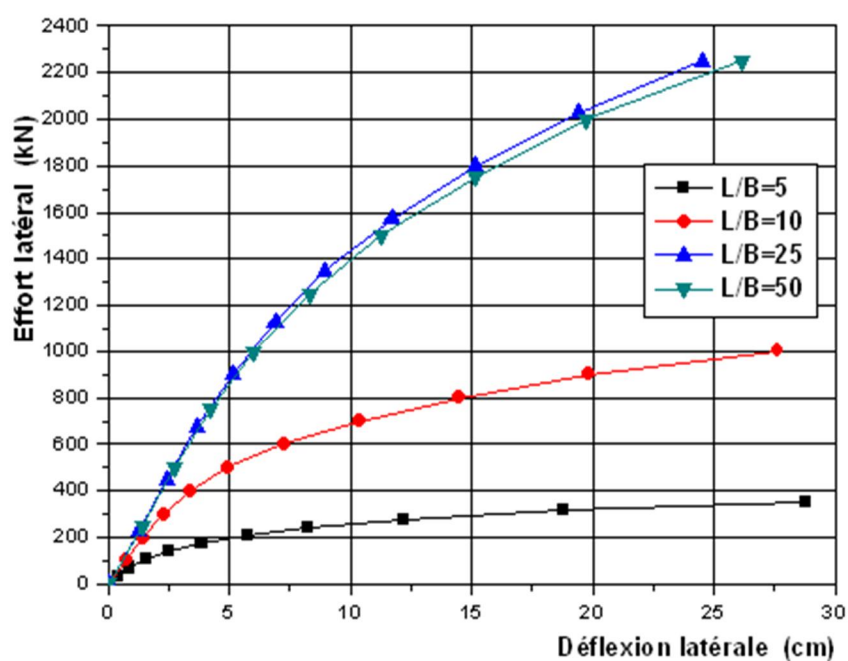


Figure 5.18 : L'effet de l'élanement du pieu  $L_p/B$  sur la courbe effort-déflexion

La figure 5.18 montre l'effet de l'élanement du pieu sur la réponse effort-déflexion d'un pieu isolé sollicité horizontalement. L'analyse a été faite pour quatre élanements ( $L_p/B=5, 10, 25$  et  $50$ ). L'examen de cette figure met en évidence deux points importants, premièrement, la capacité portante du pieu augmente considérablement lorsque l'élanement augmente en comparant avec le pieu court d'élanement 5, cela veut dire que la résistance latérale des pieux longs est plus importante que celle des pieux courts. Le deuxième point majeur est indiqué par l'augmentation considérable de la capacité portante jusqu'à un élanement 25, au-delà de  $L_p/B=25$ , cette capacité est très peu affectée.

### 5.7. Conclusion :

Dans ce chapitre on a implémenté la loi non-linéaire de type hyperbolique (modèle de Duncan and Chang [31]) dans la méthode des éléments finis à tranches verticales afin de prendre en considération la non-linéarité du sol. On a choisi le modèle hyperbolique de Duncan and Chang à cause de sa simplicité et son efficacité d'utilisation dans certain nombre des problèmes pratiques.

On a suivi une procédure incrémentale et on a utilisé la méthode des contraintes initiales pour résoudre le système d'équations, cette méthode itérative a l'avantage de calculer la matrice de rigidité une fois seulement, ce qui minimise le temps de calcul.

Le comportement des pieux isolés chargés latéralement prédit par MTV dans sa version non-linéaire, a été comparé avec des résultats disponibles dans la littérature. Les résultats obtenus sont encourageants.

Une étude paramétrique a été effectuée afin de voir l'effet des paramètres de la loi de comportement et l'effet de l'élanement sur la réponse effort-déflexion du pieu.

## CONCLUSION

L'objectif de ce travail est la modélisation numérique tridimensionnelle en éléments finis des pieux isolés chargés latéralement.

A travers l'étude bibliographique, on a décrit les différentes méthodes de dimensionnement des pieux isolés sollicités latéralement. Ces méthodes sont classées en trois catégories. La première catégorie regroupe les méthodes empiriques basées sur la compilation d'un nombre de constatations liées aux pieux pour fournir des prévisions réalistes du comportement latéral des pieux dans des configurations simples. Dans la deuxième catégorie on retrouve les méthodes considérant le sol comme un continuum, cette méthode est divisée en deux familles, celles qui utilisent les équations de Mindlin dont le sol est un milieu élastique, continu et adhère au pieu au cours du chargement et celles qui s'appuient sur les éléments finis c'est-à-dire sur la discrétisation du système sol-pieu en éléments finis. La dernière catégorie concerne les méthodes aux modules de réaction. Elles décrivent l'interaction sol-pieu par une loi de réaction du terrain en fonction du déplacement horizontal, ces méthodes supposent l'indépendance de chaque couche de sol

