

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

PAR
Vincent SPERBER

ANALYSE NON LINÉAIRE DE FONDATIONS PROFONDES EN BÉTON ARMÉ
SOUMISES À DES CHARGES LATÉRALES – COMPARAISON DES LOGICIELS
SAP2000 ET GROUP

MONTRÉAL, LE 5 JUIN 2011

©Tous droits réservés, Vincent Sperber, 2011

©Tous droits réservés

Cette licence signifie qu'il est interdit de reproduire, d'enregistrer ou de diffuser en tout ou en partie, le présent document. Le lecteur qui désire imprimer ou conserver sur un autre media une partie importante de ce document, doit obligatoirement en demander l'autorisation à l'auteur.

PRÉSENTATION DU JURY

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Omar Chaallal, directeur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Gabriel Assaf, président du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Amar Khaled, membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 30 JUIN 2011

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Le présent mémoire a été effectué sous la direction de M. Omar Chaallal, professeur titulaire au Département de génie de la construction de l'École de technologie supérieure.

Je tiens donc tout particulièrement à présenter mes remerciements à M. Chaallal, pour m'avoir guidé tout au long de mes travaux et d'avoir contribué, de par sa disponibilité et ses commentaires critiques, à l'élaboration de mon mémoire.

Mes remerciements s'adressent également à M. Mohmmad Hany Yassin, étudiant au doctorat en génie de la construction, qui m'a également accompagné tout au long de mes travaux de recherche.

Je n'oublie pas d'exprimer ma gratitude à mes parents, M. Alain Sperber et Mme. Sonia Sperber pour leur encouragement, ainsi que leur soutien moral et financier.

Enfin, je souhaite remercier mes amis du Québec et de France pour m'avoir soutenu moralement tout au long de mes études à Montréal.

ANALYSE NON LINÉAIRE DE FONDATIONS PROFONDES EN BÉTON ARMÉ SOUMISES À DES CHARGES LATÉRALES – COMPARAISON DES LOGICIELS SAP2000 ET GROUP

Vincent SPERBER

RÉSUMÉ

De manière générale, la structure et les fondations sont analysées séparément chacune à l'aide de logiciel dédié. Les modèles par éléments finis permettent une analyse globale des ouvrages mais sont lourds et complexes à mettre en place pour un ingénieur praticien.

L'objectif de ce mémoire est de développer une démarche permettant d'analyser de manière globale un ouvrage reposant sur des fondations profondes à l'aide du logiciel de structure SAP2000. Ce logiciel, très prisé par les ingénieurs structures, ne dispose pas de module particulier permettant de modéliser le sol. Le présent mémoire analyse la faisabilité de l'utilisation de ressorts non linéaires dont le comportement est relié à des courbes $p-y$ pour modéliser les effets de l'interaction sol-structure (ISS). En plus des non linéarités du sol, SAP2000 permet de prendre en compte les phénomènes de plastification dans la structure. Ainsi, l'ouvrage global composé de la superstructure et des fondations profondes peut être analysé en une seule fois avec la prise en compte des non linéarités du sol et des matériaux. Ces résultats sont ensuite comparés à ceux du logiciel GROUP, logiciel dédié à l'analyse des groupes de pieux.

Dans un premier temps, la revue de littérature présente l'ISS, ses effets et ses différentes méthodes d'analyse. Puis, le cas des fondations profondes est détaillé avec plus de précisions. Enfin, les prescriptions des différentes normes et codes, vis-à-vis de la conception des fondations profondes et de l'ISS, sont discutées et analysées.

Dans un second temps, les procédures de modélisation réalisées dans SAP2000 et GROUP sont détaillées. Une section est entièrement dédiée aux calculs de courbes $p-y$ pour différents types de sols.

Dans la troisième partie, l'analyse statique non linéaire et une étude de ses différents paramètres sont exposées. La procédure permettant de comparer les résultats de SAP2000 avec ceux de GROUP est également détaillée.

Enfin, les déplacements, les moments et les cisaillements des pieux résultant des analyses des deux logiciels sont discutés puis comparés.

Mots clés : fondations profondes, ISS, courbes $p-y$, analyse statique non linéaire.

**ANALYSE NON LINÉAIRE DE FONDATIONS PROFONDES EN BÉTON ARMÉ
SOUMISES À DES CHARGES LATÉRALES – COMPARAISON DES LOGICIELS
SAP2000 ET GROUP**

Vincent SPERBER

ABSTRACT

In general, the structure and the foundations are usually analyzed separately with dedicated software for each one. The finite elements models provide a global analysis of structure, but are heavy and complex to implement for a practicing engineer.

The objective of this study is to develop a global approach to analyze a structure on deep foundations using the structure software SAP2000. This software, very popular among structural engineers, has no particular module to model the soil. This dissertation analyzes the possibility of using nonlinear springs whose behavior is linked with $p-y$ curves to model the effects of soil-structure interaction (SSI). In addition to the nonlinearities of the ground, SAP2000 can take into account the phenomena of plastic deformation in the structure. Thus, the global structure composed of the superstructure and the deep foundations can be analyzed in one step with consideration of soil and materials nonlinearities. Then, these results are compared with those of GROUP, software dedicated to pile groups analysis.

To begin with, the literature review presents the SSI, its effects and methods of analysis. Then, the particular case of deep foundation is more specifically detailed. Finally, the requirements of various standards and codes regarding the design of deep foundations and the SSI are discussed and analyzed.

Secondly, the modeling procedures performed in SAP2000 and GROUP are detailed. A section is dedicated to the calculation of $p-y$ curves for different types of soil.

Thirdly, the nonlinear static analysis and a study of its various parameters are presented. The procedure to compare the results of SAP2000 with those of GROUP is also detailed.

Finally, piles' displacements, moments and shears resulting from both software's analysis are discussed and compared.

Keywords : deep foundations, SSI, $p-y$ curves, nonlinear static analysis.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE	3
1.1 Interaction sol-structure (ISS)	3
1.1.1 Généralités	3
1.1.1.1 Description	3
1.1.1.2 Interactions cinématique et inertielles	5
1.1.1.3 Prise en compte de l'ISS	6
1.1.2 Méthode d'analyse	6
1.1.2.1 Méthodes directes	7
1.1.2.2 Méthode indirecte ou méthode des sous-structures	10
1.1.2.3 Méthode hybride	11
1.2 Fondations profondes	13
1.2.1 Aspects théoriques	13
1.2.1.1 Présentation des différents modèles pour évaluer la réponse d'un pieu isolé sous charges latérales	13
1.2.1.2 Description des méthodes de résolution	17
1.2.2 Effet de groupe	29
1.2.2.1 Méthode statique	29
1.2.2.2 Méthode de Broms	30
1.2.2.3 Méthode du pieu isolé équivalent	30
1.2.2.4 Méthode des modules de réaction	30
1.3 Revue des normes et codes – Conception des fondations profondes et prise en compte de l'ISS	32
1.3.1 CAN/CSA-S6-06	32
1.3.2 AASHTO - LRFD Bridge Design Specifications 2007	33
1.3.3 AASHTO-Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges	34
1.3.4 ASCE/SEI 41-06	35
1.3.5 Eurocode	35
1.3.6 Nevada Department of Transportation Structures Manual (NDOT)	36
1.3.7 Canadian Foundation Engineering Manual 4th Edition (CFEM)	36
1.3.8 Cement Association of Canada's Concrete Design Handbook	36
1.4 Problématique	37
CHAPITRE 2 MODÉLISATION AVEC LES LOGICIELS GROUP ET SAP2000	39
2.1 Le modèle initial	39
2.2 1 ^{er} modèle : la structure globale modélisée à l'aide de SAP2000	42
2.2.1 Procédure de modélisation	42
2.2.1.1 Définition du maillage	42
2.2.1.2 Définition des matériaux	45

2.2.1.3	Définition des sections	46
2.2.1.4	Définition des courbes $P-y$ et des ressorts (<i>link element</i>)	48
2.2.1.5	Modélisation des pieux	49
2.2.1.6	Modélisation de la semelle	51
2.2.1.7	Modélisation de la superstructure (pile centrale et tablier)	53
2.2.1.8	Efforts	54
2.2.1.9	Récapitulatif de la construction du modèle	56
2.3	2 ^{ème} modèle : le groupe de pieux (sans structure) modélisé à l'aide de GROUP	57
2.3.1	Description	57
2.3.2	Paramètres du modèle	57
2.3.3	Procédure de modélisation	59
2.4	Calcul des courbes $p-y$	61
2.4.1	Méthode de détermination des courbes $p-y$	61
2.4.2	Courbes $p-y$ des argiles molles submergées (<i>soft clay in the presence of free water</i>)	62
2.4.2.1	Procédure détaillée pour un chargement à court terme (statique)	62
2.4.2.2	Procédure détaillée pour un chargement cyclique	64
2.4.3	Courbes $p-y$ pour des argiles raides submergées (<i>stiff clay in the presence of free water</i>)	65
2.4.3.1	Procédure détaillée pour un chargement à court terme (statique)	66
2.4.3.2	Procédure détaillée pour un chargement cyclique	68
2.4.4	Courbes $p-y$ pour des argiles raides non submergées (<i>stiff clay with no presence of free water</i>)	70
2.4.4.1	Procédure détaillée pour chargement à court terme (statique)	70
2.4.4.2	Procédure détaillée pour chargement cyclique	72
2.4.5	Courbes $p-y$ pour les sables	73
2.4.5.1	Procédure détaillée pour chargement à court terme (statique) et chargement cyclique	73
2.4.6	Courbes $p-y$ pour les sols avec à la fois cohésion et friction interne (sol c - ϕ)	77
2.4.6.1	Généralités	77
2.4.6.2	Procédure détaillée pour chargement à court terme (statique) et chargement cyclique	78
2.4.7	Courbes $p-y$ pour les roches fortes (<i>strong rock</i>) - Procédure détaillée	82
2.4.8	Courbes $p-y$ pour les roches faibles (<i>weak rock</i>) - Procédure détaillée	83
CHAPITRE 3	MÉTHODOLOGIE	87
3.1	Présentation de l'analyse statique non linéaire : l'analyse <i>pushover</i>	87
3.1.1	Description	87
3.1.2	Rotule plastique (<i>plastic hinge</i>)	87
3.1.3	Études de paramètres de l'analyse	89
3.1.3.1	Influence du nombre d'itérations à enregistrer	89
3.1.3.2	Influence du nœud de contrôle	90

3.1.3.3	Influence de la valeur du déplacement contrôlé	92
3.1.3.4	Influence du type de rotule	93
3.2	Analyse de l'effet de groupe	94
3.3	Procédure pour comparer les résultats des deux logiciels	95
CHAPITRE 4 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS ET COMPARAISON DES LOGICIELS		99
4.1	Résultats du modèle réalisé avec SAP2000	99
4.1.1	Paramètres de l'analyse.....	99
4.1.2	Séquence de plastification des pieux	99
4.1.3	Choix des itérations à traiter	103
4.1.4	Présentation et discussion des résultats.....	103
4.1.4.1	Déplacement	103
4.1.4.2	Moment	106
4.1.4.3	Cisaillement	109
4.1.5	Influence des paramètres remarquables	112
4.1.5.1	Influence des coefficients de réduction P_m	112
4.1.5.2	Influence de la présence de rotule.....	113
4.1.5.3	Influence de la rigidité de la semelle	115
4.2	Résultats du modèle réalisé avec GROUP	115
4.2.1	Déplacement	116
4.2.2	Moment (M_3)	117
4.2.3	Cisaillement (V_2)	120
4.3	Comparaison des résultats des deux logiciels	122
4.3.1	Déplacement	122
4.3.2	Moment (M_3)	124
4.3.2.1	Analyse globale.....	124
4.3.2.2	Analyse par rangée de pieux	126
4.3.2.3	Conclusion	127
4.3.3	Cisaillement (V_2)	129
4.3.3.1	Analyse globale.....	129
4.3.3.2	Analyse par rangée de pieux	131
4.3.3.3	Conclusion	133
CONCLUSION		135
RECOMMANDATIONS		137
ANNEXE I	Courbes P-y	139
ANNEXE II	Courbes représentant le déplacement des pieux en fonction de la profondeur z	153
ANNEXE III	Courbes représentant le moment M_3 en fonction de la profondeur z	177

ANNEXE IV	Tableau-A IV-1 Comparaison des valeurs des moments maximaux M_3 (kN.m) entre les deux logiciels.....	201
ANNEXE V	Courbes représentant le cisaillement V_2 en fonction de la profondeur z	203
ANNEXE VI	Tableau-A VI-1Comparaison des valeurs des cisaillements maximaux V_2 (kN) entre les deux logiciels.....	227
BIBLIOGRAPHIE		229

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1 Modèles de pieu isolé sous charges latérales Adapté de Reese et al. (2004)	15
Tableau 1.2 Différentes conditions aux limites Adapté de Reese et al. (2004)	21
Tableau 1.3 Solutions analytiques de l'équation différentielle sous forme réduite Adapté de Reese et al. (2004)	22
Tableau 1.4 Conditions aux limites pour la solution par la méthode des différences finies Adapté de Reese et al. (2004)	27
Tableau 1.5 Valeurs de P_m Tiré de Bakour (2008)	31
Tableau 1.6 Méthode de modélisation des fondations Tiré de AASHTO (2006)	35
Tableau 2.1 Propriétés des différentes couches de sols	41
Tableau 2.2 Maillage et distance tributaire des ressorts	44
Tableau 2.3 Propriétés du béton	45
Tableau 2.4 Propriétés de l'acier de l'armature longitudinale et transversale	45
Tableau 2.5 Propriétés de la section des pieux	46
Tableau 2.6 Propriétés de la section de la poutre	47
Tableau 2.7 Propriétés de la section de la pile	48
Tableau 2.8 Coefficients P_m des différents pieux	49
Tableau 2.9 Paramètres de la modélisation dans GROUP	58
Tableau 2.10 Valeurs représentatives de k pour les argiles raides Tiré de Reese et al. (2004)	68
Tableau 2.11 Valeur représentatives de k pour le sable submergé et non submergé	77
Tableau 3.1 Paramètres des différents modèles de rotule	93
Tableau 4.1 Paramètres de l'analyse <i>pushover</i>	99

Tableau 4.2	Séquence de plastification des pieux	101
Tableau 4.3	Déplacement maximal de chaque pieu (mm) pour chaque itération avec SAP2000.....	104
Tableau 4.4	Déplacements de la semelle et de la superstructure suivant l'axe x lors de la plastification des pieux	105
Tableau 4.5	Moment maximal des pieux pour chaque itération avec SAP2000	107
Tableau 4.6	Cisaillement maximal de chaque pieu pour chaque itération avec SAP2000.....	110
Tableau 4.7	Valeurs de l'effort axial, du moment et du cisaillement au pied de la pile	115
Tableau 4.8	Déplacement maximal de chaque pieu pour chaque itération avec GROUP .	116
Tableau 4.9	Moment maximal de chaque pieu pour chaque itération avec GROUP	118
Tableau 4.10	Cisaillement maximal des pieux pour chaque itération avec GROUP.....	121
Tableau 4.11	Écart entre les valeurs des déplacements maximaux des deux modèles	123
Tableau 4.12	Écart entre les valeurs des moments maximaux des deux modèles	125
Tableau 4.13	Écart entre les valeurs des moments maximaux de chaque pieu pour les deux modèles.....	128
Tableau 4.14	Écart entre les valeurs des cisaillements maximaux des deux modèles	130
Tableau 4.15	Écart entre les valeurs des cisaillements maximaux de chaque pieu pour les deux modèles	134

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1 Schéma de la méthode globale pour prendre en compte les effets de l'ISS. Tiré de Villaverde (2009).....	9
Figure 1.2 Géométrie d'un problème d'ISS. Tiré de Mylonakis, Nikolaou et Gazetas (2006).....	12
Figure 1.3 Élément de poutre-colonne. Tiré de Reese et al. (2004)	17
Figure 1.4 Illustration de la méthode des différences finies sur un pieu. Tiré de Reese et al. (2004)	23
Figure 1.5 Courbes P - y pour un pieu isolé et pour un groupe. Tiré de Reese, Wang et Vasquez (2006).....	29
Figure 1.6 Disposition des pieux par rapport au pieu de référence (i). Tiré de Bakour (2008)	31
Figure 2.1 Schéma du pont et des fondations profondes.	40
Figure 2.2 Numérotation des pieux.	49
Figure 2.3 Ressort aux nœuds des pieux dans SAP2000.....	50
Figure 2.4 Groupe de pieux dans SAP2000.....	50
Figure 2.5 Modélisation de la semelle.....	51
Figure 2.6 Semelle sous SAP2000 (vue en plan).	52
Figure 2.7 Emplacement des contraintes de type « <i>body</i> » sur la semelle (vue en plan).	53
Figure 2.8 Position de la "release" dans SAP2000.....	54
Figure 2.9 Appuis glissants au niveau des culées dans SAP2000.	54
Figure 2.10 Charge répartie sur la poutre dans SAP2000.	55
Figure 2.11 Emplacement de la force <i>pushover</i> dans SAP2000.....	55
Figure 2.12 Récapitulatif des étapes de la modélisation.....	56

Figure 2.13	Modèle de la structure globale dans SAP2000.....	57
Figure 2.14	Fondations profondes dans GROUP.....	60
Figure 2.15	Procédure itérative permettant la prise en compte d'un <i>EI</i> non linéaire.....	61
Figure 2.16	Courbe <i>p-y</i> caractéristique pour des argiles molles submergées (chargement statique). Tiré de Reese et al. (2004).....	64
Figure 2.17	Courbe <i>p-y</i> caractéristique pour des argiles molles submergées (chargement cyclique). Tiré de Reese et al. (2004).....	65
Figure 2.18	Courbes <i>p-y</i> caractéristique pour argiles raides submergées (chargement statique). Tiré de Reese et al.(2004).....	67
Figure 2.19	Valeurs des coefficients A_s et A_c . Tiré de Reese et al. (2004).....	68
Figure 2.20	Courbe <i>p-y</i> caractéristique pour des argiles raides submergées (chargement cyclique). Tiré de Reese et al. (2004).....	70
Figure 2.21	Courbe <i>p-y</i> caractéristique pour des argiles raides non submergées (chargement statique). Tiré de Reese et al. (2004).....	71
Figure 2.22	Courbe <i>p-y</i> caractéristique pour des argiles raides non submergées (chargement cyclique). Tiré de Reese et al. (2004).....	73
Figure 2.23	Courbes <i>p-y</i> caractéristiques pour le sable (chargement statique et cyclique) Tiré de Reese et al. (2004)	76
Figure 2.24	Valeurs des coefficients $\overline{A_s}$ et $\overline{A_c}$. Adapté de Reese et al. (2004)	76
Figure 2.25	Valeurs des coefficients B_s et B_c . Adapté de Reese et al. (2004)	77
Figure 2.26	Courbes <i>p-y</i> caractéristiques pour les sols $c\text{-}\varphi$. Tiré de Reese et al. (2004).....	81
Figure 2.27	Valeurs représentatives de k pour des sols $c\text{-}\varphi$. Tiré de Reese et al. (2004)	81
Figure 2.28	Courbe <i>p-y</i> caractéristique pour la roche forte. Tiré de Reese et al. (2004).....	83
Figure 2.29	Courbe <i>p-y</i> caractéristique pour la roche faible. Tiré de Reese et al. (2004)	85
Figure 3.1	Courbe de déformation plastique. Tiré de CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, and SAFE (2009)	88
Figure 3.2	Influence du nombre minimum d'itérations à enregistrer sur les courbes <i>pushover</i>	90
Figure 3.3	Courbes <i>pushover</i> pour différents nœuds de contrôle.....	91

Figure 3.4	Courbes <i>pushover</i> pour différentes valeurs de déplacements contrôlés.....	92
Figure 3.5	Influence du type de rotule sur les courbes <i>pushover</i>	94
Figure 3.6	Influence de l'effet de groupe sur les courbes <i>pushover</i>	95
Figure 3.7	Effort au pied de la pile dans SAP2000.	96
Figure 3.8	Procédure pour comparer les résultats des logiciels GROUP et SAP2000.....	97
Figure 4.1	Numérotation des pieux.	100
Figure 4.2	Déplacement maximal des pieux pour chaque itération avec SAP2000.....	104
Figure 4.3	Moment maximal de chaque pieu pour chaque itération avec SAP2000.....	108
Figure 4.4	Cisaillement maximal de chaque pieu pour chaque itération avec SAP2000.....	111
Figure 4.5	Courbes <i>pushover</i> avec et sans la prise en compte de l'effet de groupe.....	112
Figure 4.6	Courbes <i>pushover</i> pour deux modèles avec et sans rotule.	113
Figure 4.7	Moment maximal en fonction des itérations pour le modèle SAP2000 sans rotule.....	114
Figure 4.8	Cisaillement maximal en fonction des itérations pour le modèle SAP2000 sans rotule.	114
Figure 4.9	Déplacement maximal de chaque pieu pour chaque itération avec GROUP.	117
Figure 4.10	Moment maximal de chaque pieu pour chaque itération avec GROUP.	119
Figure 4.11	Cisaillement maximal des pieux pour chaque itération avec GROUP.....	121
Figure 4.12	Écarts entre les valeurs des moments maximaux pour chaque pieu.	126
Figure 4.13	Écarts entre les valeurs des cisaillements maximaux pour chaque pieu.	131
Figure 4.14	Cisaillement en fonction de la profondeur à l'itération 50 dans le logiciel GROUP.	132

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AEF	Analyse par Éléments Finis
ASCE	American Society of Civil Engineers
API	American Petroleum Institute
CAC	Cement Association of Canada
CALTRANS	California Department of Transportation
CFEM	Canadian Foundation Engineering Manual
CSA	Canadian Standards Association
FEMA	Federal Emergency Managing Agency
FIM	Foundation Input Motion
ISS	Interaction Sol-Structure
LRFD	Load and Resistance Factor Design
NDOT	Nevada Department Of Transportation
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program

RQD Rock Quality Designation

SDC Seismic Design Category

SEI Structural Engineering Institute

SSI Soil-Structure Interaction

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉ

°	degré
%	pourcentage
kN	kilo newton
kN.m	kilo newton mètre
kPa	kilo pascal
m	mètre
m^2	mètre carré
m^3	mètre cube
m/s	mètre par seconde
rad	radian

SYMBOLES

A_s	coefficent d'influence du diamètre
\bar{A}_s	coefficent d'influence du diamètre
A_c	coefficent d'influence du diamètre
\bar{A}_c	coefficent d'influence du diamètre
B	largeur de la fondation superficielle
B_s	coefficent d'influence du diamètre
B_c	coefficent d'influence du diamètre
b	diamètre de pieu
\bar{C}	paramètre de la parabole (courbes $p-y$)
c	résistance au cisaillement (cohésion)
c'	cohésion effective
c_a	résistance au cisaillement moyen non drainé
c_u	résistance au cisaillement non drainé
D	diamètre
D_i	distance tributaire
D_s	diamètre de l'acier
E	module d'élasticité
EI	rigidité flexionnelle
E_s	module de réaction du sol
E_r	module d'élasticité du roc
f	fréquence fondamentale de la structure
f_c	résistance en compression
F_y	limite d'élasticité minimale
F_{ye}	limite d'élasticité probable

F_u	contrainte minimum en traction
F_{ue}	contrainte probable en traction
G	module de cisaillement
H	hauteur de la structure
h	longueur de l'incrément
h_i	longueur du i-ème incrément
I_x	moment quadratique par rapport à l'axe x
I_y	moment quadratique par rapport à l'axe y
i_c	facteur d'inclinaison
i_q	facteur d'inclinaison
i_y	facteur d'inclinaison
K_{ir}	module initiale du roc
k	module
k_{ir}	coefficient pour le module de la roche
k_m	module du sol au point m
L	longueur du pieu
M	moment
M_t	moment en tête de pieu
$M2$	moment dans la direction 2
$M3$	moment dans la direction 3
m	paramètre de la parabole (courbes $p-y$)
N	nombre de pieux
n	paramètre de la parabole (courbes $p-y$)
N_c	coefficient de portance
N_q	coefficient de portance
N_y	coefficient de portance
P	réaction du sol
P_a	effort axial
P_m	facteur multiplicateur sur la réaction du sol (P)
P_t	effort horizontal en tête de pieu
p	réaction du sol par unité de longueur
p_k	résistance du sol au point k
p_m	résistance du sol au point m
p_u	résistance ultime du sol
p_{uc}	composante de cohésion de la résistance ultime du sol
p_{ur}	résistance ultime du roc
$p_{u\varphi}$	composante de friction de la résistance ultime du sol
Q	force de compression horizontale
Q_r	résistance uni axiale du roc
q_u	capacité portante ultime du sol
R_m	rigidité flexionnelle au point m
RQD	critère de qualité du roc
S_t	angle en tête de pieu
s_c	facteur de forme
s_q	facteur de forme

s_γ	facteur de forme
u_1	translation dans la direction 1
u_2	translation dans la direction 2
u_3	translation dans la direction 3
V_v	force de cisaillement vertical
V_n	force de cisaillement normal
V_0	cisaillement au pied du pieu
$V2$	cisaillement dans la direction 2
v_s	vitesse des ondes de cisaillement
W	densité de force dans la partie supérieure du pieu
x_r	profondeur de transition
y	déflexion du pieu
y_A	déplacement latéral au point A
y_k	paramètre de la parabole (courbes $p-y$)
y_m	déplacement latéral au point m
y_{50}	déplacement latéral correspondant à 50% de la résistance ultime du sol
z	profondeur
α_r	facteur de réduction de la résistance
β	facteur d'amortissement interne
β_{ij}	coefficients d'interaction entre le pieu de référence i et le pieu j
ε_{50}	facteur de déformation
γ	poids volumique du sol
γ'	poids volumique effectif du sol
Φ_s	section de l'acier
φ	angle de friction
ν	coefficient de Poisson

INTRODUCTION

Contexte et problématique

Les fondations jouent un rôle d'interface entre la structure et le sol. Dans le cas où les caractéristiques de ce dernier ne suffisent pas à assurer la stabilité de la structure, il est courant d'avoir recours à des fondations profondes, permettant d'augmenter la portance en accédant à des couches de sols plus profondes. Les groupes de pieux constituent une des solutions les plus utilisées en construction. Les pieux de fondations sont un cas classique d'interaction sol-structure (ISS) dont les effets peuvent être conséquents en cas de séismes. Il est donc nécessaire de les prendre en compte dans la conception parasismique des ouvrages. La plupart des codes recommandent de considérer les effets de l'ISS, mais ils laissent une grande marge au concepteur en raison de la grande complexité du problème.

De manière générale, la structure et les fondations sont analysées séparément avec des logiciels dédiés à l'un ou à l'autre. Dans un premier temps, les efforts au pied de la structure, dont la base a été supposée fixe, sont calculés. Puis ces efforts sont utilisés pour dimensionner les fondations. Cette démarche peut amener à une conception plus conservatrice que lors d'une analyse d'une structure globale, c'est-à-dire où la structure et les fondations sont analysées en une seule étape. Cependant, les méthodes permettant de réaliser des analyses globales sont généralement difficiles à mettre en place en dehors du cadre de la recherche. Il est donc essentiel de définir une démarche de conception permettant de prendre en compte les effets de l'ISS, et dont la mise en place doit être assez aisée pour être réalisée en dehors du cadre de la recherche par des ingénieurs concepteurs.

Parmi les méthodes d'analyse de l'ISS, la méthode $p-y$ permet d'obtenir les efforts et déplacements dans les fondations, tout en restant relativement simple et peu demandant en ressource pour être mis en place par n'importe quel ingénieur praticien. Cependant, les

ingénieurs structures sont très nombreux à utiliser le logiciel SAP2000, mais ce dernier ne dispose pas de module particulier pour modéliser le sol.

Objectifs

Ainsi, à partir d'un exemple concret de pont avec des fondations profondes, l'objectif de ce mémoire va s'orienter sur l'implémentation de l'ISS au travers de courbes $p-y$ dans le logiciel de structure SAP2000, afin de pouvoir réaliser des analyses non linéaires sur une structure globale, à savoir superstructure et fondations profondes, en une seule étape.

Plus spécifiquement, les objectifs sont :

- 1) Mettre en place une démarche de modélisation dans le logiciel SAP2000, utilisant des ressorts non linéaire dont les comportements sont reliés à des courbes $p-y$;
- 2) Détailler les différentes procédures de calculs des courbes $p-y$ pour différents types de sols;
- 3) Réaliser une analyse statique non linéaire et étudier l'influence de ses paramètres;
- 4) Comparer les résultats du modèle réalisé sous SAP2000 avec ceux du logiciel GROUP, logiciel dédié à l'analyse de groupe de pieux.

Organisation du mémoire

Dans un premier temps, la revue bibliographique permettra de mieux cerner les effets de l'ISS, le comportement des pieux de fondations et les prescriptions des normes et des codes à cet effet. Puis, seront présentés et détaillés, les modèles réalisés dans les logiciels SAP2000 et GROUP, les méthodes de calcul de courbes $p-y$ ainsi que la méthodologie de l'analyse. Enfin, les résultats seront présentés, comparés et discutés.

CHAPITRE 1

REVUE DE LITTÉRATURE

1.1 Interaction sol-structure (ISS)

1.1.1 Généralités

1.1.1.1 Description

La présence d'une structure modifie le mouvement du sol sous la fondation, car cette dernière forme un système dynamique combiné avec le sol sous-jacent : c'est l'interaction sol-structure (ISS) (Filiatrault, 1996).

En effet, le milieu supportant la structure n'étant pas parfaitement rigide, plusieurs effets combinés provoquent cette modification de comportement. Ces derniers sont : la présence de fondation (qui modifie la géométrie et les propriétés du milieu de propagation des ondes), le couplage mécanique entre la structure et le sol, et les effets dus à la dissipation d'énergie par amortissement radiatif et hystérétique (Villaverde, 2009). Les effets de l'ISS correspondent donc à la modification du mouvement du sol ou de la structure dû à la présence de l'autre élément (sol ou structure) (Pecker, 1984).

Bien que ces effets peuvent être plus ou moins importants dépendamment de la nature du sol, de l'ouvrage et de son type de fondation (Pecker, 1984), leur prise en compte permet à la fois d'inclure les mouvements à la base de la structure dans les modes de vibration, mais aussi d'offrir une meilleure estimation de la période de vibration du système couplé, ainsi que d'évaluer de manière plus précise le comportement des ouvrages critiques (barrages, centrales nucléaires...) (Filiatrault, 1996).

La nature du sol influence donc de plusieurs manières les effets de l'ISS, et par conséquent le comportement de la structure, en effet (Dowrick, 1987) :

- les différentes couches du sol modifient (atténuation ou amplification) l'onde sismique lors de son passage;
- la présence de sol sur le socle rocheux peut modifier fortement les propriétés dynamiques de la base de la structure;
- les amortissements matériel et radiatif vont dissiper une partie de l'énergie vibratoire de la structure;
- les structures assises sur des alluvions molles peuvent être endommagées par des déplacements verticaux différentiels importants (phénomène différent de la résonnance).

Hormis les effets de l'ISS, s'ajoute les différents effets négatifs qui peuvent avoir lieu lors de séismes sur le sol même sans présence de structure. Ces modifications sont par ordre décroissant d'importance : la liquéfaction, le tassement, la réduction de la capacité portante, l'affaissement et le glissement (Chowdhury et Dasgupta, 2009).

De manière générale, les effets de l'ISS varient en fonction du type d'ouvrage considéré. Dans le cas d'un pont, il est difficile à priori de déterminer si ses effets vont augmenter ou diminuer sa réponse. Ces derniers semblent être contrôlés par les phénomènes suivants (Mylonakis, Nikolaou et Gazetas, 2006) :

- **l'amortissement du système** : si la période fondamentale du support flexible du pont est significativement inférieure à celle du sol alors la réponse du système diminuera;
- **la résonnance entre le sol et la structure** : si l'ISS a pour effet le rapprochement de la période naturelle fondamentale vers la période effective du sol alors la réponse augmentera;
- **la double résonnance** : si la période naturelle fondamentale du système coïncide avec la période naturelle du sol et la période prédominante du séisme alors la réponse augmentera très fortement;
- **les effets des non linéarités** : elles peuvent augmenter la période naturelle effective du sol et de la structure provoquant ainsi des phénomènes de résonnance ou de dé-

résonnance. Ces non linéarités peuvent être de type matériel, comme les effets post élastiques dans la structure ou l'inélasticité du sol, ou géométrique, à savoir la séparation entre le sol et la fondation, le glissement à l'interface sol-fondation, le soulèvement de la fondation et même la perte de la capacité portante du sol conséquence du développement de pressions interstitielles (Gerolymos et Gazetas, 2006a).

1.1.1.2 Interactions cinématique et inertielle

L'ISS est composée de deux interactions distinctes agissant conjointement, l'interaction cinématique et l'interaction inertielle (Mylonakis, Nikolaou et Gazetas, 2006).

L'interaction cinématique (*kinematic interaction*) correspond aux effets de l'onde incidente sur le système composé de la fondation et du sol, avec une superstructure de masse nulle provoquant ainsi un mouvement de fondation en entrée (*foundation input motion*) différent de celui du sol en champ libre (*soil free-field*) (Mylonakis, Nikolaou et Gazetas, 2006).

Ceci est une conséquence de la propagation de l'onde dans un milieu aux propriétés changeantes, induisant notamment des effets de dispersion (*scattering effect*) dus aux réflexions et réfractions de l'onde incidente (Villaverde, 2009).

L'interaction inertielle (*inertial interaction*) correspond à la réponse dynamique couplée du système global, composé du sol, des fondations et de la structure, soumis aux forces résultant de l'accélération de la superstructure due à l'interaction cinématique (Mylonakis, Nikolaou et Gazetas, 2006). Ainsi, la flexibilité du milieu supportant la structure permet la dissipation d'une partie de l'énergie vibratoire par radiation des ondes loin de la structure et par déformation hystérétique du sol (Villaverde, 2009).

1.1.1.3 Prise en compte de l'ISS

Il est nécessaire de considérer l'ISS lorsque le ratio ci-dessous est inférieur à 20 (Veletsos et Meek, 1974) :

$$\frac{v_s}{f H} < 20 \quad (1.1)$$

où : v_s = vitesse des ondes de cisaillement; f = fréquence fondamentale de la structure avec une base fixée; et h = hauteur de la structure.

Ainsi, en approximant $f \approx \frac{30}{H}$ pour les bâtiment à ossature (*framed building*), l'équation (1.1) devient (Dowrick, 1987) :

$$v_s \leq 600 \text{ m/s} \quad (1.2)$$

D'après ce calcul élémentaire, l'ISS devrait toujours être considérée excepté lorsque la structure est directement fondée sur du roc.

1.1.2 Méthode d'analyse

L'analyse de l'ISS peut se faire dans le domaine fréquentiel et dans le domaine temporel, mais les deux approches ne permettent pas de donner des résultats identiques car elles sont basées sur des hypothèses et des approximations différentes (Farhang, Nan et M. Roessel, 2004).

Les solutions issues du domaine fréquentiel sont généralement plus appropriées pour évaluer des effets dus à l'amortissement car elles prennent en compte la dépendance fréquentiel de la raideur et de l'amortissement des fondations, et offrent une meilleure modélisation des conditions de frontières. Cependant, ces dernières sont restreintes au domaine élastique, et ne permettent donc pas la prise en compte des effets de la plastification.

Dans le cas du domaine temporel, la prise en compte de comportements post élastiques est possible mais peut parfois mener à des conceptions trop conservatrices dues à l'évaluation approximative de l'amortissement modal (Farhang, Nan et M. Roessel, 2004).

Malgré une recherche intensive sur les effets de l'ISS, il existe aujourd'hui un réel fossé entre les ingénieurs civils et les spécialistes de l'ISS. Ce fossé serait en particulier dû à la manière dont les deux parties présentent leurs résultats. En effet, alors que les spécialistes exposent les réponses des structures, les ingénieurs préfèrent travailler avec les valeurs de rigidité et d'amortissement de leur modèles (Tyapin, 2007).

Il existe deux grandes catégories de méthode d'analyse de l'ISS : les méthodes directes, prenant en compte le système global composé du sol et de la structure, et les méthodes indirectes basées sur la méthode des sous-structures.

Le cas de pieux de fondations soumis à des charges latérales, est un cas classique d'ISS, où la réaction du sol dépend du déplacement de la fondation alors que les déplacements dépendent de la réponse du sol et de la rigidité de la fondation. Les différents types d'analyse statique correspondante sont détaillés dans la section 1.2.

Les différentes méthodes présentées dans ce qui suit concerne l'ISS dynamique (mais reste valable en statique).

1.1.2.1 Méthodes directes

Ces méthodes modélisent et analyse simultanément, l'ensemble formé du sol et de la structure, soumis à un séisme appliqué au champ libre et aboutissent donc à la détermination du mouvement de la structure et du sol en même temps. Elles permettent également de prendre en compte les problèmes de non linéarités liés au comportement des matériaux mais aussi aux interfaces sol-structure (Pecker, 1984).

On distingue trois types d'analyse directes (Jeremic, Preisig et Jie, 2009).

Méthode de la rigidité de la fondation

Le comportement des fondations est représenté par des éléments simples, comme des ressorts et des amortisseurs, dont le comportement peut être non linéaire, ou dépendant de la fréquence. Ils sont alors placés, pour chaque degré de liberté, au niveau de la semelle. Cette méthode est relativement simple à mettre en place dans un logiciel d'élément finis. De plus, il existe dans la littérature diverses configurations de ressorts-amortisseurs-masses, dont les propriétés sont facilement calculables à l'aide de formules ou d'abaques. Les plus connues sont celles proposées par Gazetas (1991) ou encore celles de Meek et Wolf (1994) (Jeremic et al., 2009).

Courbes P-y

À partir de données expérimentales, le comportement du sol est modélisé par des courbes représentant la résistance latérale en fonction de la déformation. Une fois implantées dans un logiciel de structure, elles permettent la prise en compte du comportement non linéaire du sol. Bien que cette méthode est largement utilisée en statique, elle est peu utilisée dans le cas d'ISS dynamique (Jeremic, Preisig et Jie, 2009).

Approche complète (*Full 3D*)

Dans cette méthode, les déplacements ne sont pas seulement obtenus pour la structure, mais également pour le sol.

L'utilisation de méthode de discrétisation (éléments finis, éléments frontières...) nécessite une modélisation bornée d'un milieu infini, et donc l'utilisation des bornes artificielles. Ces bornes artificielles doivent représenter la radiation d'énergie et les effets du champ lointain sur le champ proche, sans pour autant induire des effets de réflexion des ondes. Les deux types de bornes les plus utilisés sont les bornes visqueuses (*viscous boundary*) et les bornes

cohérentes (*consistent boundary*). Dans le premier cas, des amortisseurs visqueux absorbant l'énergie sont placés à la frontière du modèle, tandis que dans le second cas, les forces d'interaction sont appliquées comme conditions aux limites dans l'analyse (Dowrick, 1987; Villaverde, 2009). Le socle rocheux est alors directement soumis à un accélérogramme ce qui permet d'obtenir directement la réponse complète du système (Filiatrault, 1996).

Bien que plus directe, l'approche complète est relativement complexe et nécessite beaucoup de ressources (temps de calculs importants entraînant ainsi des coûts significatifs). Cependant, il s'agit de l'unique méthode qui permet de prendre en compte à la fois les problèmes de non linéarités matériels et de contact, les géométries complexes et les différents types de chargement (Jeremic, Preisig et Jie, 2009).

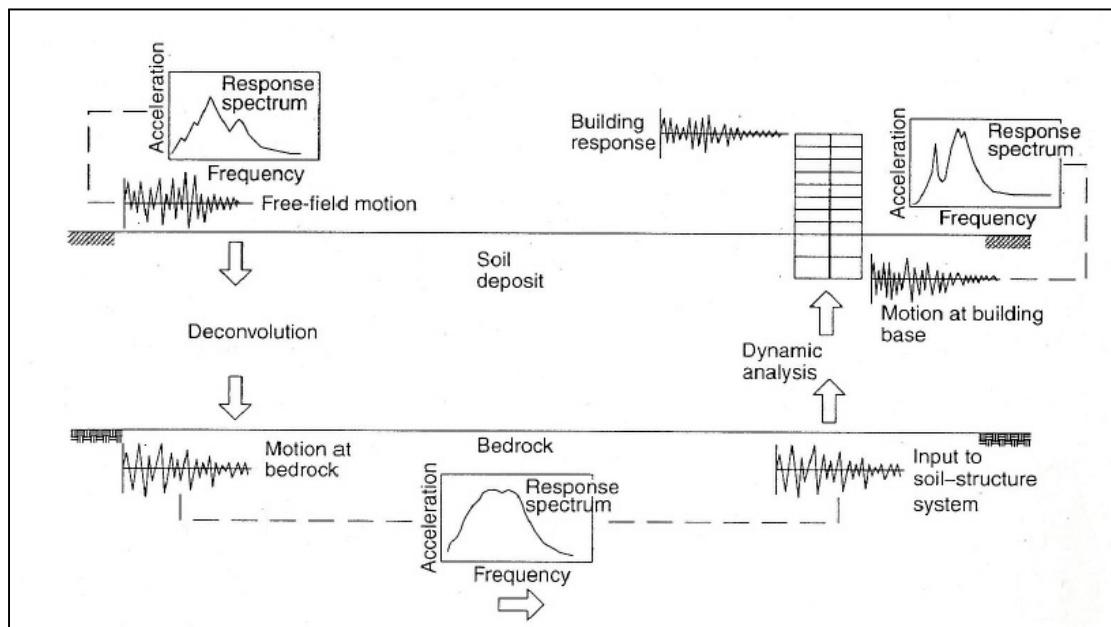


Figure 1.1 Schéma de la méthode globale pour prendre en compte les effets de l'ISS.
Tiré de Villaverde (2009)

1.1.2.2 Méthode indirecte ou méthode des sous-structures

Afin de réduire la complexité, les coûts et le temps lié aux différentes méthodes directes, la méthode des sous-structures décompose le problème en sous problèmes plus maniables. Elle s'appuie sur le théorème de superposition et exige donc la linéarité du comportement de l'ensemble. Ainsi le module de cisaillement (G) et le facteur d'amortissement interne (β) (caractéristiques du sol), doivent être compatibles avec le niveau de déformation moyen induit sous l'ouvrage (Pecker, 1984).

La méthode décompose exactement les effets de l'interaction cinématique de ceux de l'interaction inertielle, qui dans le cas d'une approximation fait par un ingénieur, peut être utilisée pour des systèmes modérément non linéaires (Mylonakis, Nikolaou et Gazetas, 1997).

Il existe principalement deux familles de méthodes des sous-structures, les méthodes de frontières et les méthodes de volume. Elles se distinguent par la manière dont le système global est décomposé (Pecker, 1984).

L'analyse se décompose suivant les étapes suivantes, illustré dans la Figure 1.2 (Mylonakis, Nikolaou et Gazetas, 2006; Pecker, 1984; Villaverde, 2009):

- une analyse du champ libre permet la détermination de la *Foundation Input Motion* (FIM), à savoir du mouvement de la fondation rigide de masse nulle sollicitée par la même onde sismique que la structure, ce qui requiert l'utilisation d'un procédé de déconvolution du signal. Cette étape correspond à la résolution d'un problème de diffraction;
- détermination de la matrice d'impédance de la fondation pour chaque mode de vibration. Cette étape correspond à un problème de détermination d'impédance;
- calcul de la réponse sismique de la structure lié à la matrice d'impédance déterminée à l'étape précédente et soumise à sa base par l'accélération cinématique calculée à la première étape. Cette étape correspond à un problème de structure classique.

L’interaction cinématique amène généralement à un FIM plus petit que la réponse du champ libre, les résultats obtenus lorsque celle-ci est entièrement négligée sont alors légèrement conservateurs. Afin de faciliter l’analyse, il est alors conseillé de la négliger pour des ponts non critiques (Mylonakis, Nikolaou et Gazetas, 2006).

1.1.2.3 Méthode hybride

Afin de s’affranchir de l’étape de détermination de l’impédance de la fondation qui peut s’avérer longue et dispendieuse lorsqu’il n’existe pas de solution publiée, une méthode hybride a été développée. Le sol est séparé en champ libre et champ lointain, et est modélisé par une matrice d’impédance. Cependant les problèmes de diffraction à l’interface des deux champs limitent fortement l’intérêt de la méthode (Pecker, 1984).

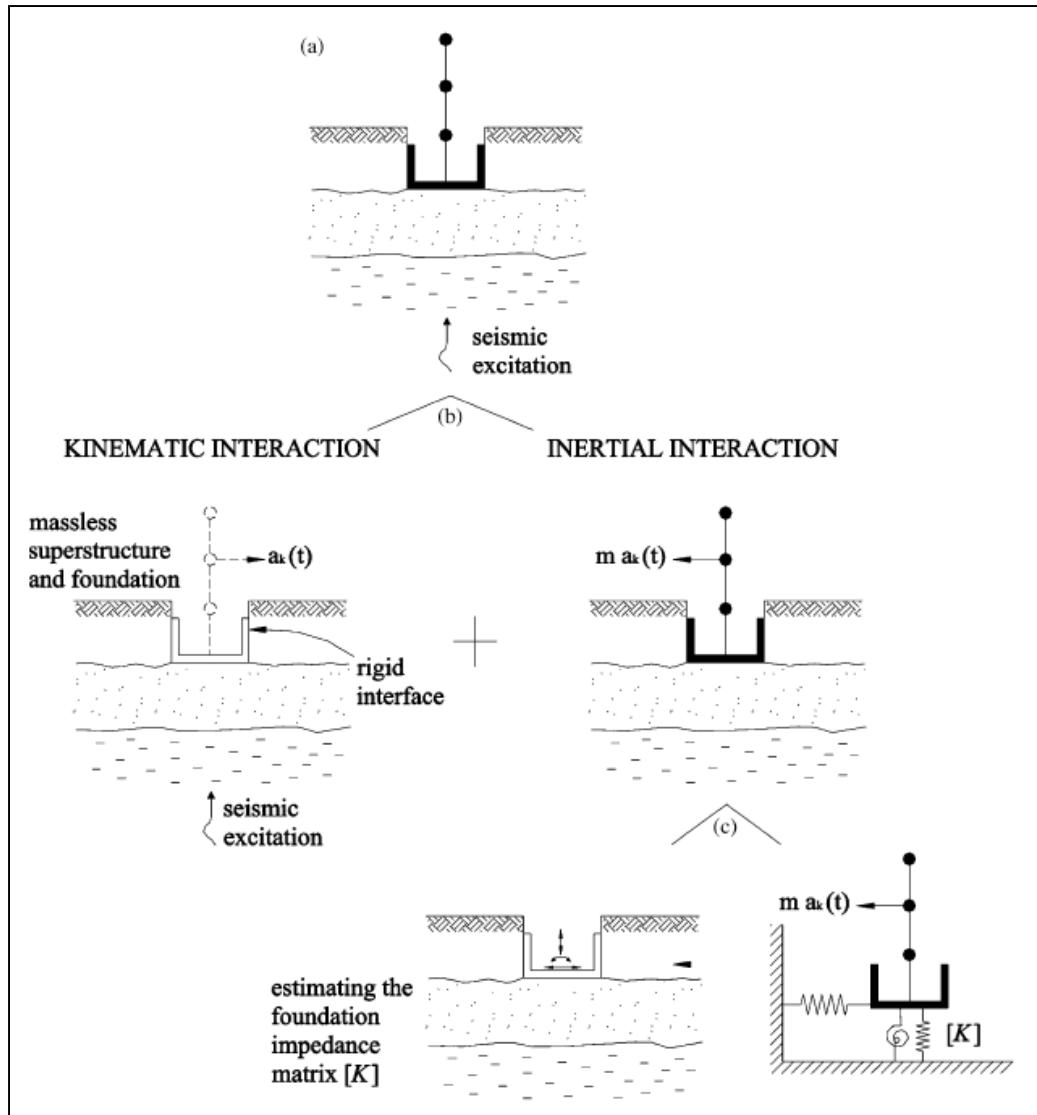


Figure 1.2 Géométrie d'un problème d'ISS.
Tiré de Mylonakis, Nikolaou et Gazetas (2006)

1.2 Fondations profondes

1.2.1 Aspects théoriques

1.2.1.1 Présentation des différents modèles pour évaluer la réponse d'un pieu isolé sous charges latérales

Il existe différents modèles permettant d'analyser le système composé du pieu et du sol. Ils s'appuient principalement sur deux méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales : la méthode de Broms et les méthodes basées sur la théorie de Winkler.

Dans le cas de la méthode de Broms, le sol est supposé être totalement à l'état de rupture. Cette méthode permet d'évaluer de manière simple la capacité ultime mais ne convient pas pour déterminer les déplacements des pieux.

La théorie de Winkler, modélise la réaction du sol par des ressorts découplés le long du pieu, considéré comme une poutre élastique. On a ainsi la réaction du sol (P) qui est liée à la déflection du pieu (y) par le module de réaction du sol (E_s).

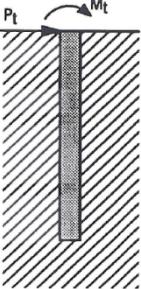
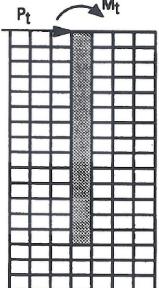
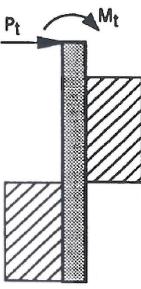
$$P = E_s y \quad (1.3)$$

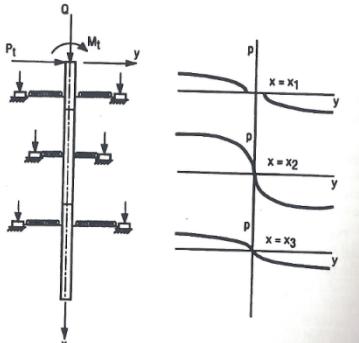
Le Tableau 1.1 présente les caractéristiques de cinq modèles usuels, utilisés pour l'analyse de pieux isolés sous charges latérales.