Vu la nature tridimensionnelle du problème de chargement latéral des pieux, l'approche numérique par éléments finis est très utile pour analyser rigoureusement ce problème. Une analyse purement tridimensionnelle nécessite un ordinateur très puissant et un effort humain considérable pour la présentation des données et pour le dépouillement des résultats. Pour ces raisons on a choisi une méthode alternative dénommée Modèle des Tranches Verticales (MTV) proposé par Dr Amar Bouzid. Cette méthode combine la méthode des éléments finis bidimensionnels et la méthode des différences finies, en découpant le système sol-pieu en tranches verticales et en analysant chaque tranche séparément. La nature tridimensionnelle du problème est prise en compte par le développement d'un processus itératif pour assurer le transfert des forces de cisaillement qui se développent entre les tranches.



Le système pieu-sol a été étudié en détail en effectuant une étude paramétrique qui a permis de visualiser l'effet de la compressibilité relative pieu/sol, le rapport d'élançement et l'effet de l'effort axial sur le comportement latéral du pieu. L'analyse des pieux en élasticité linéaire a été faite sur plusieurs types de sols : sol homogène, sol de Gibson et sol multicouche ou bicouche. Des courbes normalisées (du déplacement adimensionnel, du moment fléchissant adimensionnel et d'effort tranchant adimensionnel) ont été tracées en fonction de la profondeur relative. Les principales conclusions auxquelles on a abouti sont comme suit :

- Le déplacement normalisé linéaire en tête du pieu est très influencé par le rapport de compressibilité pieu/sol, notamment pour les petits rapports de rigidités.
- L'élançement du pieu a un effet considérable sur le comportement latéral de ce dernier. Un pieu long se comporte comme un pieu flexible, par contre pour un pieu court se comporte comme un pieu rigide.
- La propagation du moment fléchissant se trouve de plus en plus proche à la surface, en augmentant le rapport d'élançement ou en diminuant la compressibilité relative sol-pieu.
- Le déplacement normalisé diminue lorsque le module de déformation de la première couche du sol multicouche est grand quel que soit l'élançement.
- Les couches inférieures du sol multicouche n'ont pas d'effet sur la réponse du pieu que pour un élançement varie de 5 à 10.
- L'effort axial n'a aucun effet sur la déflexion latérale du pieu quel que soit le type du sol, mais il a un effet considérable sur le moment fléchissant et l'effort tranchant lorsque le rapport  $V/H$  est supérieur à 1.
- Le modèle des tranches verticales MTV peut modéliser différents types de sols (sol homogène, sol de Gibson et sol multicouche) et différentes sections des pieux (carrée, circulaire), cette capacité confirme sa performance pour analyser rigoureusement le comportement du problème sol-pieu.

Après une présentation des différents modèles élastiques non-linéaires de type hyperbolique avec ses formulations mathématiques, le travail de recherche proposé dans ce mémoire se termine par l'extension du modèle des tranches verticales élastiques à un modèle non linéaire de type hyperbolique. Le modèle choisi est le modèle de Duncan et Chang (1970) à cause de sa simplicité et de sa facilité de mise en œuvre dans un code de

calcul. Les aspects de calcul de la formulation non-linéaire du MTV et la description du programme non-linéaire ont été présentés, en détaillant les équations itératives.

Afin de faire une comparaison rigoureuse, on a confronté les résultats du modèle non-linéaire du MTV avec d'autres méthodes disponibles dans la littérature. Les résultats obtenus sont encourageants.

La dernière partie dans ce chapitre a été consacrée à une étude paramétrique non-linéaire. Des courbes effort-déflexion ont été tracées, en variant les paramètres de la loi de comportement et le rapport d'élanement. Cette étude nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les courbes effort-déflexion sont influencées par la majorité des paramètres de la loi hyperbolique (l'exposant  $n$ , le coefficient de rupture  $R_f$ , le paramètre  $K$ , le paramètre  $K_{ur}$ , la cohésion  $c$ ) à l'exception de l'angle de frottement  $\varphi$  et de coefficient de poisson  $\nu_s$ .
- Lorsque la valeur de l'exposant  $n$  est élevée le déplacement latéral augmente.
- Le coefficient de rupture  $R_f$  n'a pas d'effet sur la déflexion que dans la marge des grandes charges, son augmentation augmente la déflexion.
- L'augmentation des valeurs des paramètres  $K$ ,  $K_{ur}$ , et de la cohésion  $c$  décroissent le déplacement latéral du pieu.
- la capacité portante du pieu augmente considérablement avec l'augmentation de l'élanement.
- Au-delà d'un élanement égal à  $L_p/B=25$ , toute augmentation de l'élanement n'a que peu d'influence sur la résistance latérale du pieu.
- La capacité latérale des pieux long est plus importante des pieux court.

Dans ce travail de recherche on a modélisé un pieu isolé chargé latéralement par le modèle numérique d'élément fini MTV. On a supposé que le chargement est monotone, le pieu et le sol sont solidaires en parfaite adhérence. On recommande de:

- modéliser ce problème avec la prise en compte des éléments d'interfaces (traiter le problème de décollement du pieu).
- modéliser ce problème avec la prise en considération d'un groupe de pieux.
- implémenter dans le modèle MTV d'autres lois non-linéaires.

**APPENDICE A**  
**LISTE DES SYMBOLES**

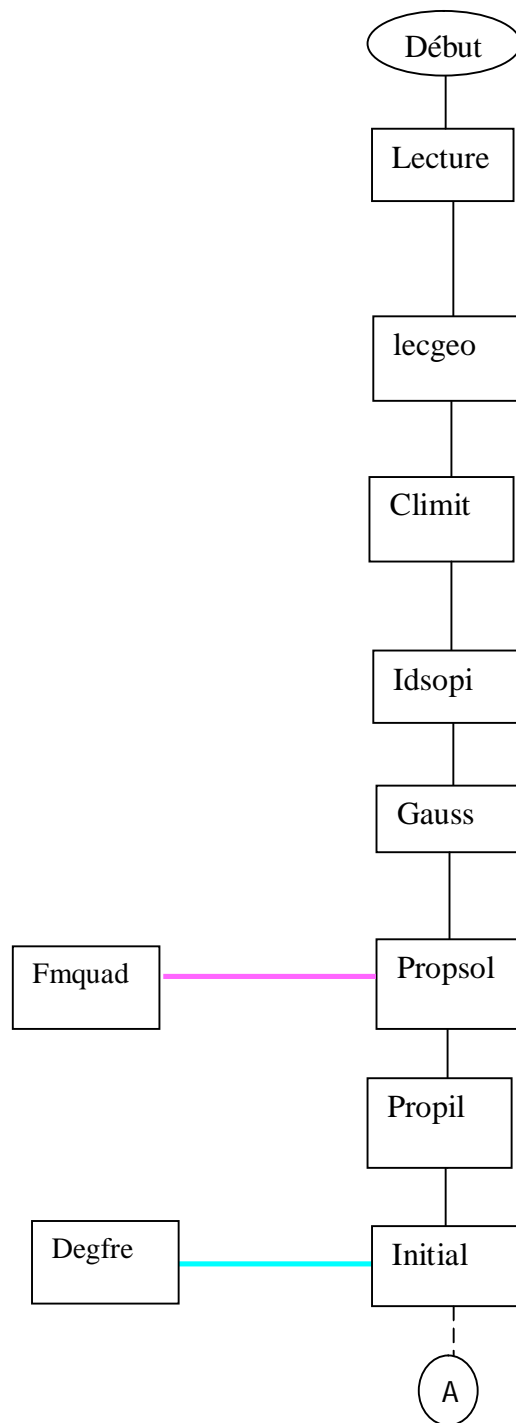
$A_p$	: Section du pieu.
$B$	: Largeur du pieu carré.
$B'$	: Module de compressibilité volumique tangent.
$D$	: Longueur de la fiche du pieu.
$E$	: Module d'Young du continuum.
$E_i$	: Module d'Young initial.
$E_p$	: Module d'Young du pieu.
$E_s$	: Module d'Young du sol.
$E_{s0}$	: Module d'Young du sol en surface.
$E_{sLp}$	: Module d'Young du sol à la pointe du pieu.
$E_t$	: Module d'Young tangent.
$E_{ur}$	: Module d'Young pour la phase de déchargement- rechargement.
$F$	: Forces de volume résultantes de l'intégration des forces de volume.
$F$	: Réduction supplémentaire du coefficient de poisson initial $\nu_i$
$G$	: Valeur du coefficient de poisson initial $\nu_i$ pour $\sigma_3 = p_a$
$G_i$	: Module de cisaillement de la tranche $i$ .
$H$	: Chargement horizontal.
$I_p$	: Moment d'inertie du pieu.
$I_{uH}$	: Facteur d'influence adimensionnel sous chargement horizontal.
$K, n$	: Paramètres adimensionnels correspond à $E_i$ .
$K_b, m$	: Paramètres adimensionnels correspond à $B$ .
$K_{ur}$	: Paramètre correspond à $E_{ur}$
$L_{cr}$	: Longueur critique du pieu.
$L_p$	: Longueur du pieu.
$p_a$	: Pression de référence (atmosphérique), $p_a = 1\text{atm} = 101.325\text{kpa}$ .