Le premier modèle composé de ressorts élasto-plastiques, s'appuie sur les équations de Ménard, afin de déterminer leurs rigidités. Le deuxième modèle est similaire au premier à l'exception faite que le sol est modélisé par éléments finis. Le troisième modèle s'appuie sur la théorie de Broms. Le quatrième modèle, est quant à lui, composé de 4 types de ressorts. Cette méthode a bénéficié de récents développements pour l'analyse de caissons.

Le dernier modèle est composé de ressorts non linéaires, caractérisés par des courbes de réactions ($p-y$). Ce dernier, utilisé dans LPILE est décrit avec plus de précision à la section 2.4 (Reese et al., 2004).

Tableau 1.1 Modèles de pieu isolé sous charges latérales
Adapté de Reese et al. (2004)

Modèle	Schéma	Commentaires	Bibliographie
Pieu et sol élastique		La méthode permet d'avoir un aperçu global du problème et fourni des bons résultats dans le cas de petits chargements. Lors de la formation de rotule plastique, le modèle doit obligatoirement être modifié	(Terzaghi, 1955) (Hetenyi, 1946)
Pieu élastique et éléments finis pour le sol		Le choix des propriétés des éléments (taille, forme, linéarité ou non...) et des interfaces (conditions aux limites...) conditionnent fortement la qualité du modèle.	(Yegian et Wright, 1973) (Thompson, 1977)
Pieu rigide et sol plastique (Théorie de Broms)		La méthode s'appuie sur de nombreuses simplifications mais permet de faire simplement un premier choix de pieu	(Broms, 1964a) (Broms, 1964b) (Broms, 1965)

Modèle	Schéma	Commentaires	Bibliographie
Pieu rigide et modèle composé de 4 ressorts pour le sol (Théorie de Winkler)		<p>Utilisation de 4 types de ressorts : une paire de ressort pour les mouvements verticaux, une autre ceux horizontaux, et deux ressorts au niveau du pied du pieu pour la rotation et la déflection. Ce modèle peu utilisé bénéficie de récentes améliorations.</p>	<p>(DiGioia, Rojas-Gonzalez et Newman, 1989)</p> <p>(Gerolymos et Gazetas, 2006b)</p> <p>(Varun, Assimaki et Gazetas, 2009)</p>
Pieu non linéaire et modèle $p-y$ pour le sol (Théorie de Winkler)		<p>Ce modèle est utilisé dans le logiciel LPILE. Le sol est caractérisé par des courbes non linéaires décrivant la pression du sol (p) en fonction de la déflection (y).</p>	<p>(McClelland et Focht, 1956)</p> <p>(American Petroleum Institute, 1987)</p> <p>(Det Norske Veritas, 1977)</p>

1.2.1.2 Description des méthodes de résolution

1) Solution pour une poutre-colonne à partir de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre

Le développement théorique qui suit a été donné par Hetenyi (1946) et est adapté de Reese et al. (2004).

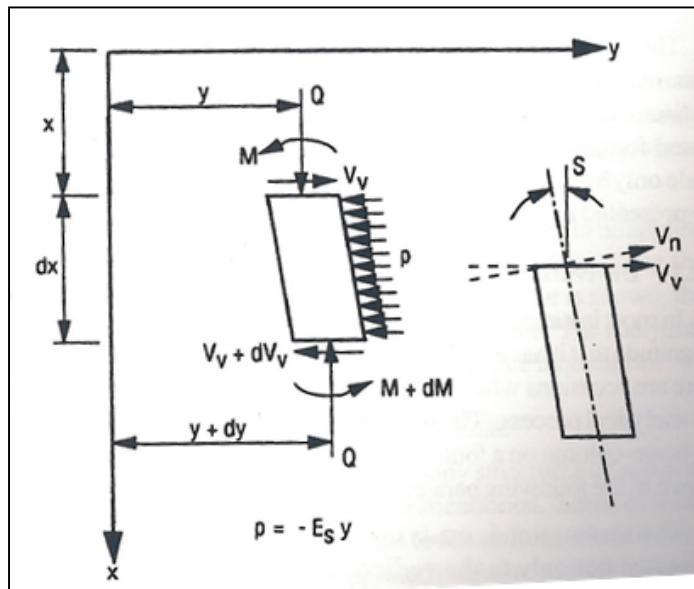


Figure 1.3 Élément de poutre-colonne.
Tiré de Reese et al. (2004)

Soit un élément de petite taille non chargée, à partir de l'équation d'équilibre des moments, après avoir négligé les termes de 2nd ordre, l'équation suivante est obtenue (Figure 1.3) :

$$\frac{dM}{dx} + Q \frac{dy}{dx} - V_v = 0 \quad (1.4)$$

où : Q = la force de compression horizontal; M = le moment dans le pieu; y = la déflection latérale; et V_v = la force de cisaillement vertical dans le pieu.

Après dérivation suivant x, l'équation (1.4) devient:

$$\frac{d^2M}{dx^2} + Q \frac{d^2y}{dx^2} - \frac{dV_v}{dx} = 0 \quad (1.5)$$

Puis, considérant les relations classiques suivantes :

$$\frac{d^2M}{dx^2} = EI \frac{d^4y}{dx^4} \quad (1.6)$$

$$\frac{dV_v}{dx} = p \quad (1.7)$$

$$p = -E_s y \quad (1.8)$$

où : EI = la rigidité en flexion; E_s = le module du sol; et p = la réaction du sol.

L'équation du 4^{ème} ordre s'ensuit :

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} + Q \frac{d^2y}{dx^2} + E_s y = 0 \quad (1.9)$$

En considérant l'inclinaison du pieu (S) petite, le développement limité au 1^{er} ordre nous permet d'obtenir :

$$V_n = V_v \cos S - Q \sin S \approx V_v - Q \frac{dy}{dx} \quad (1.10)$$

où : V_n = le cisaillement normal.

En introduisant une densité de force (W) dans la partie supérieure du pieu, cela permet de résoudre plus facilement certains problèmes. En effet, cet artifice de calcul permet d'intégrer

les effets du chargement axial, les effets des mouvements de terrains sur les déplacements de sol autour du pieu et les problèmes de flambage. Cela permet également d'avoir différentes rigidité en flexion (EI) et module du sol (E_s) le long du pieu.

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} + Q \frac{d^2y}{dx^2} - p + W = 0 \quad (1.11)$$

Lors de la dérivation, le pieu est supposé droit, de section uniforme, composé d'un matériau homogène avec un même module en compression et tension, symétrique longitudinalement et non chargé dynamiquement. Les déflexions transversales et celles résultant du cisaillement sont considérées comme faibles.

2) Solution analytique pour l'équation différentielle sous forme réduite

En supposant que le chargement axial est nul et que la rigidité flexionnelle et le module du sol restent constants avec la profondeur, l'équation (1.11) devient :

$$\frac{d^4y}{dx^4} + 4\beta^4 y = 0 \quad (1.12)$$

Avec :

$$E_s = \alpha \quad (1.13)$$

$$\beta^4 = \frac{\alpha}{4EI} \quad (1.14)$$

Et sa solution est donnée par :

$$y = e^{\beta x} [C_1 \cos(\beta x) + C_2 \sin(\beta x)] + e^{-\beta x} [C_3 \cos(\beta x) + C_4 \sin(\beta x)] \quad (1.15)$$

C_1 et C_2 sont nécessairement nuls sinon la déflexion est non bornée, d'où :

$$y = e^{-\beta x} [C_3 \cos(\beta x) + C_4 \sin(\beta x)] \quad (1.16)$$

La résolution de l'équation (1.16) va dépendre des conditions aux limites en tête et au pied du pieu. Les différents cas sont illustrés dans le Tableau 1.2 et les solutions dans le Tableau 1.3.

Tableau 1.2 Différentes conditions aux limites
Adapté de Reese et al. (2004)

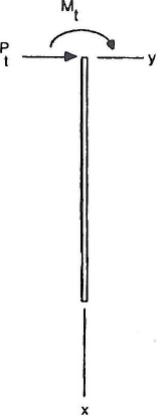
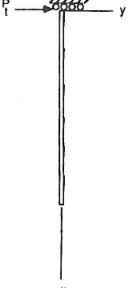
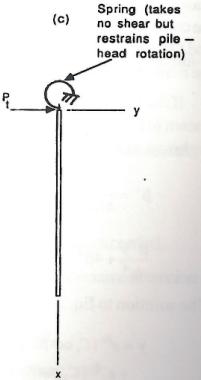
Cas	Schéma	Condition aux limites
1 ^{er} cas Tête de pieu libre		$\frac{d^2y}{dx^2}_{x=0} = \frac{M_t}{EI}$ $\frac{d^3y}{dx^3}_{x=0} = \frac{P_t}{EI}$
2 ^{ème} cas tête de pieu fixée de manière à empêcher la rotation		$\frac{dy}{dx}_{x=0} = 0$ $EI \frac{d^3y}{dx^3} = P_t$
3 ^{ème} cas restriction de rotation au niveau de la tête de pile		$\frac{EI}{dy} \frac{d^2y}{dx^2}_{x=0} = \frac{M_t}{S_t} = k_\theta$ $\frac{d^3y}{dx^3}_{x=0} = \frac{P_t}{EI}$
4 ^{ème} cas solution pour pieux longs		$\frac{d^2y}{dx^2}_{x=L} = 0$ $\frac{d^3y}{dx^3}_{x=L} = 0$

Tableau 1.3 Solutions analytiques de l'équation différentielle sous forme réduite
Adapté de Reese et al. (2004)

Cas	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas
Déflexion y	$y = \frac{2P_t\beta}{\alpha}C_1 + \frac{M_t}{2EI\beta^2}B_1$	$y = \frac{P_t\beta}{\alpha}A_1$	$C_3 = \frac{P_t(2EI\beta + k_\theta)}{EI(\alpha + 4\beta^3k_\theta)}$ $C_4 = \frac{k_\theta P_t}{EI(\alpha + 4\beta^3k_\theta)}$
Rotation du pieu $S = \frac{dy}{dx}$	$S = -\frac{2P_t\beta^2}{\alpha}A_1 - \frac{M_t}{EI\beta}C_1$	$S = -\frac{P_t}{2EI\beta^2}D_1$	
Moment fléchissant $M = EI \frac{d^2y}{dx^2}$	$M = \frac{P_t}{\beta}D_1 + M_tA_1$	$M = -\frac{P_t}{2\beta}B_1$	
Effort Tranchant $V = EI \frac{d^3y}{dx^3}$	$V = P_tB_1 - 2\beta M_tD_1$	$V = P_tC_1$	
Réaction du sol $P = -EI \frac{d^4y}{dx^4}$	$p = -2\beta P_tC_1 - 2\beta^2 M_t B_1$	$p = -\beta P_t A_1$	

avec :

$$A_1 = e^{-\beta x} [\cos(\beta x) + \sin(\beta x)] \quad (1.17)$$

$$B_1 = e^{-\beta x} [\cos(\beta x) - \sin(\beta x)] \quad (1.18)$$

$$C_1 = e^{-\beta x} \cos(\beta x) \quad (1.19)$$

$$D_1 = e^{-\beta x} \sin(\beta x) \quad (1.20)$$

Ces solutions sont valables pour des modules de flexion (EI) constants le long du pieu. Dans le cas contraire, l'utilisation de logiciel, comme LPILE est nécessaire.

3) Solution par la méthode des différences finies

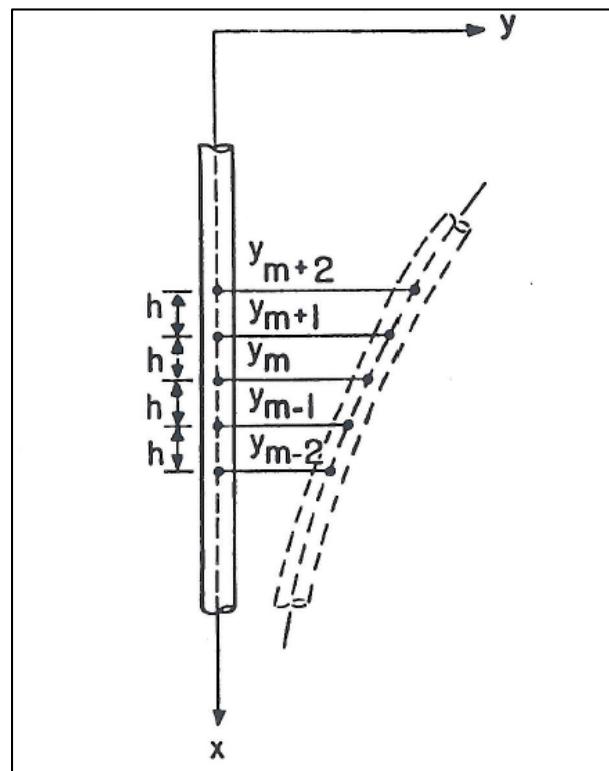


Figure 1.4 Illustration de la méthode des différences finies sur un pieu.
Tiré de Reese et al. (2004)

Le problème de poutre-colonne peut être résolu par la méthode des différences finies en implémentant la méthode p - y . Le pieu est alors découpé en incrément de longueur (h) (Figure 1.4).

À partir des relations suivantes :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{y_{m-1} - y_{m+1}}{2h} \quad (1.21)$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{y_{m-1} - 2y_m + y_{m+1}}{h^2} \quad (1.22)$$

$$\frac{d^3y}{dx^3} = \frac{-y_{m-2} + 2y_{m-1} - 2y_{m+1} + y_{m+2}}{2h^3} \quad (1.23)$$

$$\frac{d^4y}{dx^4} = \frac{y_{m-2} - 4y_{m-1} + 6y_m - 4y_{m+1} + y_{m+2}}{2h^3} \quad (1.24)$$

L'équation (1.1) devient :

$$\begin{aligned} & y_{m-2}R_{m-1} + y_{m-1}(-2R_{m-1} - 2R_m + Qh^2) \\ & + y_m(R_{m-1} + 4R_m + R_{m+1} - 2Qh^2 + k_m h H^4) \\ & + y_{m+1}(-2R_m - 2R_{m+1} + Qh^2) + y_{m+2}R_{m+1}Wh^4 = 0 \end{aligned} \quad (1.25)$$

Avec :

(R_m) rigidité flexionnelle au point m

$$R_m = I_m E_m \quad (1.26)$$

(k_m) module du sol au point m

$$k_m = E_{sm} \quad (1.27)$$

L'équation (1.25) suppose que l'amplitude des forces de compression horizontales (Q) est constante avec la profondeur, ce qui n'est pas absolument vrai. Cependant, la valeur de (Q) est peu diminuée aux abords de la surface, zone où apparaît usuellement le moment fléchissant maximal.

Pour un pieu divisé en (n) parties, l'équation (1.25) permet de déduire ($n+1$) équations. Cependant, la création de points virtuelles aux deux extrémités du pieux, introduits 4 inconnus supplémentaires, portant à ($n+5$) le nombre d'inconnues.

4) Conditions aux limites

Il existe un premier couple de conditions aux limites sur le moment et le cisaillement au niveau du pied du pieu. En effet, le moment est considéré nul, si aucune force axiale excentrique n'est envisagée. Cette hypothèse n'est pas vérifiée dans deux types de cas particuliers et inhabituels, à savoir pour les pieux courts et les pieux à chargement axial excentré. La seconde condition concerne le cisaillement, résultant de la déflection au niveau du pied du pieu, qui est supposée égale à (V_0) fonction de (y_0) pour les pieux courts, et qui est supposé nul pour les pieux longs (pieux qui admettent au moins deux points de déflections nulles).

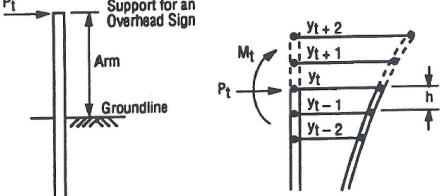
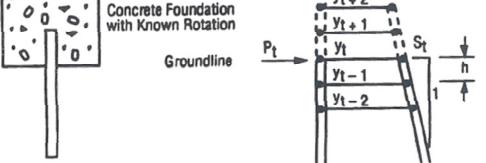
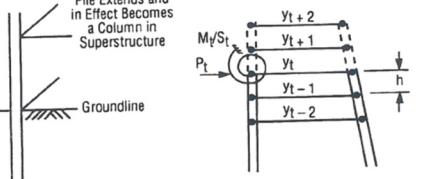
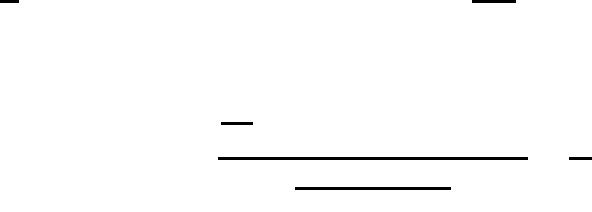
Ainsi, en $x = L$:

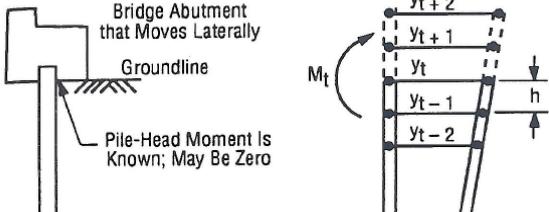
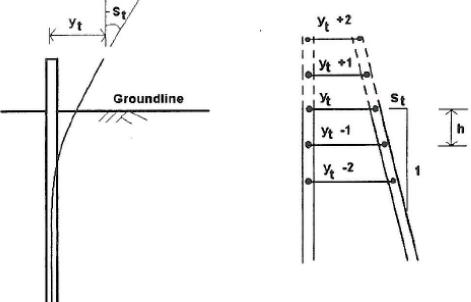
$$y_{-1} - 2y_0 + y_1 = 0 \quad (1.28)$$

$$\frac{2 R_0}{2h^3} (y_{-2} - 2y_{-1} + 2y_1 - y_2) + \frac{Q}{2h} (y_{-1} - y_1) = V_0 \quad (1.29)$$

Le deuxième couple de conditions aux limites s'applique au niveau de la tête de pieu, et complète ainsi le système d'équations. Les solutions pour 5 couples différents, dépendant du type d'ancrage de la tête de pieu sont détaillées dans le Tableau 1.4 .

Tableau 1.4 Conditions aux limites pour la solution par la méthode des différences finies
 Adapté de Reese et al. (2004)

Cas	Schéma	Conditions aux limites
1	 <p>Note: P_t and M_t are known; they are shown in the positive sense in the sketches.</p>	
2	 <p>Note: P_t and S_t are known; they are shown in the positive sense.</p>	
3	 <p>Pile Extends and in Effect Becomes a Column in Superstructure</p>	

Cas	Schéma	Conditions aux limites
4	 <p>Bridge Abutment that Moves Laterally</p> <p>Groundline</p> <p>Pile-Head Moment is Known; May Be Zero</p> <p>Note: M_t and y_t are known; they are shown in the positive sense in the sketches.</p>	$\frac{R_t}{h^2} (y_{t-1} - 2y_t + y_{t+1}) = M_t$ $y_t = Y_t$
5	 <p>Groundline</p> <p>Note: y_t and S_t are known; they are shown in the positive sense</p>	$\frac{y_{t-1} - y_{t+1}}{2h} = S_t$ $y_t = Y_t$

1.2.2 Effet de groupe

Lorsque les pieux sont faiblement espacés les uns des autres, le mouvement de chaque pieu entraîne ainsi un chevauchement des plans de rupture en cisaillement (*shadowing effect*) causant la diminution de la résistance ultime des pieux du groupe par rapport à un pieu isolé (Figure 1.5). D'après l'AASHTO LRFD Bridge Specifications 2007, l'effet de groupe n'est pas significatif pour un espacement entre pieux supérieur de 4 à 6 fois au diamètre des pieux. En dessous de cette limite, les pieux sont considérés comme faiblement espacés.

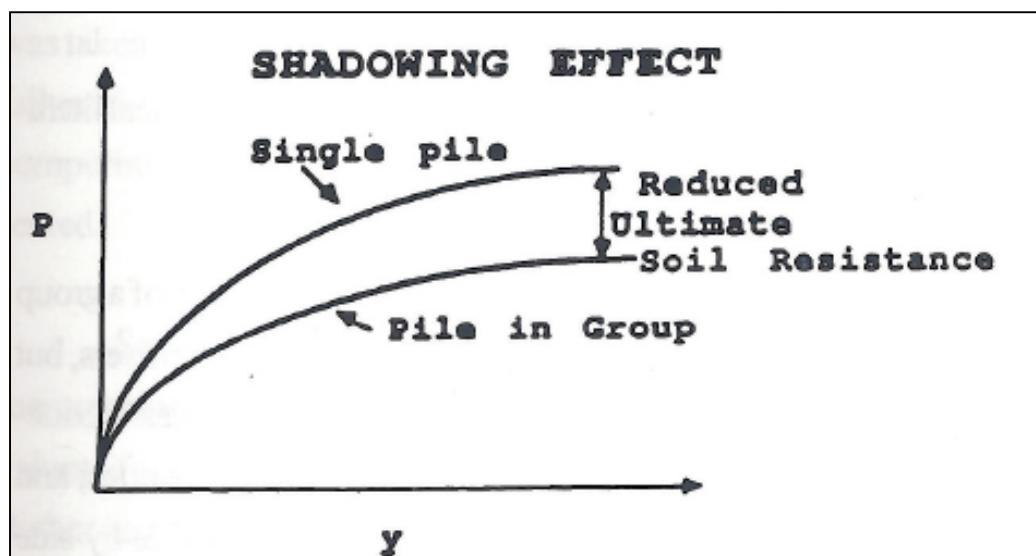


Figure 1.5 Courbes P - y pour un pieu isolé et pour un groupe.
Tiré de Reese, Wang et Vasquez (2006)

Afin de tenir compte de cette effet, diverses méthodes ont été développées : la méthode statique, la méthode de Broms, la méthode du pieu isolé équivalent et la méthode des modules de réaction (Bakour, 2008).

1.2.2.1 Méthode statique

La méthode suppose une répartition uniforme de l'effort tranchant sur chaque pieu et une charge verticale proportionnelle à la distance qui est due au moment sur la semelle. Ainsi, la conception s'appuie sur les pieux les plus sollicités.

1.2.2.2 Méthode de Broms

Des facteurs de réduction dépendant de l'espacement, sont appliqués à la capacité des pieux isolés calculés par la méthode de Broms.

1.2.2.3 Méthode du pieu isolé équivalent

La méthode considère que la résistance latérale est égale au cas le plus défavorable entre la résistance d'un bloc monolithique composé de (N) pieux et du sol et de N fois la résistance latérale d'un pieu isolé (Bakour, 2008).

1.2.2.4 Méthode des modules de réaction

Les courbes de réactions $p-y$ sont développées pour des pieux isolés. Afin de tenir compte de l'effet de groupe lorsque l'espacement entre pieux est suffisamment faible, des coefficients multiplicateurs P_m (≤ 1) sont appliqués aux courbes.

Reese, Isenhower et Wang (2006) ont développé des facteurs de réduction (P_{mi}) décomposés en produit de coefficients d'interaction (β_{ij}) pour un pieu i en interaction avec les pieux $j=1,2 \dots N$ (N est le nombre de pieux dans le groupe) (Équation 1.30). Le calcul des différents coefficients est décrit dans le Tableau1.5.

$$P_{mi} = \prod_{\substack{j=1 \\ i \neq j}}^N \beta_{ij} \quad (1.30)$$

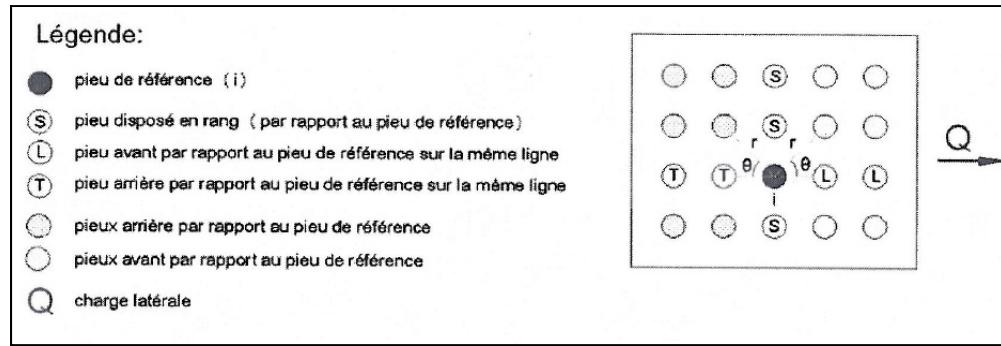


Figure 1.6 Disposition des pieux par rapport au pieu de référence (*i*).
Tiré de Bakour (2008)

Tableau 1.5 Valeurs de P_m
Tiré de Bakour (2008)

Remarque	Équations de P_m (Reese, Isenhower et Wang, 2006)	Espacement
Pieu <i>i</i> devient arrière par rapport au pieu avant (L) sur la même ligne	$\beta_{iL} = 0.7 \left(\frac{s_{iL}}{b} \right)^{0.26}$	$1 \leq \frac{s_{iL}}{b} \leq 4$
Pieu <i>i</i> devient avant par rapport au pieu avant (T) sur la même ligne	$\beta_{iT} = 0.48 \left(\frac{s_{iT}}{b} \right)^{0.38}$	$1 \leq \frac{s_{iT}}{b} \leq 7$
Pieu disposé en rang (par rapport au pieu <i>i</i>)	$\beta_{iS} = 0.64 \left(\frac{s_{iS}}{b} \right)^{0.34}$	$1 \leq \frac{s_{iS}}{b} \leq 3.75$
Pieu avant en diagonale par rapport au pieu <i>i</i> (pieu <i>i</i> devient arrière)	$\beta_{i\theta L} = \sqrt{\beta_{iL}^2 \cos^2 \theta + \beta_{iS}^2 \sin^2 \theta}$	$1 \leq \frac{r_{iL}}{b} \leq 4$ $1 \leq \frac{r_{iT}}{b} \leq 7$
Pieu arrière en diagonale par rapport au pieu <i>i</i> (pieu <i>i</i> devient avant)	$\beta_{i\theta T} = \sqrt{\beta_{iT}^2 \cos^2 \theta + \beta_{iS}^2 \sin^2 \theta}$	$1 \leq \frac{r_{iS}}{b} \leq 3.75$

1.3 Revue des normes et codes – Conception des fondations profondes et prise en compte de l'ISS

1.3.1 CAN/CSA-S6-06

Pour le cas des fondations superficielles, la norme propose une démarche assez simpliste et détaillée pour le calcul de la résistance géotechnique à l'état limite ultime ÉLU (article 6.7.2.), avec l'utilisation de l'équation (1.31). Toutefois, elle reste plus vague pour l'évaluation de la résistance géotechnique latérale pondérée pour les fondations profondes. Elle précise juste une série de méthodes et de mesures à prendre en compte pour son évaluation, sans détailler le calcul.

$$q_u = cN_c s_c i_c + q'N_q s_q i_q + 0.5 \gamma' B N_y s_y i_y \quad (1.31)$$

Où c représente la résistance au cisaillement non drainé, γ' le poids unitaire effectif, q' la pression effective des terres au niveau de la fondation et B la largeur de la fondation superficielle. N_c , N_q et N_y représentent respectivement les coefficients de portance pour la cohésion, pour la pression des terres et pour le poids du sol. s_c , s_q et s_y représentent les différents coefficient de forme, i_c , i_q et i_y les différents facteurs d'inclinaison, associés aux différents coefficients de portance.

Les méthodes proposées sont une analyse statique, des essais statiques ou une valeur estimée. Dans le premier cas, la plupart des méthodes disponibles sont empiriques, et dans le cas où des données in-situ manquent, l'évaluation de la résistance passive latérale non pondérée se fait à l'aide de la méthode de calcul. Le calcul en flexion latérale se fait en modélisant le pieu par une poutre-poteau reposant sur des ressorts répartis le long sa longueur qui sont liés à la réaction passive du sol. Les réponses à court terme (statique) et cycliques doivent être considérées et les propriétés du sol doivent être fondées sur des données basées sur des tests effectués sur des sols similaires. Le commentaire C6.8.7.3 évoque l'utilisation de diverses méthodes d'analyse pour les pieux et les groupes de pieux en renvoyant le lecteur à de la littérature.

L'article 4.6.5 reste vague quant à la prise en compte de l'ISS, il est simplement stipulé que cette dernière doit être évaluée lorsque les pouvoirs de réglementation le juge nécessaire. Cependant le commentaire C4.6.5 y apporte un peu plus de précision. En effet, le dit commentaire précise que la prise en compte de l'ISS est requise pour certains types de pont dans les zones de performance sismique 2 et pour tous les ponts en zone 3 et 4. Il rappelle que les effets émanant du comportement non linéaire du sol, des phénomènes de séparation entre la structure et le sol, et de l'influence des structures voisines, peuvent être significatifs. Cependant, il concède que la complexité du phénomène amène le plus souvent à les ignorer.

Dans le cadre de l'analyse des fondations profondes, il suggère l'utilisation de deux méthodes, la méthode de la rigidité de la fondation et la méthode *p-y*. Dans le premier cas, le commentaire renvoie à différents articles pour la détermination des 6 ressorts de *compliances* découplés pour modéliser le système sol-pieu. Dans le second, il recommande l'utilisation des procédures de l'API pour déterminer les courbes *p-y* qui seront associées à des ressorts placés le long des pieux. Il propose également l'utilisation des logiciels LATPILE et SPASM, et indique la littérature correspondantes. Il insiste également sur l'interaction nécessaire entre les ingénieurs structures et ceux en géotechnique pour pouvoir évaluer correctement le phénomène.

1.3.2 AASHTO - LRFD Bridge Design Specifications 2007

Contrairement au CSA-S6-06, la conception différencie le type de fondations profondes en présentant une partie spécifique pour les pieux battus (*driven piles*) et une pour les pieux forés (*drilled shafts*).

Pour le calcul des états limites, des séries de mesures sont énoncées et renvoient dans certains cas à de la littérature pour plus de précision. Pour l'évaluation des mouvements horizontaux des pieux de fondations, l'article 10.7.2.4, précise qu'il faut prendre en compte les effets de l'ISS. Le commentaire C10.7.2.4, précise que la méthode *p-y* est surtout adaptée aux pieux longs à faible diamètre. Pour les pieux forés ou les pieux courts rigides, il faudra préférer

l'utilisation de la théorie dite « *strain wedge* ». L'effet de groupe doit également être pris en compte, et dans le cas où la méthode *p-y* est utilisée, il faut avoir recours aux coefficients de réduction P_m proposés par Hannigan et al. (2005). L'annexe A10 rappelle cependant que ce dernier n'est pas significatif pour un espacement de pieux plus grand de 4 à 6 fois le diamètre et que l'essentiel de la résistance latérale est mobilisée en dessous de 5 fois le diamètre.

En dehors de la méthode *p-y*, l'annexe A10 mentionne également des méthodes plus « légères » basées sur l'hypothèse d'un comportement élastique pour calculer la rigidité latérale des pieux : le concept de poutre cantilever équivalente, la méthode de la poutre sur une fondation élastique Winkler et les solutions élastiques.

1.3.3 AASHTO-Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges

Les recommandations, dédiées spécialement à la conception parasismique des ponts, sont relativement bien précises et les types d'analyses sont clairement explicités en fonction de la classe du site et de la catégorie sismique de conception (*Seismic Design Category* - SDC). Pour les fondations superficielles, dans le cas où la flexibilité de la semelle à un impact considérable sur les déplacements, il faut avoir recours à l'utilisation de ressort dont les propriétés sont données dans l'appendice C ou suivre la démarche proposée dans le FEMA 273.

La conception des pieux de fondations se base sur les efforts dans la colonne, déterminés soit avec les forces sismiques élastiques (*elastic seismic forces*), soit à l'aide des principes de conception de portance (*capacity design principles*), dépendamment de la SDC. De plus, les propriétés non linéaires des pieux (plastification) doivent être prises en compte dans l'analyse sous charges latérales, ainsi que les coefficients de réduction de l'effet de groupe.

Tableau 1.6 Méthode de modélisation des fondations
Tiré de AASHTO (2006)

Foundation Type	Modeling Method I	Modeling Method II
Spread Footing	Rigid	Rigid for Site Classes A and B. For other site classes, foundation springs required if footing flexibility contributes more than 50% of SDC B allowable drift considering column plastic forces.
Pile Footing with Pile Cap	Rigid	Foundation springs required if footing flexibility contributes more than 50% of SDC B allowable drift considering column plastic forces.
Pile Bent/Drilled Shaft	Estimated depth to fixity	Estimated depth to fixity or soil-springs based on P-y curves.

1.3.4 ASCE/SEI 41-06

Dans le cas de réhabilitation sismique de bâtiment, l'article 3.2.6 précise que l'ISS doit être évaluée dans le cas où ses effets sur le bâtiment provoqueraient l'augmentation de sa période fondamentale entraînant une diminution de l'accélération spectrale, et renvoie à la procédure décrite dans FEMA 440 (FEMA 2005). Pour les autres cas, cela n'est pas nécessaire.

1.3.5 Eurocode

D'après l'article 7.4, La conception des pieux de fondations, doit se baser sur une des 3 approches suivantes :

- des tests de chargement statique dont la conformité a été prouvée en comparaison à d'autres expériences pertinentes;
- des méthodes empiriques ou analytiques dont la validité a été prouvée par des tests de chargements statiques dans des conditions comparables;
- les résultats de tests de chargement dynamique dont la validité a été prouvée par des tests de chargements statiques dans des conditions comparables.

1.3.6 Nevada Department of Transportation Structures Manual (NDOT)

Ce manuel est un complément à la section 10 de LRFD Bridge Design Specifications 2007, dans le cadre du dimensionnement de fondations superficielles et de pieux forés ou battus, en liaison avec les exigences des sections 5 et 6 du LRFD Specifications. Bien qu'il existe plusieurs méthodes pour calculer la résistance des pieux sous charge latérale, en tenant compte des effets réciproques entre les pieux et le sols l'entourant, le manuel préfère l'utilisation de la méthode des courbes P-y pour modéliser l'ISS, et suggère notamment l'utilisation de logiciel comme LPILE. Il rappelle cependant que la précision des résultats est tributaire de l'espacement choisi des ressorts (maillage).

1.3.7 Canadian Foundation Engineering Manual 4th Edition (CFEM)

Dans le cas de l'interaction sol structure, le CFEM précise que l'ISS doit être évaluée dans le cas de structures critiques ou non conventionnelles, mais il ne précise aucune mesure particulière à prendre. Il décrit cependant sommairement les méthodes directes et multi-étapes d'analyse de l'ISS.

1.3.8 Cement Association of Canada's Concrete Design Handbook

Le manuel insiste sur le fait de prendre en compte l'ISS et le comportement non linéaire du sol, tout en précisant que la méthode la plus commune est l'utilisation d'un logiciel d'analyse éléments finis (AEF), car elle permet de prendre en compte facilement les changements de caractéristiques du sol le long des pieux.

1.4 Problématique

Les structures en contact avec le sol interagissent donc mutuellement, et les effets de l'ISS peuvent jouer un rôle important dans la conception parasismique des ouvrages. Bien que les codes recommandent sa prise en compte, ils laissent aux concepteurs une marge de manœuvre assez importante.

Dans le cas de pieux de fondations, la méthode $p-y$ est la plus fréquemment utilisée pour modéliser les effets de l'ISS car elle présente de nombreux avantages (National Cooperative Highway Research Program, 2006) :

- elle permet de simuler le comportement non-linéaire du sol ou de la roche;
- elle permet de prendre en compte précisément les différentes couches d'un même sol;
- elle offre la possibilité de tenir compte de la rigidité flexionnelle non linéaire (EI);
- elle permet d'incorporer des conditions aux limites réalistes en tête de pieux;
- elle offre des solutions pour la déflection, l'inclinaison, le moment et le cisaillement en fonction de la profondeur, données nécessaires pour la conception structurale;
- les solutions informatiques sont facilement accessibles.

Dans le cas pratique, la structure et la fondation sont dimensionnées séparément et les logiciels disponibles courants ne concernent que l'un ou l'autre des éléments. Encore aujourd'hui, il arrive que l'ingénieur en structure dimensionne la superstructure en considérant sa base fixe, puis fournit les résultats (effort axial, moments et cisaillements à la base) à l'ingénieur chargé de dimensionner les fondations (Chowdhury et Dasgupta, 2009). SAP2000 est un logiciel spécialisé dans le calcul de structure, qui ne dispose pas, à l'heure actuelle, de module permettant de modéliser le sol, ce qui est d'autant plus problématique pour des structures reposant sur des fondations profondes.

L'objectif de ce mémoire va s'orienter sur l'implémentation de l'ISS au travers de ressorts non linéaires dont les comportements sont reliés à des courbes $p-y$ dans le logiciel de structure SAP2000, afin de pouvoir réaliser des analyses non linéaires sur une structure

globale, à savoir superstructure et fondations profondes, en une seule étape. Le principal avantage de ce modèle est le gain de temps d'analyse, en éliminant les itérations nécessaires à la finalisation d'une analyse classique où la structure et la fondation sont traitées séparément, ainsi que la prise en compte des comportements non linéaires des pieux (rotules plastiques). De plus, cette modélisation globale réalisée sur un logiciel de structure dédié, est moins complexe et lourde à mettre en place que les modèles éléments finis et devrait donc être plus adaptée à l'ingénieur praticien.

CHAPITRE 2

MODÉLISATION AVEC LES LOGICIELS GROUP ET SAP2000

2.1 Le modèle initial

Le problème traité est celui d'un pont tablier typique, de 40m de long, avec une charge morte de 300kN/m, supporté à mi-travée par une pile centrale circulaire en béton armé de 6m de hauteur. Cette pile repose sur des fondations profondes composées d'un groupe de 3×3 pieux circulaires en béton armé, surplombé par une semelle en béton de dimensions $8 \times 8 \times 1.5$ m.

Les pieux de fondations, long de 25m traversent trois couches distinctes de sols : une première de sable lâche, une seconde d'argile molle et enfin une dernière de roche faible. Les caractéristiques des différentes couches sont synthétisées dans le Tableau 2.1 et la structure complète est schématisée dans la Figure 2.1.

Le choix de ce modèle s'appuie principalement sur le fait que c'est une structure « classique » et que les caractéristiques des sols sont basées sur des données réelles représentatives du Québec. Ainsi, les résultats découlant de son analyse pourront être utilisés aux nombreuses structures semblables.

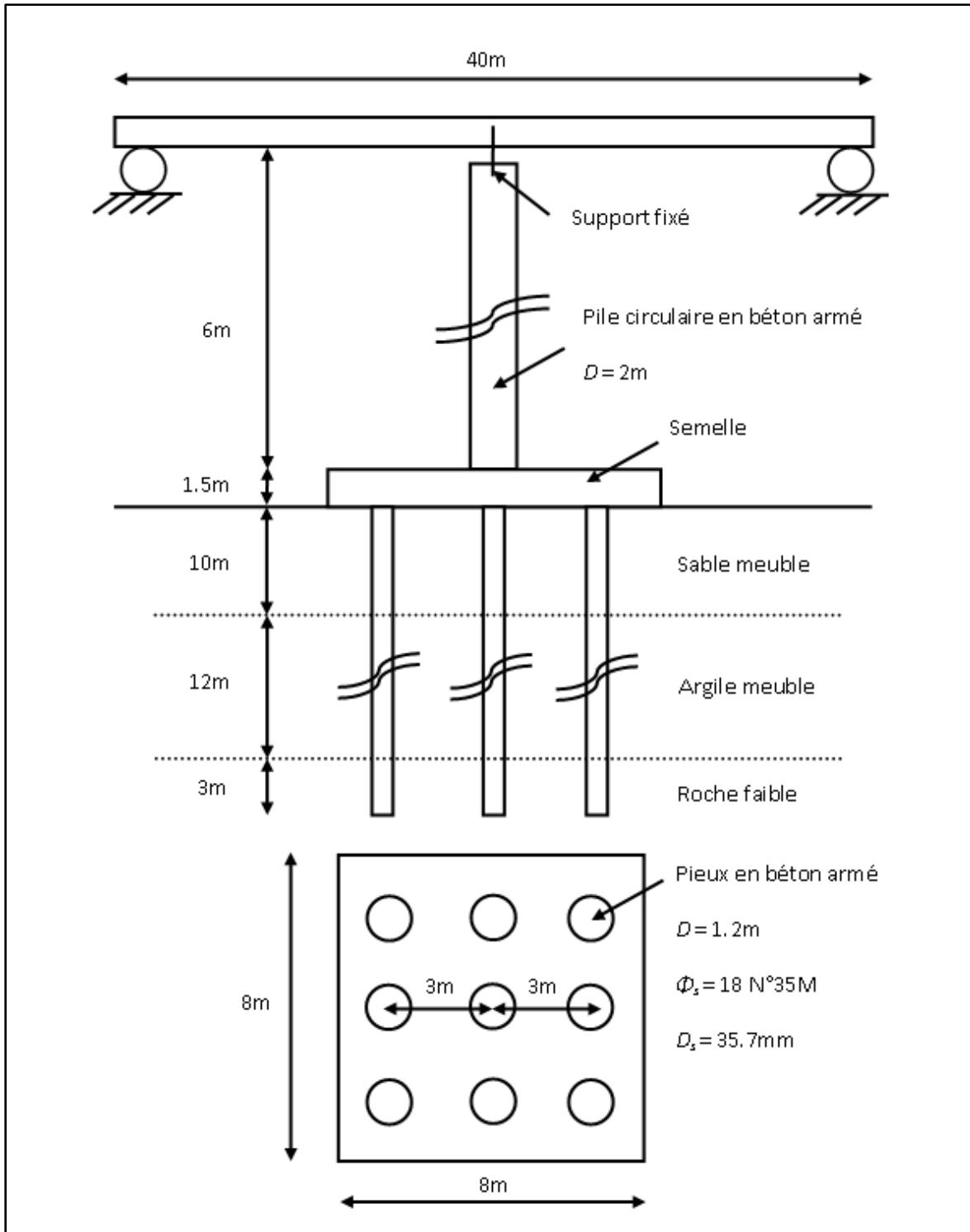


Figure 2.1 Schéma du pont et des fondations profondes.

Tableau 2.1 Propriétés des différentes couches de sols

Profondeur [m]	Hauteur [m]	Type de sol	Propriétés du sol k [kN/m ³], ϕ [deg], γ' [kN/m ³], C_u [kN/m ²], E_r [kN/m ²], Q_r [kN/m ²], ϵ_{50} [], RQD [%]	Description
1.5				
0	1.5	Semelle		
-10	10	Sable meuble	$\phi = 32^\circ$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ $K = 5400 \text{ kN/m}^3$	Pieux en béton armé $D = 1.2 \text{ m}$ $\Phi_s = 18 \text{ No.35M}$
			$\gamma' = \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $C_u = 35 \text{ kN/m}^2$ $K = 3600 \text{ kN/m}^3$ $\epsilon_{50} = 0.01$	
-22	12	Argile molle	$E_r = 8 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ $Q_r = 10 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$ $RQD = 50\%$ $C_u = 7500 \text{ kN/m}^2$ $\epsilon_{50} = 0.0005$	
-25	3	Roche faible		

2.2 1^{er} modèle : la structure globale modélisée à l'aide de SAP2000

Le premier modèle a été réalisé à l'aide du logiciel de calcul de structure SAP2000, dans lequel les effets du sol sur les pieux de fondations, ont été représentés par des ressorts non linéaires.

2.2.1 Procédure de modélisation

2.2.1.1 Définition du maillage

Dans un premier temps, il est nécessaire de définir le maillage, à savoir, les emplacements des différents ressorts qui modélisent les effets du sol sur les pieux. Le maillage ne doit pas être trop grossier, afin d'éviter les problèmes de convergence, mais ne doit pas non plus être trop fin, ce qui risquerait d'alourdir le modèle en terme de temps de modélisation, de simulation et d'interprétation.

Les critères ayant permis la détermination du maillage sont les suivants :

- lors des séismes importants, les rotules plastiques se forment dans le premier tiers des pieux sous le sol, il est donc nécessaire d'avoir un maillage fin dans cette zone. L'espacement alors choisi dans cette zone est de 25 cm;
- les changements de couches de sols s'accompagnent de changements importants de rigidité du sol, il est donc nécessaire d'affiner le maillage dans ces zones pour éviter les problèmes de convergence. L'espacement alors choisi dans cette zone est également de 25 cm;
- au milieu des couches de sols, les changements de rigidité du sol sont faibles, il n'est donc pas nécessaire d'affiner le maillage dans ces zones au risque d'alourdir le modèles. L'espacement alors choisi dans cette zone est de 2m;
- le maillage doit évoluer de manière graduelle entre les différentes zones de maillage fin et grossier. Il a donc été choisi d'affiner en 2 ou 3 fois le maillage dans ces zones intermédiaires.

Les courbes p - y calculées sont pour une unité de longueur de pieu, il faut donc la multiplier par la distance tributaire correspondant à l'espace moyen entre deux nœuds du maillage (Équation 2.1).

$$D_i = \frac{h_{i+1} - h_i}{2} \quad (2.1)$$

Tableau 2.2 Maillage et distance tributaire des ressorts

Couche	Épaisseur (m)	Profondeur (m)	Distance tributaire D_i (m)
Sable meuble	10	0.25	1
		0.5	0.375
		1	0.5
		1.5	0.5
		2	0.75
		3	1
		4	1.5
		6	2
		8	1.5
		9	0.75
		9.5	0.5
Argile molle	12	10.5	0.5
		11	0.75
		12	1.5
		14	2
		16	2
		18	2
		20	1.75
		21.5	1
Roche faible	3	22	0.5
		22.5	0.5
		23	0.75
		24	1
		25	0.5

Note : la profondeur correspond à la distance à partir du niveau du sol où se trouve le ressort.

2.2.1.2 Définition des matériaux

Seuls 3 types de matériaux sont à définir : le béton, l'acier pour les barres d'armature longitudinale et l'acier pour le confinement en spirale (armature transversale).

Les principales caractéristiques mécaniques de ces derniers sont présentées dans le Tableau 2.3 et le Tableau 2.4.

Tableau 2.3 Propriétés du béton

Masse volumique	2 400 kg/m ³
Module d'élasticité E (MPa)	25 000
Coefficient de Poisson ν	0.2
Résistance en compression f_c' (MPa)	30

Tableau 2.4 Propriétés de l'acier de l'armature longitudinale et transversale

Propriétés de l'acier	Barre longitudinale	Spirale de confinement
Masse volumique	7 697 kg/m ³	7 697 kg/m ³
Module d'élasticité E (MPa)	200 000	200 000
Coefficient de Poisson ν	0.3	0.3
Limite d'élasticité minimale F_y (MPa)	400	350
Contrainte minimum en traction F_u (MPa)	413	621
Limite d'élasticité probable F_{ye} (MPa)	303	455
Contrainte probable en traction F_u (MPa)	455	683

2.2.1.3 Définition des sections

Il faut définir les 4 types de sections qui seront associées aux différents éléments linéaires : les pieux, la pile, la poutre et la semelle. Ces dernières sont détaillées dans le Tableau 2.5, le Tableau 2.7 et le Tableau 2.6, à l'exception de la section des éléments formant la semelle qui sont, quant à eux traités, à la section 2.2.1.6.

Tableau 2.5 Propriétés de la section des pieux

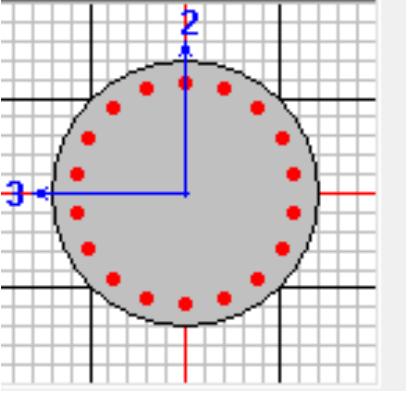
Diamètre	1.2m		
Renforcement longitudinal			
Configuration	circulaire		
Enrobage net	103.1 mm		
Nombre	18		
Diamètre	35M (D=35.7mm)		
Confinement transversal			
Type	Spirale		
Grosseur	#6 (D=19.05mm)		
Espacement longitudinal	150 mm		

Tableau 2.6 Propriétés de la section de la poutre

Hauteur	457.2 mm
Largeur	254 mm
Renforcement longitudinal	
Configuration	Rectangulaire
Enrobage net	40 mm
Nombre de barres dans la direction 3	3
Nombre de barres dans la direction 2	3
Grosseur	#9
Confinement transversal	
Type	Cadre
Grosseur	#4 (D=12.7mm)
Nombre de confinement dans la direction 3	3
Nombre de confinement dans la direction 2	3
Espacement longitudinale	150 mm

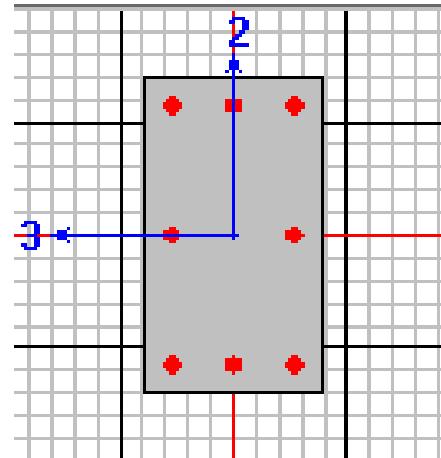
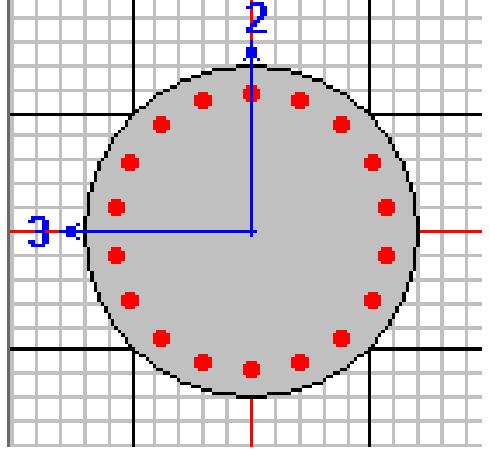


Tableau 2.7 Propriétés de la section de la pile

Diamètre	2 m		
Renforcement longitudinal			
Configuration	Circulaire		
Enrobage net	103.1 mm		
Nombre	22		
Diamètre	35M (D=35.7mm)		
Confinement transversal			
Type	Spirale		
Grosseur	#6 (D=19.05mm)		
Espacement longitudinale	150 mm		

2.2.1.4 Définition des courbes $P-y$ et des ressorts (*link element*)

Dans un premier temps, il a fallu construire les différentes courbes $P-y$, les procédures correspondantes sont expliquées en détail dans la section 2.4. Puis, on a défini des ressorts (*link element*), de type multilinéaire plastique avec hystérésis de type cinématique, auxquels ont été associés les différentes courbes comportementales, générées précédemment, dans la direction x (une courbe $P-y$ par profondeur).