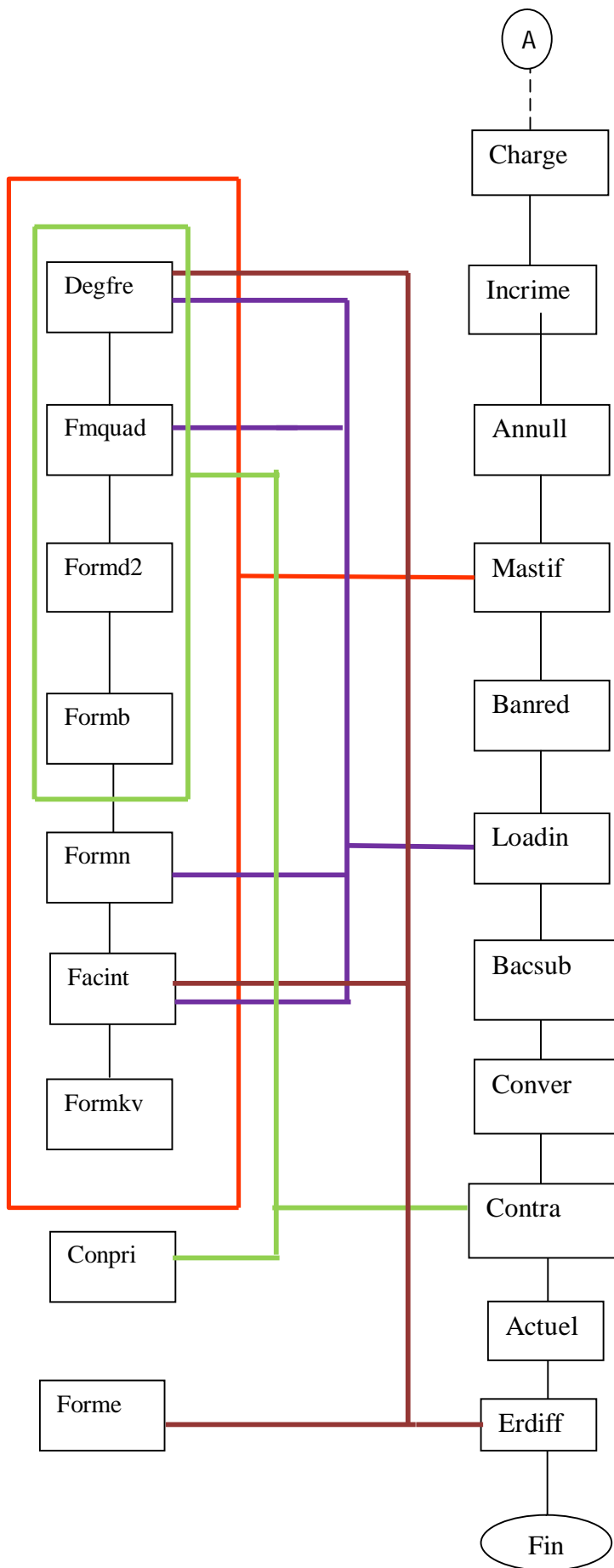
$R_f$	: Coefficient de rupture.
$V$	: Chargement vertical.
$a$	: L'ordonnée à l'origine.
$b$	: La pente de la courbe.
$c$	: Cohésion.
$d$	: Diamètre du pieu.
$f_l$	: La contribution de la tranche suivante.
$f_x$	: Forces de volume suivant x, agissant sur la tranche i.
$f_y$	: Forces de volume suivant y, agissant sur la tranche i.
$p_c$	: La propre contribution de la tranche elle-même.
$p_r$	: La contribution de la tranche précédente.
$r$	: Rayon du pieu.
$t_i$	: Epaisseur de la tranche i.
$u$	: Déplacement horizontal.
$v$	: Déplacement vertical.
$w$	: Déplacement normal.
$\alpha$	: Taux d'accroissement du module d'Young dans le sol.
$\nu$	: Coefficient du poisson du continuum.
$\nu_i$	: Coefficient du poisson initial.
$\nu_p$	: Coefficient du poisson du pieu.
$\nu_s$	: Coefficient du poisson du sol.
$\nu_t$	: Coefficient du poisson tangent.
$\sigma_x, \sigma_y$	: Contraintes normale dans le sens x, y respectivement.
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	: Contraintes principales.
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$	: Valeur asymptotique de la contrainte déviatorique.
$\tau_{xy}$	: Contrainte de cisaillement.
$\tau_{ZX}^r, \tau_{ZY}^r$	: Contrainte de cisaillement agissant sur l'interface droite de la tranche.
$\tau_{ZX}^l, \tau_{ZY}^l$	: Contrainte de cisaillement agissant sur l'interface gauche de la tranche.
$\varphi$	: Angle de frottement.
[A]	: Matrice de rigidité qui contient les forces de volume.
[B]	: Matrice déformation- déplacement.
[D]	: Matrice contrainte- déformation.
[I]	: Matrice identité

$[K]$	: Matrice de rigidité.
$[N]$	: Matrice des fonctions de forme.
$\{P_0\}$	: Vecteur de chargement en repos.
$\{P_i\}$	: Vecteur des forces extérieures (chargement) agissant sur la tranche $i$ .
$\{a_i\}$	: Vecteur des déplacements nodaux élémentaire.
$\{f_i\}$	: Vecteur des forces de volume appliquées à la tranche $i$ .
$\{u_0\}$	: Vecteur des déplacements en repos.
$\{\Delta\varepsilon\}$	: Vecteur d'incrément de déformation.
$\{\Delta\sigma\}$	: Incrément de contrainte.
$\{\varepsilon_0\}$	: Déformations initiales.
$\{\sigma_0\}$	: Contraintes initiales.

## APPENDICE 2

### L'ENCHAINEMENT DES SUBROUTINES DU PROGRAMME PILE3D-NVSM





Le rôle de la majorité de ces sous-routines est expliqué dans le paragraphe ci-dessous :

Lecture : Lecture des caractéristiques géométriques et mécaniques du système sol-pieu, des caractéristiques du modèle hyperbolique, du chargement extérieur et des paramètres du calcul non-linéaire (Lecture des données du problème).

Lecgeom : Lecture géométrique du maillage du massif (coordonnées des nœuds).

Climit : Etablissement des conditions aux limites.

Propil: Identification et attribution des propriétés du pieu (module d'Young à partir de la rigidité à la flexion/ module d'Young à partir de la rigidité à la compression).

formd2 : Formation de la matrice contrainte/déformation [D] d'un problème de contrainte plane.

Mastif: Formation de la matrice de rigidité élémentaire et l'assemblage de la matrice globale.

Loadin: Evaluation du vecteur de chargement.

Fmquad : Sous-routines pour les fonctions de forme/ les dérivées des fonctions de forme.

Idsopi : Identification des éléments du sol et du pieu.

Forme : cette sous-routine calcule les fonctions de forme pour interpoler ou extrapoler les contraintes à l'intérieur de l'élément à partir des contraintes aux points de Gauss.

Facint : cette routine permet de calculer les facteurs d'interactions entre les tranches et attribuer des modules de cisaillement aux tranches.

Initial : Initialisation des différents vecteurs de chargement.

Conver : Evaluation et vérification de la tolérance.

Incrime : Incrémentation du chargement appliqué.