En utilisant la méthode décrite à la section 1.2.2.4, les coefficients P_m ont été déterminés pour les différents pieux du groupe (Tableau 2.8 et Figure 2.2). Les différentes courbes $P-y$ relatives à notre modèle sont en ANNEXE I.

Tableau 2.8 Coefficients P_m des différents pieux

Pieux	1	2	3	4	5	6	7	8	9
P_m	0.43	0.45	0.76	0.32	0.35	0.65	0.43	0.45	0.76

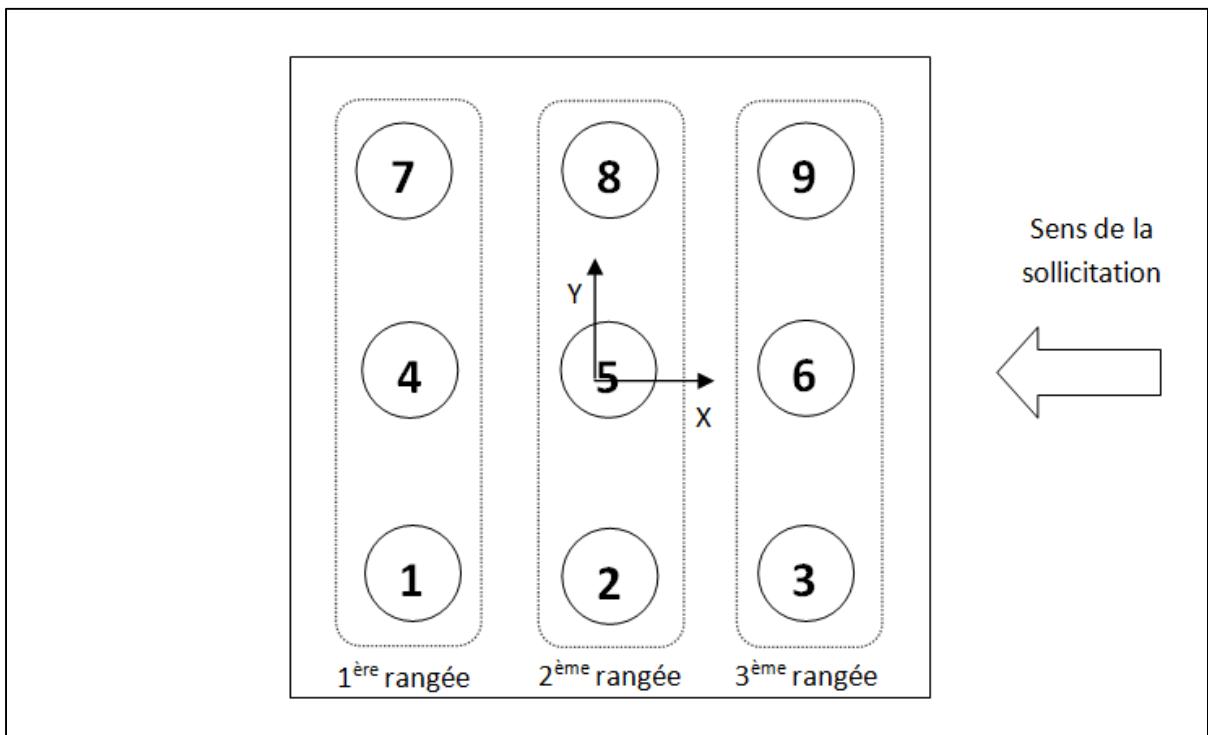


Figure 2.2 Numérotation des pieux.

2.2.1.5 Modélisation des pieux

Un pieu a ensuite été modélisé à l'aide d'élément linéaire (*frame element*) auquel la section correspondante a été assignée.

Puis, les ressorts ont été placés à chaque nœud du pieu, conformément au maillage défini dans la partie 2.2.1.1. L'autre extrémité du ressort a quant à elle été décalée d'une distance arbitraire de 30mm dans la direction x et a été fixée en translation dans les 3 directions (u_1 , u_2 et u_3 nulles), tout comme le pied du pieu. Le choix de la longueur du ressort initial du ressort

(30mm) n'a aucune importance étant donné que la force de rappel ne dépend pas de l'allongement initial. Ce choix s'est donc basé sur des raisons pratiques, à savoir un espace entre les pieux pas trop petit pour pouvoir facilement les sélectionner sans avoir à zoomer dans SAP2000, et un espace pas trop grand pour éviter que le pieu de la rangée suivante n'interfère.

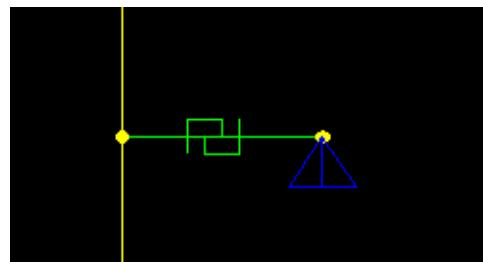


Figure 2.3 Ressort aux nœuds des pieux dans SAP2000.

Pour terminer, le pieu a été répliqué de manière à obtenir le groupe de pieux au complet.

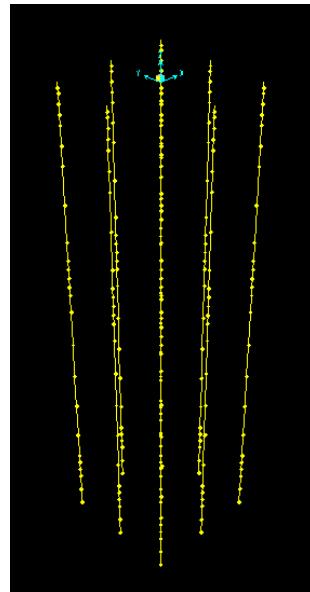


Figure 2.4 Groupe de pieux dans SAP2000.

2.2.1.6 Modélisation de la semelle

Dans un premier temps, la semelle a été modélisée à l'aide d'élément solide, cependant cela a posé des problèmes de convergence dans les analyses, vraisemblablement dus aux différences de degré de liberté des nœuds des éléments solides (3 degrés de liberté) avec ceux des éléments linéaires (6 degrés de liberté) aux niveaux des connections pieux/semelle et pile/semelle.

Elle a donc été entièrement modélisée avec des éléments linéaires, dont la section a été judicieusement choisie de manière à conserver la rigidité d'une semelle solide.

Ainsi, la semelle solide de dimension $8\text{m} \times 8\text{m} \times 1.5\text{m}$, a été représenté par 3 poutres (dans la direction x et y) de dimensions $2.67\text{m} \times 8\text{m} \times 1.5\text{m}$.

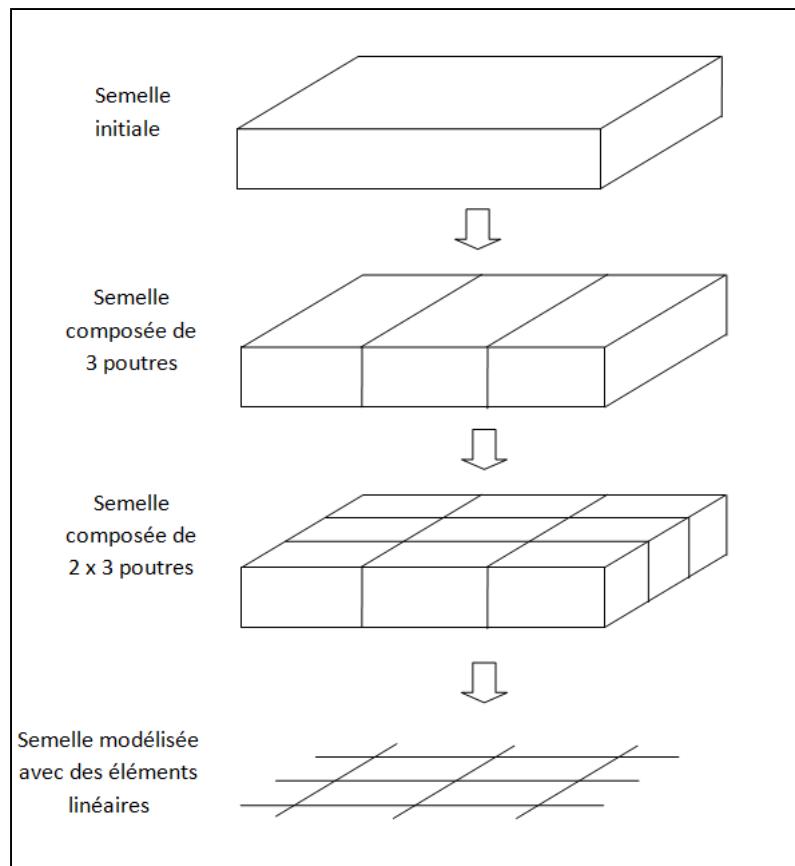


Figure 2.5 Modélisation de la semelle.

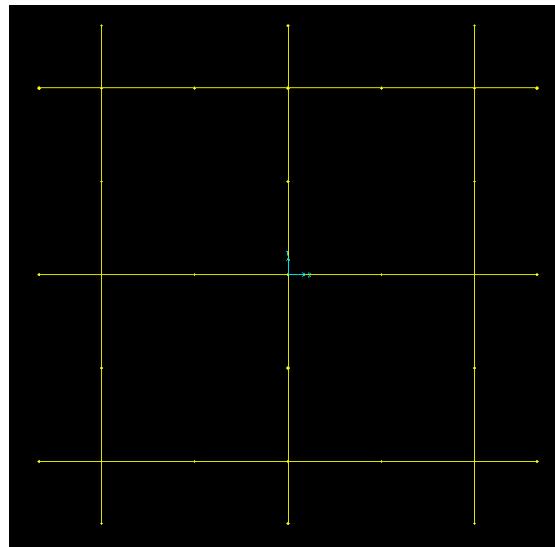


Figure 2.6 Semelle sous SAP2000
(vue en plan).

Les moments quadratiques de chaque poutre composant la nouvelle semelle sont donc :

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{\frac{8}{3} \times 1.5^3}{12} = 0.750 \text{ m}^4 \quad (2.2)$$

$$I_y = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{1.5 \times \left(\frac{8}{3}\right)^3}{12} = 2.370 \text{ m}^4 \quad (2.3)$$

Afin de lier les pieux à la semelle des contraintes de type « *body* » ont été appliquées, en liant les nœuds de chaque tête de pieu avec ses 4 nœuds adjacents (Figure 2.7).

Ces contraintes obligent les nœuds liés à bouger ensemble comme un corps tridimensionnel rigide, et représente donc correctement les connections rigides entre les pieux et la semelle.

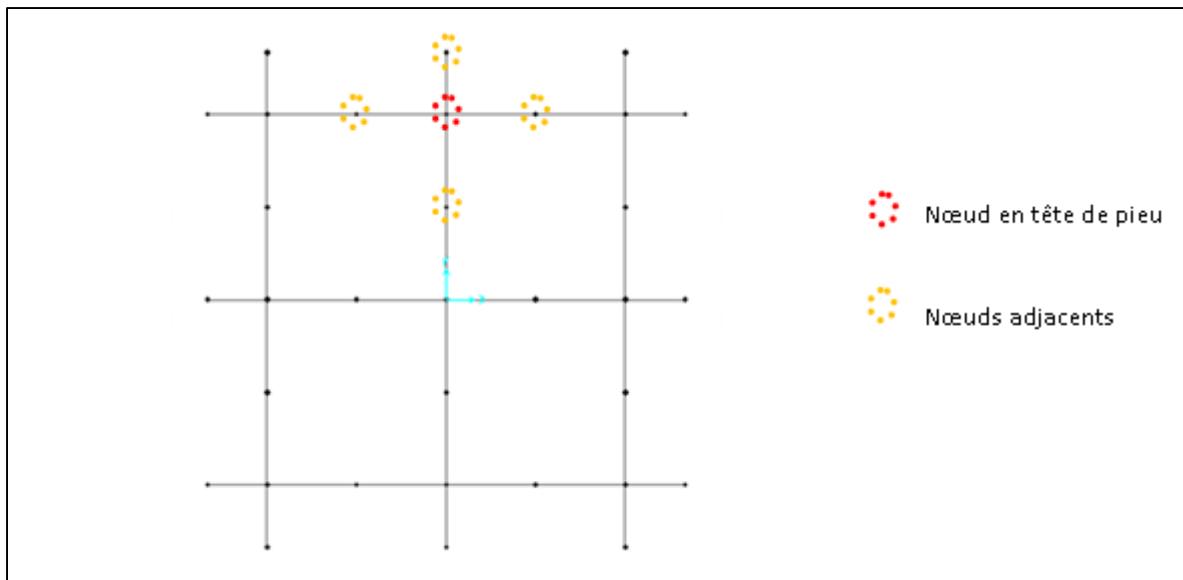


Figure 2.7 Emplacement des contraintes de type « *body* » sur la semelle (vue en plan).

2.2.1.7 Modélisation de la superstructure (pile centrale et tablier)

Comme tous les autres éléments, la superstructure a été modélisée à l'aide d'éléments linéaires (*frame element*), auxquels les sections correspondantes ont été assignées. Afin de modéliser de manière adéquate la liaison entre la poutre et le haut de la pile, des conditions aux limites, de type *release*, ont été appliquées, tel que les moments $M2$ et $M3$ soient nuls.

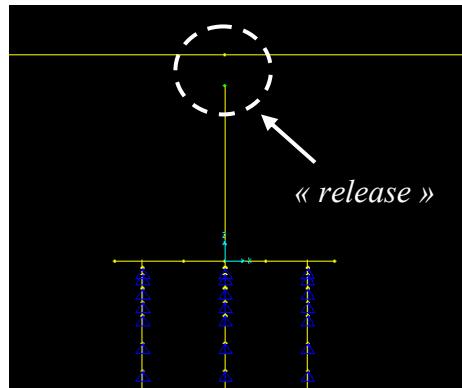


Figure 2.8 Position de la "release" dans SAP2000.

Les jonctions entre les culées et la poutre ont quant à eux été modélisées par des appuis glissants, tel que la translation suivant l'axe z soit nulle (Figure 2.9).

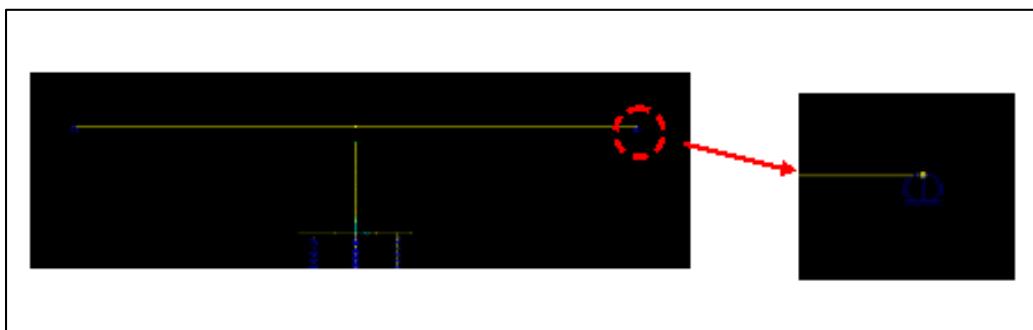


Figure 2.9 Appuis glissants au niveau des culées dans SAP2000.

2.2.1.8 Efforts

Le poids du tablier sur la poutre a été modélisé par une charge répartie de 300kN.m (Figure 2.10). La force *pushover* est placée au niveau de la culée gauche dans le sens ($-x$) (Figure 2.11). C'est cette dernière qui sera incrémentée lors de l'analyse *pushover*.

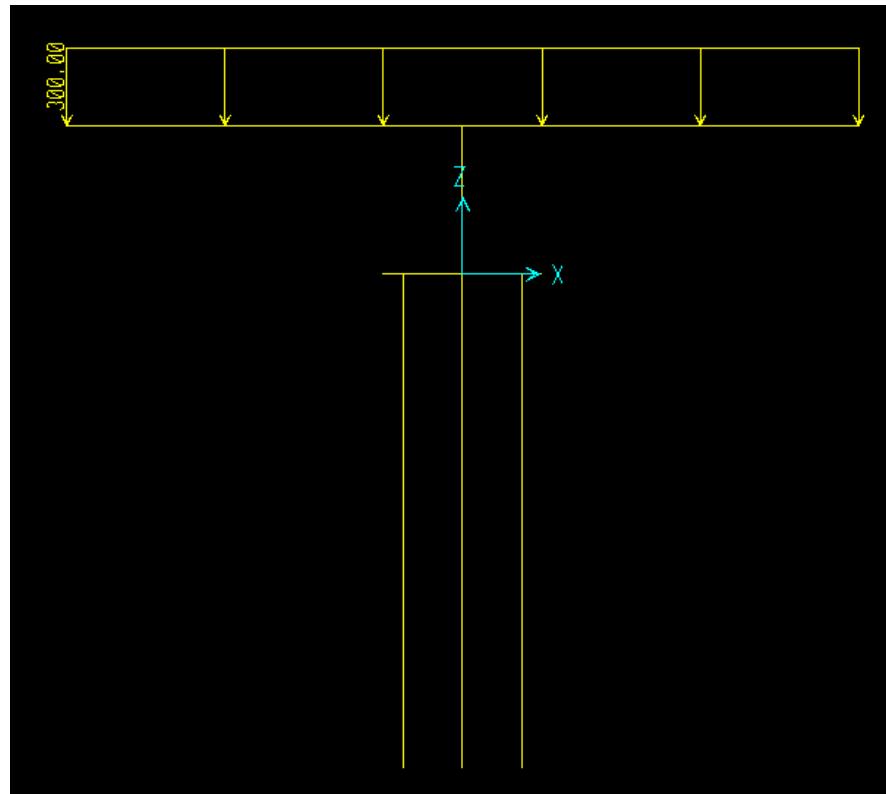


Figure 2.10 Charge répartie sur la poutre dans SAP2000.

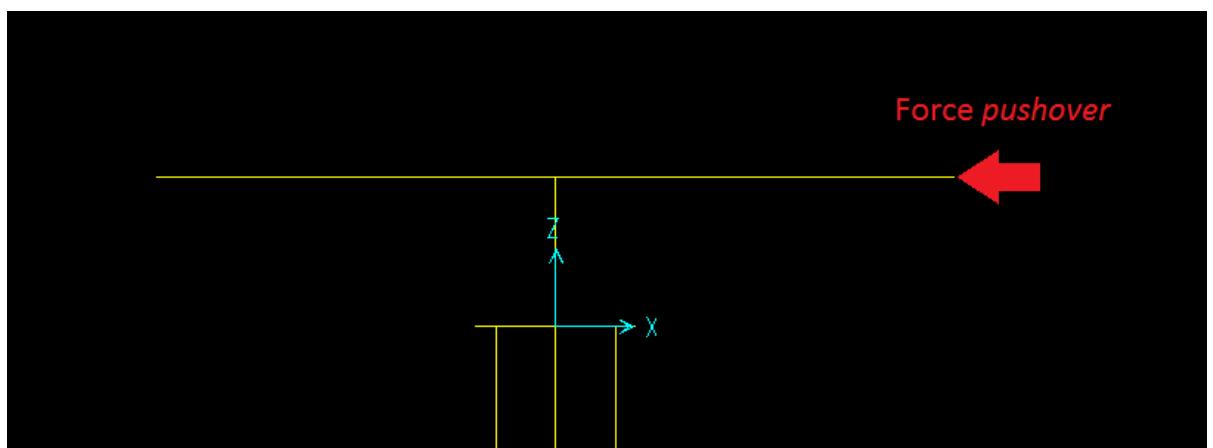


Figure 2.11 Emplacement de la force *pushover* dans SAP2000.

2.2.1.9 Récapitulatif de la construction du modèle

La Figure 2.12 récapitule la démarche de modélisation de la structure.

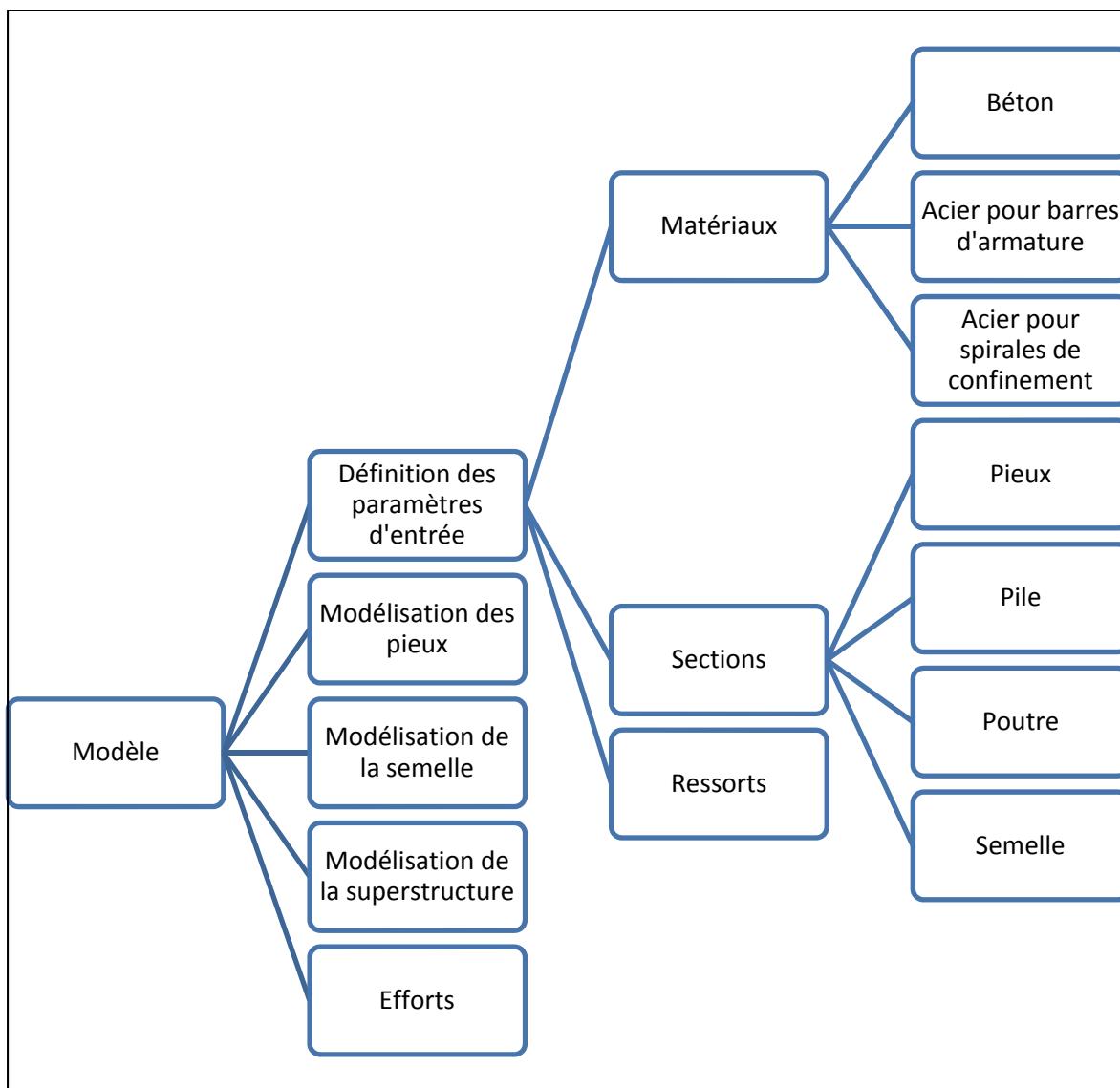


Figure 2.12 Récapitulatif des étapes de la modélisation.

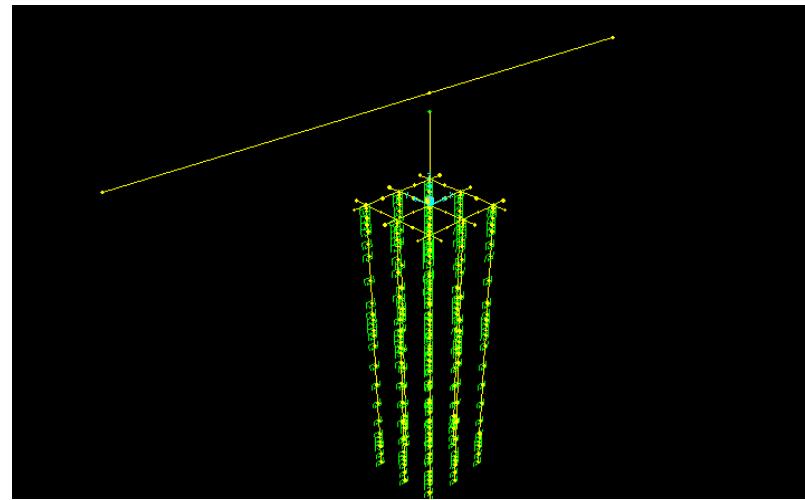


Figure 2.13 Modèle de la structure globale dans SAP2000.

2.3 2^{ème} modèle : le groupe de pieux (sans structure) modélisé à l'aide de GROUP

2.3.1 Description

Dans le second modèle, conçu à l'aide du logiciel GROUP, seules les fondations profondes ont été modélisées. L'influence de la superstructure sur le groupe de pieux est représentée par des efforts, des moments et/ou un déplacement au niveau de la face supérieure de la semelle et l'action du sol par des ressorts non linéaires liés aux pieux, dont le comportement est décrit par les courbes $P-y$.

2.3.2 Paramètres du modèle

Les différents paramètres de modélisation sont détaillés dans le Tableau 2.9.

Tableau 2.9 Paramètres de la modélisation dans GROUP

Paramètres		
Pieux	Diamètre (m)	1.2
	Moment d'inertie (m^4)	0.101788
	Aire (m^2)	1.1309734
	Module d'élasticité E (kN/m^2)	24000000
Matériaux	Résistance en compression du béton f_c' (kN/m^2)	30000
	Limite d'élasticité des barres en acier (kN/m^2)	400000
	Module d'élasticité de l'acier F_y (kN/m^2)	200000000
	Sections transversales des barres d'armature Φ_s (m^2)	0.001
	Nombre de barres d'armature	18
	Distance entre le centre des barres et le côté du pieu (m)	0.14

Paramètres			
Sol	Sable	Poids unitaire effectif γ'	10
		Angle de friction φ (°)	32
		Module k (kN/m ³)	5400
	Argile molle	Poids unitaire effectif γ'	18
		Cohésion non drainé c (kN/m ²)	35
		Facteur de déformation ε_{50}	0.01
	Roche faible	Poids unitaire effectif γ'	20
		Module de Young E_r (kN.m ²)	8x10 ⁶
		Résistance uni axiale Q_r (kN/m ²)	10x10 ³
		Critère de qualité du roc RQD (%)	50
		Module k_{rm}	0.0005

2.3.3 Procédure de modélisation

Le logiciel étant spécialement conçu pour le calcul de pieux en groupe soumis à des charges latérales, il est relativement simple et rapide de créer le modèle.

Cependant, pour tenir compte de la non linéarité du comportement du pieu, l'analyse doit être réalisée en considérant la rigidité flexionnelle EI non linéaire. Pour cela, il est nécessaire d'avoir les courbes de moment de flexion en fonction de la courbure pour chaque valeur de l'effort axial présent. Cette fonction n'étant pas disponible dans le logiciel GROUP, ces courbes ont été générées à l'aide du logiciel LPILE. Une procédure itérative a alors été élaborée dans le cadre de cette étude.

Dans un premier temps, les courbes de moment en fonction de la courbure sont générées à partir du logiciel LPILE, puis elles sont insérées et discrétisées sur Excel, en 10 doublets moment-courbure choisi judicieusement afin de conserver l'allure générale de la courbe car le logiciel GROUP ne permet pas d'introduire des courbes plus fines. Puis, l'analyse est lancée sur le logiciel GROUP et l'on compare les valeurs des nouvelles forces axiales aux anciennes. On réitère ainsi la procédure jusqu'à convergence des résultats, la précision ayant été choisie arbitrairement à 10%. Cette procédure est détaillée dans la Figure 2.14.

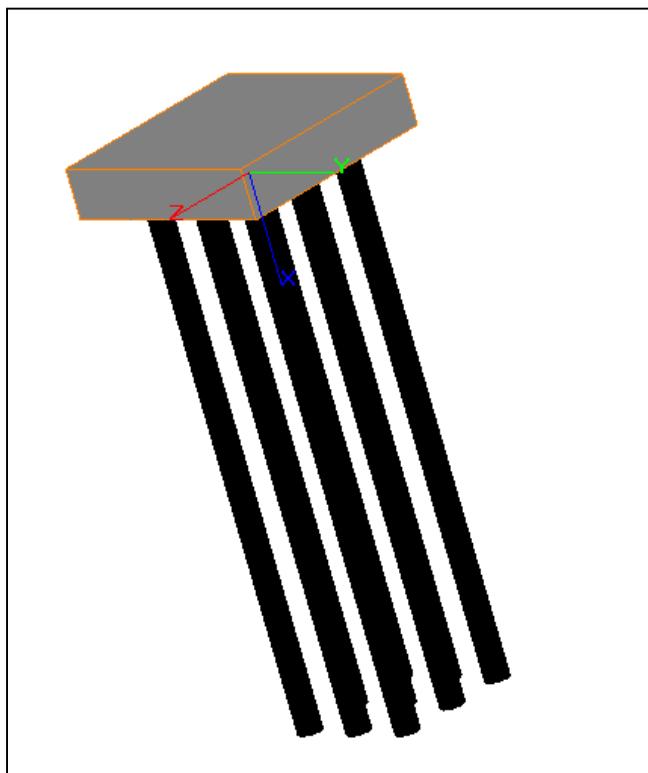


Figure 2.14 Fondations profondes dans GROUP.

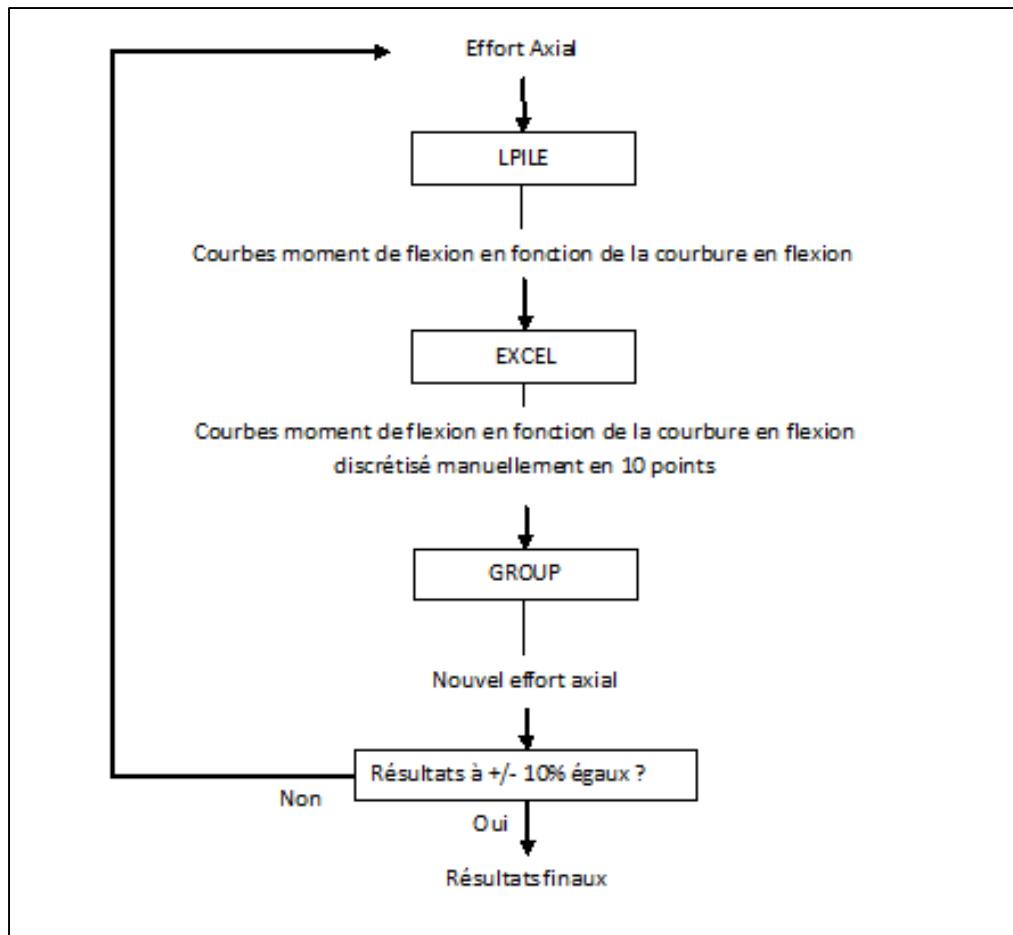


Figure 2.15 Procédure itérative permettant la prise en compte d'un EI non linéaire.

2.4 Calcul des courbes $p-y$

2.4.1 Méthode de détermination des courbes $p-y$

La principale difficulté dans la détermination des courbes $p-y$, réside dans le fait qu'elles sont non linéaires et varient avec la profondeur. Des méthodes théoriques ont été utilisées pour développer des critères de conception des courbes de réaction $p-y$ à partir d'expérimentations grandeur nature instrumentées. Il existe différentes méthodes pour les construire : la mesure directe, la mesure de la courbe du moment et les méthodes adimensionnelles.

La mesure directe de la déflection (y) et de la réaction du sol (p) nécessite la conception d'un pieu creux instrumenté permettant de mesurer en tout point du pieu la contrainte du sol. À l'heure actuelle, cette méthode semble peu concluante, malgré la conception de nouveaux instruments de mesure.

La mesure de la courbure du pieu à l'aide de jauge de déformation permet d'obtenir la courbe du moment, puis par double intégration de cette dernière, on trouve le déplacement. C'est cette méthode qui s'avère la plus fructueuse.

La méthode adimensionnelle s'appuie sur les mesures du déplacement et de la rotation de la tête du pieu au niveau de la surface. Puis on choisit une expression paramétrique du module du sol dépendant de 2 paramètres que l'on détermine pour un chargement latéral particulier. Cette méthode permet de compléter ou vérifier les résultats obtenus par la méthode de mesure de la courbure.

2.4.2 Courbes p - y des argiles molles submergées (*soft clay in the presence of free water*)

Les procédures suivantes, développées par Matlock (1970), sont adaptées de Reese et al. (2004).

2.4.2.1 Procédure détaillée pour un chargement à court terme (statique)

- 1) Obtenir du mieux que l'on peut la résistance au cisaillement c (non drainé), la déformation ε_{50} correspondant à 50% de la contrainte principale maximale,
- 2) Calculer la résistance ultime du sol p_u ,

$$p_u = \min \left[\left(3 + \frac{\gamma'}{c} x + \frac{J}{b} x \right) cb; 9cb \right] \quad (2.4)$$

- 3) Calculer le déplacement latéral y_{50} correspondant à 50% de la résistance ultime du sol,

$$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} b \quad (2.5)$$

où : b = le diamètre du pieu

4) Calculer les points de la courbe p-y à partir de l'équation (2.6),

$$\frac{p}{p_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (2.6)$$

5) Calculer la valeur de y à partir de laquelle la valeur de p est constante.

$$y = 8 y_{50} \quad (2.7)$$

La courbe p - y caractéristique est représentée dans la Figure 2.16.

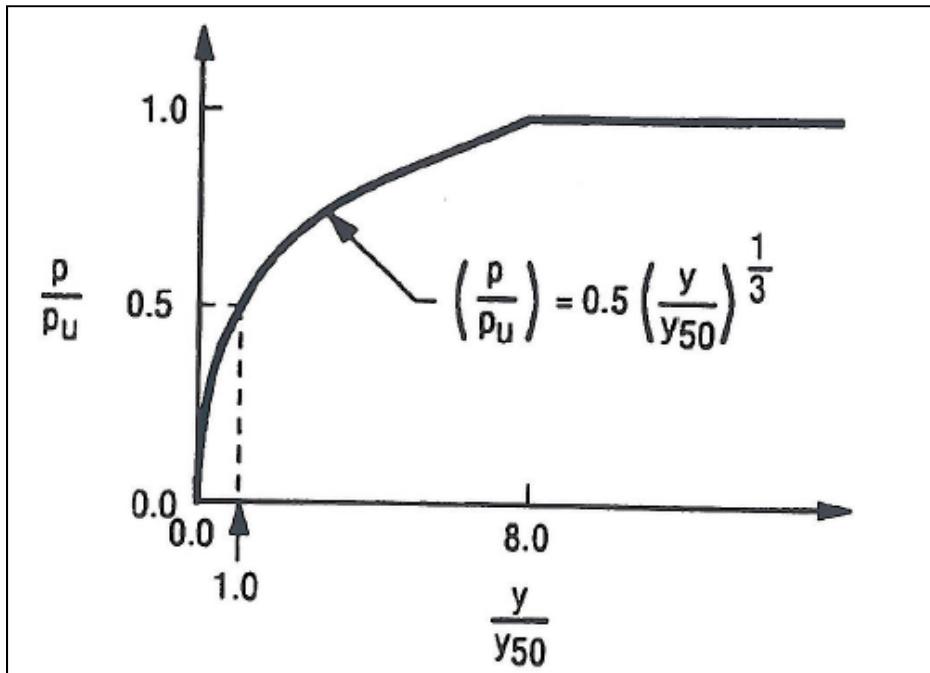


Figure 2.16 Courbe p - y caractéristique pour des argiles molles submergées (chargement statique).
Tiré de Reese et al. (2004)

2.4.2.2 Procédure détaillée pour un chargement cyclique

- 1) Construction identique que dans le cas statique pour p inférieure à $0.72p_u$,
- 2) Trouver la profondeur de transition x_r ,

$$x_r = \frac{6cb}{\gamma' b + Jc} \quad (2.8)$$

Note : ceci est valable si γ' et c sont constants dans la zone supérieure. Dans le cas contraire, il faut calculer x_r avec les propriétés du sol à cette profondeur particulière où l'on souhaite avoir la courbe p - y .

- 3) Si la profondeur de la courbe est supérieure ou égal à x_r ,

$$p = 0.72 p_u \text{ si } y > 3y_{50} \quad (2.9)$$

- 4) Si la profondeur de la courbe est inférieure à x_r , la courbe décroît de ($y = 3 y_{50}; p = 0.72 p_u$) jusqu'à ($y = 15 y_{50}; p = 0.72 p_u (x/x_r)$), puis la courbe reste constante à partir de $y = 15 y_{50}$.

La courbe p - y caractéristique est représentée dans la Figure 2.17.

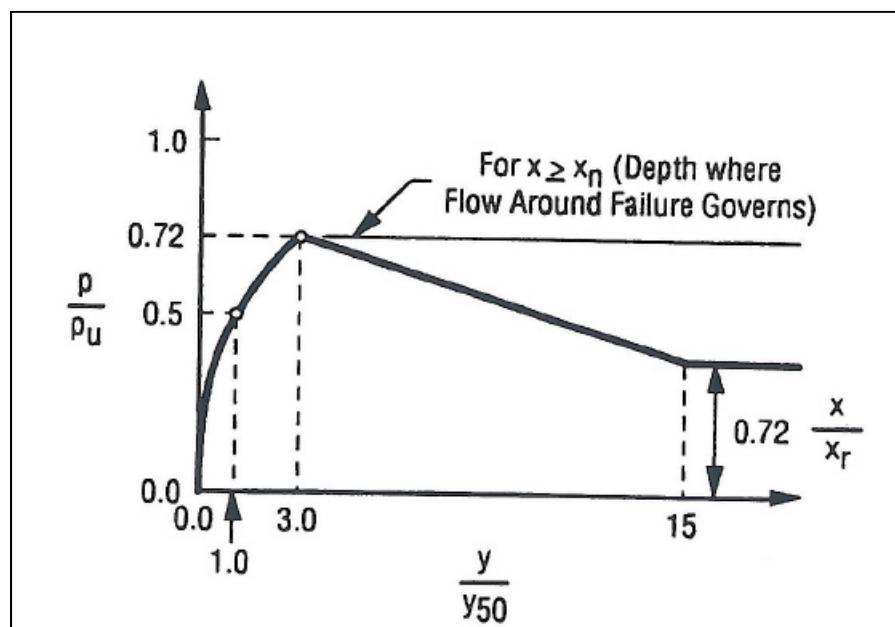


Figure 2.17 Courbe p - y caractéristique pour des argiles molles submergées (chargement cyclique).

Tiré de Reese et al. (2004)

2.4.3 Courbes p - y pour des argiles raides submergées (*stiff clay in the presence of free water*)

Les procédures suivantes, développées par Reese et al. (1975), sont adaptées de Reese et al. (2004).

2.4.3.1 Procédure détaillée pour un chargement à court terme (statique)

- 1) Obtenir la résistance au cisaillement c (non drainé), le poids par unité du sol submergé γ' , le diamètre du pieu b et la résistance au cisaillement moyen non drainé c_a ,
- 2) Calculer la résistance ultime du sol p_u ,

$$p_u = \min[p_{ct} = 2c_a b + \gamma' b x + 2.83 c_a x; p_{cd} = 11 c b] \quad (2.10)$$

- 3) Établir la portion initiale linéaire avec l'équation (2.11),

$$p = (kx)y \quad (2.11)$$

Note : la valeur de k est à choisir dans le Tableau 2.10.

- 4) Calculer y_{50} correspondant à 50% de la résistance ultime du sol,

$$y_{50} = \varepsilon_{50} b \quad (2.12)$$

- 5) Établir la première portion parabolique,

$$p = 0.5 p_u \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0.5} \quad (2.13)$$

- 6) Établir la deuxième portion parabolique (de $y = A_s y_{50}$ à $6 A_s y_{50}$),

$$p = 0.5 p_c \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0.5} - 0.055 p_c \left(\frac{y - A_s y_{50}}{A_s y_{50}} \right)^{1.25} \quad (2.14)$$

Note : choisir la valeur appropriée de A_s dans la Figure 2.19.

- 7) Établir la portion linéaire (de $y = 6 A_s y_{50}$ à $y = 18 A_s y_{50}$),

$$p = 0.5p_c\sqrt{6A_s} - 0.411p_c - \frac{0.0625}{y_{50}}p_c(y - 6A_s y_{50}) \quad (2.15)$$

8) Établir la portion finale.

$$p = p_c(1.225\sqrt{A_s} - 0.75A_s - 0.411) \quad (2.16)$$

La courbe p - y caractéristique est représentée dans la Figure 2.18.

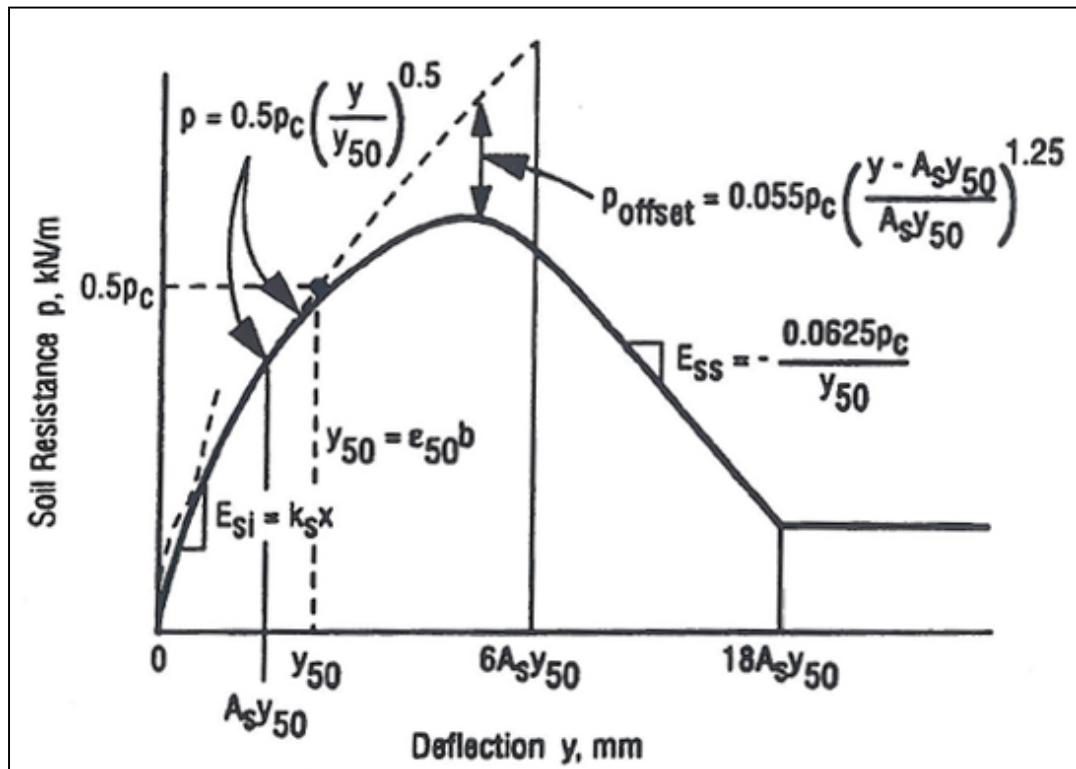


Figure 2.18 Courbes p - y caractéristique pour argiles raides submergées (chargement statique).
Tiré de Reese et al.(2004)

Tableau 2.10 Valeurs représentatives de k pour les argiles raides
Tiré de Reese et al. (2004)

Résistance au cisaillement non drainé moyen (average undrained shear strength) kPa	50-100	100-200	300-400
k_s (statique) MN/m ³	135	270	540
k_c (cyclique) MN/m ³	55	110	540

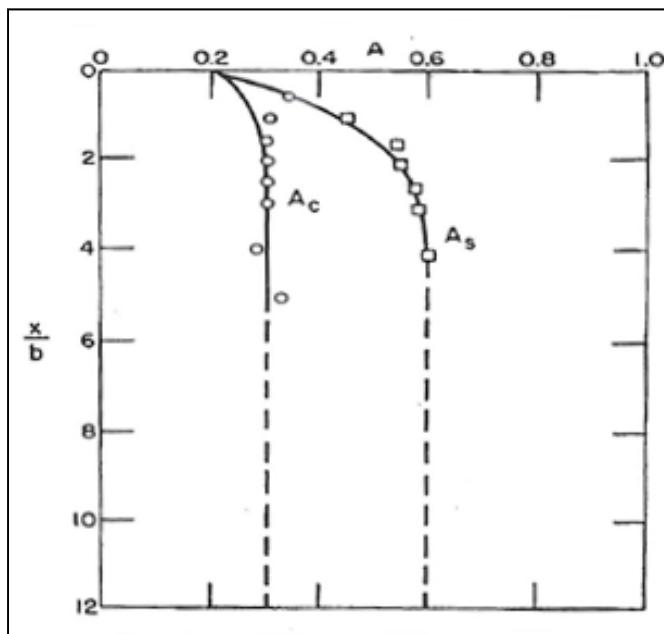


Figure 2.19 Valeurs des coefficients A_s et A_c .
Tiré de Reese et al. (2004)

2.4.3.2 Procédure détaillée pour un chargement cyclique

- 1) Suivre les étapes 1 à 4 du cas statique,
- 2) Calculer y_p ,

$$y_p = 4.1 A_s y_{50} \quad (2.17)$$

- 3) Établir la portion parabolique (jusqu'à $0.6 y_p$),

$$p = A_c p_c \left(1 - \left| \frac{y - 0.45 y_p}{0.45 y_p} \right|^{2.5} \right) \quad (2.18)$$

Note : choisir la valeur appropriée de A_c dans la Figure 2.19.

- 4) Établir la portion linéaire suivante (de $y = 0.6 y_p$ à $1.8 y_p$),

$$p = 0.936 A_c p_c - \frac{0.085}{y_{50}} p_c (y - 0.6 y_p) \quad (2.19)$$

- 5) Établir la portion linéaire finale.

$$p = 0.936 A_c p_c - \frac{0.102}{y_{50}} p_c y_p \quad (2.20)$$

La courbe p - y caractéristique est représentée dans la Figure 2.20.