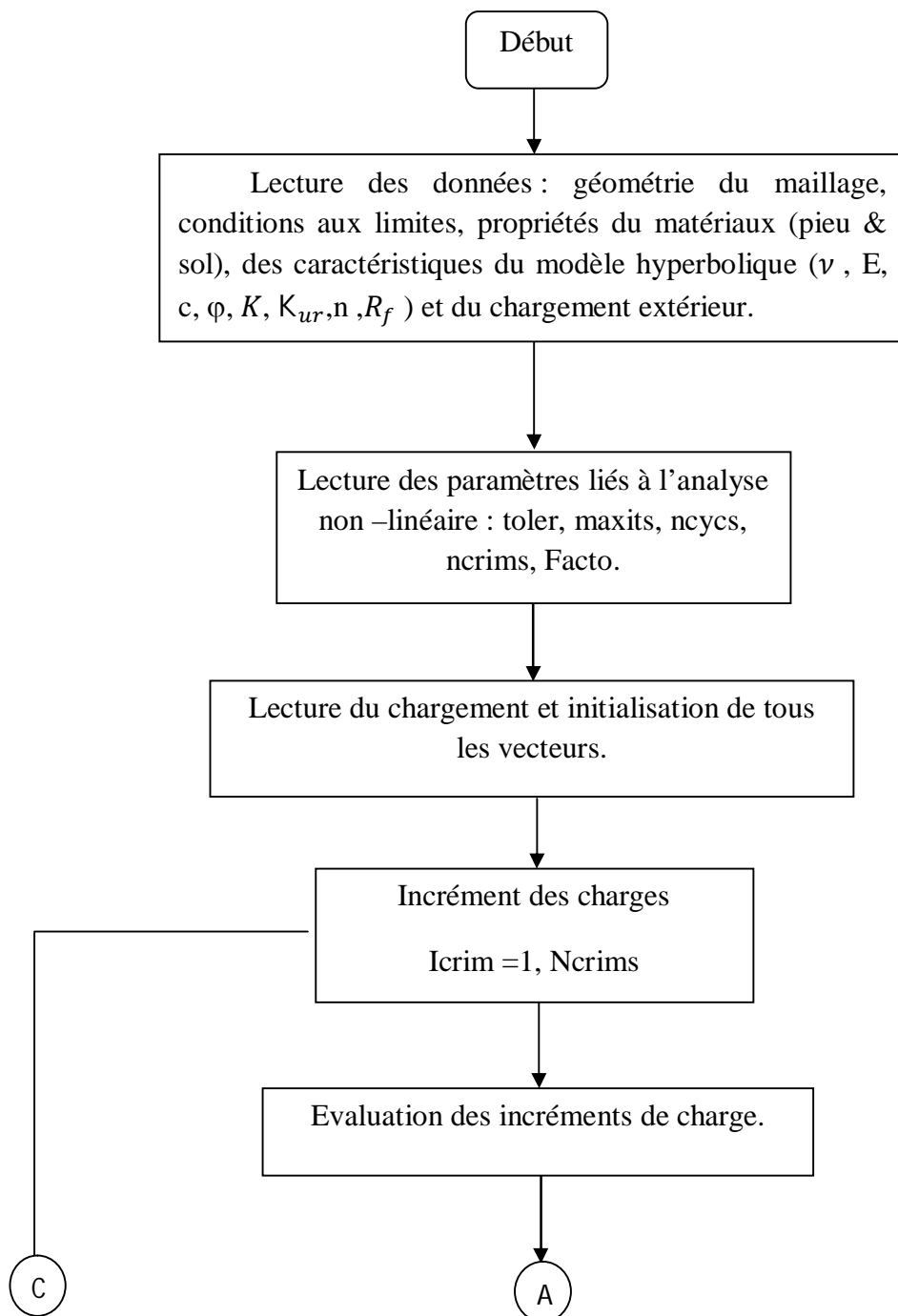
Contra : calcul de l'incrément de contrainte en se basant sur [D].