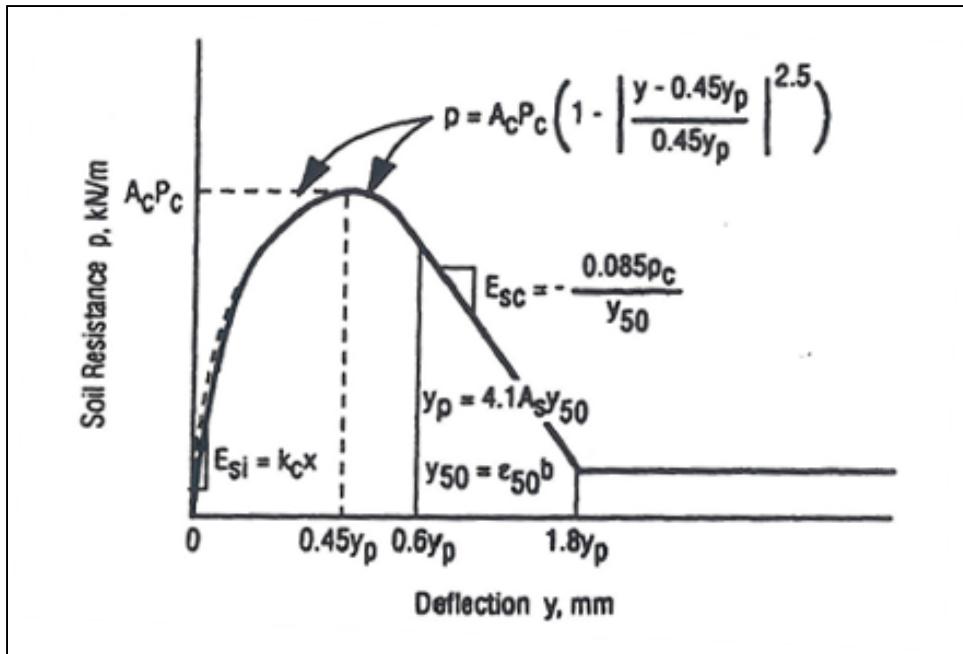


Figure 2.20 Courbe p - y caractéristique pour des argiles raides submergées (chargement cyclique).
Tiré de Reese et al. (2004)

2.4.4 Courbes p - y pour des argiles raides non submergées (*stiff clay with no presence of free water*)

Les procédures suivantes, développées par Reese et Welch (1975), sont adaptées de Reese et al. (2004).

2.4.4.1 Procédure détaillée pour chargement à court terme (statique)

- 1) Obtenir les valeurs de la résistance au cisaillement c , le poids unitaire du sol γ , et le diamètre du pieu b , et ϵ_{50} correspondant à 50% de la contrainte principale maximale,
- 2) Calculer la résistance ultime p_u ,

$$p_u = \min \left[\left(3 + \frac{\gamma'}{c_u} x + \frac{J}{b} x \right) c_u b; 9 c_u b \right] \quad (2.21)$$

3) Calculer la déflexion y_{50} correspondant à 50% de la résistance ultime du sol,

$$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} b \quad (2.22)$$

4) Calculer les points de la courbe $p-y$ pour $y \leq 16y_{50}$,

$$\frac{p}{p_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/4} \quad (2.23)$$

5) Calculer les points de la courbe $p-y$ pour $y \geq 16y_{50}$.

$$p = p_u \quad (2.24)$$

La courbe $p-y$ caractéristique est représentée dans la Figure 2.21.

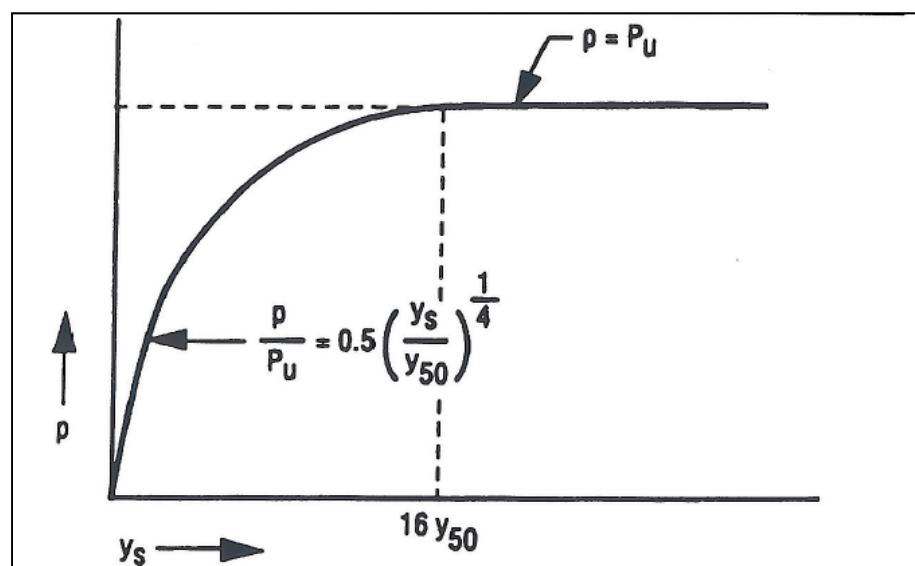


Figure 2.21 Courbe $p-y$ caractéristique pour des argiles raides non submergées (chargement statique).
Tiré de Reese et al. (2004)

2.4.4.2 Procédure détaillée pour chargement cyclique

- 1) Étape 1 à 5 précédentes,
- 2) Déterminer le nombre de fois que le chargement sera appliqué au pieu,
- 3) Déterminer la valeur de C , paramètre décrivant la répétitivité du chargement,

$$C = 9.6 \left(\frac{p}{p_u} \right)^4 \quad (2.25)$$

- 4) Calculer y_c pour chaque valeur de p utilisée dans l'étape 3,

$$y_c = y_s + y_{50} C \log N \quad (2.26)$$

où N = le nombre de cycles de chargement.

- 5) La courbe $p-y$ représente alors la réponse du sol après N cycles.

La courbe $p-y$ caractéristique est représentée dans la Figure 2.22.

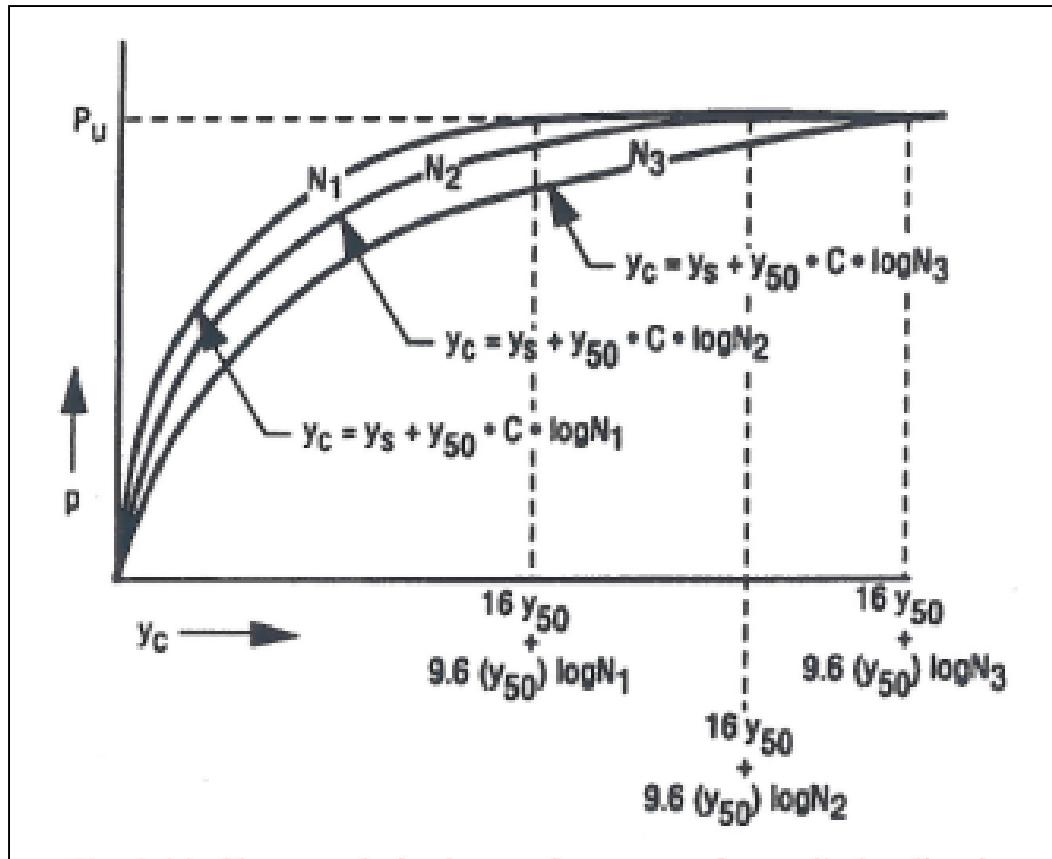


Figure 2.22 Courbe p - y caractéristique pour des argiles raides non submergées (chargement cyclique).

Tiré de Reese et al. (2004)

2.4.5 Courbes p - y pour les sables

Les procédures suivantes, développées par Cox et al. (1974), sont adaptées de Reese et al. (2004).

2.4.5.1 Procédure détaillée pour chargement à court terme (statique) et chargement cyclique

- 1) Obtenir les valeurs de l'angle de friction interne φ , le poids unitaire du sol γ , le diamètre du pieu b ,
- 2) Calculer les constantes α , β et K_A ,

$$\alpha = \varphi/2 \quad (2.27)$$

$$\beta = 45 + \varphi/2 \quad (2.28)$$

$$K_0 = 1 - \sin\varphi \quad (2.29)$$

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.30)$$

3) Calculer la résistance ultime du sol p_u ,

$$p_u = \min (p_{st}, p_{sd}) \quad (2.31)$$

$$\begin{aligned} p_{st} = \gamma x & \left[\frac{K_0 x \tan\varphi \sin\beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos\alpha} \right] + \gamma x \left[\frac{\tan\beta}{\tan(\beta - \varphi)} (b + x \tan\beta \tan\alpha) \right] \\ & + \gamma x [K_0 x \tan\beta (\tan\varphi \sin\beta - \tan\alpha) - K_A b] \end{aligned} \quad (2.32)$$

$$p_{sd} = K_A b \gamma x (\tan^8 \beta - 1) + K_0 b \gamma x \tan\varphi \tan^4 \beta \quad (2.33)$$

4) Trouver la profondeur de transition x_t ,

$$p_{st}(x_t) = p_{sd}(x_t) \quad (2.34)$$

5) Sélectionner une profondeur à laquelle on souhaite avoir la courbe $p-y$,

6) Calculer y_u et p_u ,

$$y_u = \frac{3b}{80} \quad (2.35)$$

$$p_u = \overline{A}_s p_s \text{ ou } \overline{A}_c p_c \quad (2.36)$$

Note : Choisir les valeurs de $\overline{A_s}$ et $\overline{A_c}$ dans la Figure 2.24.

7) Calculer y_m et p_m ,

$$y_m = \frac{b}{60} \quad (2.37)$$

$$p_m = B_s p_s \text{ ou } B_c p_c \quad (2.38)$$

Note : les valeurs de B_s et B_c sont à choisir dans la Figure 2.25.

8) Établir la portion linéaire initiale (valeur de k à choisir dans le Tableau 2.11),

$$p = (k x)y \quad (2.39)$$

9) Calculer les paramètres de la parabole,

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad (2.40)$$

$$n = \frac{p_m}{m y_m} \quad (2.41)$$

$$\bar{C} = \frac{p_m}{y_m^{1/n}} \quad (2.42)$$

$$y_k = \left(\frac{\bar{C}}{k x} \right)^{\frac{n}{n-1}} \quad (2.43)$$

10) Calculer la parabole.

$$p = \bar{C} y^{1/n} \quad (2.44)$$

La courbe $p-y$ caractéristique est représentée dans la Figure 2.23.

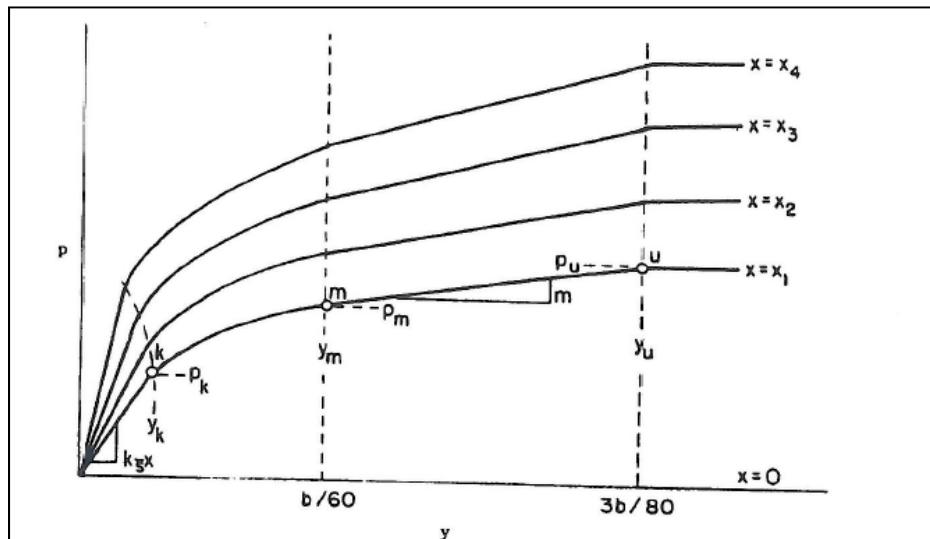


Figure 2.23 Courbes $p-y$ caractéristiques pour le sable
(chargement statique et cyclique).
Tiré de Reese et al. (2004)

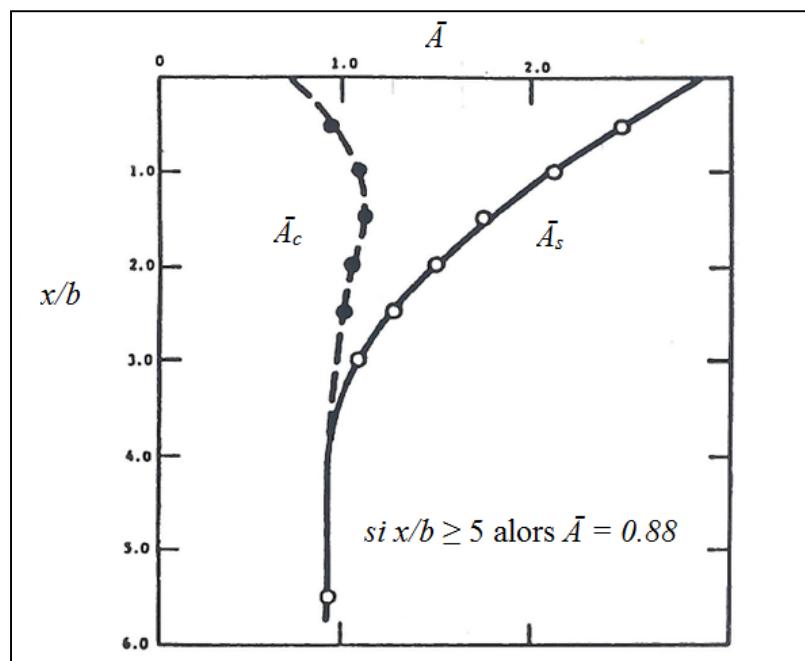


Figure 2.24 Valeurs des coefficients \bar{A}_s et \bar{A}_c .
Adapté de Reese et al. (2004)

Tableau 2.11 Valeur représentatives de k pour le sable submergé et non submergé

k recommandé MN/m³			
Densité relative	lâche	medium	dense
Sable submergé	5.4	16.3	34
Sable non submergé	6.8	24.4	61

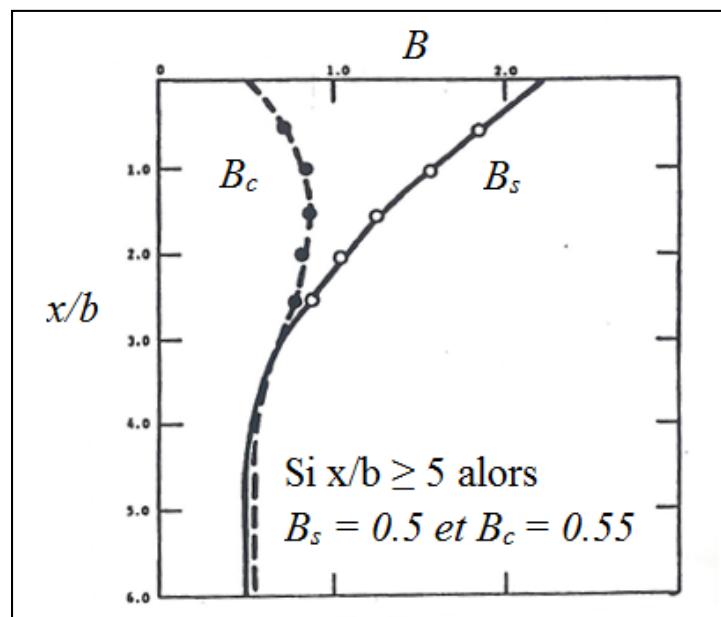


Figure 2.25 Valeurs des coefficients B_s et B_c .
Adapté de Reese et al. (2004)

2.4.6 Courbes $p-y$ pour les sols avec à la fois cohésion et friction interne (sol c - ϕ)

2.4.6.1 Généralités

Le sol est, de manière générale, considéré soit comme cohésif, soit comme non cohésif. Le sol est caractérisé soit par ϕ soit par c , mais pas les deux. Aussi les expériences majeures sur

lesquelles sont basées les méthodes pour déterminer les courbes $p-y$ sont pour des sols qui sont soit décrits par φ soit par c .

Cependant dans certaines régions du monde, l'influence des saisons peut avoir un fort impact sur les caractéristiques du sol. Ainsi, en saison des pluies, le sol initialement non saturé peut le devenir conséquence de la montée de la nappe phréatique due aux précipitations. De plus, pour les argiles consolidées et drainées, l'enveloppe de résistance est décrite par les deux composantes φ et c . Ceci explique l'intérêt de développer un modèle de courbe $p-y$ pour les sols $c-\varphi$.

2.4.6.2 Procédure détaillée pour chargement à court terme (statique) et chargement cyclique

La procédure suivante, développée par Evans et Duncan (1982), est adaptée de Reese et al. (2004).

1) Établir la portion initiale linéaire (jusqu'à $y = y_k$),

$$p = (k x)y \quad (2.45)$$

(a) pour le sable cimenté :

$$k = k_c + k_\varphi \quad (2.46)$$

(b) pour les limons non-cimentés :

$$k = k_\varphi \quad (2.47)$$

Note : les valeurs de k_c et k_φ sont à choisir dans la Figure 2.27.

2) Calculer la composante de friction $p_{u\varphi}$,

$$p_{u\varphi} = \min(p_{u\varphi 1}, p_{u\varphi 2}) \quad (2.48)$$

$$\begin{aligned} p_{u\varphi 1} = \gamma x & \left[\frac{K_0 x \tan\varphi \sin\beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos\alpha} \right] \\ & + \gamma x \left[\frac{\tan\beta}{\tan(\beta - \varphi)} (b + x \tan\beta \tan\alpha) \right] \\ & + \gamma x [K_0 x \tan\beta (\tan\varphi \sin\beta - \tan\alpha) - K_a b] \end{aligned} \quad (2.49)$$

$$p_{u\varphi 2} = K_a b \gamma x (\tan^8\beta - 1) + K_b b \gamma x \tan\varphi \tan^4\beta \quad (2.50)$$

3) Calculer la composante de cohésion p_{uc} ,

$$p_{uc} = \min \left[\left(3 + \frac{\gamma'}{c_u} x + \frac{J}{b} x \right) c_u b; 9 c_u b \right] \quad (2.51)$$

4) Calculer la résistance ultime p_u :

$$p_u = \overline{A_s} p_{u\varphi} + p_{uc} \text{ ou } p_u = \overline{A_c} p_{u\varphi} + p_{uc} \quad (2.52)$$

Note : Choisir les valeurs de $\overline{A_s}$ et $\overline{A_c}$ dans la Figure 2.24.

5) Calculer la déformation ultime y_u ,

$$y_u = 3b/80 \quad (2.53)$$

6) Calculer y_m ,

$$y_m = b/60 \quad (2.54)$$

7) Calculer p_m ,

$$p_m = 1.5p_{u\varphi} + p_{uc} \quad (2.55)$$

8) Calculer les paramètres de la section parabolique,

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad (2.56)$$

$$n = \frac{p_m}{m y_m} \quad (2.57)$$

$$\bar{C} = \frac{p_m}{y_m^{1/n}} \quad (2.58)$$

$$y_k = \left(\frac{\bar{C}}{k x} \right)^{\frac{n}{n-1}} \quad (2.59)$$

9) Calculer la parabole (de $y = y_k$ à $y = y_m$),

$$p = \bar{C} y^{1/n} \quad (2.60)$$

10) Tracer la seconde portion linéaire de (y_m, p_m) à (y_u, p_u) ,

11) Tracer le reste de la courbe pour $y \geq y_u$.

$$p = p_u \quad (2.61)$$

La courbe p - y caractéristique est représentée dans la Figure 2.26.

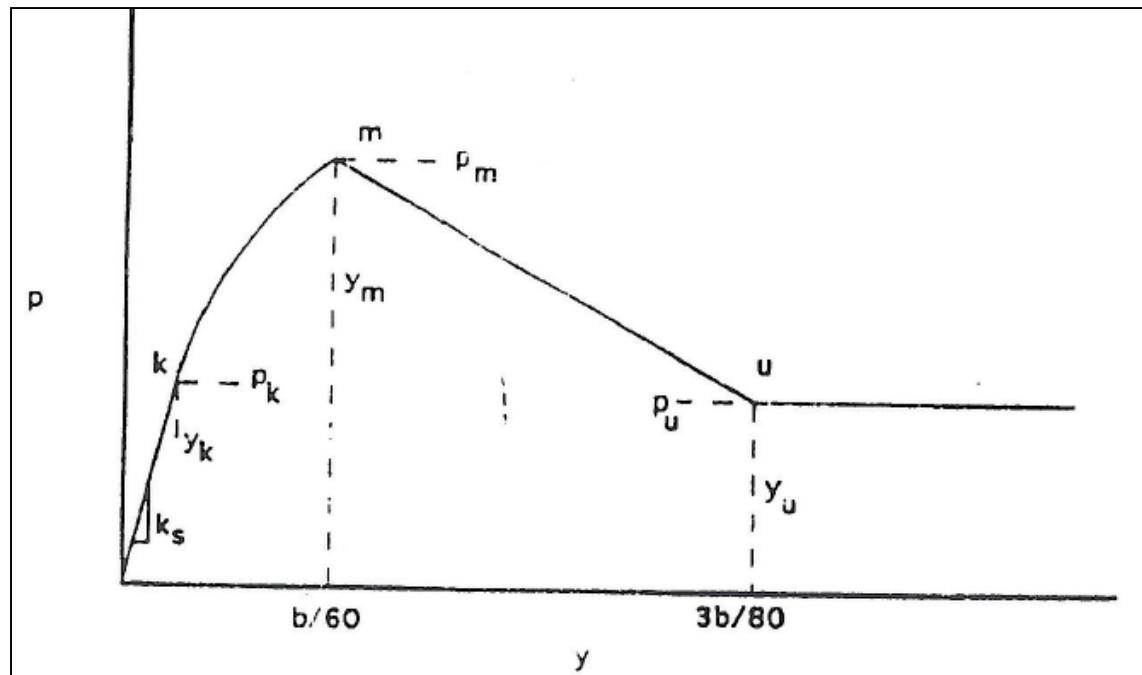


Figure 2.26 Courbes p - y caractéristiques pour les sols c - φ .
Tiré de Reese et al. (2004)

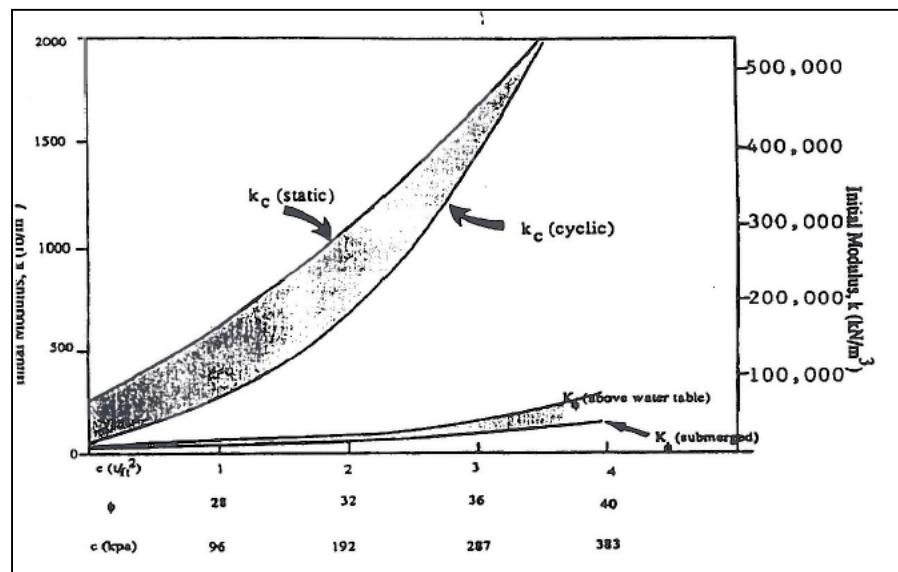


Figure 2.27 Valeurs représentatives de k pour des sols c - φ .
Tiré de Reese et al. (2004)

2.4.7 Courbes p - y pour les roches fortes (*strong rock*) - Procédure détaillée

Les roches ayant une résistance en compression supérieure à 6.9MPa sont considérées comme fortes.

La procédures suivante, développée par Reese (1997), est adaptée de Reese et al. (2004).

1) Calculer le module initial E_{si} ,

$$E_{si} = 2000 s_u \quad (2.62)$$

2) Établir la portion initiale jusqu'à y_I ,

$$y_1 = 0.0004 b \quad (2.63)$$

3) Calculer le module de la seconde portion linéaire E_{si} ,

$$E_{si} = 2000 s_u \quad (2.64)$$

4) Tracer la dernière portion linéaire jusqu'à P_{ur} .

$$P_{ur} = b s_u \quad (2.65)$$

où b = le diamètre du pieu; et s_u = la résistance du roc non drainé.

La courbe p - y caractéristique est représentée dans la Figure 2.28.

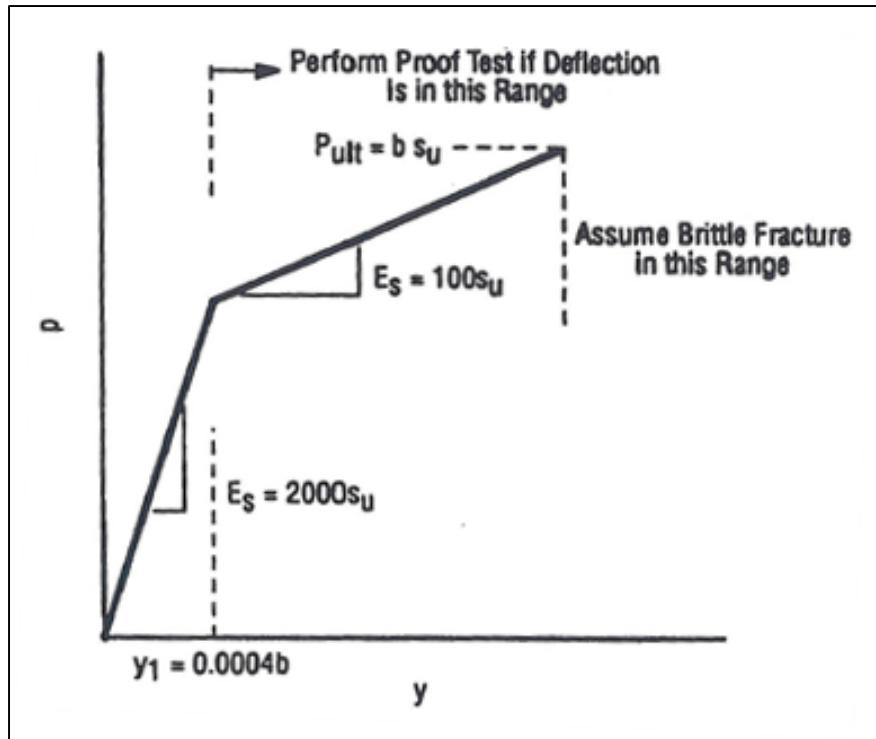


Figure 2.28 Courbe p - y caractéristique pour la roche forte.
Tiré de Reese et al. (2004)

2.4.8 Courbes p - y pour les roches faibles (*weak rock*) - Procédure détaillée

Les roches ayant une résistance en compression inférieure à 6.9 MPa sont considérées comme faibles.

La procédure suivante, développée par Reese (1997), est adaptée de Reese et al. (2004).

- 1) Calculer la résistance ultime p_{ur} ,

$$p_{ur} = \alpha_r q_{ur} b \left(1 + 1.4 \frac{x_r}{b} \right) \text{ pour } x_r \in [0, 3b] \quad (2.66)$$

$$p_{ur} = 5.2 \alpha_r q_{ur} b \text{ pour } x_r > 3b \quad (2.67)$$

2) Calculer le module initial K_{ir} ,

$$K_{ir} \cong k_{ir} E_{ir} \quad (2.68)$$

$$k_{ir} = \left(100 + \frac{400}{3b} x_r \right) \text{ pour } x_r \in [0, 3b] \quad (2.69)$$

$$k_{ir} = 500 \text{ pour } x_r > 3b \quad (2.70)$$

3) Calculer y_A ,

$$y_A = \left(\frac{p_{ur}}{2(y_{rm})^{0.25} k_{ir}} \right)^{1.333} \quad (2.71)$$

4) Tracer la première portion linéaire (pour $y \leq y_A$),

$$p = K_{ir} y \quad (2.72)$$

5) Calculer y_{rm} ,

$$y_{rm} = k_{rm} b \quad (2.73)$$

6) Tracer la portion parabolique (pour $y \geq y_A$ et $p < p_{ur}$),

$$p = \frac{p_{ur}}{2} \left(\frac{y}{y_{rm}} \right)^{0.25} \quad (2.74)$$

7) Tracer la dernière portion linéaire $y > 16 y_{rm}$.

$$p = p_{ur} \quad (2.75)$$

La courbe p - y caractéristique est représentée dans la Figure 2.29.

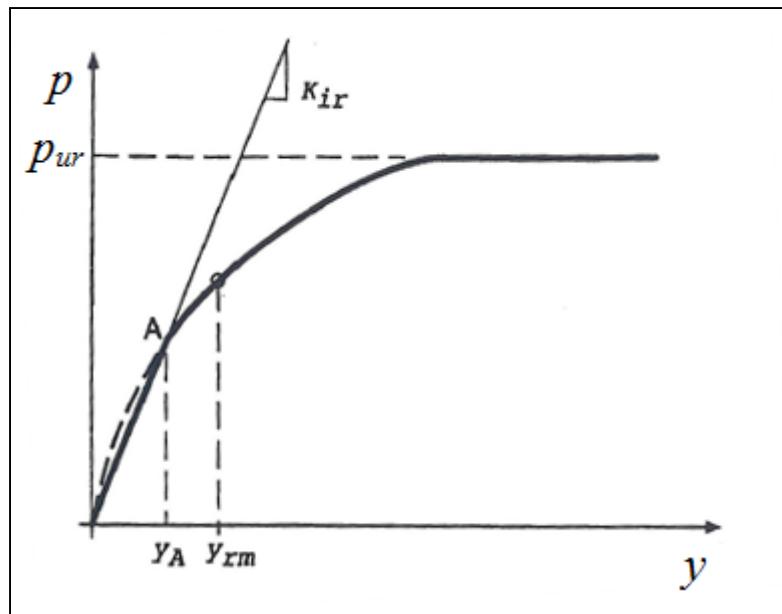


Figure 2.29 Courbe p - y caractéristique pour la roche faible.
Tiré de Reese et al. (2004)

CHAPITRE 3

MÉTHODOLOGIE

3.1 Présentation de l'analyse statique non linéaire : l'analyse *pushover*

3.1.1 Description

Les analyses linéaires ne sont valides que lorsque la structure demeure dans le domaine élastique, ce qui n'est pas vrai pour la plupart des cas de séismes. Pour obtenir des résultats moins conservateurs, on peut donc faire une analyse « *pushover* », afin de tenir en compte de ces effets post élastiques, à savoir l'apparition de rotule plastique, modifiant ainsi la répartition des charges au cours de l'analyse.

Cette analyse se base sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être considérée comme à celle d'un système à 1 degré de liberté (*Single Degree Of Freedom*), cette dernière est ainsi gérée par le seul premier mode de vibration. Ainsi, un effort croissant est appliqué à un nœud de la structure jusqu'à ce que le déplacement au nœud de contrôle soit égal au déplacement contrôlé (*monitored displacement*). L'état de la structure est alors calculé à chaque itération.

3.1.2 Rotule plastique (*plastic hinge*)

Une courbe force-déplacement ou moment-rotation est définie (pour chaque degré de liberté) lorsque que l'on assigne une rotule plastique à un élément linéaire (Figure 3.1). Cette courbe composée de 5 points A-B-C-D-E représentent le comportement avant et après plastification de l'élément.

On peut paramétrier manuellement cette courbe, mais les différents points représentent toujours les mêmes phases de comportement :

- le point A représente l'origine;

- le point B représente l'initiation de la plastification, c'est à partir de ce moment que se forme la rotule plastique;
- le point C représente la capacité ultime;
- le point D représente la résistance résiduelle;
- le point E représente la ruine totale;
- après le point E, il est possible de faire chuter la charge à zéro (« *drop load* ») ou bien d'extrapoler la courbe (« *extrapolated* »).

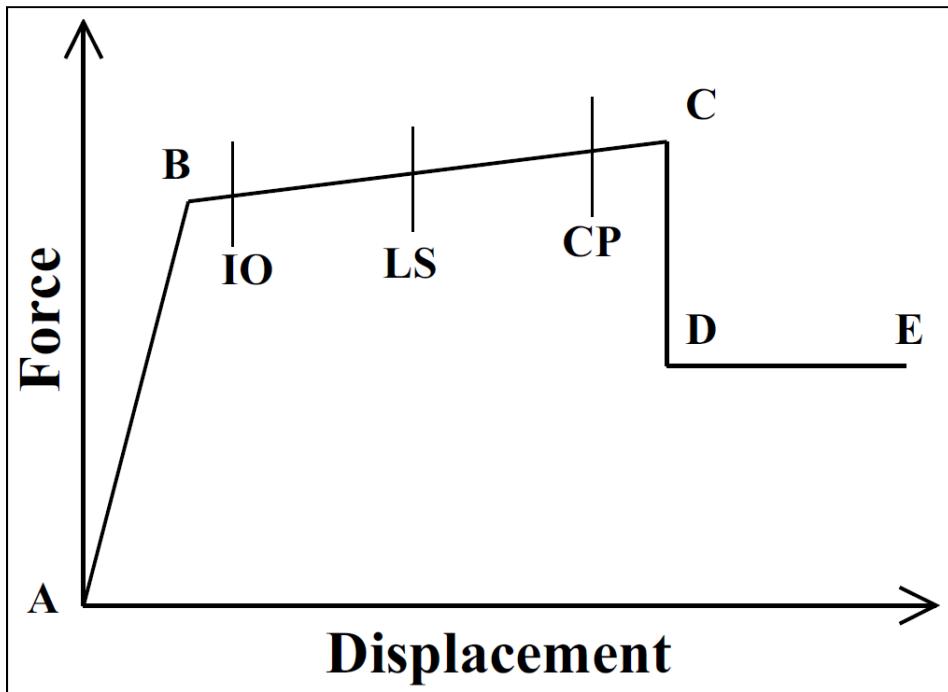


Figure 3.1 Courbe de déformation plastique.
Tiré de CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, and SAFE (2009)

Bien qu'il soit possible de personnaliser le comportement post élastique, il est également possible de générer automatiquement des rotules plastiques se basant sur les spécifications de CALTRANS. Pour des questions de simplicité, ce sont ces dernières qui ont été utilisées dans notre simulation.

3.1.3 Études de paramètres de l'analyse

Quatre paramètres de l'analyse *pushover* ont un rôle particulièrement important et ont donc fait l'objet d'une étude de leur influence respective.

3.1.3.1 Influence du nombre d'itérations à enregistrer

Différentes courbes *pushover* ont été tracées en faisant varier uniquement le nombre minimum d'itérations à enregistrer (Figure 3.2). Ainsi, pour un déplacement de 0.06m au centre de la semelle, on remarque que le système structural converge vers un système de plus en plus flexible au fur et à mesure de l'augmentation de ce nombre. Une valeur trop faible entraîne donc une surestimation de la réaction à la base. Dans le cas où le déplacement au nœud de contrôle aurait été plus faible, le nombre minimum d'itérations à enregistrer pour avoir convergence aurait également été plus faible.

Dans notre cas, le nombre d'itérations minimal pour obtenir une convergence acceptable est de 100 itérations. En plus de ce critère de convergence, le choix de ce nombre doit évidemment tenir compte de la précision désirée pour l'analyse, c'est-à-dire du nombre d'états structurels intermédiaires désirés.

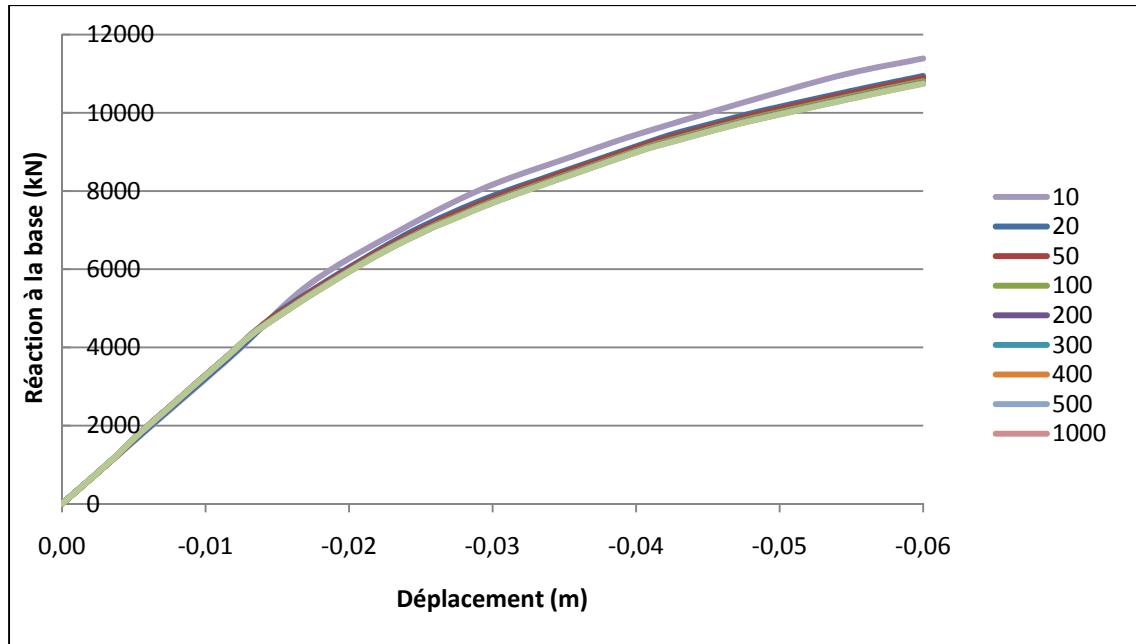


Figure 3.2 Influence du nombre minimum d’itérations à enregistrer sur les courbes *pushover*.

Pour la suite de notre analyse, toutes les simulations pour des déplacements au nœud de contrôle inférieure ou égale à 0.06m ont été réalisés avec un nombre de 400 itérations à enregistrer, afin d’obtenir suffisamment de données intermédiaires en ayant un temps de simulation raisonnable.

3.1.3.2 Influence du nœud de contrôle

Le nœud de contrôle est le nœud où l’on va appliquer le déplacement maximal lors de l’analyse *pushover*. C’est le déplacement de ce dernier qui est représenté en abscisse dans la courbe *pushover*. La structure étant composée de différents éléments déformables, il est évident que tous les nœuds n’ont pas le même déplacement lorsqu’elle est sollicitée. Différentes courbes *pushover* ont été tracée pour différent nœud de contrôle dans la Figure 3.3.

Les courbes obtenues ont des allures différentes :

- la réaction à la base augmente proportionnellement au déplacement de la culée, ce qui est évident étant donné que le nœud d'application de la force *pushover* est situé sur une culée;
- la réaction de la base augmente quasiment proportionnellement au déplacement de la tête de pile, cela est dû en grande partie à la rigidité de la pile et à sa liaison avec la poutre, qui « s'opposent » au déplacement imposé situé au niveau de la culée;
- la réaction de la base augmente non linéairement par rapport au déplacement au milieu de la semelle, conséquence de la rigidité des pieux et de la non linéarité de la réaction du sol (courbes $p-y$).

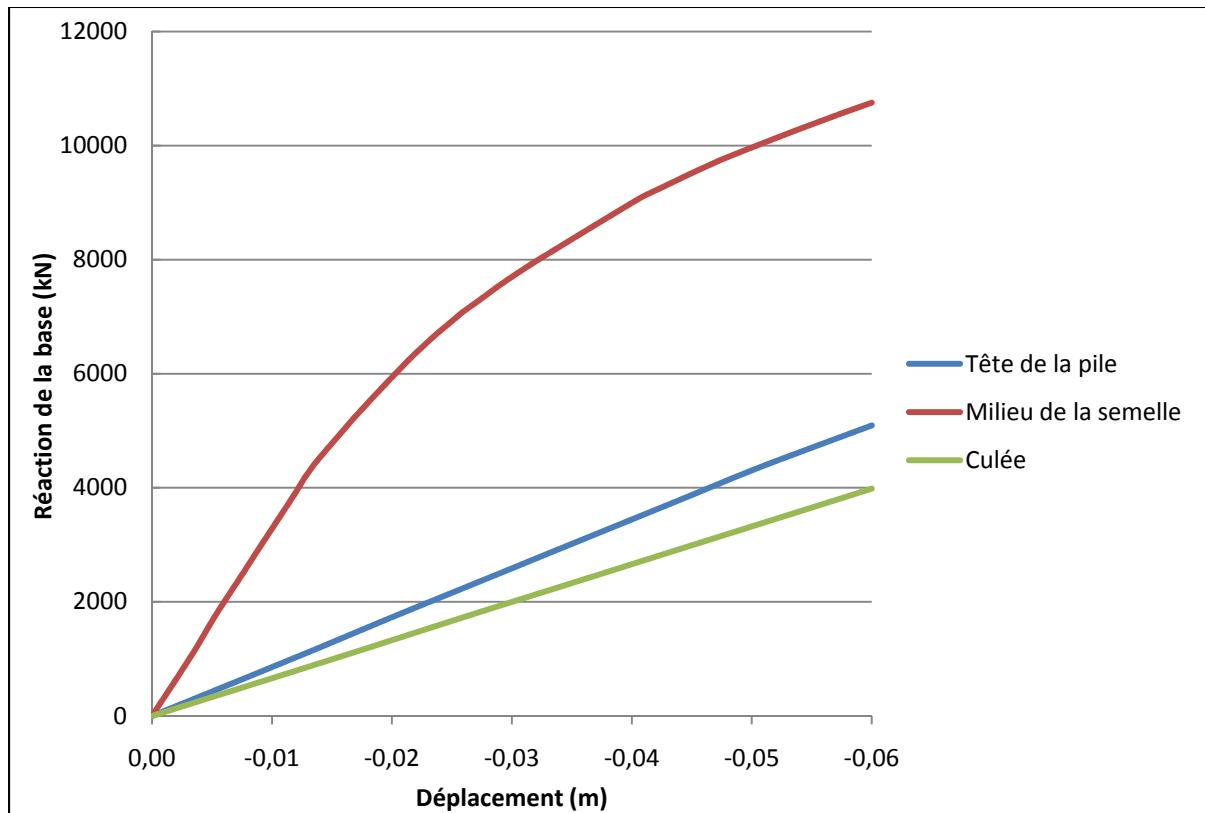
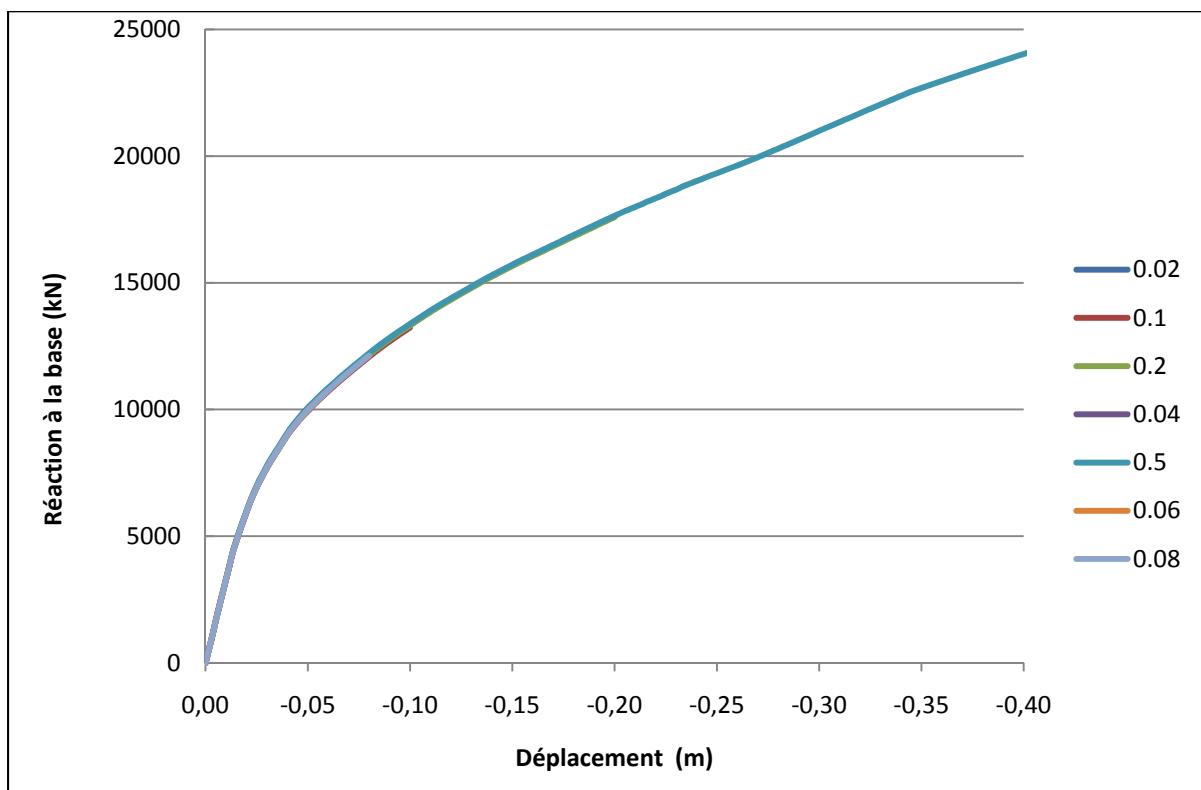


Figure 3.3 Courbes *pushover* pour différents nœuds de contrôle.

3.1.3.3 Influence de la valeur du déplacement contrôlé

La valeur du déplacement contrôlé correspond au déplacement maximal (au nœud de contrôle) jusqu' où l'analyse *pushover* va être réalisée. Afin de s'assurer de la convergence des analyses, différentes courbes *pushover* avec des déplacements différents pour un même nœud de contrôle, ont été tracées dans la Figure 3.4. On remarque que toutes les courbes se superposent ce qui confirme que nos analyses converges correctement pour tous les déplacements contrôlés choisis (20mm à 500mm).



3.1.3.4 Influence du type de rotule

Les rotules automatiquement générées sont basées sur les spécifications de CALTRANS; elles possèdent deux paramètres qu'il est possible de modifier :

- L'utilisation ou non d'un modèle bilinéaire, donc idéalisé, des courbes moment-courbure (*Idealized* ou *Not Idealized*)
- Le choix d'extrapoler ou de décharger à zéro après le point E de la Figure 3.1., définie avec la rotule (*Extrapolated* ou *Drop*)

Ainsi, 4 cas de rotules (Tableau 3.1) ont été testés sur la même structure, avec un minimum de 400 itérations à enregistrer et un déplacement de 0.06m au niveau du milieu de la semelle :

Tableau 3.1 Paramètres des différents modèles de rotule

Cas	Modèle	Après le point E
1	Idéalisé	Décharge à 0
2	Idéalisé	Extrapolation
3	Non idéalisé	Décharge à 0
4	Non idéalisé	Extrapolation

La comparaison des différentes courbes *pushover*, représentées dans la Figure 3.5, montre que :

- le cas 2 offre le comportement structurel le plus rigide, et donc une conception moins conservatrice;
- le cas 4 offre le comportement structurel le plus souple, donc une conception plus conservatrice;
- les cas 1 et 3 offrent un comportement semblable et intermédiaire.

Les courbes semblent avoir initialement la même allure, mais le comportement propre à chaque type de rotule induit des discontinuités (excepté pour le cas 2). En dehors de ces dernières, on remarque que le coefficient directeur de chacune des courbes après plastification de tous les pieux, c'est-à-dire après 0.05m, semblent similaire, ce qui témoignent d'une tendance générale de comportement, similaire pour les quatre cas.