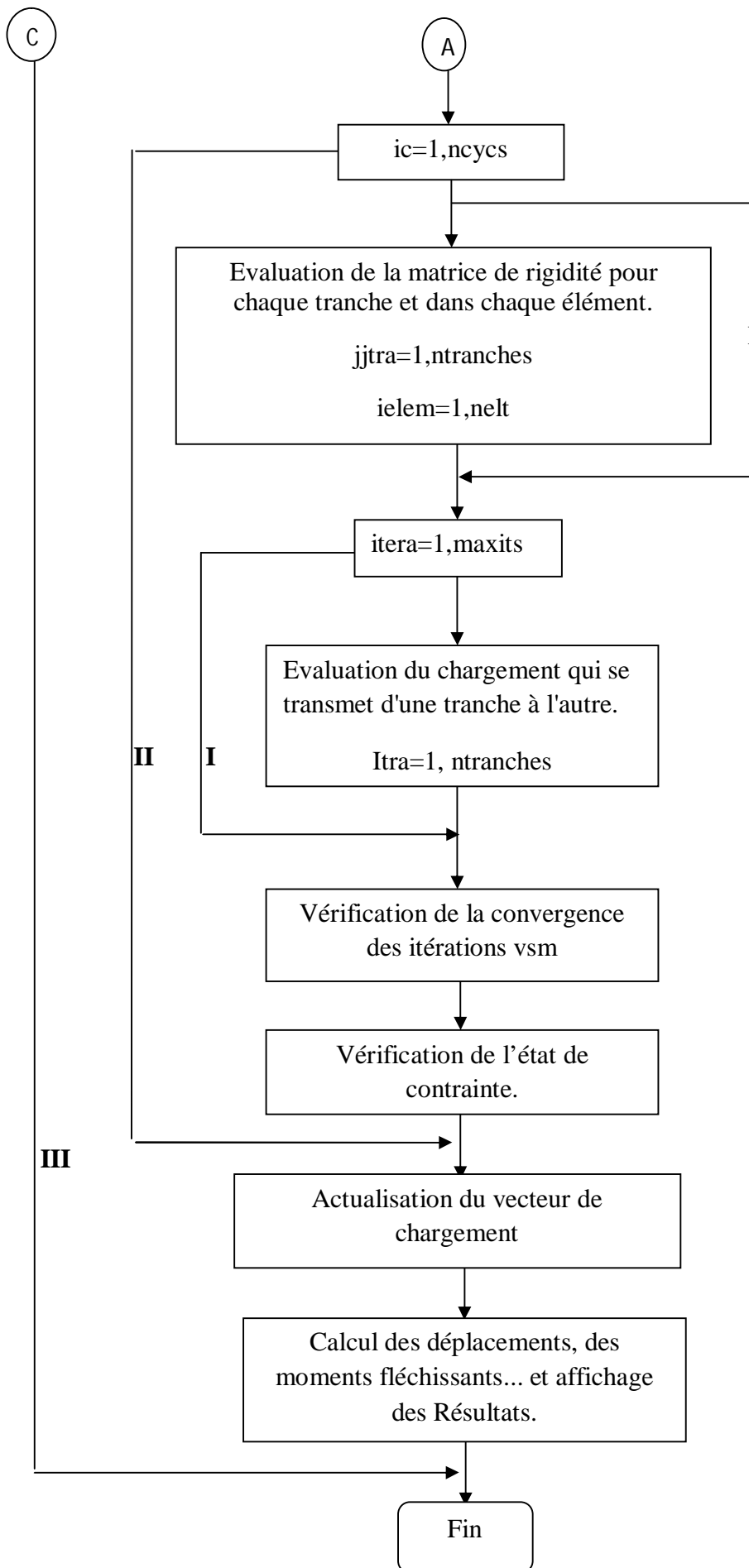
Actuel : l'actualisation des vecteurs de chargement, en passant d'un incrément à l'autre.

Erdiff : calcul des pentes, moments fléchissants, efforts tranchants et pression du sol...etc.



**APPENDICE C**  
**ORGANIGRAMME DE CALCUL DU PROGRAMME PILE3D-NVSM**





**I** : Boucle sur les itérations du modèle de tranches verticales.

**II** : Boucle sur les itérations non-linéaire.

**III** : Boucle sur les incréments.

## REFERENCES

1. Bouafia A., "Calcul Pratique des Fondations et des Soutènements", Edition Office Des Publications Universitaires, Alger, (2005), 246 p.
2. D.T.U. 13-2 de septembre, (1992), 11-212.
3. D.T.R. BC 2.33.2, " Méthodes de calcul des fondations profondes", (1994).
4. Bouafia A., "Génie Civil – Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques", Edition Eurl Pages Bleues Internationales, Bouira, Algérie, (2010), 386 p.
5. Mindlin R. D., " Force at a point in the interior of a semi-infinite solid", Physics 7, (1936), 195- 202.
6. Poulos H. G., "Behavior of laterally loaded piles: I-Single piles". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, V. 97, n° SM5, (1971 a), 711-731.
7. Poulos H. G., Davis E. H., "Pile Foundation analysis and design", Series in geotechnical Engineering, Edition John Wiley et Fils, New York, (1980).
8. Banerjee P.K., Davies T.G., "The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in non-homogeneous soils", Géotechnique 28, n° 3, (1978), 309-326.
9. Winkler E., "Die Lehre von der Elastizitat and Festigkeit," Dominicus, (1867), 182 P.
10. Bouafia A., " Introduction Au Calcul Des Fondations ", Edition SAB Alger, (2003), 144p.
11. Bouafia A., "Single piles under horizontal loads in sand: determination of P–Y curves from the prebored pressuremeter test", Geotech, Geol. Eng, 25, (2007), 283–301.
12. Lane P. A., Griffiths D.V., "Elastoplastic analysis of laterally loaded piles", Numerical Methods in Geomechanics and Foundation Engineering, v. 2, (1988), 46-51.
13. Faruque M.O., Desai C.S., "3-D material and geometric nonlinear analysis of piles", Proc. 2<sup>nd</sup> International Conference on Numerical Methods for Off-shore Piling, Austin, Texas, (1982).
14. Brown D.A., Shie F.C., "Three dimensionnal finite element model of laterally loaded piles", Computers and Geotechnics, v. 10, n°1, (1990), 59-79.

15. Brown D.A., Shie F.C., "Some Numerical Experiments with a Three Dimensional Finite Element Model of a Laterally Loaded Pile", *Computers and Geotechnics*, v. 12, n°2, (1991b), 149-162.
16. Kimura M., Yashima A. & Shibata T., "Three-dimensional Finite Element Analysis of Laterally Loaded Piles", *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Beer, Booker & Carter (eds), V.1 , (1991), 145-150.
17. Ozkan M.T., Boran E. & Kelesoglu M.K., "Three-dimensional non linear analysis of laterally loaded single and group piles", *Proc, Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, presses de l'ENPC/LCPC, Paris, (2002), 363-370.
18. Mpan P., Levacher D., "Analyse numérique du comportement d'un pieu isole tridimensionnel charge latéralement en milieu pulvérulent", VIII<sup>ème</sup> Journées Génie Civil – Génie Côtier, Compiègne, 7-9 septembre (2004), 521-530.
19. Mir M., " Etude des pieux isolés sous sollicitations horizontales et verticales par la méthode des éléments finis à tranches verticales ", Thèse de magister, Ecole National Polytechnique, El-harrach, Alger, (2004) ,99 p.
20. Trochanis A.M., Bielak J. & Christiano P., "Three dimensional non linear study of piles", *Journal of geotechnical engineering*, V.117 (3), (1991), 429-447.
21. Desai C.S., "Numerical desing analysis for piles in sands", *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, V.100 (GT6), (1974), 613-635.
22. Amar Bouzid D., "Analyse semi-analytique par éléments finis des pieux isolés sollicités horizontalement dans un milieu à comportement non-linéaire". Thèse de magistère, Ecole National Polytechnique, El-harrach, Alger, (1997) ,164 p.
23. Amar Bouzid Dj., "Modélisation Numérique De L'interaction Sol-Semelle-Pieu Sous Sollicitations Latérales", Thèse De Doctorat, Ecole Nationale Polytechnique, Algerie, (2007), 187p.
24. Kooijman A.P., "Numerical model for laterally loaded piles and pile groups". PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherlands, (1989).
25. Zienkiewicz O.C. and Taylor R.L., "The finite element method", 5<sup>th</sup> ed. Butterworth-Heinemann, London, (2000).
26. Randolph M, F., "the response of flexible piles to lateral loading", *Geotechnique* 31(2), (1981), 247-259.
27. Gibson R.E., "Some results concerning displacements and stresses in non-homogeneous elastic half-space", *Geotechnics*, V.17, (1967), 155-165.

28. Lee Y. L., "Prise en Compte des Non-Linéarités de Comportement des Sols et des Roches dans la Modélisation du Creusement d'un Tunnel", Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, (1994).310 p.
29. Kaliakin V.N., "Quasilinear Elastic Model", APES documentation, program version 3.10, (1998).
30. Kondner R.L., "Hyperbolic Stress-Strain Response: cohesive soil". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E, V89, n° SM1, (1963), 115-143.
31. Duncan J.M., Chang C.Y. "Non linear analysis of stress and strain in soils". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V.96, n° SM5, (1970), 1629-1653.
32. Janbu N., "Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests", European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wissabaden, Germany , (1963), 19-25.
33. Kulhawy F.H, Duncan J.M., "Stress and movements on Oroville dam Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division", ASCE, Vol. 98, n° SM7, (1972), 653-665.
34. Duncan J.M., "Hyperbolic Stress-Strain Relationships", Proceeding of the Workshop on Limit Equilibrium, Plasticity and Generalized Stress-Strain in Geotechnical Engineering, R K. Yong and H-Y.K<sub>0</sub> eds, ASCE pub, (1980), 443-460.
35. Herrmann L.R., "User's Manual for REA (General Two Dimensional Soil Reinforced Eearth Analysis Program) ", Department of Civil Engineering Report, University of California, Davis, (1978).
36. Zhaohui Y., Boris J., "Numerical Analysis of Pile Behavior under Lateral Loads in Layered Elastic - Plastic Soils", Int. J. Numer. Anal. Meth.Geomechanics, V2, (2002), 1-11.
37. ABAQUS, "Theory Manual", Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc., Version 4.6, (1987).
38. Chalaturnyk ,R.J., Scott, J.D., & Chan, D.H.K. , "Stresses and Deformations in a Reinforced Soil Slope", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, n° 2, (1990), 224-232.
39. OpenSees Development Team (Open Source Project). OpenSees: open system for earthquake engineering simulations. , (1998-2002).
40. Ladjal S., " Modélisation des non linéarités de comportement des sols fins sous sollicitations homogènes : application à la simulation des résultats d'essais triaxiaux",Mémoire de Magister, Université de M'sila, Algerie, (2004), 150 p.