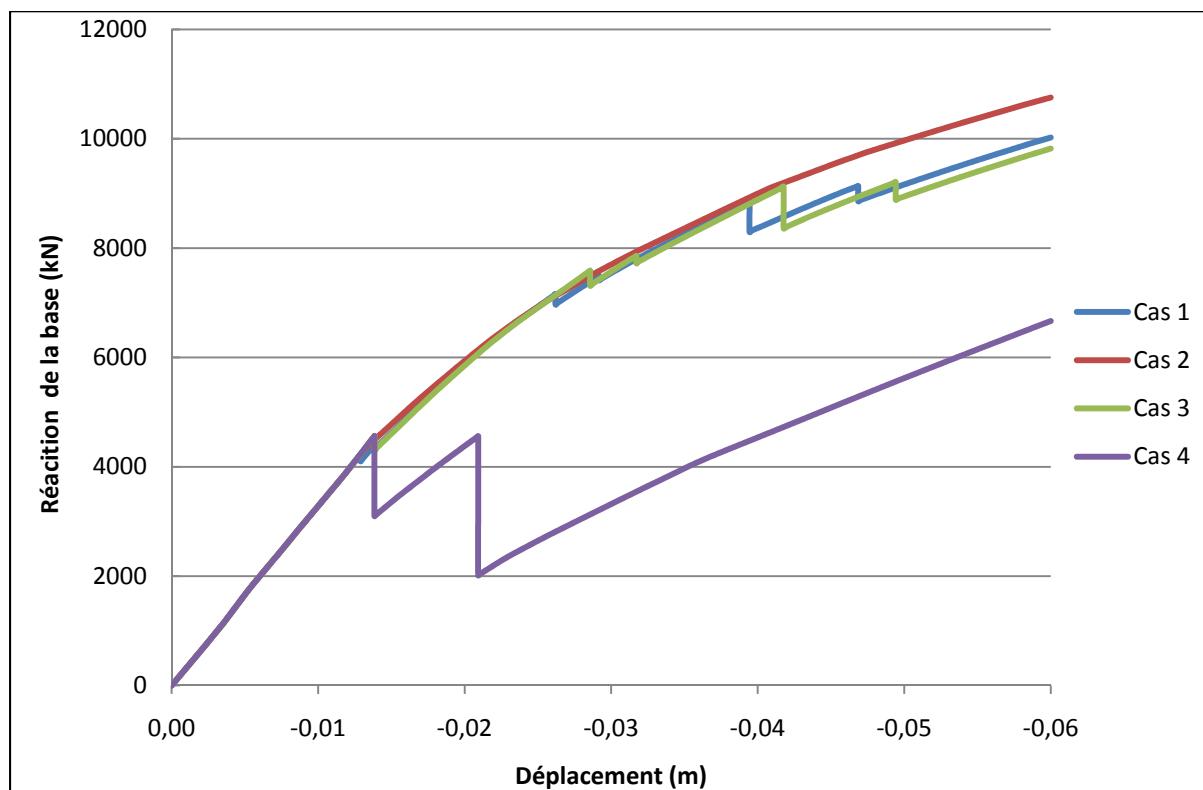


Figure 3.5 Influence du type de rotule sur les courbes *pushover*.

3.2 Analyse de l'effet de groupe

Comme expliqué dans la partie 1.2.2.4, il faut avoir recours à des coefficients multiplicateurs (P_m) pour tenir compte de l'effet de groupe sur nos courbes *p-y*. Les courbes *pushover* pour deux modèles avec et sans ces coefficients ont été représentées dans la Figure 3.6.

On remarque que la réaction est surestimée (environ 30% pour un déplacement de 0.06m) dans le cas où l'effet de groupe n'est pas pris en compte, ce qui correspond bien à la théorie (Partie 1.2.2). Dans la suite de l'étude, seul le modèle prenant en compte l'effet de groupe a été utilisé.

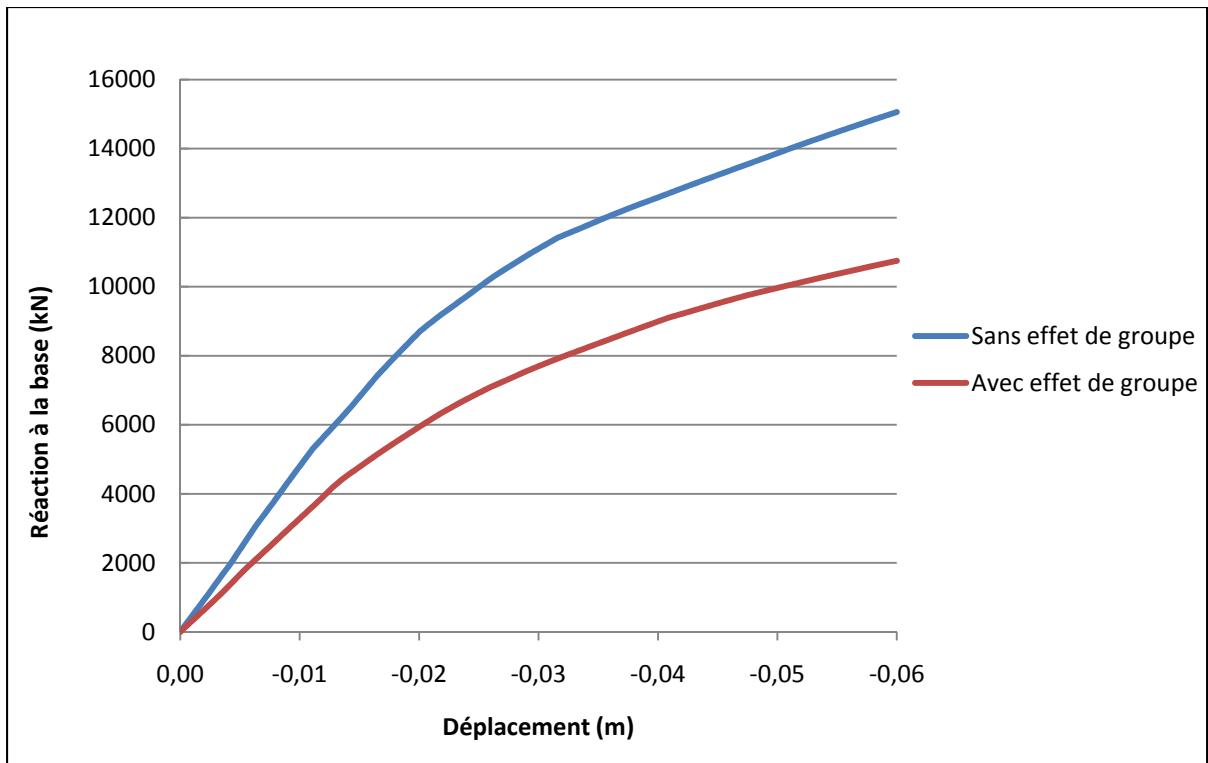


Figure 3.6 Influence de l'effet de groupe sur les courbes *pushover*.

3.3 Procédure pour comparer les résultats des deux logiciels

Le logiciel GROUP ne permet pas de réaliser des analyses *pushover* mais seulement des analyses statiques non linéaires classiques. Afin de pouvoir comparer les résultats des deux logiciels, une procédure itérative a dû être mise en place. Elle est détaillée dans la Figure 3.7.

Le nombre d'itérations étant important, le nombre de données à traiter l'est aussi. C'est pourquoi il faut judicieusement choisir le nombre d'itérations à enregistrer en tenant compte du temps alloué au traitement des données, mais également de la séquence de plastification, afin de ne pas traiter trop de données une fois la totalité des pieux plastifiés.

Pour résumer la procédure, les efforts mesurés au pied de la pile dans SAP2000 (Figure 3.8), sont ainsi utilisés en chargement dans GROUP, où la procédure permettant la prise en compte d'un EI non linéaire est alors appliquée.

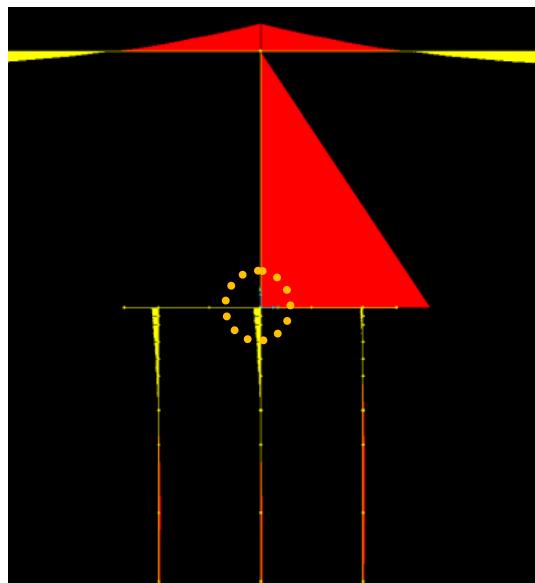


Figure 3.7 Effort au pied de la pile dans SAP2000.

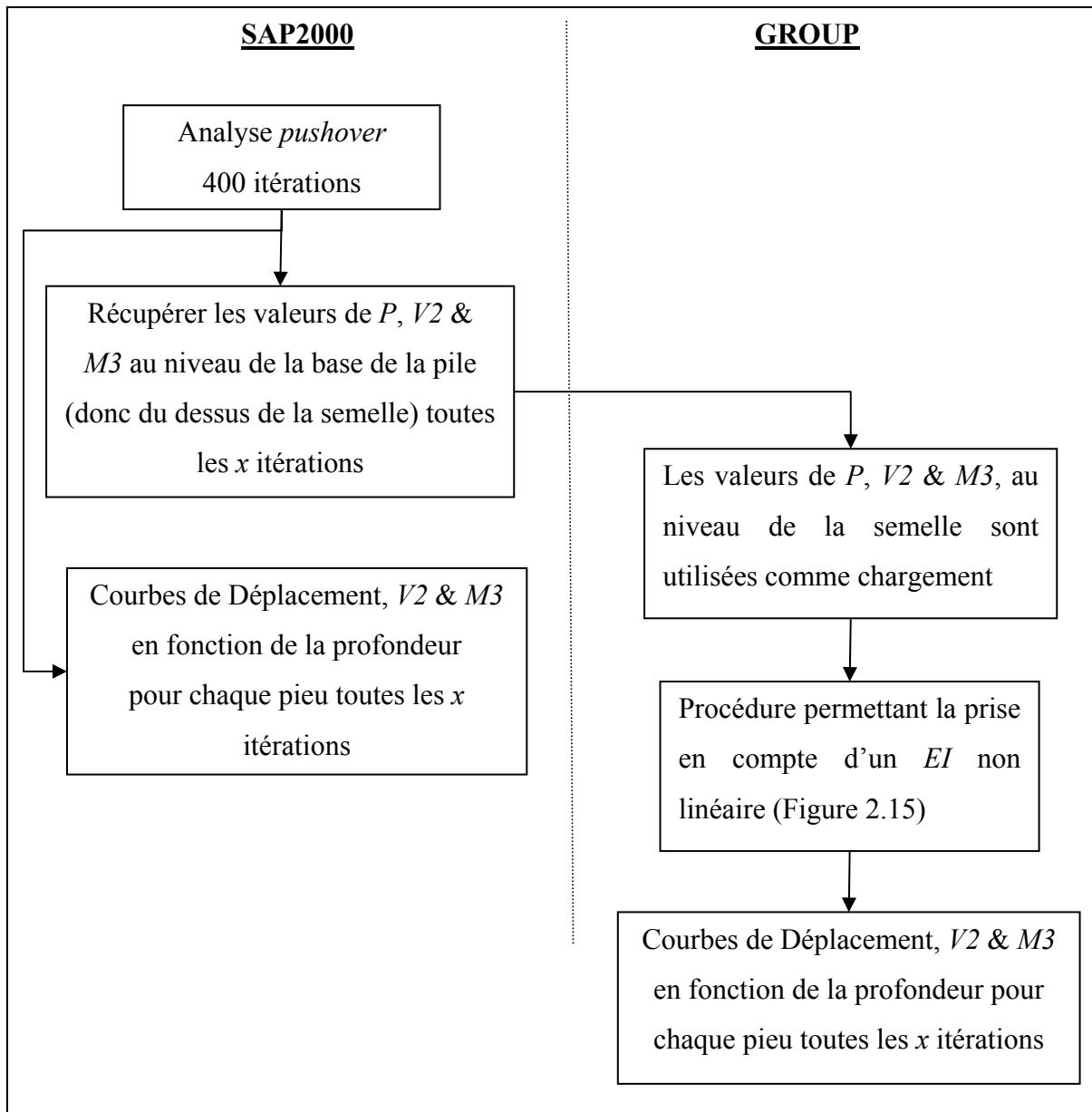


Figure 3.8 Procédure pour comparer les résultats des logiciels GROUP et SAP2000.

CHAPITRE 4

PRÉSENTATION DES RÉSULTATS ET COMPARAISON DES LOGICIELS

4.1 Résultats du modèle réalisé avec SAP2000

4.1.1 Paramètres de l'analyse

Les analyses *pushover*, effectuées dans la partie précédente, ont permis de dégager les paramètres présentés dans le Tableau 4.1.

Tableau 4.1 Paramètres de l'analyse *pushover*

Paramètres de l'analyse « <i>pushover</i> »	
Nœud de contrôle	Au milieu de la semelle au pied de la pile centrale (nœud 417)
Valeur du déplacement contrôlé (<i>monitored displacement</i>)	60mm
Type de rotule utilisée (<i>hinge properties</i>)	Rotule de type CALTRANS idéalisé (courbe M-Phi bilinéaire) avec extrapolation de la courbe moment-courbure après le point E (Figure 3.1))
Nombre d'itération minimale à enregistrer (<i>minimum number of saved states</i>)	400

4.1.2 Séquence de plastification des pieux

Les pieux se sont bien plastifiés rangée par rangée, progressant de la 3^{ème} rangée qui est en tension (pieux 3 et 9 puis 6) jusqu'à la 1^{ère} rangée qui est en compression (pieux 1 et 7 puis 4)

en passant par la 2^{nde} rangée également en compression (pieux 2 et 8 puis 5). Ainsi, dès l'itération 313, des rotules plastiques sont présentes dans tous les pieux. La séquence est présentée dans le Tableau 4.2 et la Figure 4.1 rappelle la numérotation des pieux.

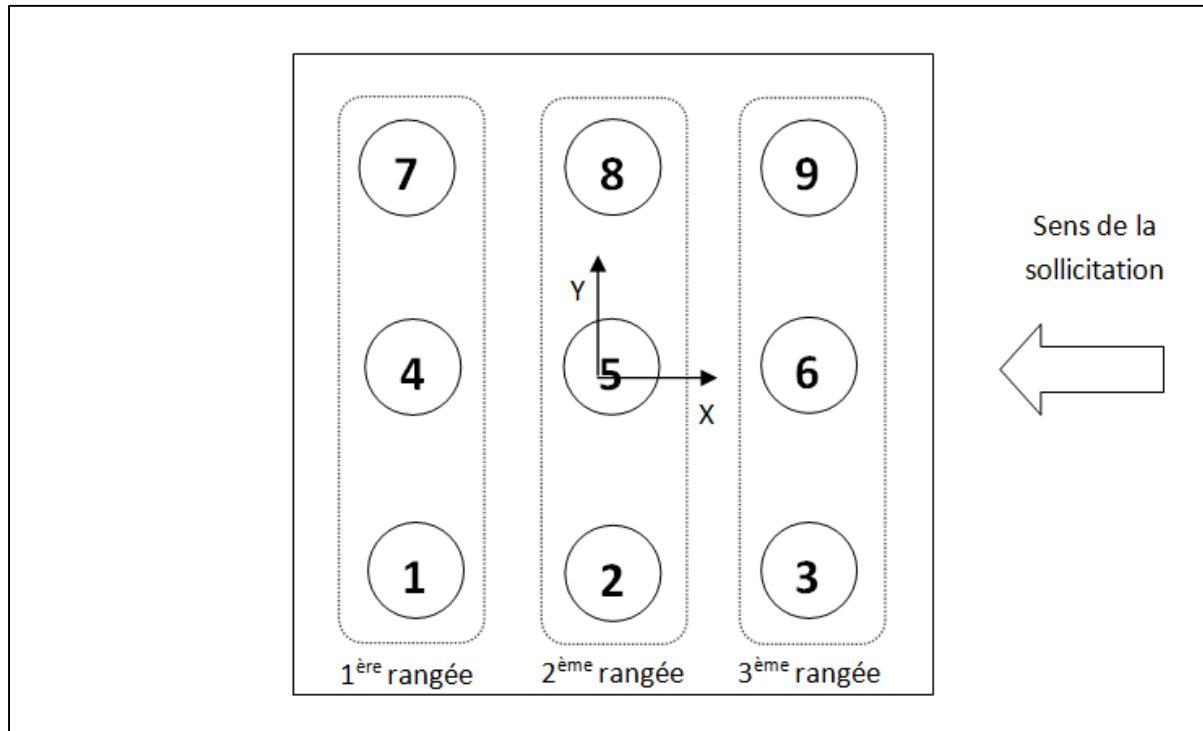
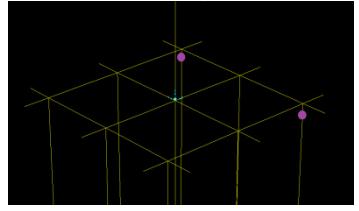
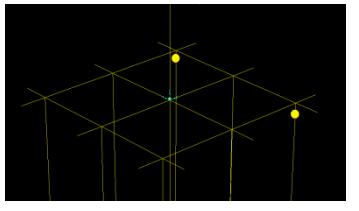
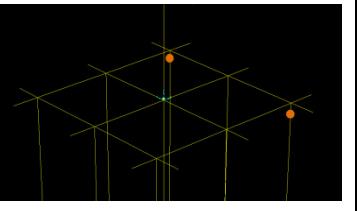
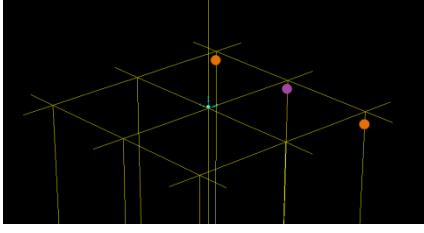
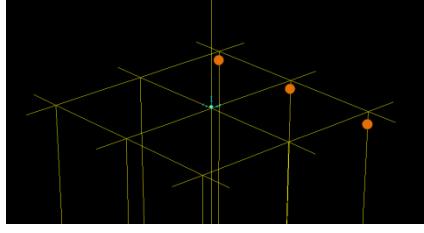
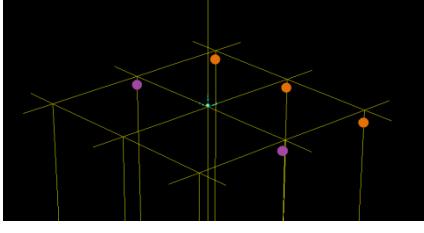
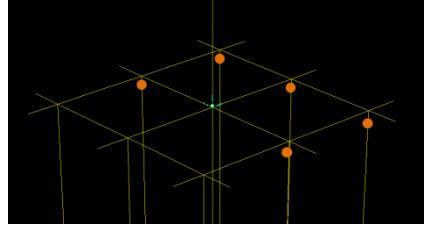
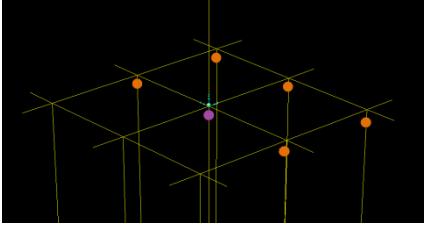
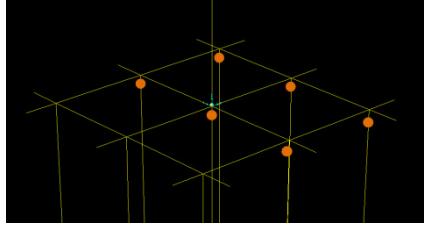


Figure 4.1 Numérotation des pieux.

Tableau 4.2 Séquence de plastification des pieux

Etat	Itération		
Plastification de la 3 ème rangée	Plastification des pieux 3 et 9		
	85 (B à C)	86 (C à D)	87 (D à E)
			
	Plastification du pieu 6		
	90 (B à C)	91 (C à D)	
			
Plastification de la 2 ème rangée	Plastification des pieux 2 et 8		
	172 (B à C)	173 (D à E)	
			
	Plastification du pieu 5		
	191 (B à C)	192 (D à E)	
			

Etat	Itération	
	Plastification des pieux 1 et 7	
	270 (B à C)	271 (D à E)
Plastification de la 1 ère rangée		
	Plastification du pieu 4	
	313 (B à C)	314 (D à E)

Note :

- les points B, C, D et E correspondent aux points de la Figure 3.1 ;
- pour le code couleur des rotules, le mauve correspond à un état entre les points B et C, le jaune entre C et D et l'orange entre D et E.

4.1.3 Choix des itérations à traiter

L'analyse comptant 397 itérations, traiter toutes les données auraient été un travail laborieux. Il a donc été choisi de ne s'intéresser qu'aux itérations 1, 50, 100 ...350, 397 auquel ont été rajouté les itérations où les pieux de sont plastifiés (itérations 85, 90, 172, 191, 270 et 313), portant à 15 le nombre d'état à prendre en compte. Ce sont les efforts au pied de la pile à ces 15 itérations qui seront utilisés comme conditions aux limites dans le logiciel GROUP comme détaillé dans la partie 3.3. Dans la suite du mémoire, tous les tableaux et graphiques présentés concerneront ces itérations.

4.1.4 Présentation et discussion des résultats

4.1.4.1 Déplacement

Les déplacements maximaux sont tous situés en surface, les valeurs sont synthétisées dans le Tableau 4.3 et représenté dans la Figure 4.2 pour 15 états, de l'itération 1 à 397. Les pieux étant fixés au niveau de leur tête à la semelle, les déplacements maximaux de tous les pieux sont quasiment égaux à chaque itération. De plus, on remarque que ces derniers évoluent quasi linéairement en fonction des itérations, ce qui concorde avec le déroulement de l'analyse, qui incrémente linéairement le déplacement à chaque itération.

Tableau 4.3 Déplacement maximal de chaque pieu (mm) pour chaque itération avec SAP2000

Itération	Pieu 1	Pieu 2	Pieu 3	Pieu 4	Pieu 5	Pieu 6	Pieu 7	Pieu 8	Pieu 9
1	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
50	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5
85	-12.8	-12.8	-12.8	-12.8	-12.8	-12.8	-12.8	-12.8	-12.8
90	-13.5	-13.5	-13.5	-13.5	-13.5	-13.5	-13.5	-13.5	-13.5
100	-15.1	-15.1	-15.1	-15.1	-15.1	-15.1	-15.1	-15.1	-15.1
150	-22.6	-22.6	-22.6	-22.6	-22.6	-22.6	-22.6	-22.6	-22.6
172	-25.9	-25.9	-25.9	-25.9	-25.9	-25.9	-25.9	-25.9	-25.9
191	-28.9	-28.9	-28.9	-28.9	-28.9	-28.9	-28.9	-28.9	-28.9
200	-30.4	-30.4	-30.4	-30.4	-30.4	-30.4	-30.4	-30.4	-30.4
250	-37.9	-37.9	-37.9	-37.9	-37.9	-37.9	-37.9	-37.9	-37.9
270	-40.9	-40.9	-40.9	-40.9	-40.9	-40.9	-40.9	-40.9	-40.9
300	-45.5	-45.5	-45.5	-45.4	-45.4	-45.4	-45.4	-45.4	-45.4
313	-47.4	-47.4	-47.4	-47.4	-47.4	-47.4	-47.4	-47.4	-47.4
350	-53.1	-53.1	-53.1	-53.0	-53.0	-53.0	-52.9	-52.9	-52.9
397	-60.1	-60.1	-60.1	-60.0	-60.0	-60.0	-59.9	-59.9	-59.9

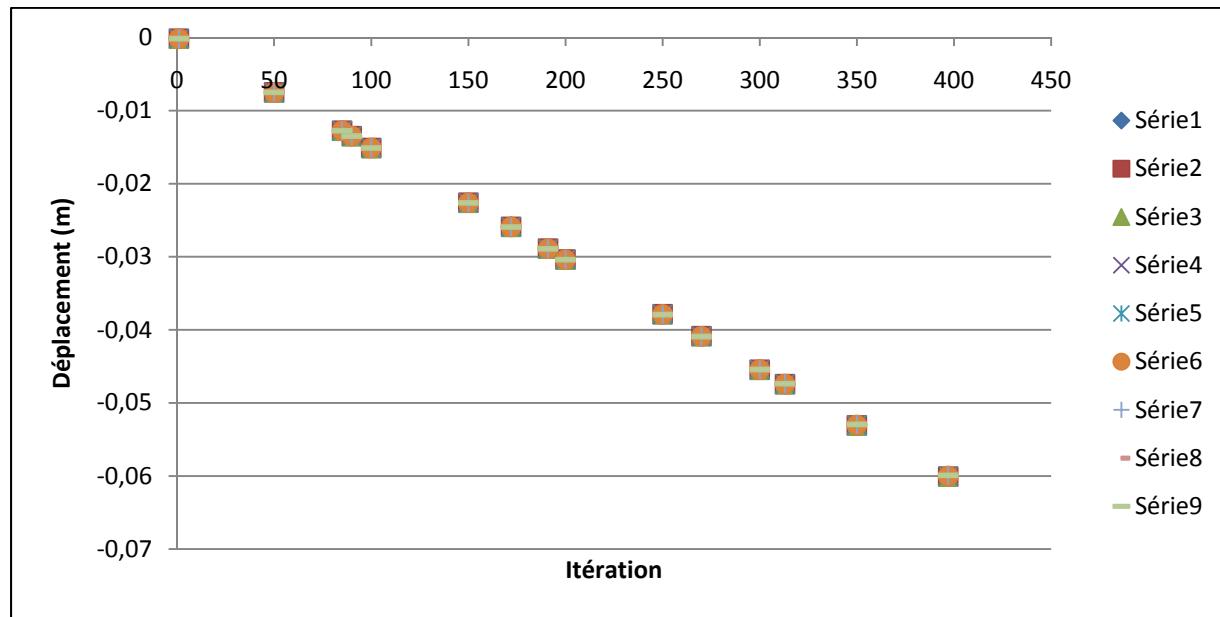


Figure 4.2 Déplacement maximal des pieux pour chaque itération avec SAP2000.

Les déplacements de la superstructure et de la semelle correspondants aux itérations de la séquence de plastification, sont présentés dans le Tableau 4.4. Le déplacement de la superstructure a été mesuré au niveau du haut de la pile centrale (joint 1) et celui de la semelle au niveau de son pied (joint 417).

Bien que les déplacements évoluent très faiblement d'une itération à l'autre, on ne dispose pas d'itération intermédiaire (point C à D de la Figure 3.1) dans le comportement de formation des rotules plastiques à l'exception des pieux 3 et 9. Cependant, ceci n'est pas important étant donné que l'élément essentiel de ce mécanisme est le début de la plastification, donc le début de la formation de la rotule plastique (point B de la Figure 3.1).

Tableau 4.4 Déplacements de la semelle et de la superstructure suivant l'axe x lors de la plastification des pieux

Itération	Déplacement de la superstructure (mm)	Déplacement de la semelle (mm)	Plastification
1	-0.7	-0.2	-
50	-37.2	-7.5	-
85	-63.0	-12.8	Pieux 3 et 9
90	-66.3	-13.5	Pieu 6
100	-72.9	-15.1	-
150	-100.8	-22.6	-
172	-111.4	-25.9	Pieux 2 et 8
191	-120.0	-28.9	Pieu 5
200	-124.1	-30.4	-
250	-143.6	-37.9	-
270	-151.2	-40.9	Pieux 1 et 7
300	-161.3	-45.4	-
313	-165.6	-47.4	Pieu 4
350	-176.8	-53.0	-
397	-190.3	-60.0	-

4.1.4.2 Moment

Les moments maximaux sont tous situés en surface, les valeurs sont synthétisées dans le Tableau 4.5 et représentées dans la Figure 4.3 pour 15 états, de l’itération 1 à l’itération 397. La Figure 4.3 montre que l’évolution des valeurs des moments maximaux en fonction des itérations est quasiment bilinéaire pour chacun des pieux.

Initialement, les valeurs des moments maximaux sont relativement proches. La troisième rangée, en tension, est celle qui croît le plus vite, suivie par la seconde puis la première rangée, toutes deux en compression. À partir de l’itération 85, les valeurs de la troisième rangée se détachent de la tendance globale et diminuent jusqu’à devenir plus faibles que celle des autres rangées. Ce changement de tendance est dû à la formation de rotules dans les pieux 3 et 9 (itération 85) puis 6 (itération 90). Puis, les moments maximaux des deux premières rangées continuent d’évoluer de la même façon jusqu’aux environs de l’itération 172, moment où commence la plastification des pieux de la deuxième rangée, à l’itération 172 pour les pieux 2 et 8, plastifié, et à l’itération 191 pour le pieu 5. Les moments maximaux augmentent alors beaucoup plus faiblement. Finalement, le même phénomène se produit pour la première rangée, à partir de l’itération 270 pour les pieux 1 et 7, et à l’itération 313 pour le pieu 4.

En résumé, l’évolution des moments maximaux en fonction des itérations semble bilinéaire, le point de changement de pente correspondant au moment de la plastification. Les phénomènes de plastification dans les pieux ont des conséquences différentes sur l’évolution des moments maximaux suivant la rangée considérée. En effet, ils provoquent leur diminution pour les pieux de la troisième rangée (en compression) et un fort ralentissement de leur augmentation pour les deux premières rangées (en tension). Initialement, les valeurs des moments maximaux sont les plus grandes pour la troisième rangée, suivie par la seconde puis la première. Cependant l’apparition des rotules inverse la tendance, la première rangée devient alors la plus sollicitée, suivie par la seconde puis la troisième rangée.

Tableau 4.5 Moment maximal des pieux pour chaque itération avec SAP2000

Itérations	Pieu 1	Pieu 2	Pieu 3	Pieu 4	Pieu 5	Pieu 6	Pieu 7	Pieu 8	Pieu 9
1	15	16	20	13	14	19	15	16	20
50	778	798	1032	671	702	957	778	798	1032
85	1324	1354	1737	1147	1198	1613	1325	1354	1737
90	1409	1441	1711	1216	1271	1718	1410	1441	1711
100	1589	1624	1660	1370	1432	1666	1589	1624	1660
150	2403	2457	1447	2072	2166	1444	2408	2461	1449
172	2731	2791	1369	2357	2462	1364	2735	2795	1370
191	3037	2800	1309	2628	2744	1303	3042	2804	1310
200	3193	2803	1281	2762	2746	1274	3197	2807	1281
250	3975	2822	1146	3456	2760	1132	3979	2827	1145
270	4289	2829	1085	3723	2765	1071	4291	2833	1085
300	4334	2832	1025	4119	2765	1007	4336	2836	1024
313	4353	2834	1000	4289	2766	981	4355	2838	999
350	4391	2837	946	4324	2763	927	4393	2840	944
397	4437	2839	887	4366	2758	862	4438	2842	883

Note : les valeurs sont en kN.m.

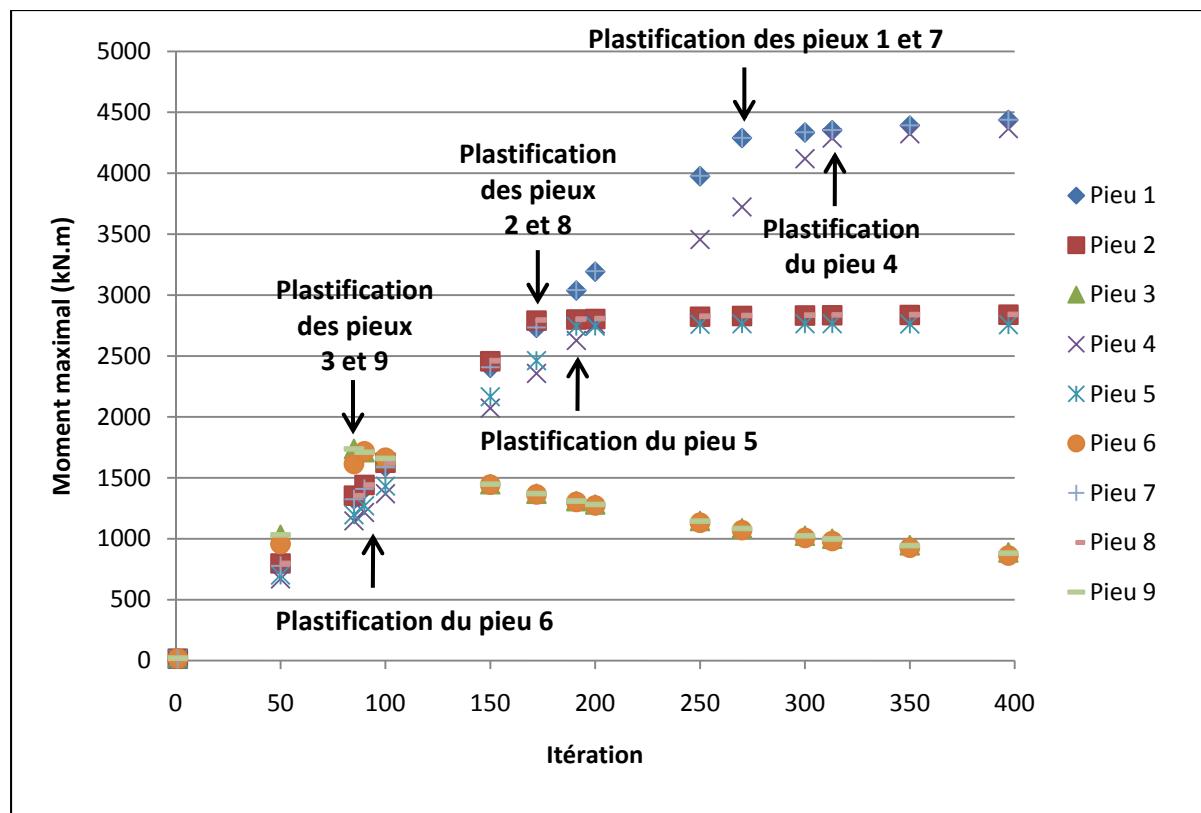


Figure 4.3 Moment maximal de chaque pieu pour chaque itération avec SAP2000.

4.1.4.3 Cisaillement

Les cisaillements maximaux sont tous situés en surface, les valeurs sont synthétisées dans le Tableau 4.6 et représentées dans la Figure 4.4 pour 15 états, de l’itération 1 à l’itération 397. La Figure 4.4 montre une évolution des valeurs des cisaillements maximaux en fonction des itérations quasiment bilinéaire pour chacun des pieux.

Initialement, les valeurs des cisaillements maximaux sont relativement proches. La troisième rangée, en tension, est celle qui croît le plus vite, suivie par la seconde puis la première rangée, toutes deux en compression. À partir de l’itération 85, les valeurs de la troisième rangée se détachent de la tendance globale et augmentent plus faiblement, conséquence de la formation de rotule dans les pieux 3 et 9 (itération 85) puis 6 (itération 90), jusqu’à devenir plus faibles que celles des autres rangées. Ce même phénomène se produit lorsque que la deuxième rangée se plastifie, à l’itération 172 pour les pieux 2 et 8, et à l’itération 191 pour le pieu 5. Enfin, il se reproduit à nouveau, lors de la plastification des pieux de la première rangée, à l’itération 270 pour les pieux 1 et 7, et à l’itération 313 pour le pieu 4.

En résumé, l’évolution des cisaillements maximaux en fonction des itérations semble bilinéaire, le point de changement de pente correspondant au moment de la plastification. Cette dernière provoque un ralentissement de l’augmentation des cisaillements maximaux en fonction des itérations pour tous les pieux. Initialement, les valeurs des cisaillements maximaux sont les plus grandes pour la troisième rangée, suivie par la seconde puis la première. Cependant, l’apparition des rotules inverse la tendance, la première rangée devient alors la plus sollicitée, suivie par la seconde puis la troisième rangée.

Tableau 4.6 Cisaillement maximal de chaque pieu pour chaque itération avec SAP2000

Itérations	Pieu 1	Pieu 2	Pieu 3	Pieu 4	Pieu 5	Pieu 6	Pieu 7	Pieu 8	Pieu 9
1	5	5	7	4	4	6	5	5	7
50	247	256	362	203	216	327	247	256	362
85	419	433	608	346	368	550	419	433	608
90	446	462	620	367	391	586	446	461	620
100	501	518	652	412	439	614	501	518	652
150	732	759	771	601	642	717	733	760	772
172	812	843	817	667	713	756	813	844	818
191	885	873	858	729	780	795	886	874	859
200	921	889	881	759	793	815	923	891	882
250	1103	965	965	914	859	885	1104	967	966
270	1176	995	995	972	885	912	1177	996	996
300	1223	1040	1049	1055	924	960	1223	1040	1048
313	1240	1059	1070	1090	941	979	1240	1059	1069
350	1287	1112	1134	1129	984	1038	1286	1111	1132
397	1339	1171	1212	1174	1030	1108	1338	1171	1209

Note : les valeurs sont en kN.m.

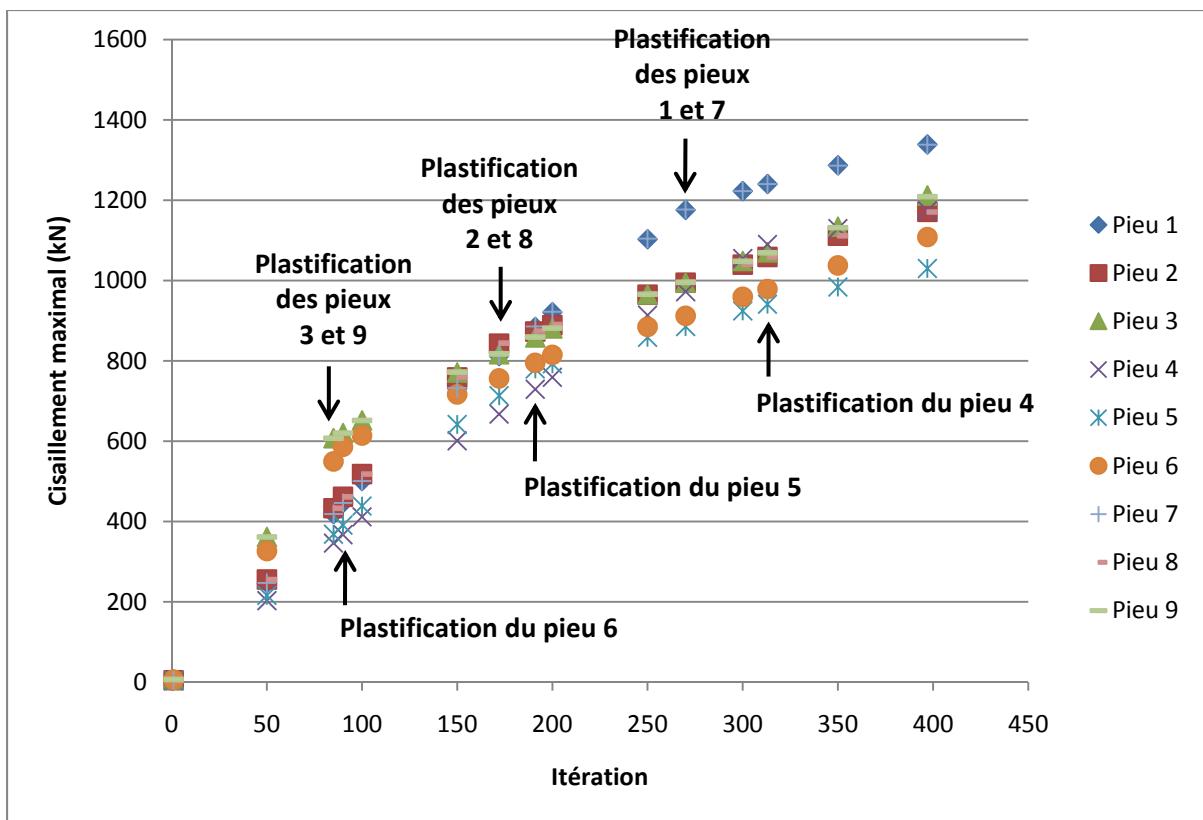


Figure 4.4 Cisaillement maximal de chaque pieu pour chaque itération avec SAP2000.

4.1.5 Influence des paramètres remarquables

4.1.5.1 Influence des coefficients de réduction P_m

Un autre modèle ne prenant pas en compte l'effet de groupe a été créé. Ce dernier utilise des coefficients de réduction P_m égal à 1. Les paramètres de l'analyse sont les mêmes que pour le modèle avec l'effet de groupe, et les courbes *pushover* ont été représentées dans la Figure 4.5.

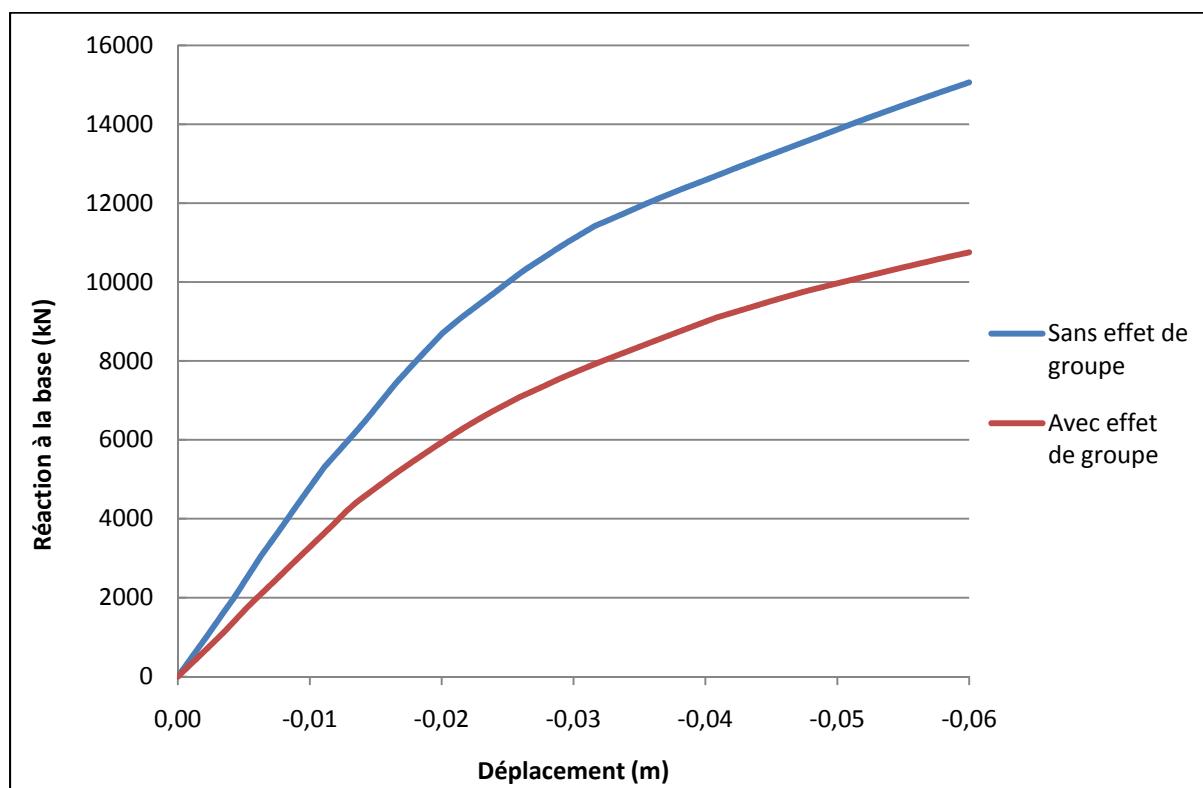


Figure 4.5 Courbes *pushover* avec et sans la prise en compte de l'effet de groupe.

Conformément à la théorie détaillée dans la section 1.2.2.4, l'effet de groupe diminue la résistance ultime des pieux, ce qui à pour effet la diminution de la réaction à la base pour un déplacement donné et donc « l'affaissement» de la courbe *pushover* associée.

4.1.5.2 Influence de la présence de rotule

Un autre modèle sans présence de rotule a été créé, afin de mettre en évidence l'influence des non linéarités matérielles. Les paramètres de l'analyse sont les mêmes que pour le modèle avec l'effet de groupe, et les courbes *pushover* ont été représentées dans la Figure 4.6.

La courbe *pushover* pour un modèle sans rotule est située en dessous de celle pour un modèle avec rotules. La présence de non linéarités matérielles rend le système plus flexible et amène donc à une conception moins conservatrice du point de vue des efforts.

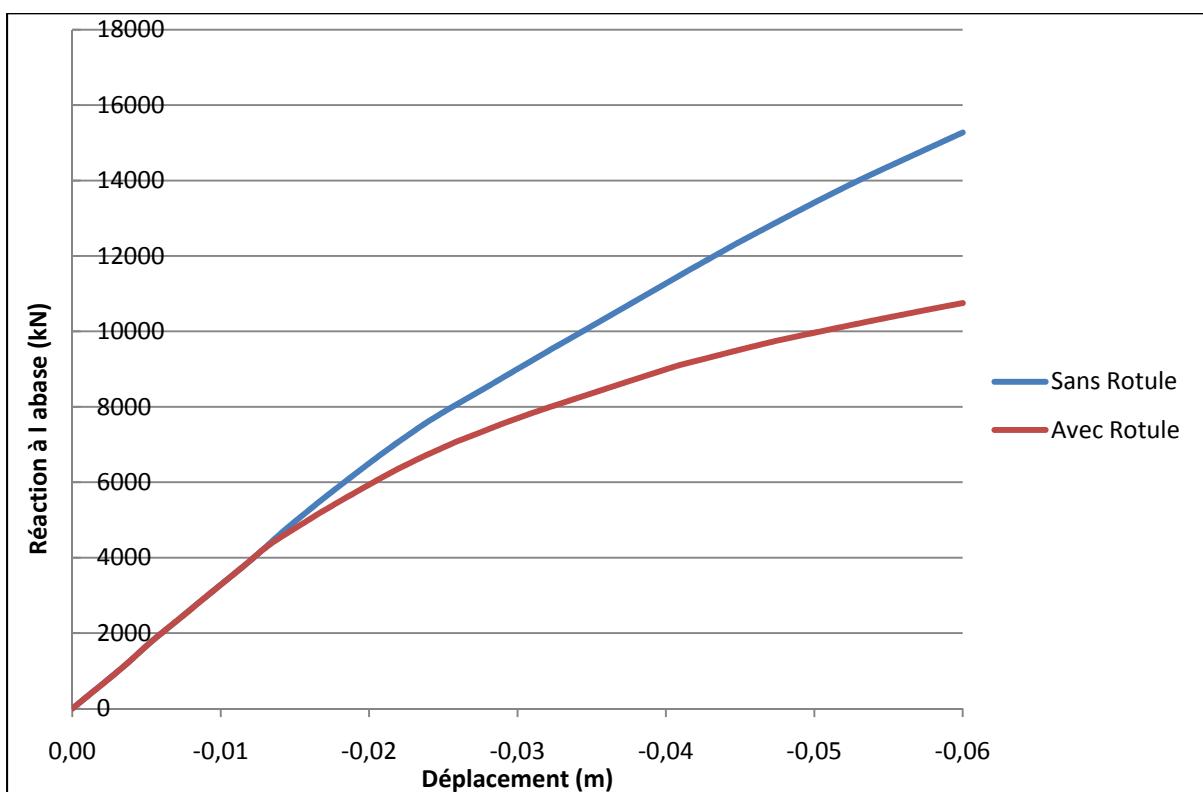


Figure 4.6 Courbes *pushover* pour deux modèles avec et sans rotule.

La Figure 4.7 et la Figure 4.8 montrent respectivement l'évolution en fonction des itérations des valeurs des moments maximaux et des cisaillements maximaux. Contrairement au modèle avec rotule, il n'y a pas de modification de la répartition des charges, la troisième

rangée de pieux reste la plus sollicitée tout au long de l'analyse, suivie par la seconde puis la première rangée.

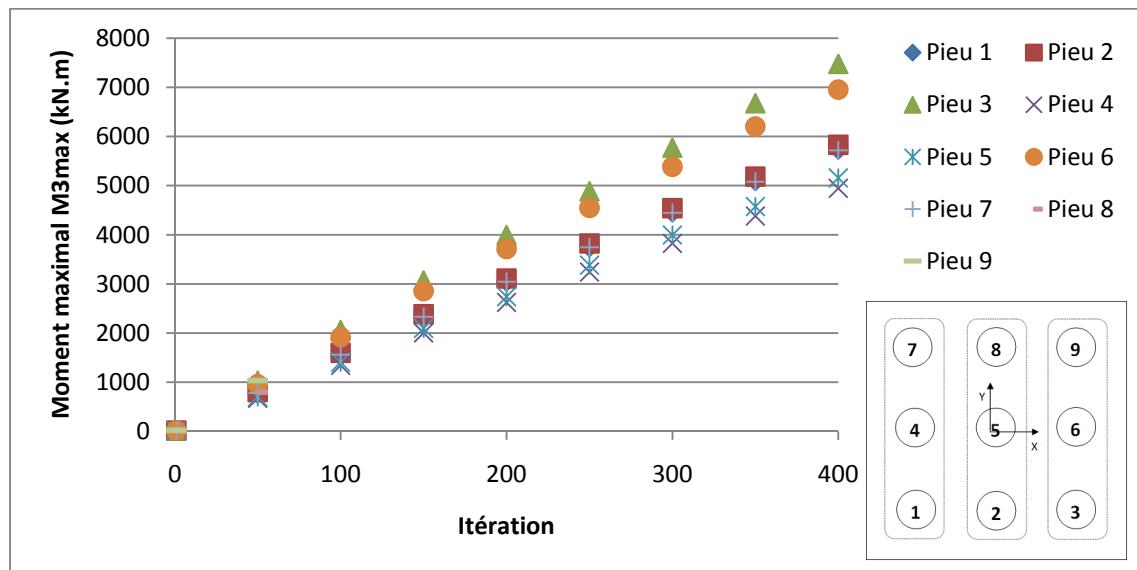


Figure 4.7 Moment maximal en fonction des itérations pour le modèle SAP2000 sans rotule.

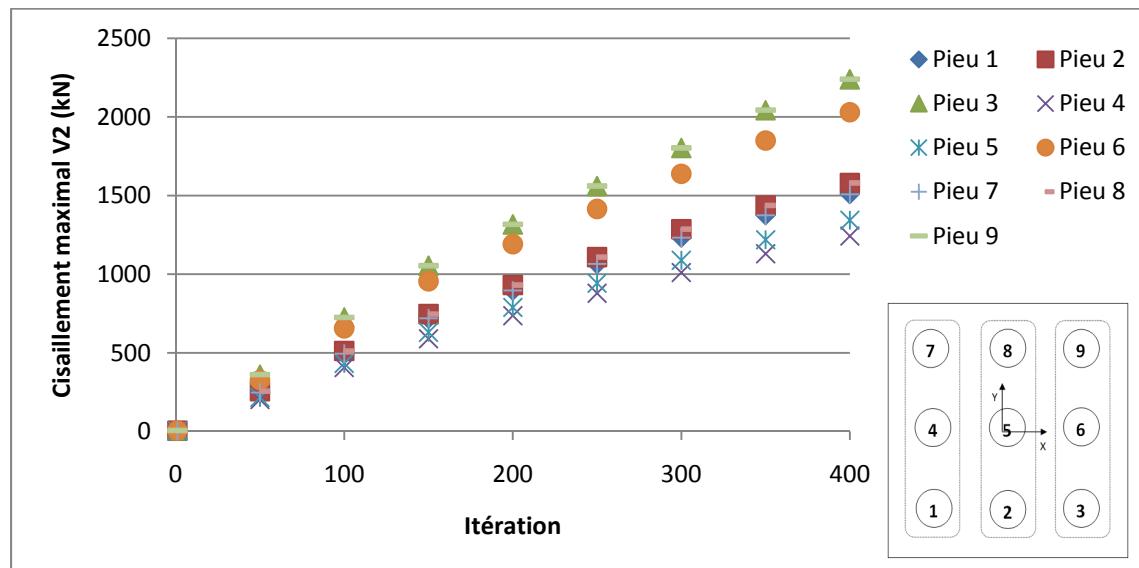


Figure 4.8 Cisaillement maximal en fonction des itérations pour le modèle SAP2000 sans rotule.

4.1.5.3 Influence de la rigidité de la semelle

La modification de la rigidité de la semelle ne change pas les résultats obtenus. Cela est vraisemblablement dû aux contraintes de type « *body* » placées au niveau des liaisons entre les pieux et la semelle.

4.2 Résultats du modèle réalisé avec GROUP

Comme détaillé dans la partie 3.3, les résultats de GROUP ont été calculés pour 15 conditions aux limites d'effort différentes. Ces derniers correspondant aux itérations 1, 50, 100 ... 350, 397 auquel ont été rajouté les itérations où les pieux de sont plastifiés, à savoir les itérations 85, 90, 172, 191, 270 et 313 (voir Tableau 4.7).

Tableau 4.7 Valeurs de l'effort axial, du moment et du cisaillement au pied de la pile

Itération	Effort axial (kN)	Cisaillement (kN)	Moment (kN.m)
1	-6621	-48	-359
50	-6621	-2474	-18557
85	-6621	-4184	-31380
90	-6621	-4401	-33004
100	-6621	-4807	-36049
150	-6621	-6486	-48642
172	-6621	-7084	-53128
191	-6621	-7540	-56551
200	-6621	-7753	-58146
250	-6621	-8727	-65456
270	-6621	-9104	-68283
300	-6621	-9561	-71711
313	-6621	-9748	-73110
350	-6621	-10213	-76598
397	-6621	-10753	-80644

4.2.1 Déplacement

Les déplacements maximaux sont tous situés en tête de pieux, les valeurs sont synthétisées dans le Tableau 4.8 et représentées dans la Figure 4.9.

Les pieux étant fixés au niveau de leur tête à la semelle, les déplacements maximaux de tous les pieux sont quasiment égaux à chaque itération. Leurs évolutions semblent linéaires jusqu'aux alentours de l'itération 300, moment à partir duquel ils décroissent fortement. L'interprétation de cette brusque diminution est délicate étant donné que les itérations correspondent à l'analyse du modèle créé sous SAP2000.

Tableau 4.8 Déplacement maximal de chaque pieu pour chaque itération avec GROUP

Itération	Pieu 1	Pieu 2	Pieu 3	Pieu 4	Pieu 5	Pieu 6	Pieu 7	Pieu 8	Pieu 9
1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
50	-8.0	-8.0	-8.0	-8.0	-8.0	-8.0	-8.0	-8.0	-8.0
85	-15.6	-15.6	-15.6	-15.6	-15.6	-15.6	-15.6	-15.6	-15.6
90	-16.5	-16.5	-16.5	-16.5	-16.5	-16.5	-16.5	-16.5	-16.5
100	-18.4	-18.4	-18.4	-18.4	-18.4	-18.4	-18.4	-18.4	-18.4
150	-28.2	-28.2	-28.2	-28.2	-28.2	-28.2	-28.2	-28.2	-28.2
172	-32.3	-32.3	-32.3	-32.3	-32.3	-32.3	-32.3	-32.3	-32.3
191	-35.8	-35.8	-35.8	-35.8	-35.8	-35.8	-35.8	-35.8	-35.8
200	-37.8	-37.8	-37.8	-37.8	-37.8	-37.8	-37.8	-37.8	-37.8
250	-46.1	-46.1	-46.1	-46.1	-46.1	-46.1	-46.1	-46.1	-46.1
270	-50.2	-50.2	-50.2	-50.2	-50.2	-50.2	-50.2	-50.2	-50.2
300	-56.1	-56.1	-56.1	-56.1	-56.1	-56.1	-56.1	-56.1	-56.1
313	-60.1	-60.1	-60.1	-60.1	-60.1	-60.1	-60.1	-60.1	-60.1
350	-73.3	-73.3	-73.3	-73.3	-73.3	-73.3	-73.3	-73.3	-73.3
397	-96.4	-96.4	-96.4	-96.4	-96.4	-96.4	-96.4	-96.4	-96.4

Note : les déplacements maximaux sont exprimés en mm.

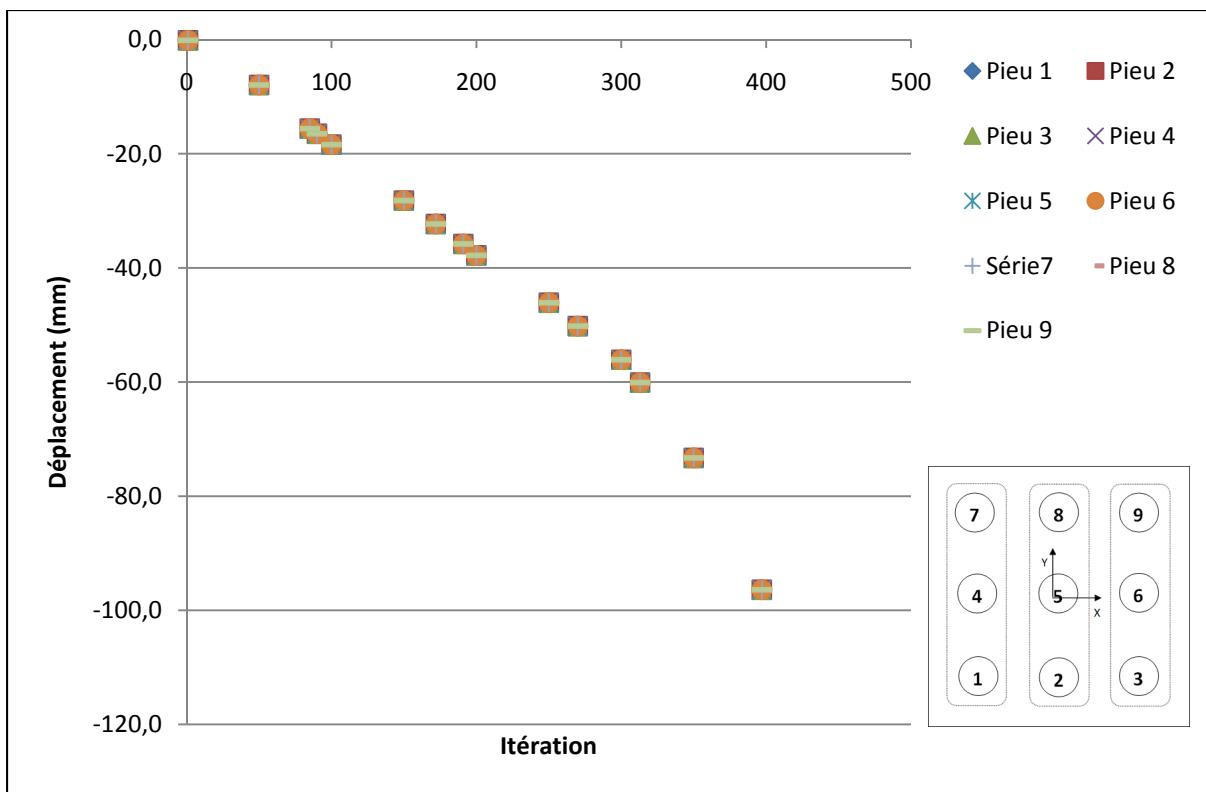


Figure 4.9 Déplacement maximal de chaque pieu pour chaque itération avec GROUP.

4.2.2 Moment (*M3*)

Les moments maximaux sont toujours situés en tête de pieux, les valeurs sont synthétisées dans le Tableau 4.9 et représentées dans la Figure 4.10, de l’itération 1 à l’itération 397.

Initialement proche, les valeurs des moments maximaux augmentent et se détachent rapidement en trois groupes distincts, correspondant chacun à une rangée de pieux. Au sein de chaque rangée, les valeurs des pieux sont relativement proches.

La troisième rangée (pieux 3, 6 et 9), sollicitée en tension, croît la plus rapidement, jusqu’à se stabiliser à partir de l’itération 300. Elle est suivie par la seconde rangée (pieux 2, 5 et 8), en compression qui subit le même phénomène. Enfin, la première rangée (pieux 1, 4 et 7), également en compression, finit par décroître à partir de l’itération 200.

En résumé, les valeurs des moments maximaux des deux dernières rangées en compression, ne cessent de croître au fur et à mesure des itérations puis semblent se stabiliser, alors qu'elles finissent par diminuer pour la première rangée. Cependant, la troisième rangée reste la plus sollicitée tout au long de l'analyse suivie par la seconde rangée puis la première. Contrairement aux résultats du modèle réalisé avec SAP2000, les phénomènes de plastification ne sont pas pris en compte dans GROUP, ce qui explique la non présence de fortes discontinuités dans l'allure des courbes. Le changement de croissance des valeurs de la première rangée est, quant à lui, plus difficile à expliquer, mais doit vraisemblablement être imputable au fait que cette dernière est en tension.

Tableau 4.9 Moment maximal de chaque pieu pour chaque itération avec GROUP

Itération	Pieu 1	Pieu 2	Pieu 3	Pieu 4	Pieu 5	Pieu 6	Pieu 7	Pieu 8	Pieu 9
1	16	16	20	14	15	19	16	16	20
50	563	730	1040	526	679	998	563	730	1040
85	763	1200	1820	676	1090	1740	763	1200	1820
90	814	1260	1920	704	1150	1830	814	1260	1920
100	875	1370	2120	756	1250	2020	875	1370	2120
150	1250	1920	2980	1070	1730	2830	1250	1920	2980
172	1350	2130	3370	1190	1920	3210	1350	2130	3370
191	1400	2320	3630	1250	2090	3450	1400	2320	3630
200	1420	2420	3750	1270	2180	3550	1420	2420	3750
250	1360	2820	4300	1300	2570	4140	1360	2820	4300
270	1320	2980	4490	1260	2740	4360	1320	2980	2980
300	1220	3150	4690	1210	2970	4630	1220	3150	4690
313	1180	3260	4700	1180	3090	4700	1180	3260	4700
350	1080	3380	4740	1080	3330	4740	1080	3380	4740
397	987	3380	4770	987	3380	4770	987	3380	4770

Note : les moments maximaux sont exprimés en kN.m.

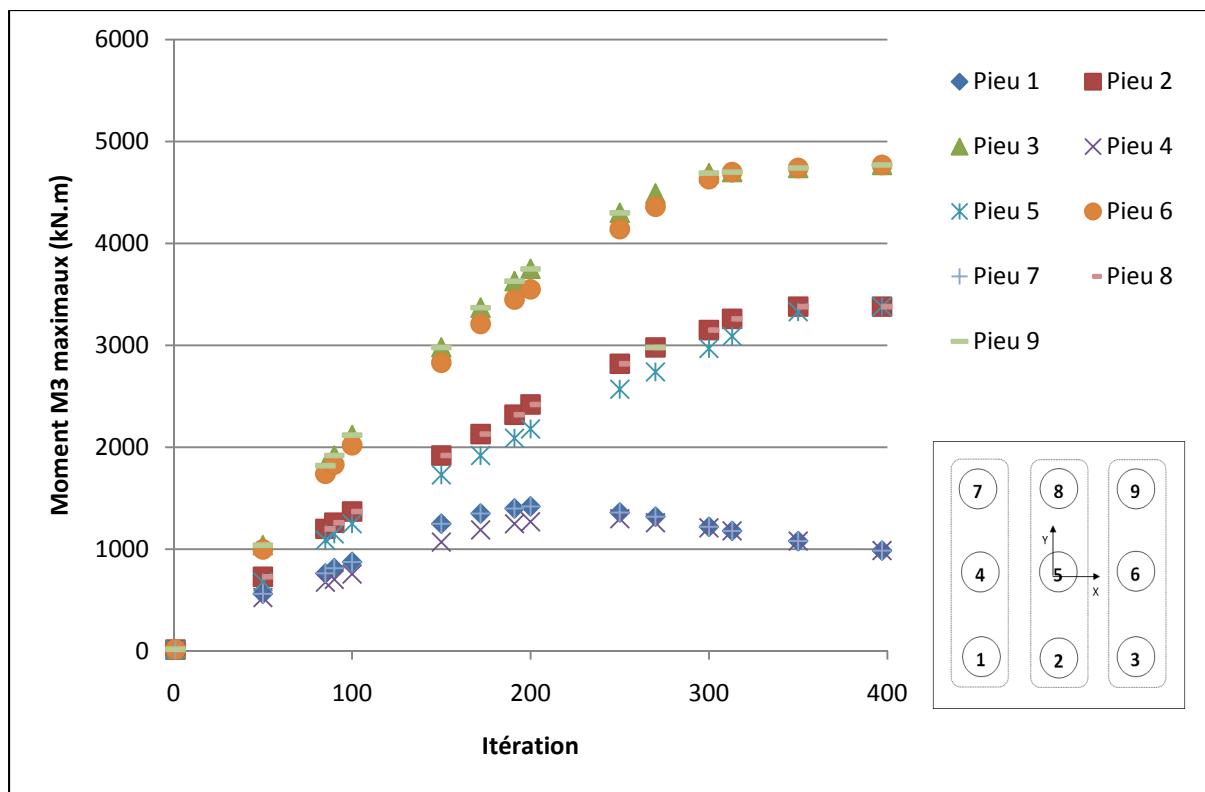


Figure 4.10 Moment maximal de chaque pieu pour chaque itération avec GROUP.

4.2.3 Cisaillement (V2)

Le cisaillement maximal est toujours situé en tête de pieux ou légèrement en sous couche, les valeurs sont synthétisées dans le Tableau 4.10 et représentées dans la Figure 4.11, pour 15 états, de l’itération 1 à l’itération 397.

Comme pour les moments maximaux, les valeurs des cisaillements maximaux qui étaient initialement rapprochées, se détachent rapidement en trois groupes distincts, correspondant chacun à une rangée de pieux. Au sein de chaque rangée, les valeurs des pieux sont relativement proches. C’est encore la troisième rangée, sollicitée en tension, qui croît la plus vite, suivit par la deuxième puis la première rangée. Leurs évolutions semblent bilinéaires, avec un ralentissement de croissance entre les itérations 100 et 150, cependant elles continuent de se suivre dans le même ordre.

En résumé, les valeurs des cisaillements maximaux des trois rangées, ne cessent de croître au fur et à mesure des itérations. La troisième rangée reste la plus sollicitée tout au long de l’analyse suivie par la seconde rangée puis la première. Contrairement aux résultats du modèle réalisé avec SAP2000, les phénomènes de plastification ne sont pas pris en compte dans GROUP, ce qui explique la non présence de fortes discontinuités dans l’allure des courbes.

Tableau 4.10 Cisaillement maximal des pieux pour chaque itération avec GROUP

Itération	Pieu 1	Pieu 2	Pieu 3	Pieu 4	Pieu 5	Pieu 6	Pieu 7	Pieu 8	Pieu 9
1	4.81	4.92	6.6	4.11	4.28	6.04	4.81	4.92	6.62
50	339	328	511	348	345	364	339	328	511
85	315	444	692	267	453	631	315	444	692
90	332	462	732	278	413	668	332	462	732
100	363	530	809	308	516	738	363	530	809
150	495	692	1130	420	615	1000	495	692	1130
172	535	726	1200	443	622	1100	535	726	1200
191	558	778	1280	466	666	1170	558	778	1280
200	573	807	1310	478	690	1200	573	807	1310
250	610	914	1480	518	805	1360	610	914	1480
270	617	962	1540	535	837	1420	617	962	962
300	644	1020	1660	554	896	1520	644	1020	1660
313	625	1070	1690	561	935	1580	625	1070	1690
350	665	1180	1800	604	1040	1670	665	1180	1800
397	678	1280	1940	661	1140	1830	678	1280	1940

Note : les cisaillements maximaux sont exprimés en kN.

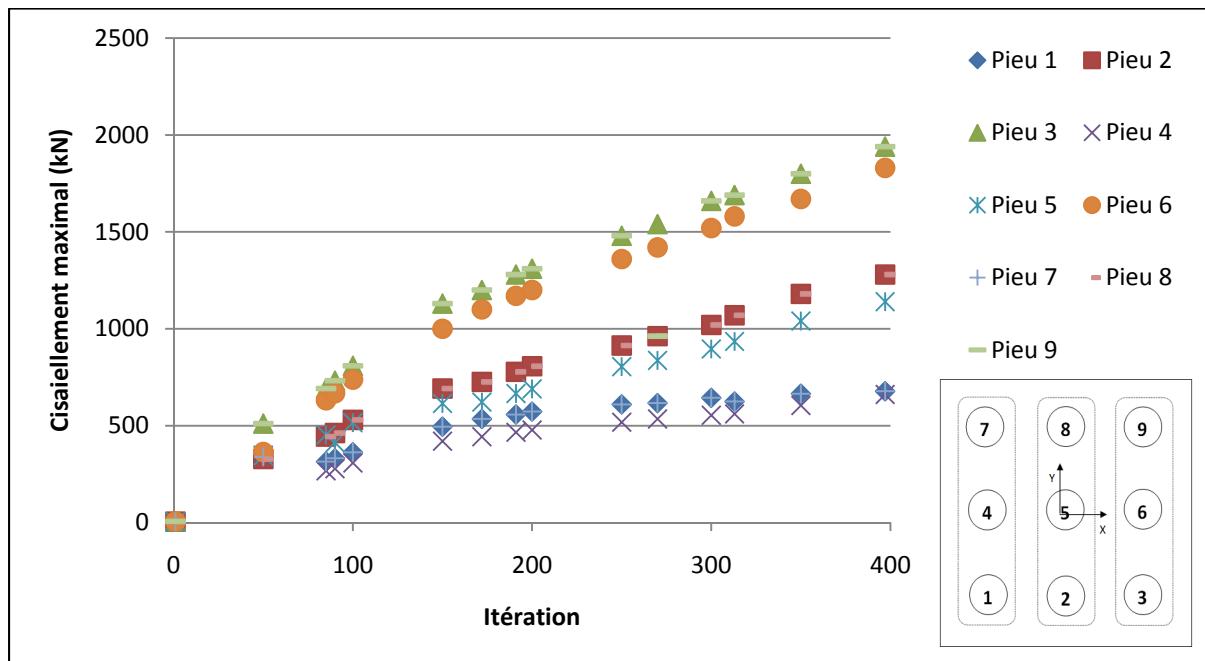


Figure 4.11 Cisaillement maximal des pieux pour chaque itération avec GROUP.

4.3 Comparaison des résultats des deux logiciels

La procédure pour comparer les résultats des deux logiciels a été détaillée dans la partie 3.3.

4.3.1 Déplacement

Les déplacements maximaux pour chaque logiciel sont situés au niveau de la surface, c'est-à-dire en tête de pieu. Ces valeurs sont quasiment les mêmes pour tous les pieux à une itération donnée. Les différentes courbes déplacement-profondeur obtenues sont présentées en ANNEXE II. Afin de ne pas surcharger les graphiques, les données sont présentées pour chaque rangée de pieux à chaque itération. Les écarts entre les valeurs des déplacements maximaux calculés par les deux logiciels à chaque itération sont synthétisés dans le Tableau 4.5.

Ces écarts ont été calculés avec la formule suivante :

$$\varepsilon = \frac{y_{max}^{SAP2000} - y_{max}^{GROUP}}{y_{max}^{SAP2000}} \quad (4.1)$$

avec $y_{max}^{SAP2000}$ et y_{max}^{GROUP} représentant respectivement le déplacement maximal correspondant au logiciel SAP2000 et GROUP.

Les valeurs de déplacements étant négatives, une valeur négative de l'écart signifie que le logiciel SAP2000 donne en valeur absolue un déplacement en tête de pieux inférieur à celles de GROUP (et inversement).

On remarque qu'après la première itération, SAP2000 donne toujours des valeurs plus faibles que GROUP. De l'itération 85 à l'itération 300, les écarts restent dans le même ordre de grandeur entre 22% et 24%. Puis ils finissent par augmenter fortement atteignant 60% à

l’itération finale. En conclusion, le modèle SAP2000 est plus rigide vis-à-vis du déplacement que le modèle GROUP. Ainsi, la conception des fondations vis-à-vis du déplacement, basées sur les résultats du modèle SAP2000, sera donc moins conservatrice par rapport au modèle GROUP.

Tableau 4.11 Écart entre les valeurs des déplacements maximaux des deux modèles.

Itération	SAP2000	GROUP	écart
1	-0.2	-0.1	13%
50	-7.5	-8.0	-6%
85	-12.8	-15.6	-22%
90	-13.5	-16.5	-22%
100	-15.1	-18.4	-22%
150	-22.6	-28.2	-25%
172	-25.9	-32.3	-25%
191	-28.9	-35.8	-24%
200	-30.4	-37.8	-24%
250	-37.9	-46.1	-22%
270	-40.9	-50.2	-23%
300	-45.5	-56.1	-23%
313	-47.4	-60.1	-27%
350	-53.1	-73.3	-38%
397	-60.1	-96.4	-60%

Note : Les valeurs des déplacements sont en mm.

4.3.2 Moment ($M3$)

Les moments maximaux pour chaque logiciel sont situés au niveau de la surface, c'est-à-dire en tête de pieu. Les écarts entre ces valeurs ont été synthétisés dans le Tableau 4.13 et représentés dans la Figure 4.12. Un tableau plus complet est disponible en ANNEXE IV. Les différentes courbes moment-profondeur obtenues sont en ANNEXE III. Les moments étant similaires pour des pieux d'une même rangée, il y a donc un graphique pour chacune d'elles pour chaque itération.

L'écart a été calculé avec la formule suivante :

$$\varepsilon = \frac{M3_{max}^{SAP2000} - M3_{max}^{GROUP}}{M3_{max}^{SAP2000}} \quad (4.2)$$

avec $M3_{max}^{SAP2000}$ et $M3_{max}^{GROUP}$ représentant respectivement le moment maximal correspondant au logiciel SAP2000 et GROUP.

Les valeurs des moments maximaux étant positives, une valeur négative de l'écart signifie que le logiciel SAP2000 donne un moment en tête de pieux inférieure à GROUP (et inversement).

4.3.2.1 Analyse globale

Le Tableau 4.12 synthétise les valeurs des moments maximaux, tous pieux confondus, pour chaque itération et pour chaque logiciel.

On remarque que les écarts sont toujours négatifs après la première itération, avec un extremum de -27% à l'itération 100. En conclusion, le modèle SAP2000 donne des valeurs de moments maximaux plus faibles que GROUP. Ainsi, la conception des fondations vis-à-vis du moment, basée sur les résultats du modèle SAP2000, sera donc moins conservatrice par rapport au modèle GROUP.

Tableau 4.12 Écart entre les valeurs des moments maximaux des deux modèles

Itération	SAP	GROUP	écart
1	20	20	2%
50	1032	1040	-1%
85	1737	1820	-5%
90	1718	1920	-12%
100	1666	2120	-27%
150	2461	2980	-21%
172	2795	3370	-21%
191	3042	3630	-19%
200	3197	3750	-17%
250	3979	4300	-8%
270	4291	4490	-5%
300	4336	4690	-8%
313	4355	4700	-8%
350	4393	4740	-8%
397	4438	4770	-7%

Note : les moments sont exprimés en kN.m.

4.3.2.2 Analyse par rangée de pieux

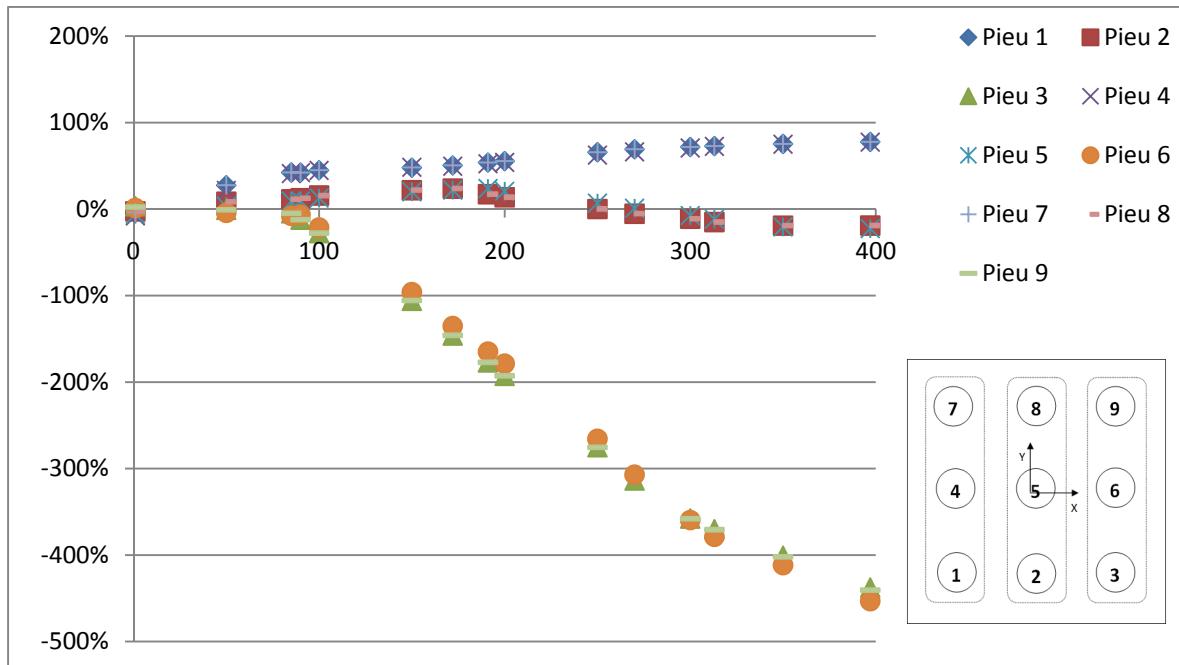


Figure 4.12 Écarts entre les valeurs des moments maximaux pour chaque pieu.

Les écarts des valeurs des moments maximaux des pieux de la troisième rangée sont toujours négatifs (excepté à la première itération). Ils décroissent fortement à partir de l’itération 85, moment où se forme les rotules plastiques, jusqu’à atteindre un écart de -453% à l’itération finale. Le logiciel GROUP ne prenant pas en compte les non linéarités matérielles, ses résultats sont largement supérieurs à ceux de SAP2000, ce qui explique les écarts fortement négatifs.

Pour la seconde rangée, les écarts, positifs dès l’itération 50, croissent jusqu’aux alentours de l’itération 191 atteignant 24% (pieu 5). Puis, ils décroissent, les valeurs deviennent alors négatives à partir de l’itération 270, atteignant -23% à l’itération finale. Les valeurs des deux logiciels restent donc raisonnablement proches, avec des écarts compris entre 23 et -24%. La plastification des pieux de la rangée à partir de l’itération 172, explique le changement ce changement de tendance.

Les écarts des valeurs des moments maximaux des pieux de la première rangée sont toujours positifs (excepté à la première itération) et croissent jusqu'à un écart de 78% à l'itération finale. L'apparition de rotules dans les pieux modifient la répartition des charges ce qui peut expliquer que la première rangée, dernière à se plastifier soit plus sollicitée dans le modèle de SAP2000.

En résumé, dans le modèle SAP200, les phénomènes de plastification modifient la répartition des charges, ainsi, la troisième rangée initialement la plus sollicitée laisse sa place à la première (Figure 4.3). Ceci n'est pas le cas pour le modèle GROUP, ce qui entraîne une augmentation des écarts en valeurs absolus au fur et à mesure des itérations. Les écarts les plus importants sont ceux de la troisième rangée qui vont jusqu'à -440% à l'itération 397.

4.3.2.3 Conclusion

L'analyse de tous les pieux indifféremment de leur position, a montré qu'une conception des pieux de fondations basée sur les résultats de GROUP, vis-à-vis du moment, serait plus conservatrice qu'avec les résultats de SAP2000.

L'analyse des moments maximaux pour chaque rangée de pieux a permis de mettre en évidence l'influence considérable du changement de répartition des charges conséquence de l'apparition de rotules plastiques. En effet, dans le modèle SAP2000, la troisième rangée initialement la plus sollicitée, se plastifiant en premier, les efforts alors reportés sur la première rangée qui devient alors la plus chargée. Au vue des conséquences importantes engendrées par la plastification, la prise en compte des non linéarités matérielles semble essentielle dans l'analyse des structures sur pieux de fondations.

Tableau 4.13 Écart entre les valeurs des moments maximaux de chaque pieu pour les deux modèles

Pieux	Itération														
	1	50	85	90	100	150	172	191	200	250	270	300	313	350	397
Pieu 1	-4%	28%	42%	42%	45%	48%	51%	54%	56%	66%	69%	72%	73%	75%	78%
Pieu 2	-3%	8%	11%	13%	16%	22%	24%	17%	14%	0%	-5%	-11%	-15%	-19%	-19%
Pieu 3	3%	-1%	-5%	-12%	-28%	-106%	-146%	-177%	-193%	-275%	-314%	-358%	-370%	-401%	-438%
Pieu 4	-8%	22%	41%	42%	45%	48%	50%	52%	54%	62%	66%	71%	72%	75%	77%
Pieu 5	-6%	3%	9%	10%	13%	20%	22%	24%	21%	7%	1%	-7%	-12%	-21%	-23%
Pieu 6	1%	-4%	-8%	-7%	-21%	-96%	-135%	-165%	-179%	-266%	-307%	-360%	-379%	-412%	-453%
Pieu 7	-4%	28%	42%	42%	45%	48%	51%	54%	56%	66%	69%	72%	73%	75%	78%
Pieu 8	-3%	8%	11%	13%	16%	22%	24%	17%	14%	0%	-5%	-11%	-15%	-19%	-19%
Pieu 9	2%	-1%	-5%	-12%	-28%	-106%	-146%	-177%	-193%	-275%	-175%	-358%	-371%	-402%	-440%
écart maximal 1ère rangée	-8%	28%	42%	42%	45%	48%	51%	54%	56%	66%	69%	72%	73%	75%	78%
écart maximal 2ème rangée	-6%	8%	11%	13%	16%	22%	24%	24%	21%	7%	-5%	-11%	-15%	-21%	-23%
écart maximal 3ème rangée	3%	-4%	-8%	-12%	-28%	-106%	-146%	-177%	-193%	-275%	-314%	-360%	-379%	-412%	-453%
écart maximal	-8%	28%	42%	42%	45%	-106%	-146%	-177%	-193%	-275%	-314%	-360%	-379%	-412%	-453%

4.3.3 Cisaillement (V2)

Les cisaillements maximaux pour chaque logiciel sont situés au niveau de la surface ou juste en dessous, c'est-à-dire à proximité de la tête de pieu. Les écarts entre ces valeurs sont synthétisés dans le Tableau 4.15 et représentés dans la Figure 4.13. Un tableau plus complet est disponible en ANNEXE VI. Les différentes courbes cisaillement-profondeur des logiciels sont en ANNEXE V. Les moments étant similaires pour des pieux d'une même rangée, il y a donc un graphique pour chacune d'elle par itération.

L'écart a été calculé avec la formule suivante :

$$\varepsilon = \frac{V2_{max}^{SAP2000} - V2_{max}^{GROUP}}{V2_{max}^{SAP2000}} \quad (4.3)$$

$V2_{max}^{SAP2000}$ et $V2_{max}^{GROUP}$ représentent respectivement le moment maximal correspondant au logiciel SAP2000 et GROUP.

Les valeurs des cisaillements maximaux étant positives, une valeur négative de l'écart signifie que le logiciel SAP2000 donne un cisaillement en tête de pieux inférieure à GROUP (et inversement).

4.3.3.1 Analyse globale

Le Tableau 4.14 synthétise les valeurs des cisaillements maximaux, tous pieux confondus, pour chaque itération et pour chaque logiciel.

On remarque que les écarts sont toujours négatifs après la première itération, avec un extremum de -46% à l'itération 150. En conclusion, le modèle SAP2000 donne des valeurs de cisaillements maximaux plus faibles que GROUP. Ainsi, la conception des fondations vis-

à-vis du cisaillement, basée sur les résultats du modèle SAP2000, sera donc moins conservatrice par rapport au modèle GROUP.

Tableau 4.14 Écart entre les valeurs des cisaillements maximaux des deux modèles

Itération	SAP	GROUP	écart
1	7	7	5%
50	362	511	-41%
85	608	692	-14%
90	620	732	-18%
100	652	809	-24%
150	772	1130	-46%
172	844	1200	-42%
191	886	1280	-44%
200	923	1310	-42%
250	1104	1480	-34%
270	1177	1540	-31%
300	1223	1660	-36%
313	1240	1690	-36%
350	1287	1800	-40%
397	1339	1940	-45%

Note : les cisaillements sont exprimés en kN.

4.3.3.2 Analyse par rangée de pieux

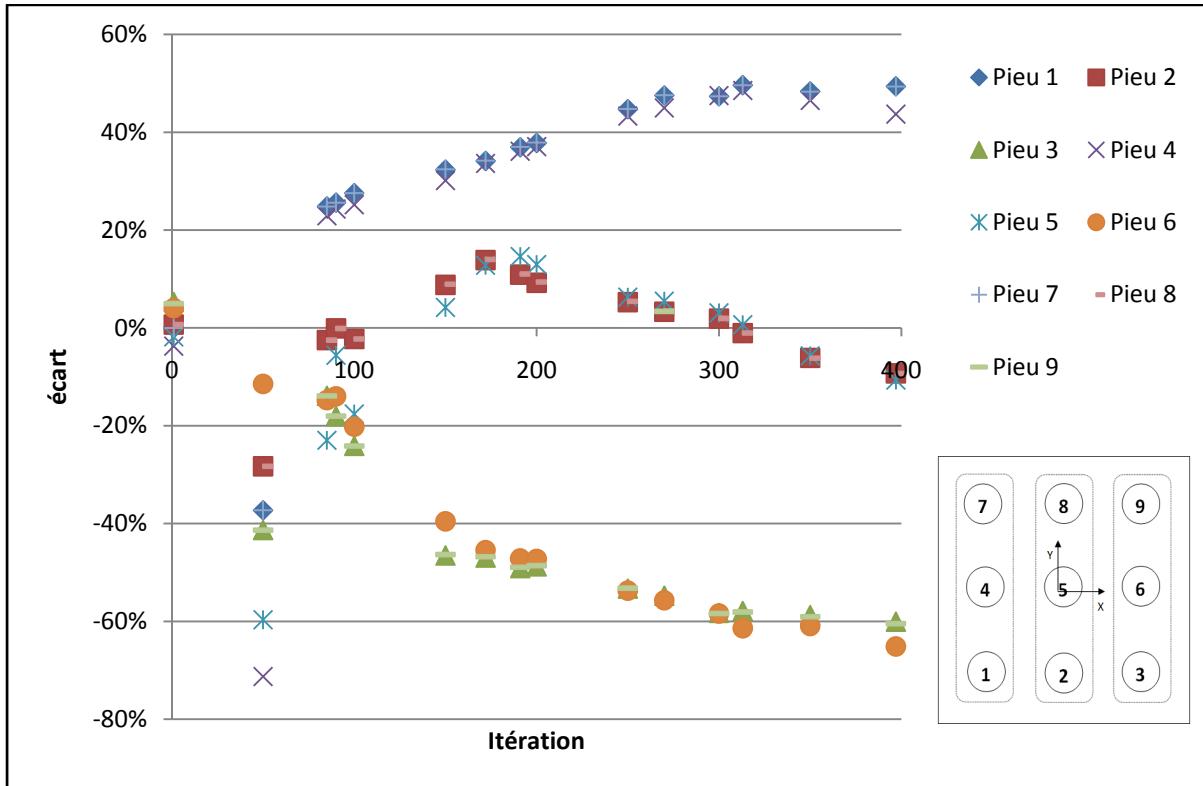


Figure 4.13 Écarts entre les valeurs des cisaillements maximaux pour chaque pieu.

La première observation qui peut être faite concerne l’itération 50 où les écarts entre les valeurs des cisaillements maximaux sont hors de la tendance générale. La Figure 4.14 montre de forts pics de cisaillement situé légèrement en dessous de la surface. Ainsi, les cisaillements maximaux du modèle GROUP sont vraisemblablement surestimés à cette itération, ce qui explique les écarts anormalement importants. Pour la suite des discussions, il a été décidé de ne pas tenir compte des valeurs de cisaillements maximaux fournies par le logiciel GROUP à l’itération 50.

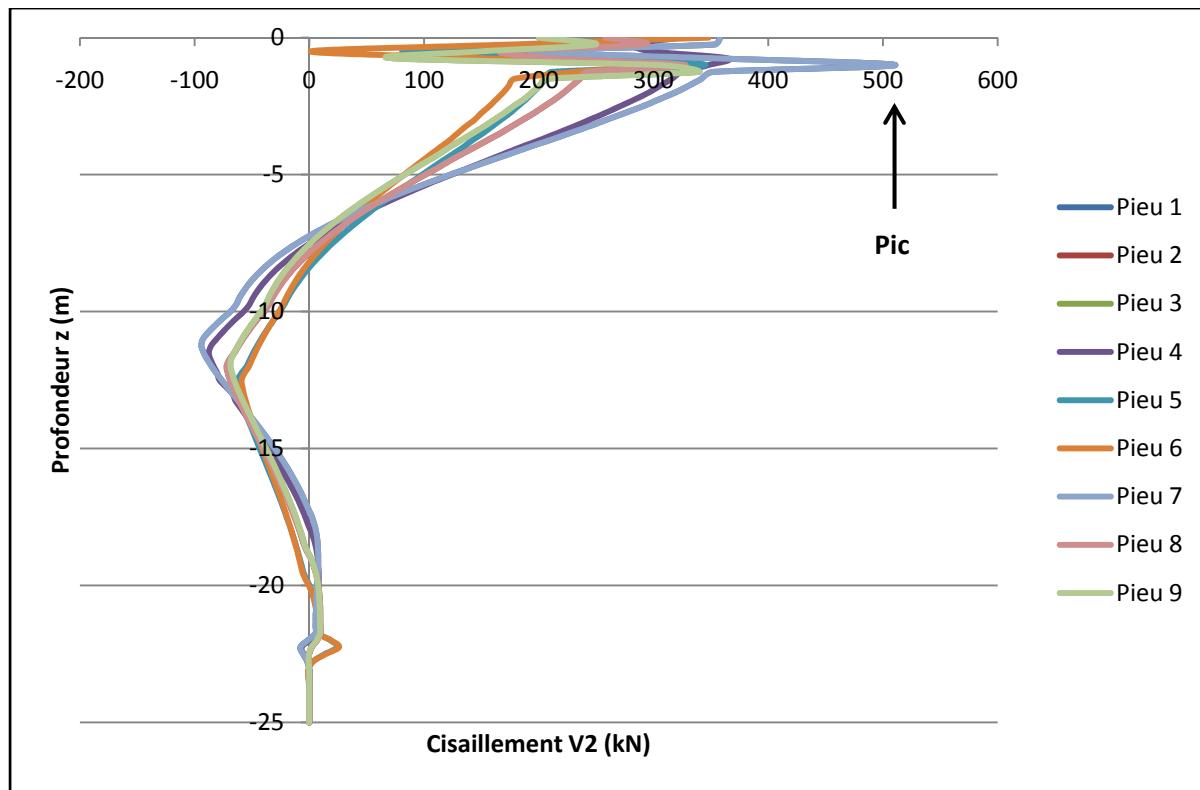


Figure 4.14 Cisaillement en fonction de la profondeur à l'itération 50 dans le logiciel GROUP.

Les écarts des valeurs des cisaillements maximaux des pieux de la troisième rangée sont toujours négatifs (excepté à la première itération). Ils décroissent plus rapidement à partir de l’itération 85, moment où se forme les rotules plastiques, jusqu’à atteindre un écart de -65% à l’itération finale. Le logiciel GROUP ne prenant pas en compte ces non linéarités matérielles, ses résultats sont largement supérieurs à ceux de SAP2000, ce qui explique les écarts négatifs.

Pour la seconde rangée, les écarts, positifs dès l’itération 85, semblent croître jusqu’aux alentours de l’itération 191 atteignant un écart de 15% (pieu 5). Puis, ils décroissent; les valeurs deviennent alors négatives à partir de l’itération 313, atteignant -11% à l’itération finale. Les valeurs des deux logiciels restent donc raisonnablement proches, avec des écarts compris entre -23% et 15% (en prenant pas en compte l’itération 50).

La plastification des pieux de la rangée à partir de l’itération 172, explique ce changement de tendance.

Les écarts des valeurs des moments maximaux des pieux de la première rangée sont toujours positifs (excepté aux deux premières itérations) et semble croître jusqu’à l’itération finale. L’écart maximal mesuré est de 50% à l’itération 313 pour les pieux 1 et 7. L’apparition de rotules dans les pieux modifient la répartition des charges ce qui peut expliquer que la première rangée, dernière à se plastifier soit plus sollicitée dans le modèle de SAP2000.

En résumé, dans le modèle SAP200, les phénomènes de plastification modifient la répartition des charges, ainsi, la troisième rangée initialement la plus sollicitée laisse sa place à la première (Figure 4.3). Ceci n’est pas le cas pour le modèle GROUP, ce qui entraîne une augmentation des écarts en valeurs absolues au fur et à mesure des itérations. Les écarts les plus importants sont ceux de la troisième rangée qui vont jusqu’à -65% à l’itération 397.

4.3.3.3 Conclusion

L’analyse de tous les pieux indifféremment de leur position, a montré qu’une conception des pieux de fondations basée sur les résultats de GROUP, vis-à-vis du cisaillement, serait plus conservatrice qu’avec les résultats de SAP2000. Comme pour l’analyse des moments maximaux, l’analyse du cisaillement maximal pour chaque rangée de pieux a permis de mettre en avant l’influence considérable du changement de répartition des charges conséquence de l’apparition de rotule plastique. Les commentaires sur le changement de rangée la plus sollicitée en cisaillement sont les mêmes que pour les moments maximaux. Ceci permet d’insister sur la nécessité de prendre en compte les non linéarités matérielles.

Tableau 4.15 Écart entre les valeurs des cisaillements maximaux de chaque pieu pour les deux modèles

Pieux	Itération														
	1	50	85	90	100	150	172	191	200	250	270	300	313	350	397
Pieu 1	0%	-37%	25%	26%	28%	32%	34%	37%	38%	45%	48%	47%	50%	48%	49%
Pieu 2	1%	-28%	-2%	0%	-2%	9%	14%	11%	9%	5%	3%	2%	-1%	-6%	-9%
Pieu 3	5%	-41%	-14%	-18%	-24%	-47%	-47%	-49%	-49%	-53%	-55%	-58%	-58%	-59%	-60%
Pieu 4	-4%	-71%	23%	24%	25%	30%	34%	36%	37%	43%	45%	47%	49%	47%	44%
Pieu 5	-2%	-60%	-23%	-6%	-18%	4%	13%	15%	13%	6%	5%	3%	1%	-6%	-11%
Pieu 6	4%	-11%	-15%	-14%	-20%	-40%	-45%	-47%	-47%	-54%	-56%	-58%	-61%	-61%	-65%
Pieu 7	0%	-37%	25%	26%	28%	32%	34%	37%	38%	45%	48%	47%	50%	48%	49%
Pieu 8	1%	-28%	-2%	0%	-2%	9%	14%	11%	9%	5%	3%	2%	-1%	-6%	-9%
Pieu 9	5%	-41%	-14%	-18%	-24%	-46%	-47%	-49%	-49%	-53%	3%	-58%	-58%	-59%	-60%
écart maximal 1ère rangée	-4%	-71%	25%	26%	28%	32%	34%	37%	38%	45%	48%	47%	50%	48%	49%
écart maximal 2ème rangée	-2%	-60%	-23%	-6%	-18%	9%	14%	15%	13%	6%	5%	3%	-1%	-6%	-11%
écart maximal 3ème rangée	5%	-41%	-15%	-18%	-24%	-47%	-47%	-49%	-49%	-54%	-56%	-58%	-61%	-61%	-65%
écart maximal	5%	-71%	25%	26%	28%	-47%	-47%	-49%	-49%	-54%	-56%	-58%	-61%	-61%	-65%

CONCLUSION

Les fondations profondes et la structure sont le plus souvent dimensionnées séparément, à l'aide de logiciels dédiés. Seuls les modèles par éléments finis, demandant beaucoup de ressources et complexes à mettre en place, permettent d'analyser la structure globale. Le logiciel de structure SAP2000, outil courant de l'ingénieur structure, ne dispose à l'heure actuelle d'aucun module permettant de modéliser le sol. Ce mémoire propose donc l'implémentation dans le dit logiciel de la méthode des courbes $p-y$ afin de prendre en compte les effets de l'ISS. Les différentes procédures pour calculer les courbes $p-y$ sont relativement simples à mettre en place pour tout ingénieur praticien.

L'ouvrage modélisé est un pont à pile centrale reposant sur un groupe de 3×3 pieux traversant trois couches distinctes de sols dont les caractéristiques sont représentatives du Québec. Ce type d'ouvrage étant courant, les conclusions de ce mémoire pourront être généralisées à des ponts similaires. En plus de l'implémentation des effets de l'ISS, SAP2000 permet la prise en compte de non linéarités matérielles, c'est à dire des phénomènes de plastification. Ces derniers ont des conséquences importantes sur la répartition des charges dans les pieux, ainsi, la rangée la plus sollicitée n'est pas la même au cours de l'analyse ce qui influe fortement les sollicitations des pieux.

La comparaison des résultats de SAP2000 avec GROUP, logiciel dédié à l'analyse des groupes de pieux, a permis de mettre en évidence l'importance de ces changements et donc la nécessité de les prendre en compte. Les déplacements maximums, situés en tête de pieux, sont plus importants dans le logiciel GROUP avec un écart maximal mesuré de 60%. Pour les moments et les cisaillements maximaux, le constat est le même, avec des écarts maximums, respectivement, de 27% et 46%.

L'analyse de la structure globale dans SAP2000 conduit à des déplacements, moments et cisaillements moins importants que dans GROUP, et donc une conception moins conservatrice, compte tenue de la prise en compte des non linéarités matérielles, ce qui peut aboutir à une baisse des coûts de construction de l'ouvrage.

En conclusion, la démarche de modélisation mis en place sur SAP2000 est accessible à tout ingénieur praticien, et permet des économies de temps d'analyse significatives en analysant la structure dans sa globalité en une seule et même étape.

RECOMMANDATIONS

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

Il serait également intéressant de pouvoir comparer le modèle SAP2000 à un modèle par éléments finis (ex : ABAQUS) et à des données expérimentales.

ANNEXE I

Courbes P-y

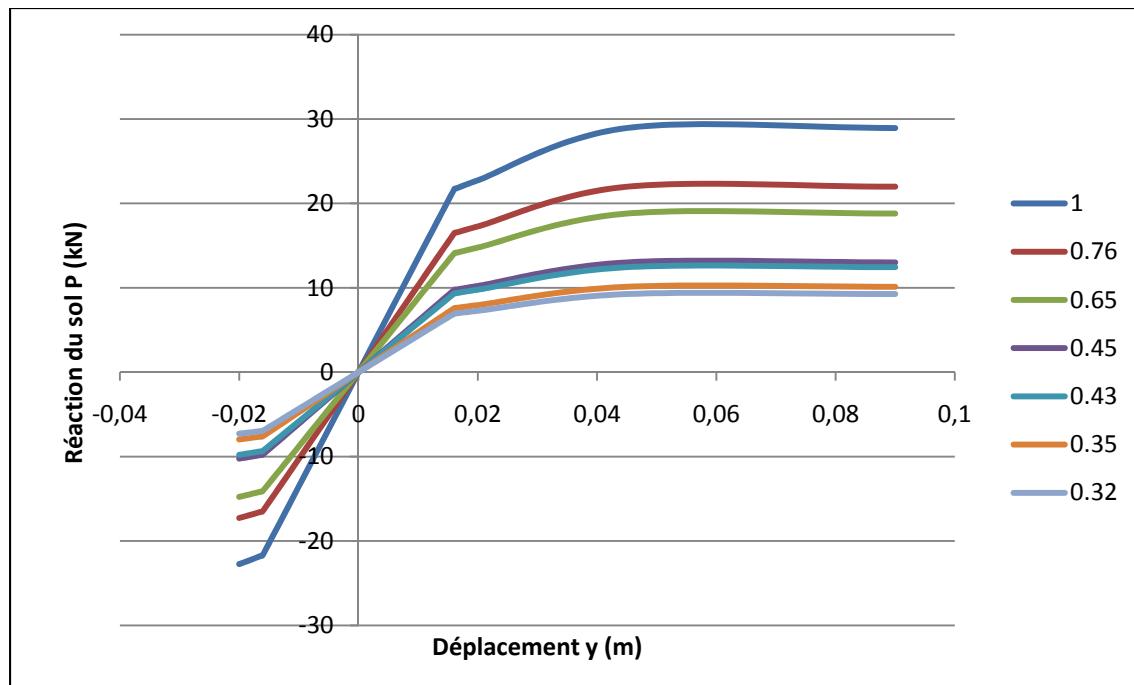


Figure-A I-1 Courbes P - y à 0.25m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

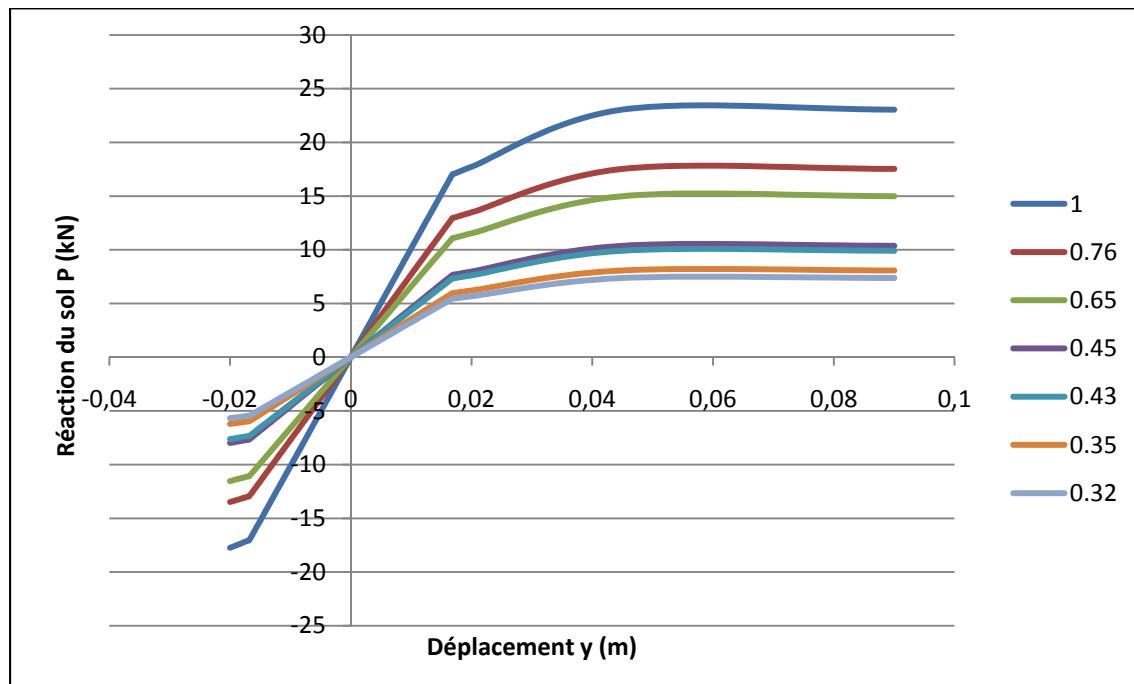


Figure-A I-2 Courbes P - y à 0.5m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

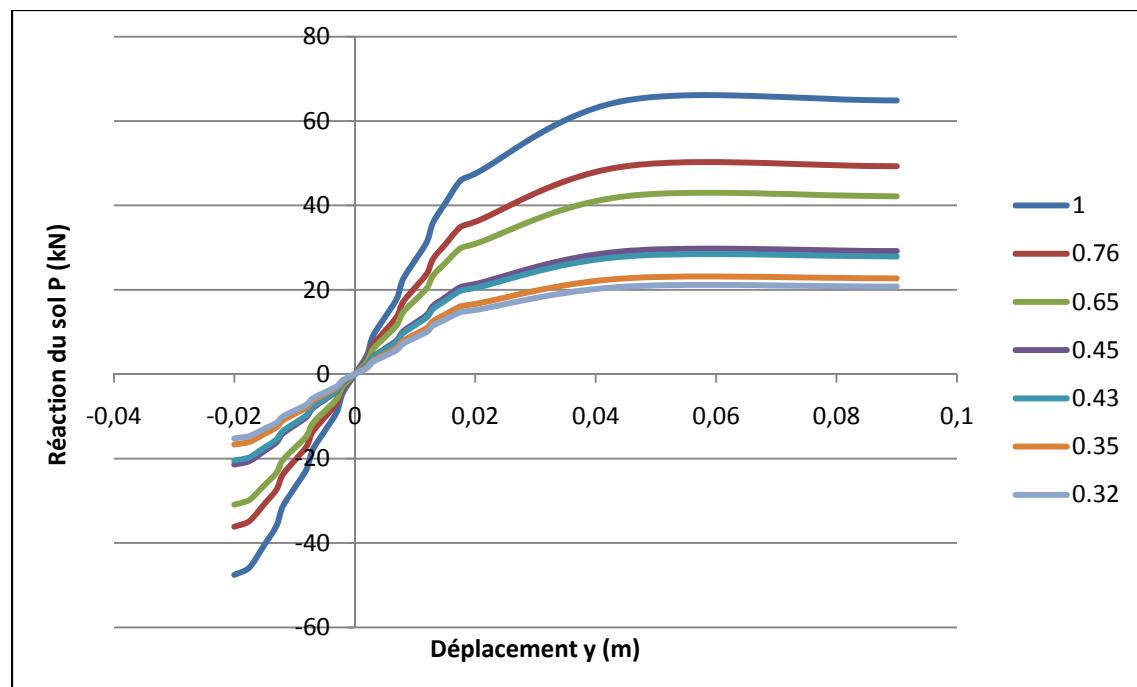


Figure-A I-3 Courbes P - y à 1m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

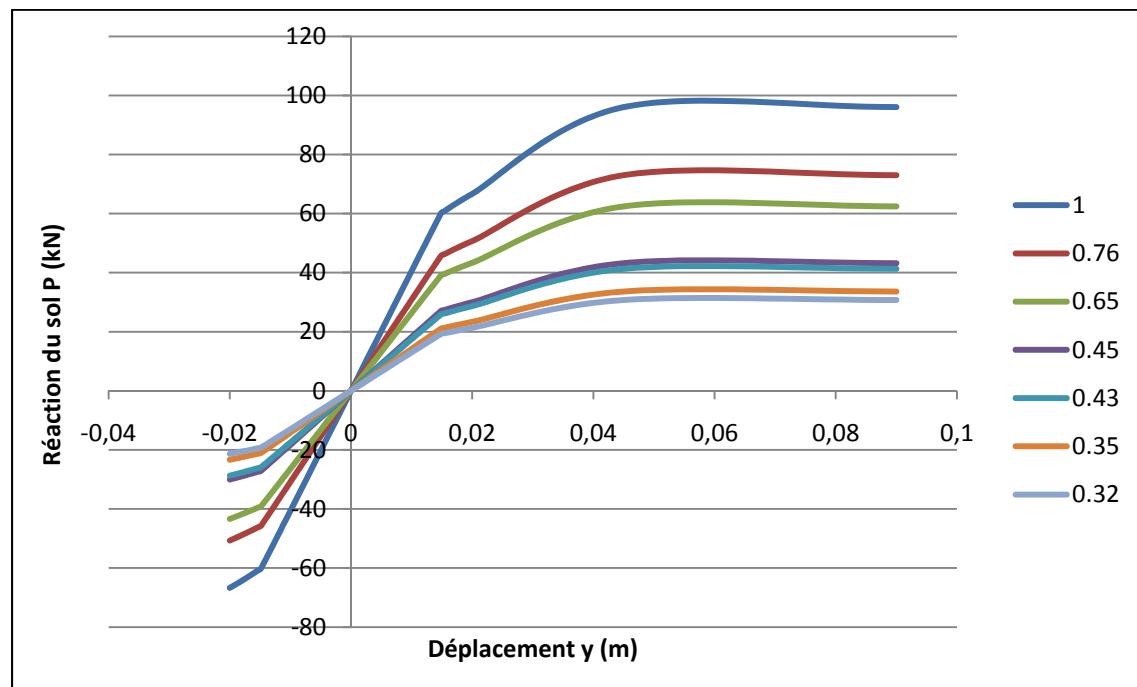
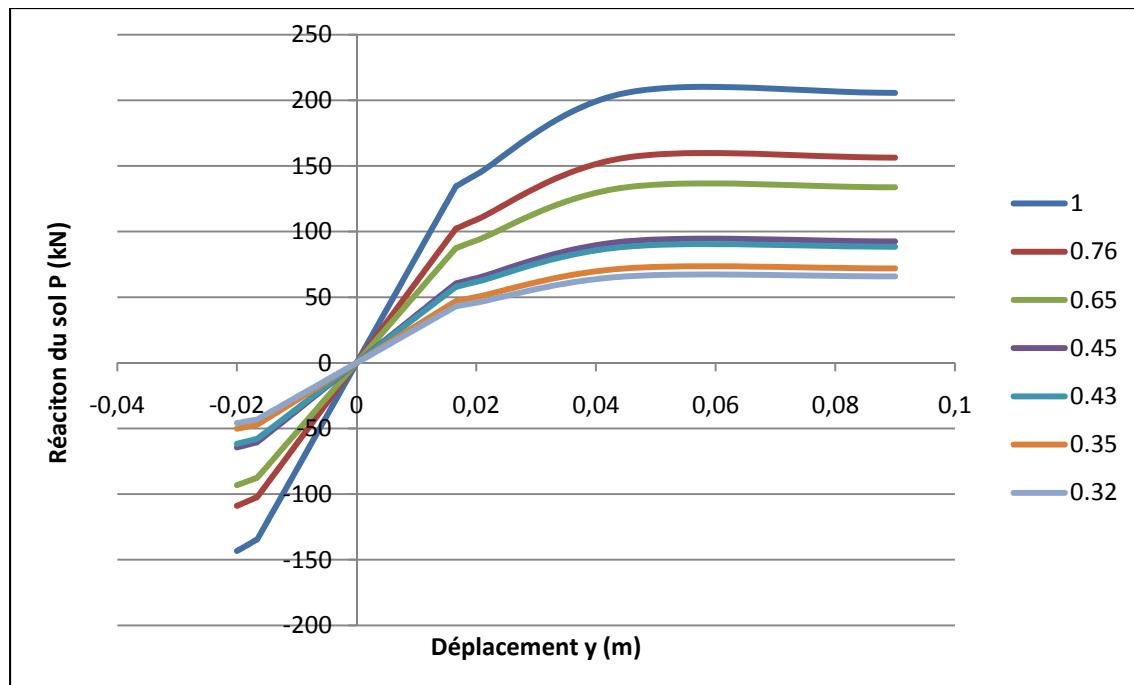
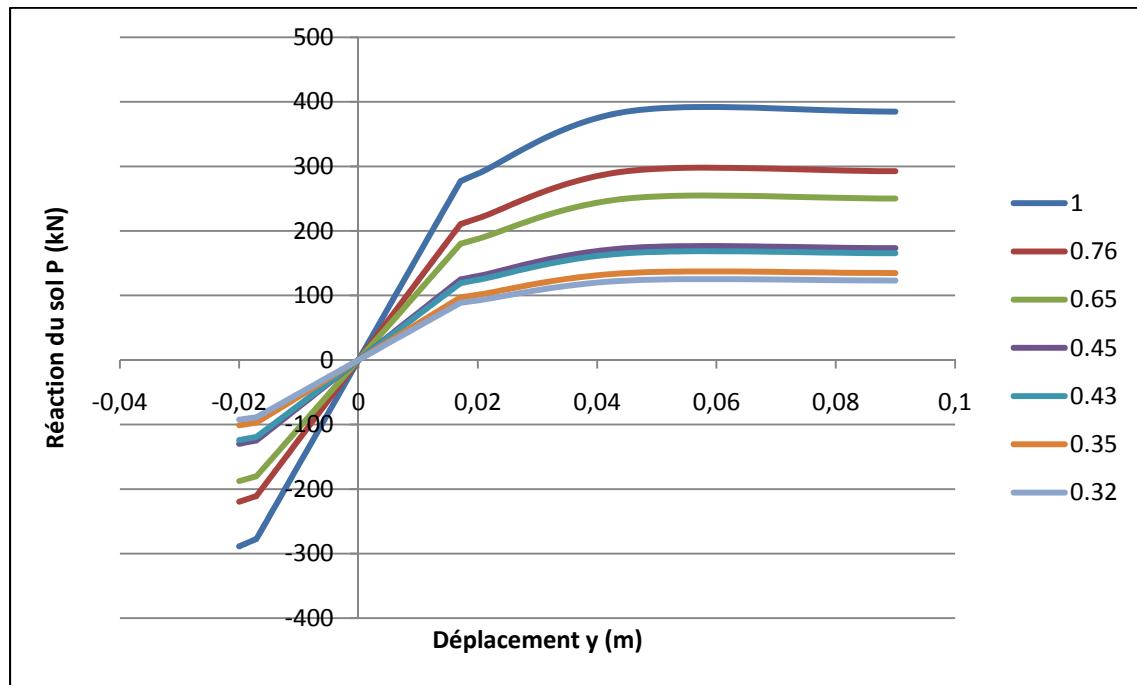


Figure-A I-4 Courbes P - y à 1.5m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

Figure-A I-5 Courbes P - y à 2m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

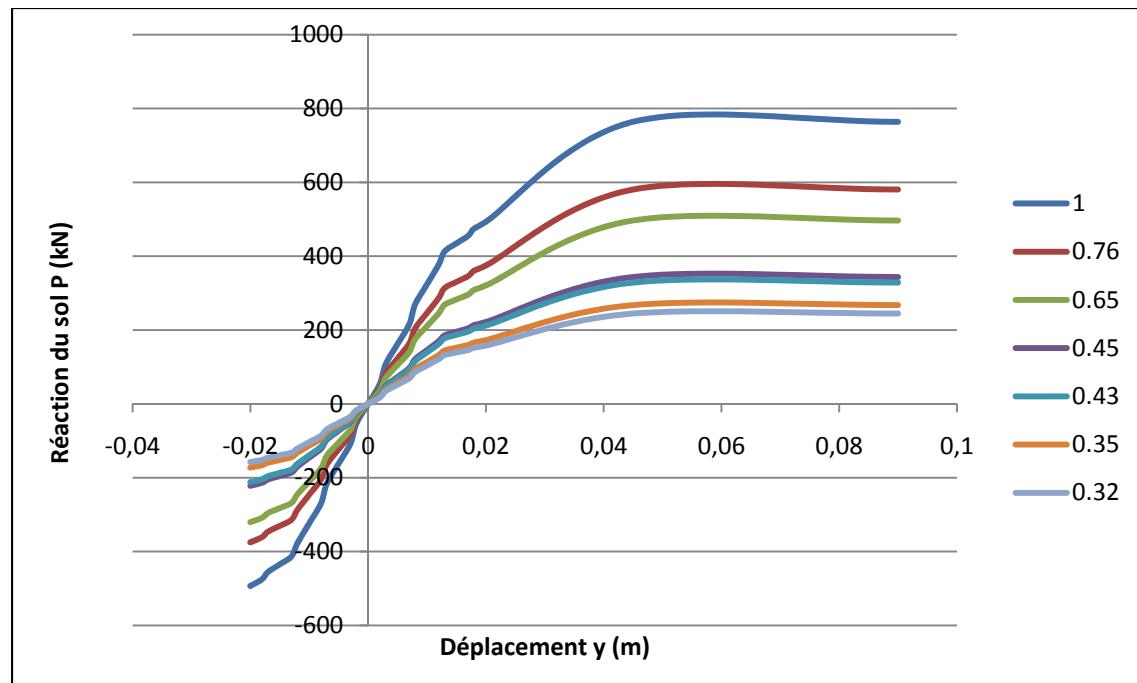


Figure-A I-7 Courbes P - y à 4m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

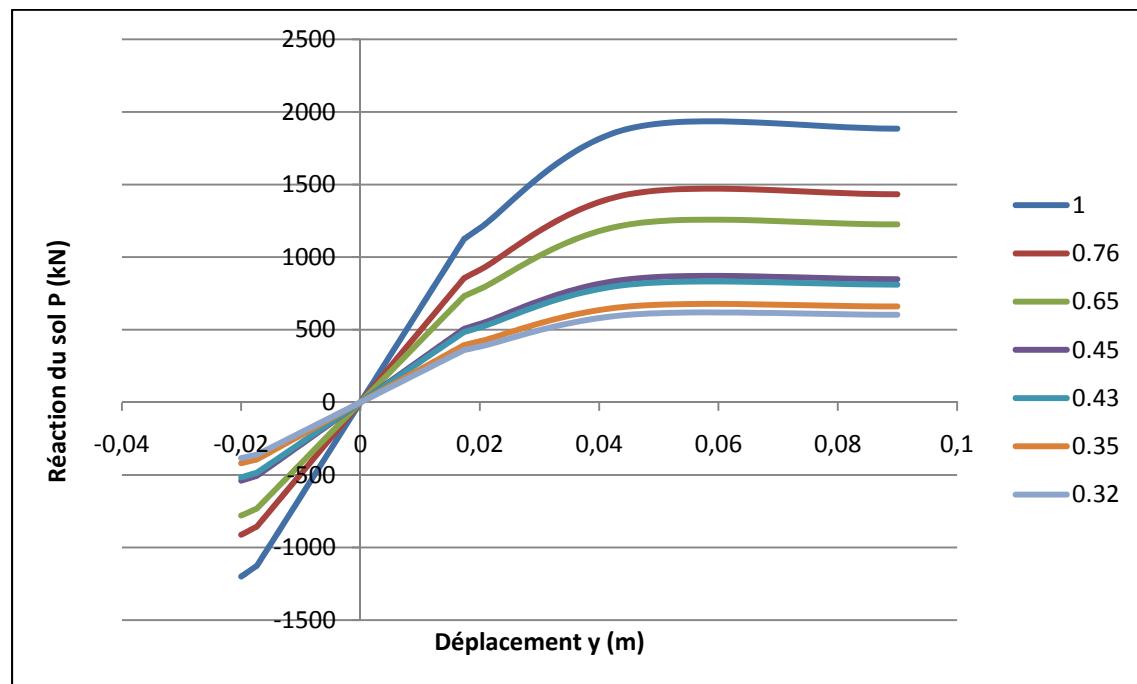


Figure-A I-8 Courbes P - y à 6m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

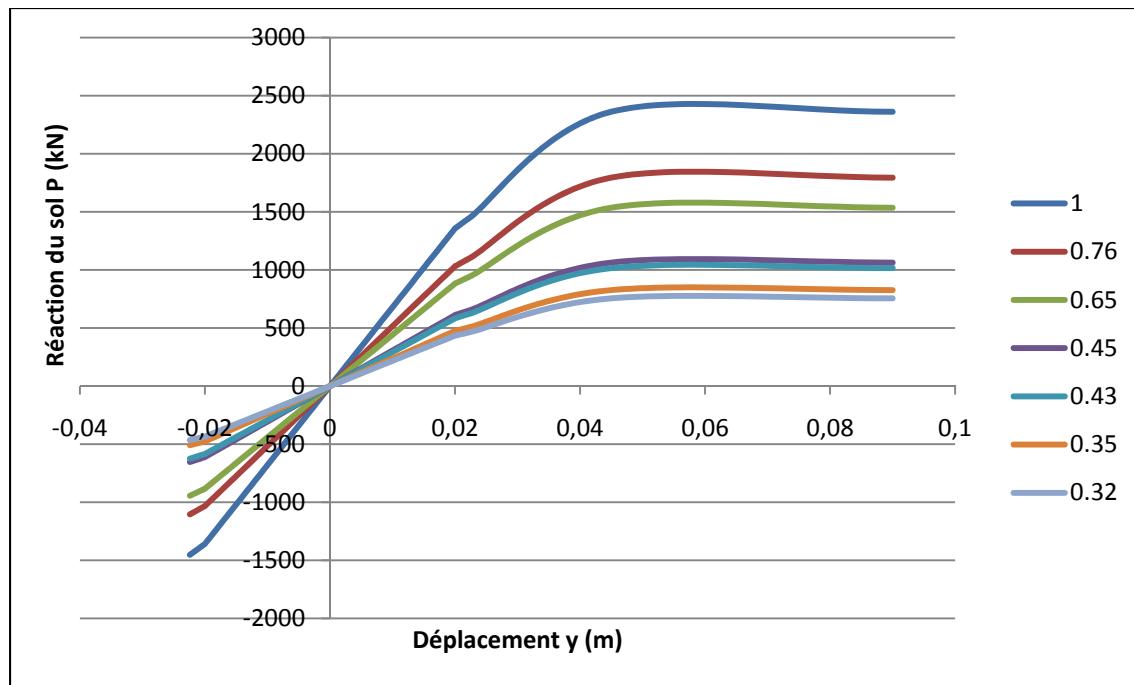


Figure-A I-9 Courbes P - y à 8m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

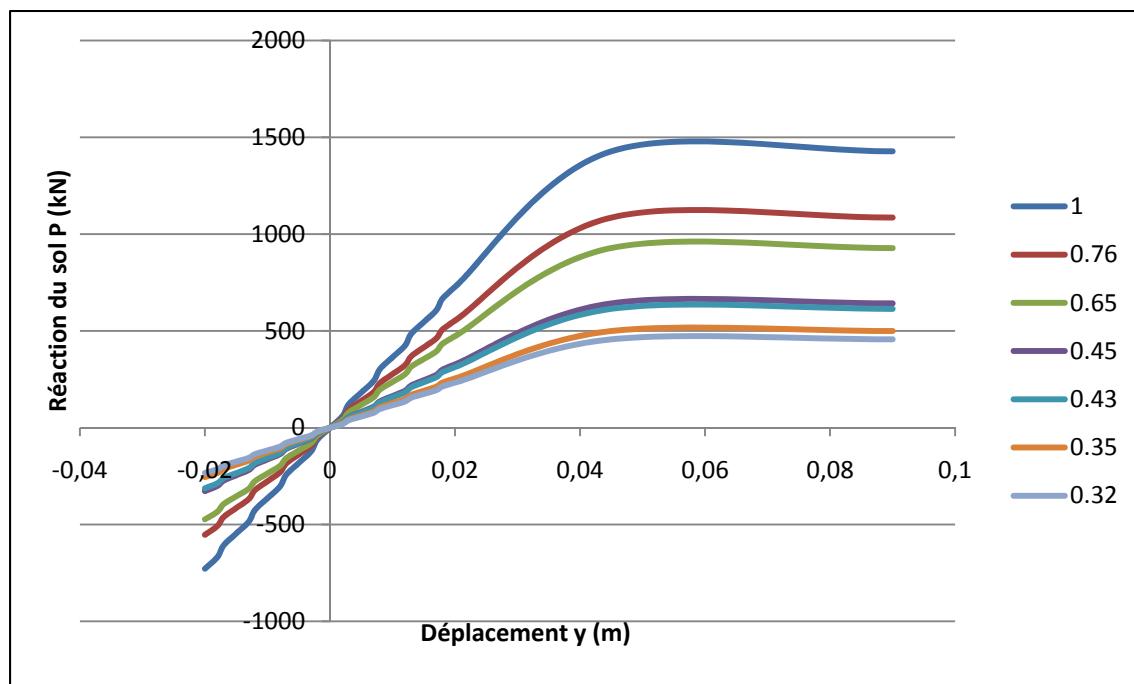


Figure-A I-10 Courbes P - y à 9m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

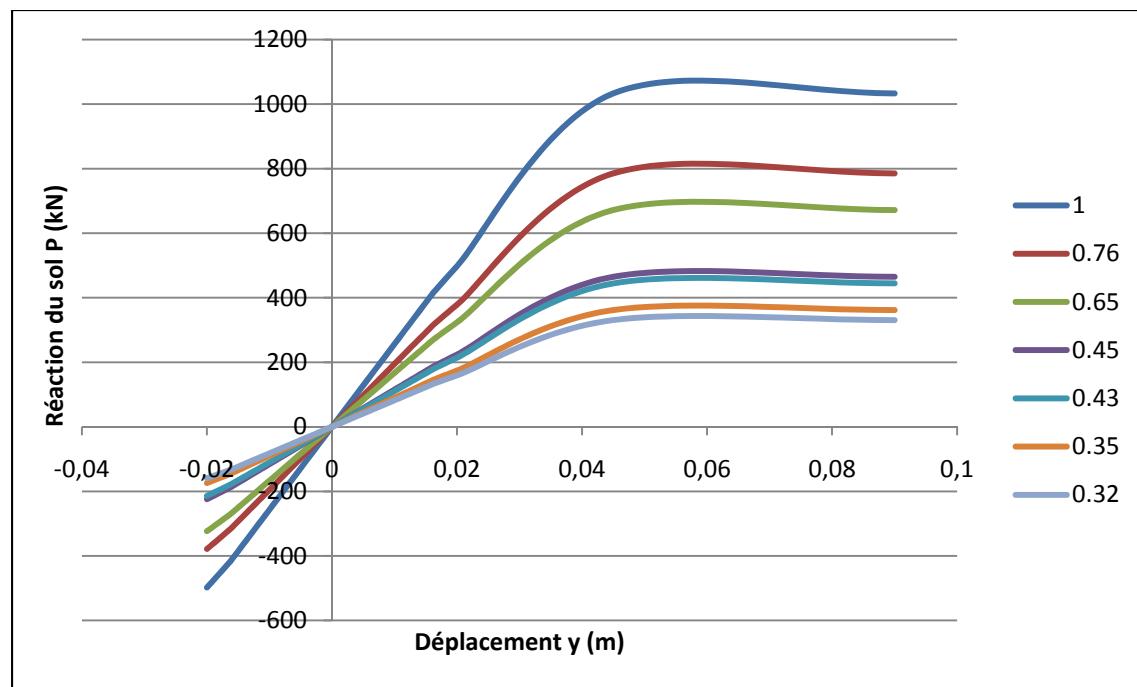


Figure-A I-11 Courbes $P-y$ à 9.5m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

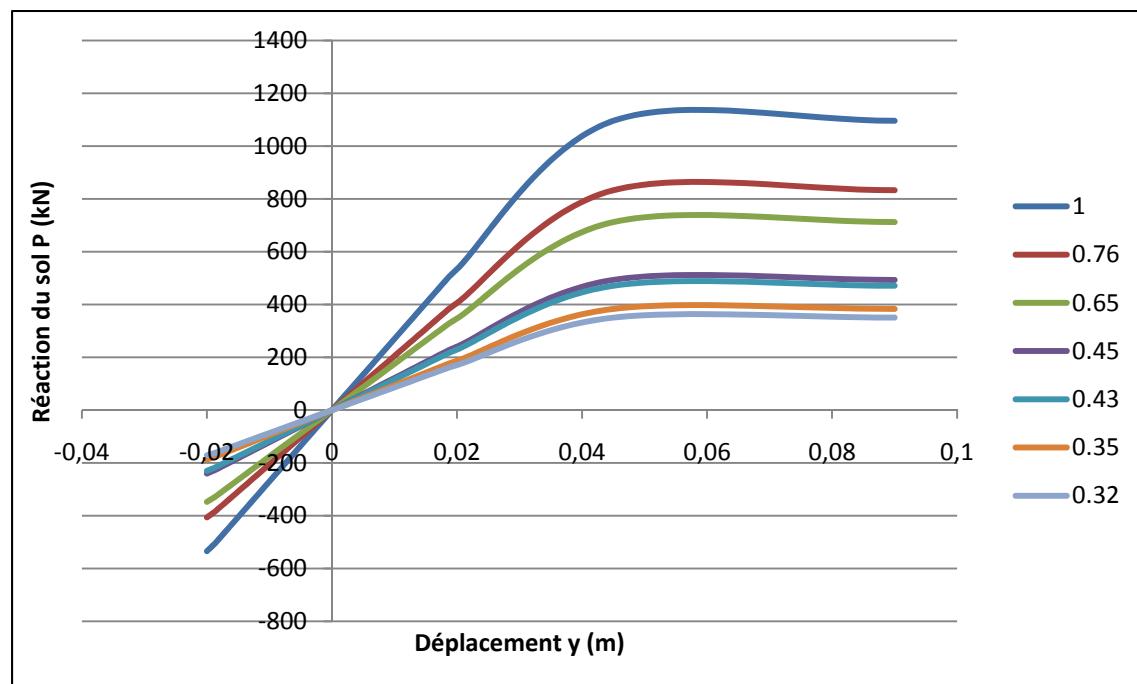


Figure-A I-12 Courbes $P-y$ à 10m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

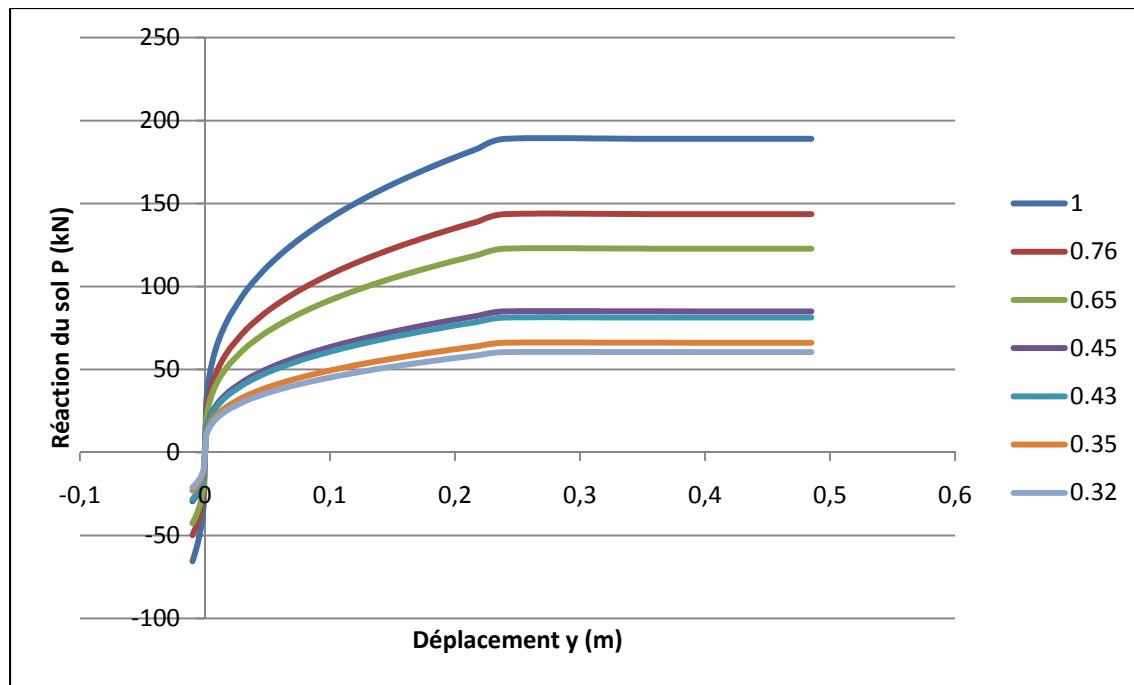


Figure-A I-13 Courbes P - y à 10.5m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

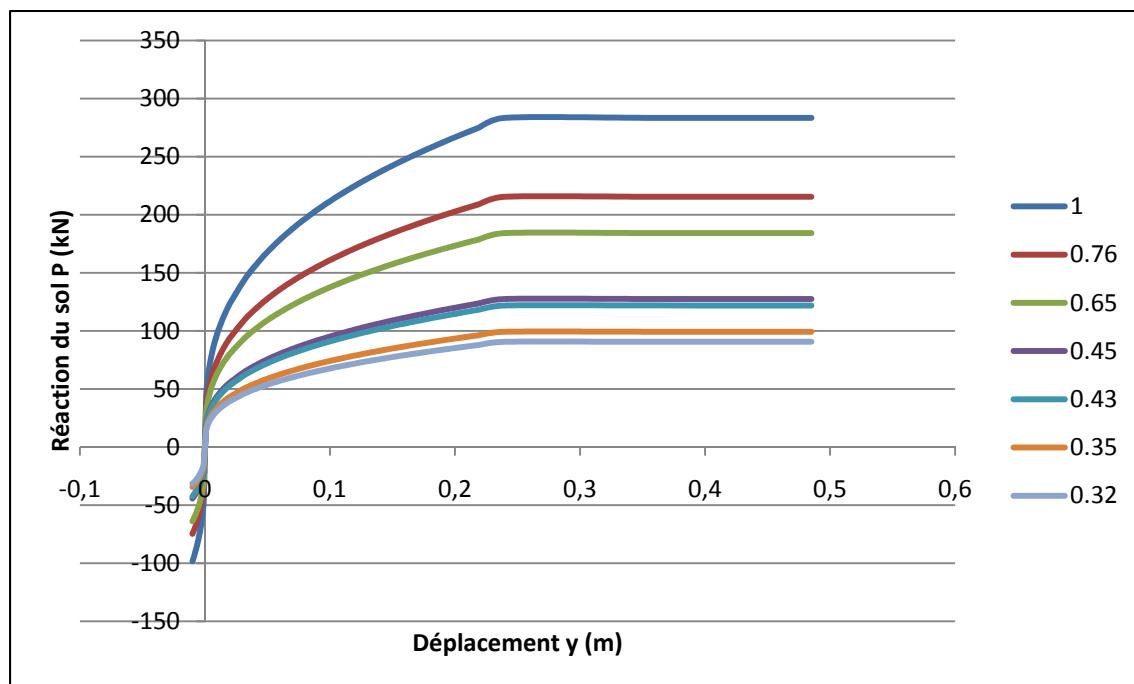


Figure-A I-14 Courbes P - y à 11m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

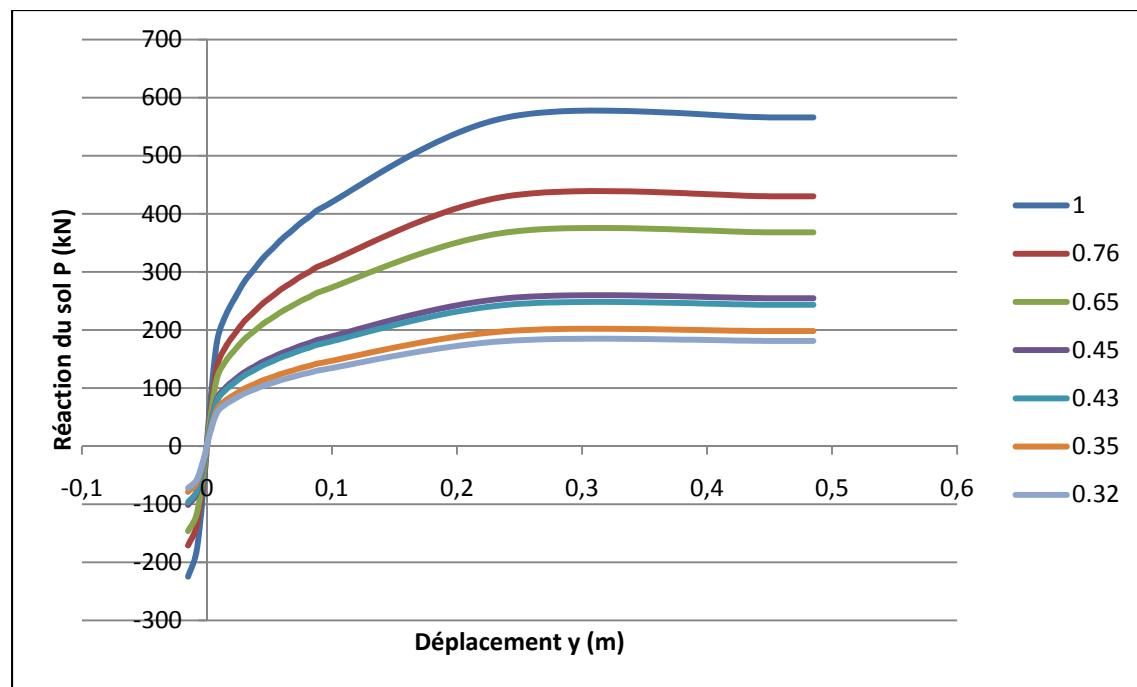


Figure-A I-15 Courbes P - y à 12m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

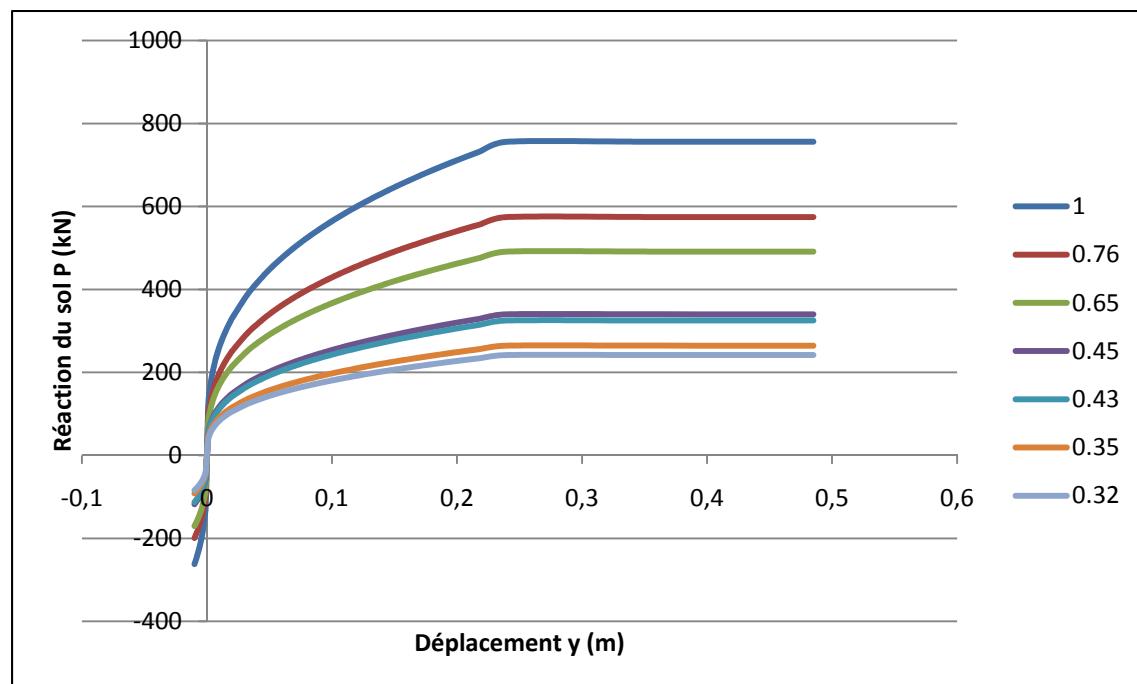


Figure-A I-16 Courbes P - y à 14m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

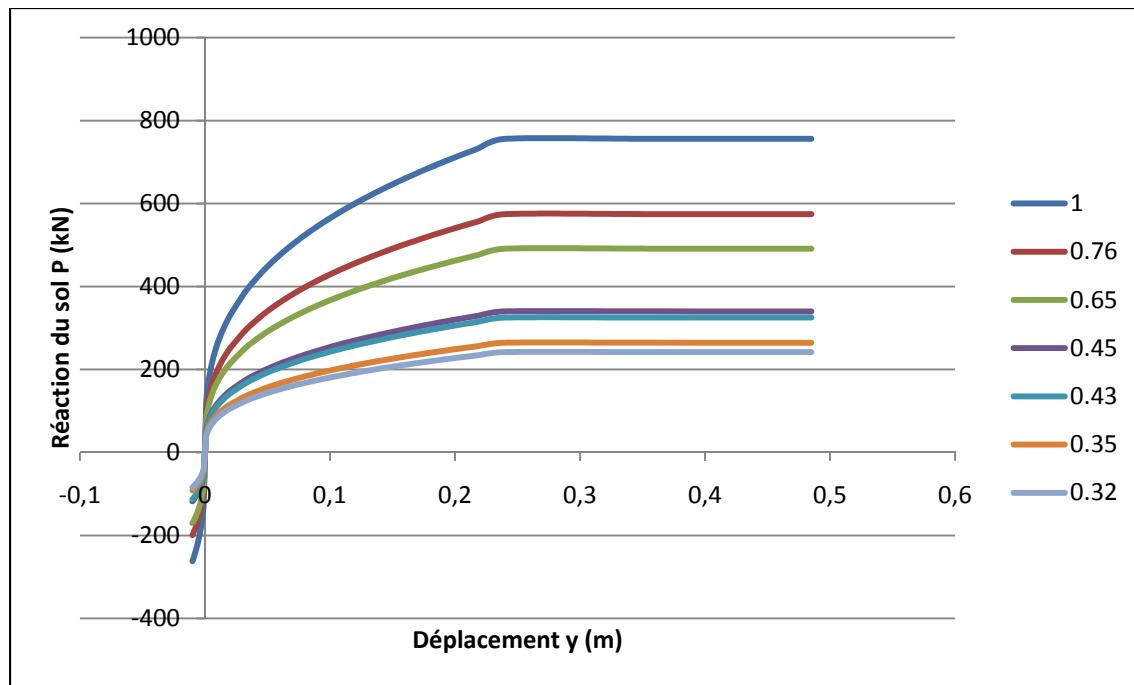


Figure-A I-17 Courbes P - y à 16m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

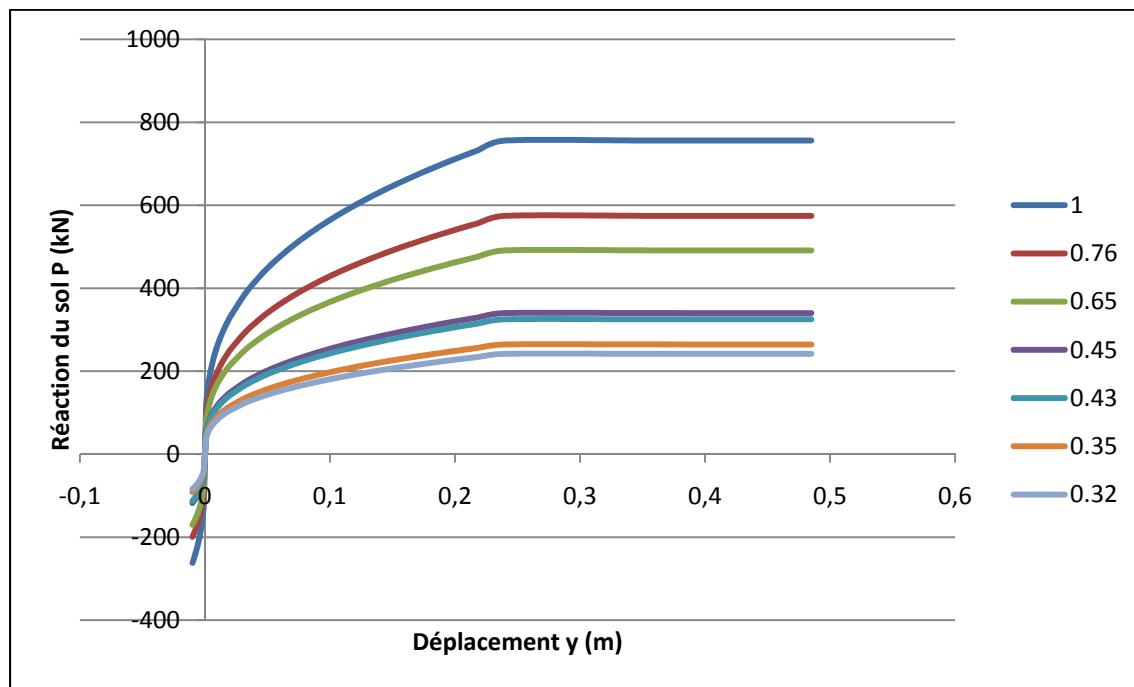


Figure-A I-18 Courbes P - y à 18m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

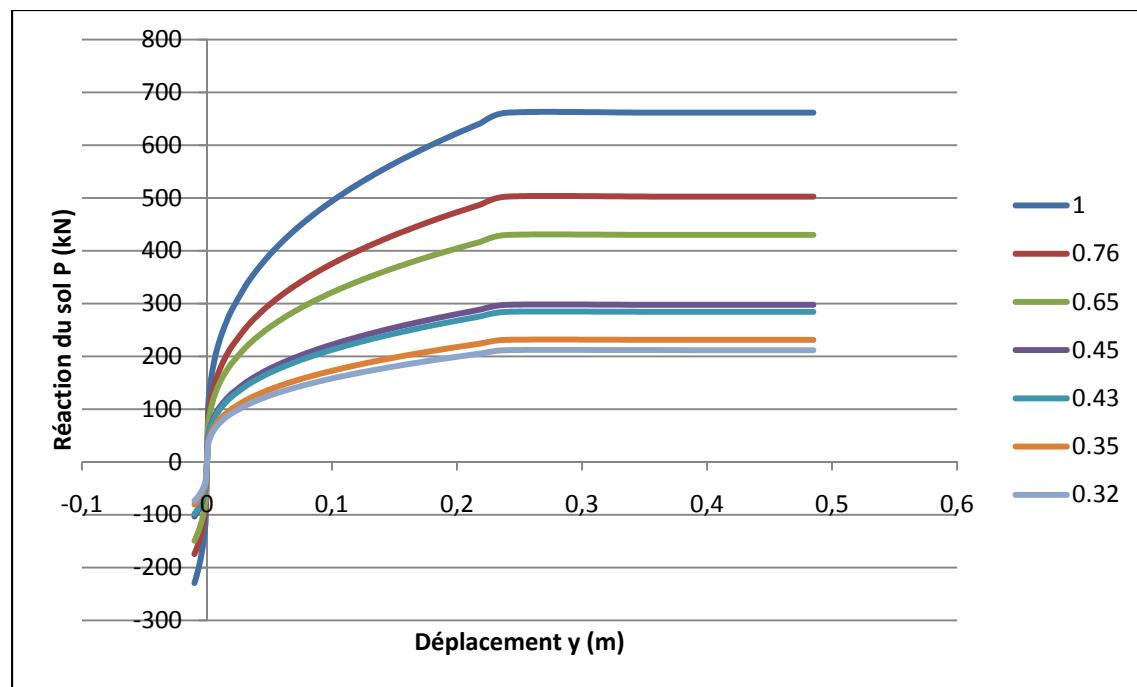


Figure-A I-19 Courbes P - y à 20m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

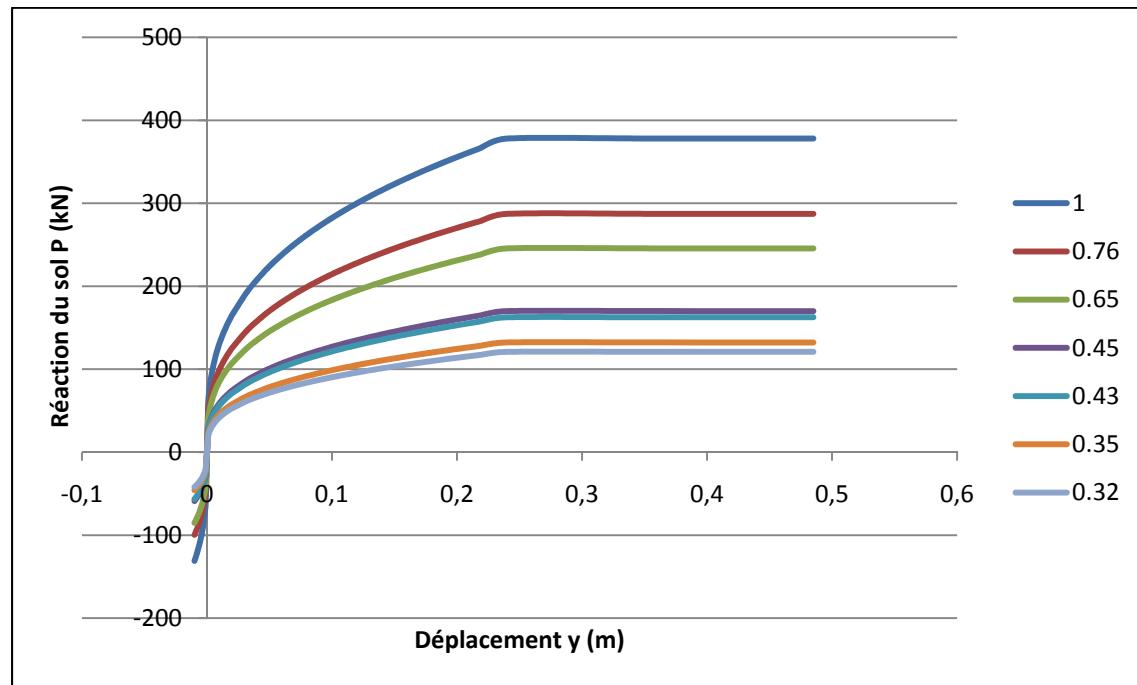


Figure-A I-20 Courbes P - y à 21.5m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

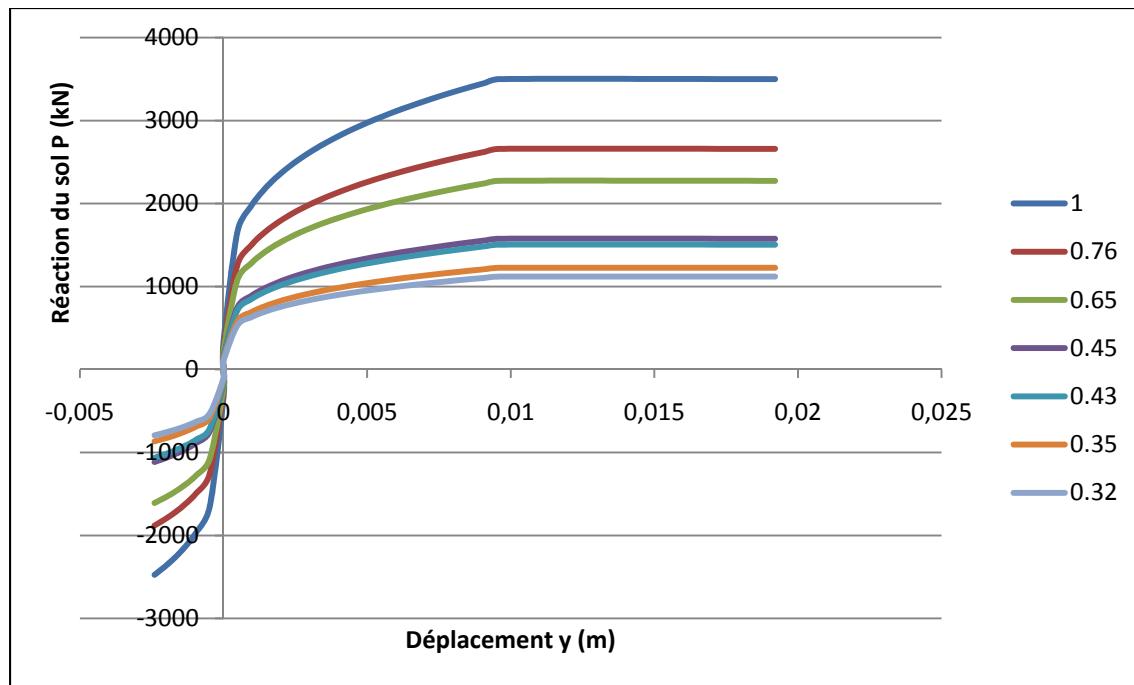


Figure-A I-21 Courbes P - y à 22m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

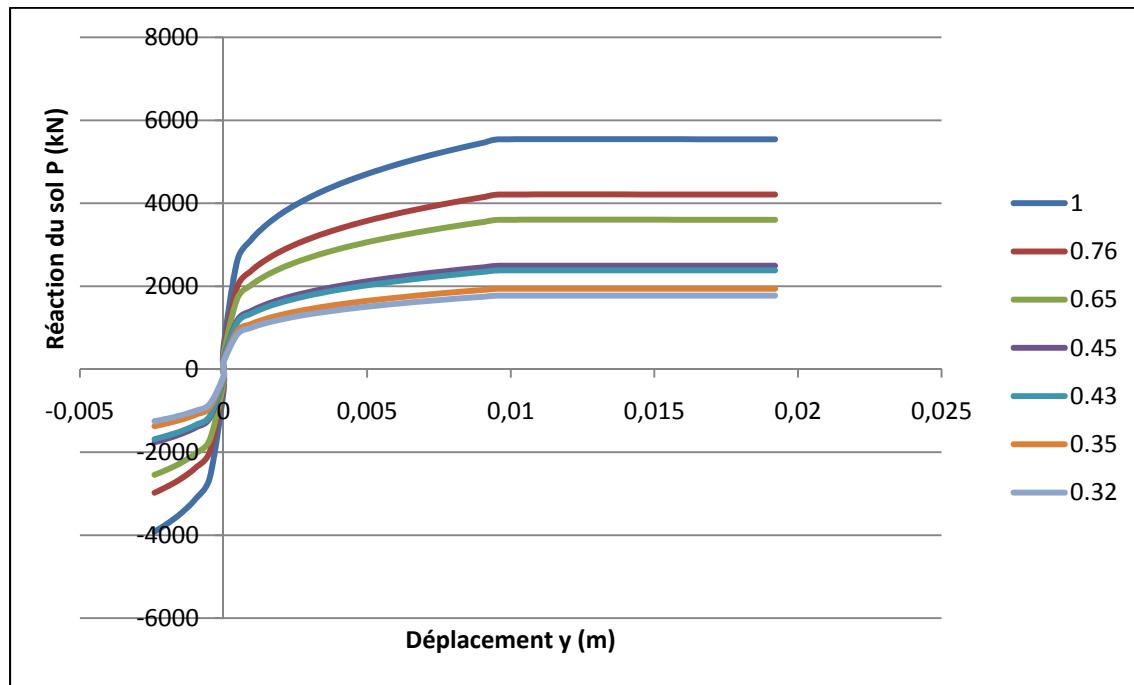


Figure-A I-22 Courbes P - y à 22.5m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

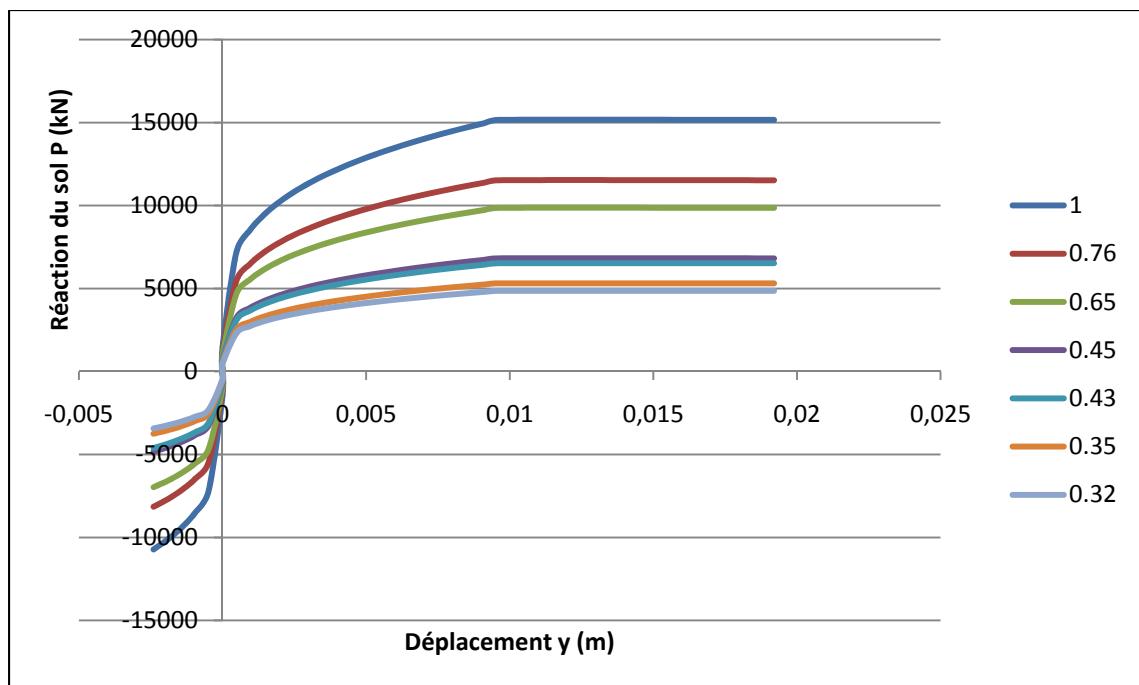


Figure-A I-23 Courbes P - y à 23m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

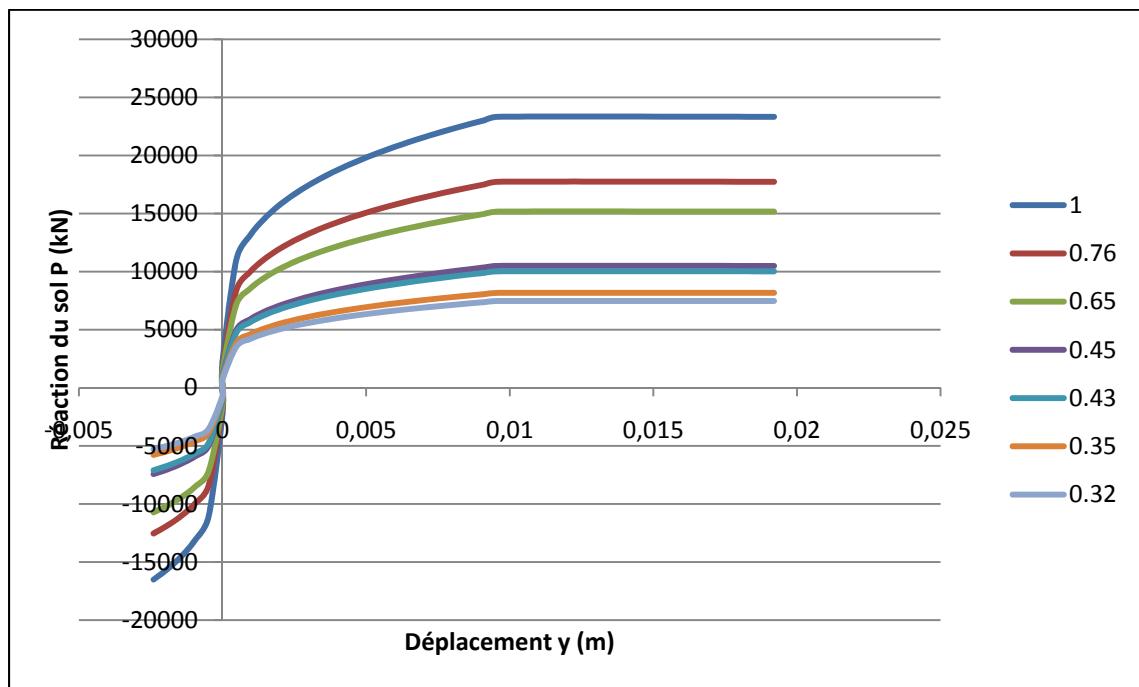


Figure-A I-24 Courbes P - y à 24m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

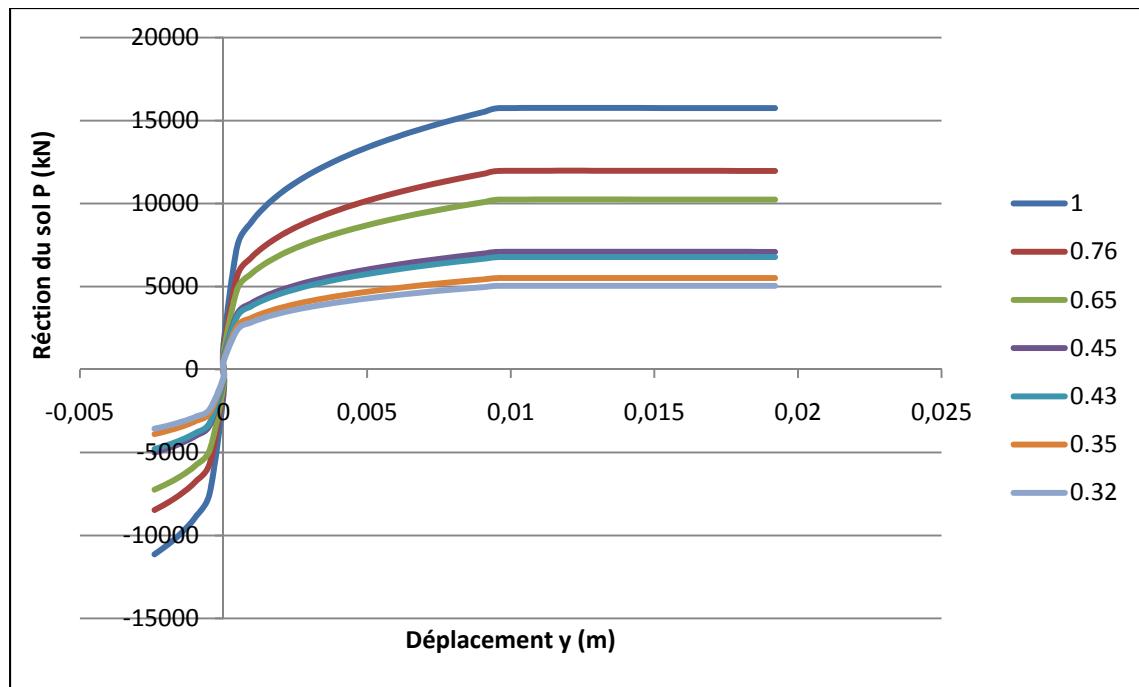


Figure-A I-25 Courbes $P-y$ à 25m de profondeur pour différentes valeurs de P_m .

ANNEXE II

Courbes représentant le déplacement des pieux en fonction de la profondeur z

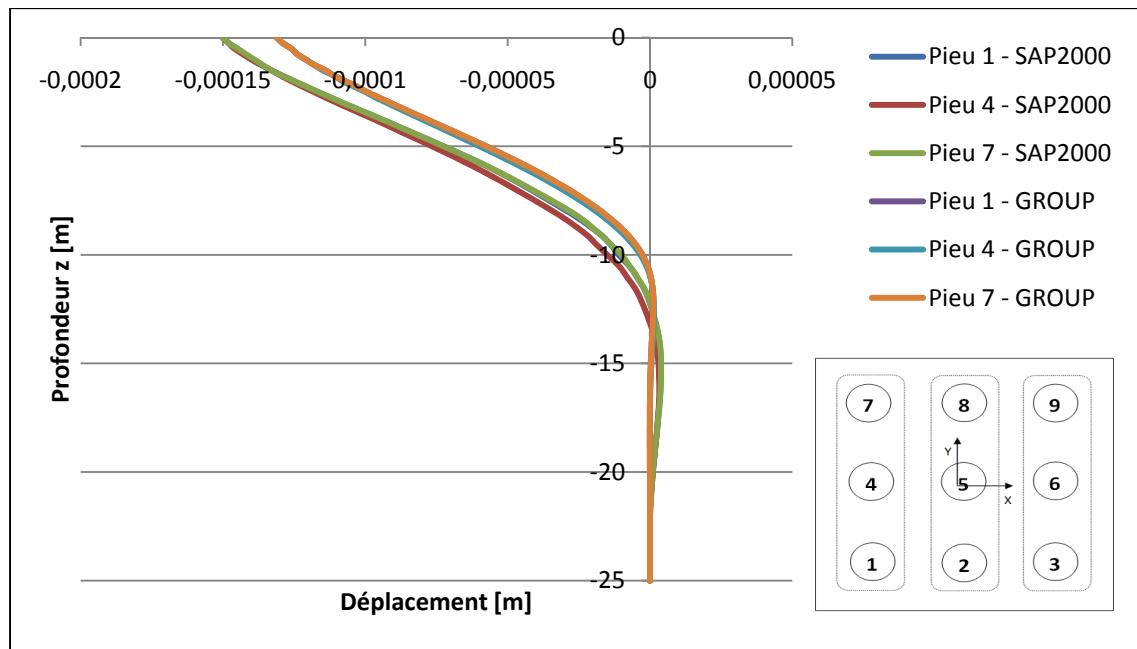


Figure-A II-1 Courbe de déplacement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux
à l'itération 1.

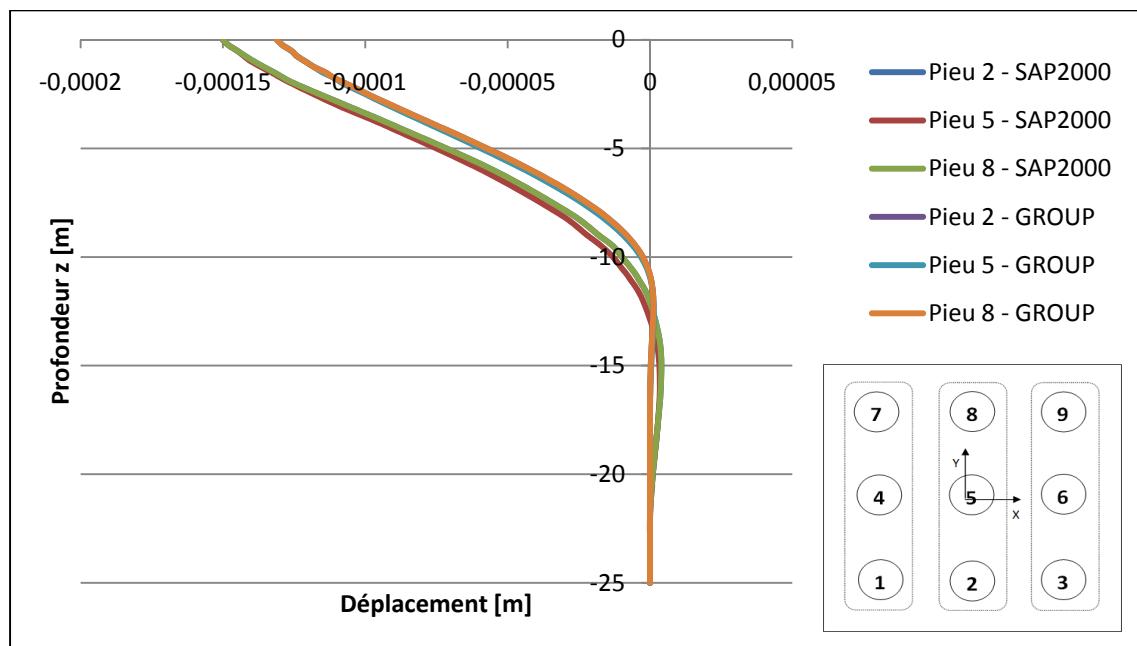


Figure-A II-2 Courbe de déplacement-profondeur pour la 2ème rangée de pieux
à l'itération 1.

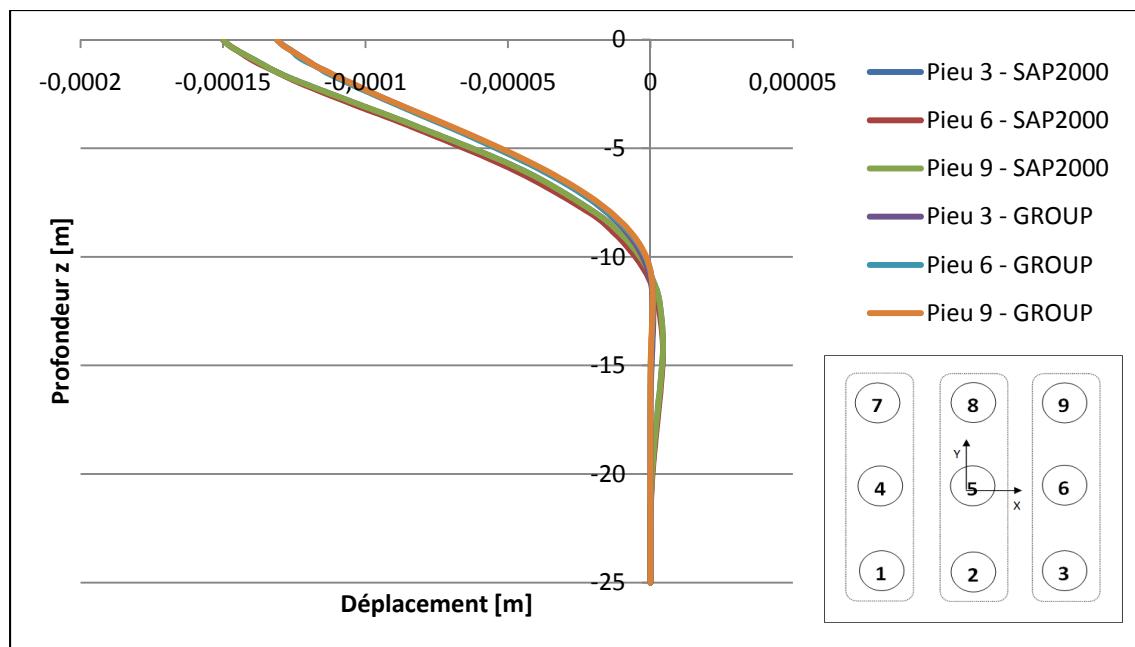


Figure-A II-3 Courbe de déplacement-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 1.

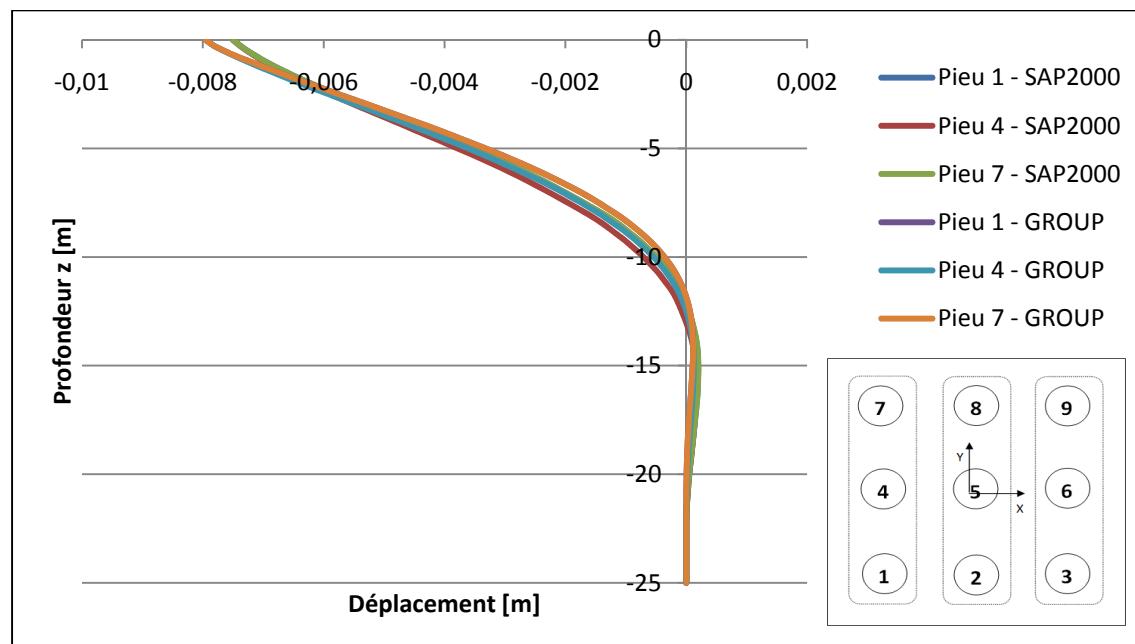


Figure-A II-4 Courbe de déplacement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 50.

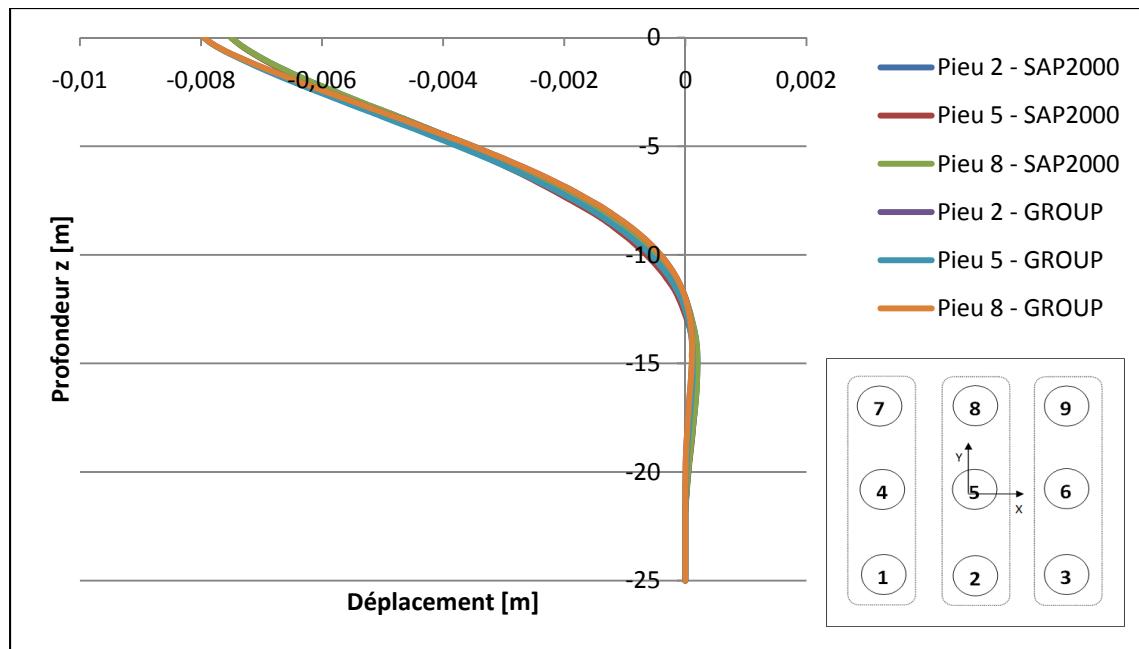


Figure-A II-5 Courbe de déplacement-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l’itération 50.

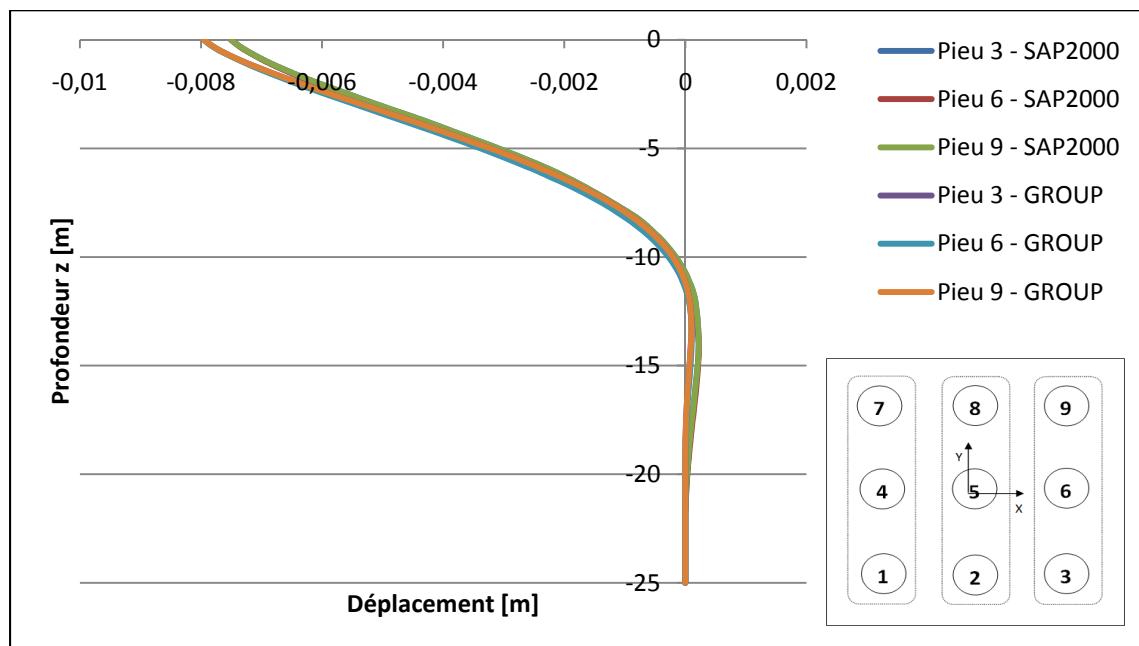


Figure-A II-6 Courbe de déplacement-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 50.

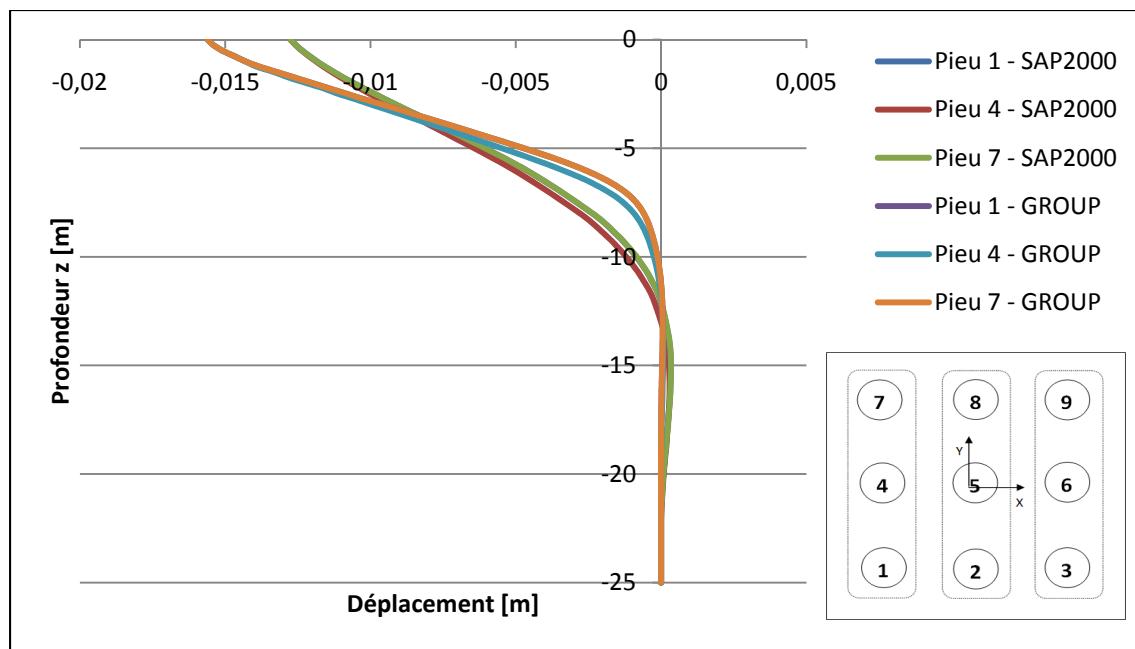


Figure-A II-7 Courbe de déplacement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 85.

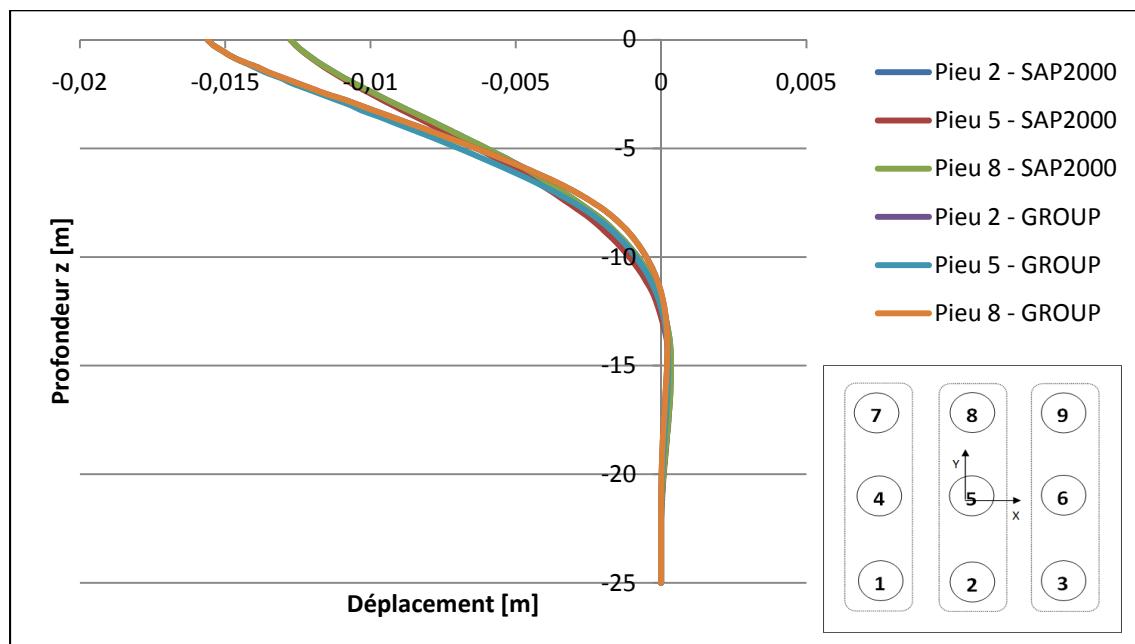


Figure-A II-8 Courbe de déplacement-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l’itération 85.

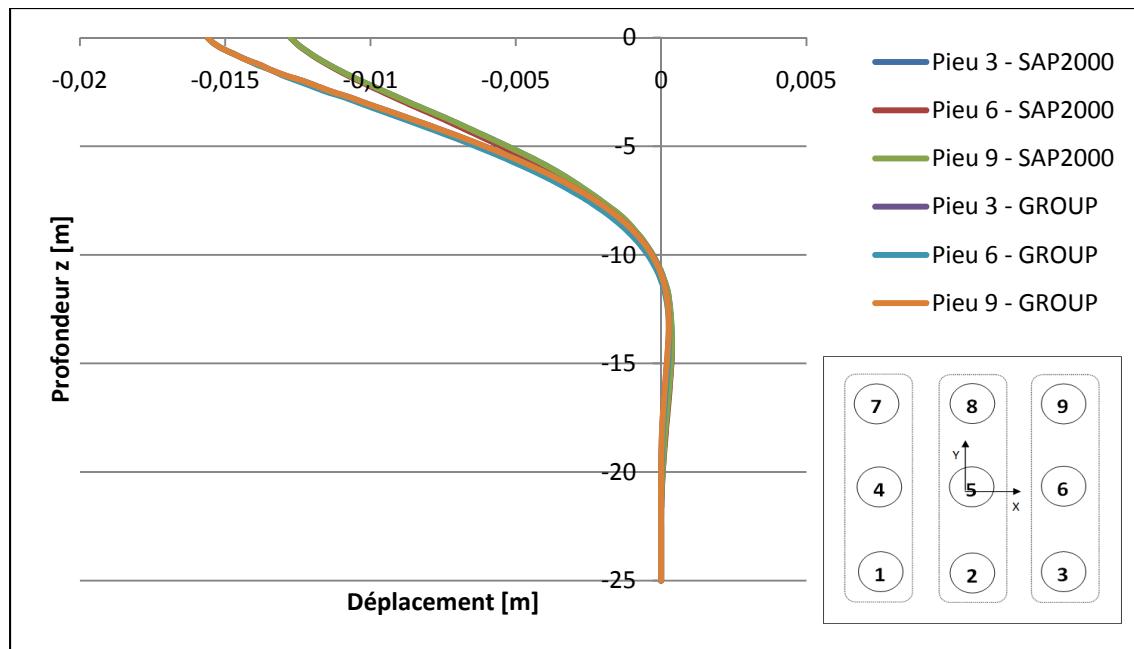


Figure-A II-9 Courbe de déplacement-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 85.

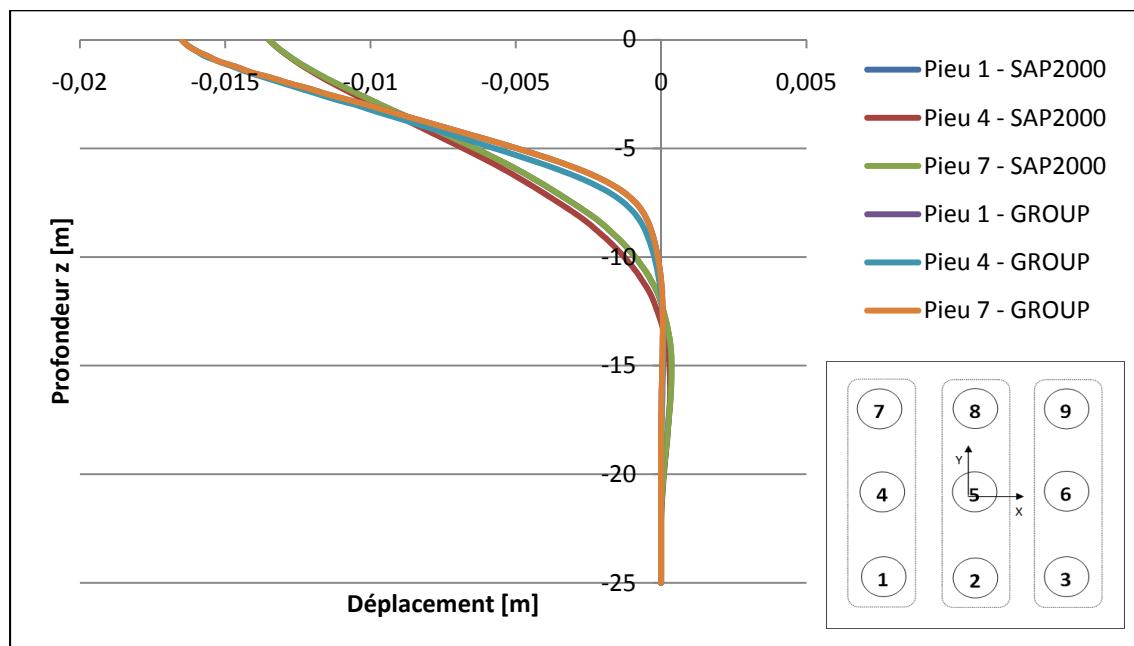


Figure-A II-10 Courbe de déplacement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 90.

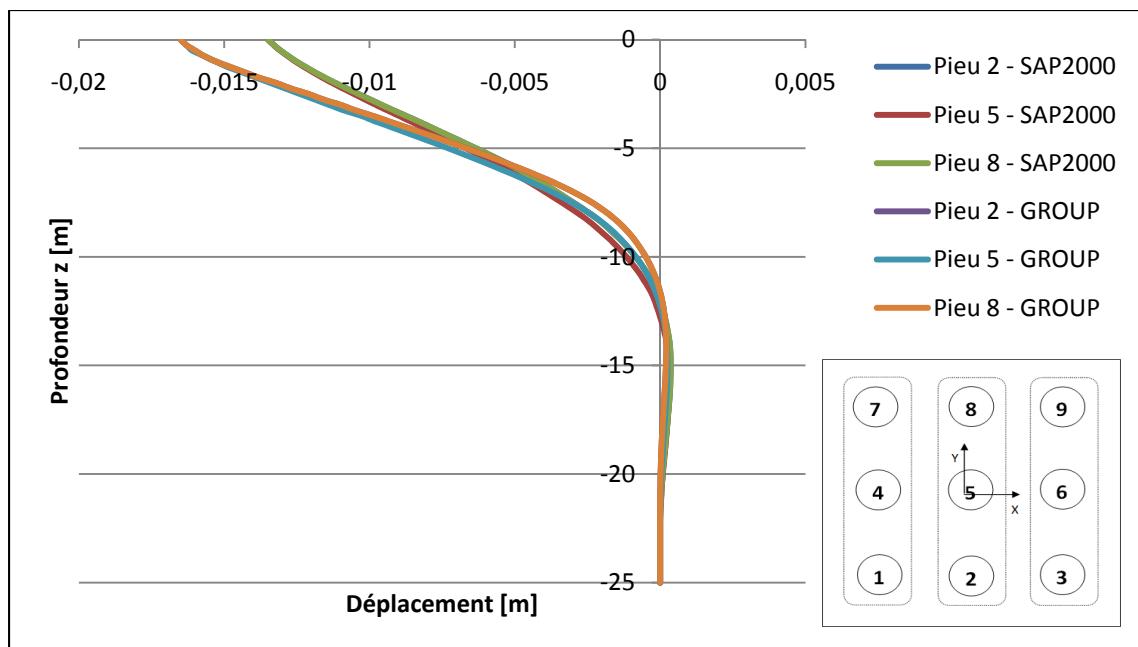


Figure-A II-11 Courbe de déplacement-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l’itération 90.

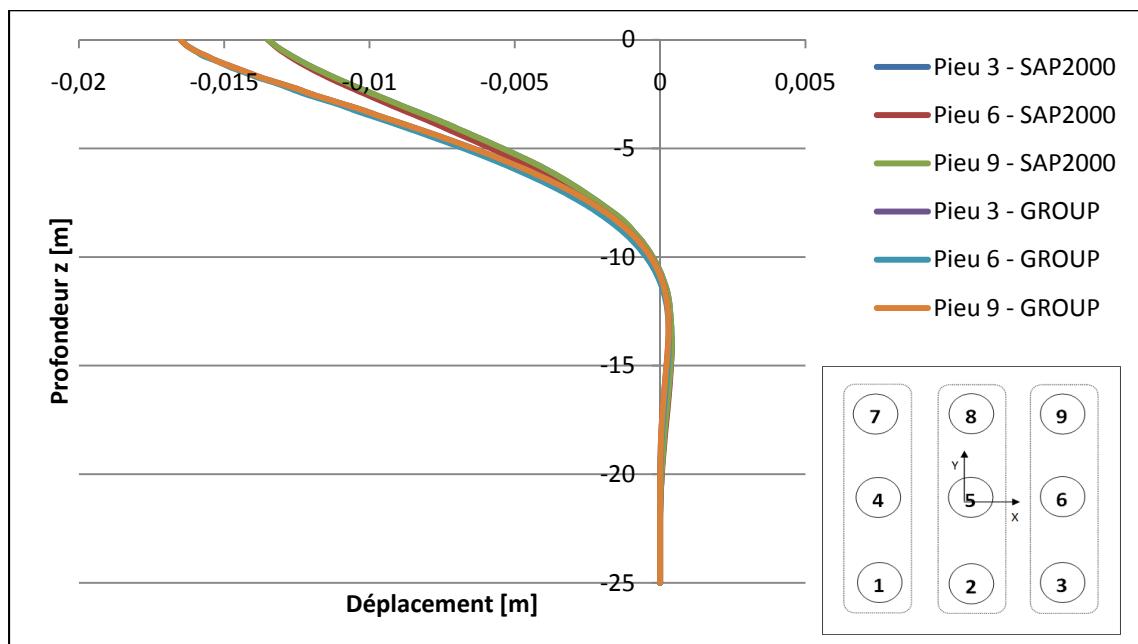


Figure-A II-12 Courbe de déplacement-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 90.

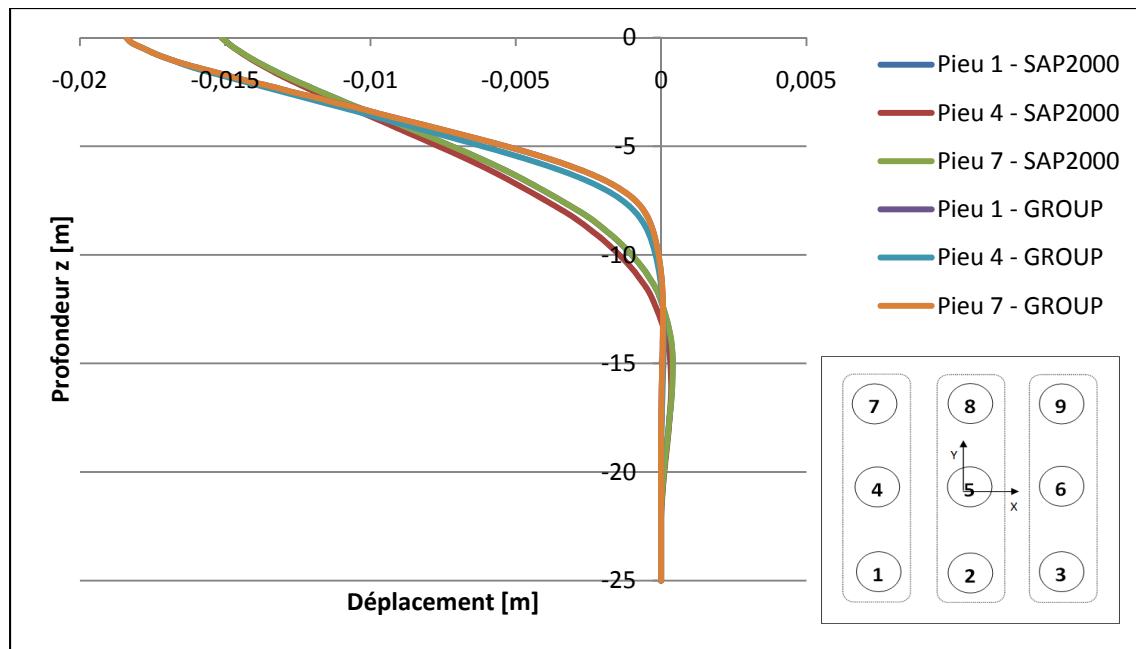


Figure-A II-13 Courbe de déplacement-profondeur pour la 1^{ère} rangée de pieux à l'itération 100.

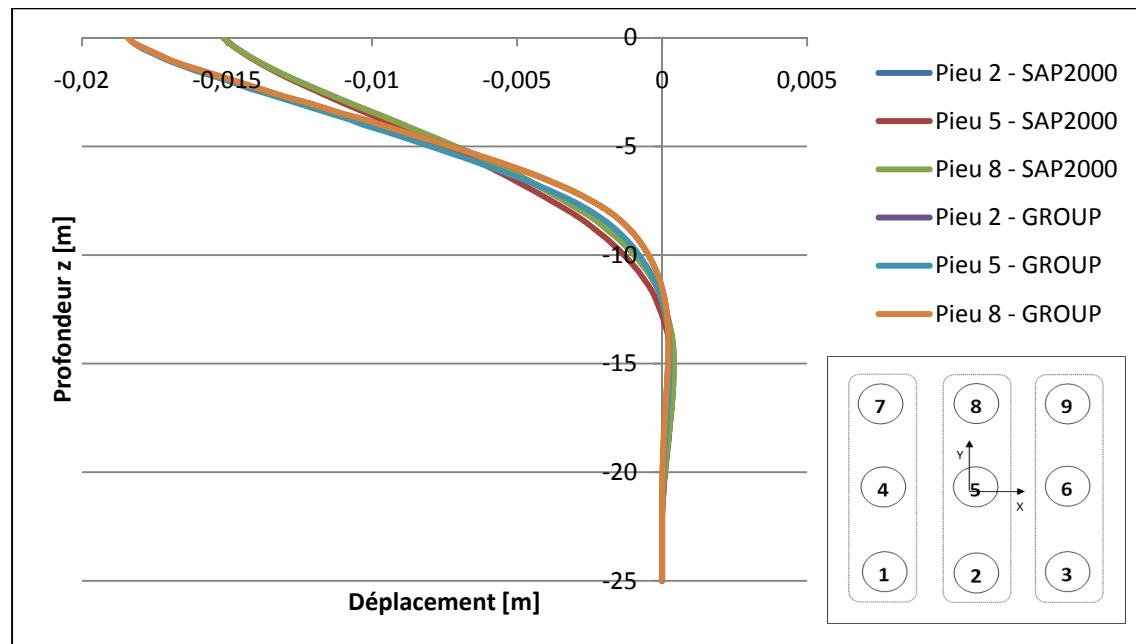


Figure-A II-14 Courbe de déplacement-profondeur pour la 2^{ème} rangée de pieux à l'itération 100.

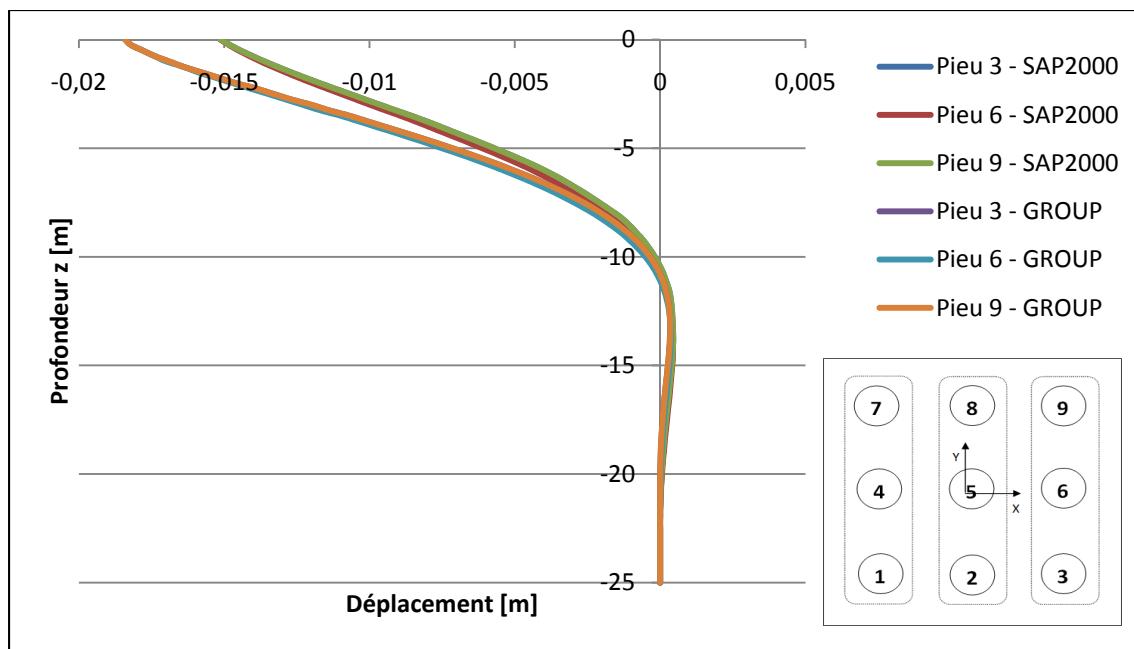


Figure-A II-15 Courbe de déplacement-profondeur pour la 3^{ème} rangée de pieux à l'itération 100.

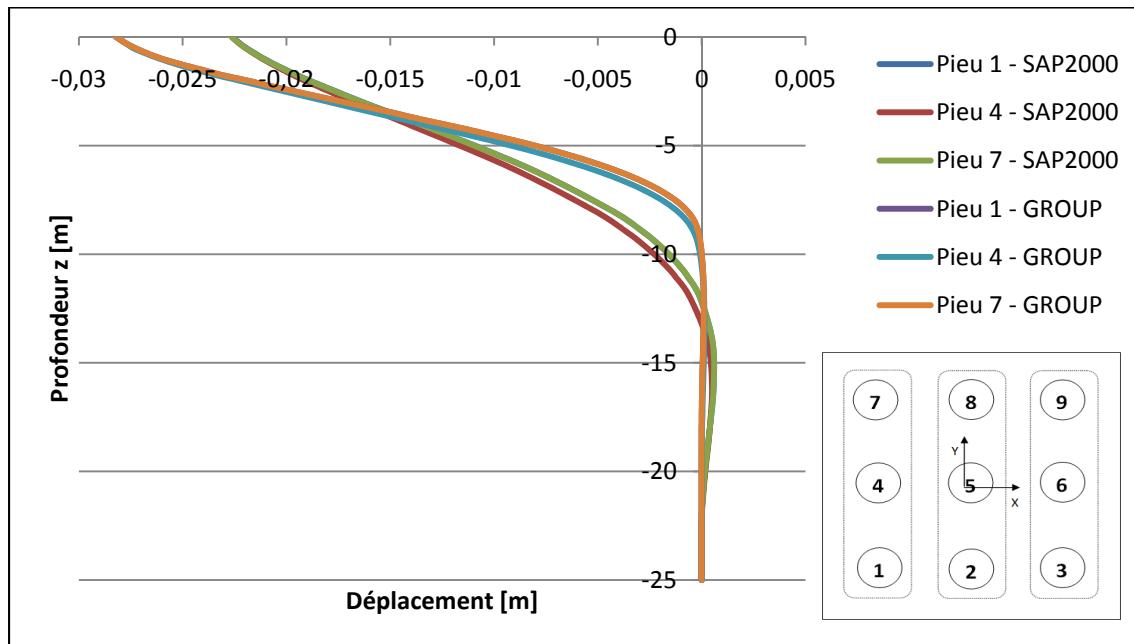


Figure-A II-16 Courbe de déplacement-profondeur pour la 1^{ère} rangée de pieux à l'itération 150.

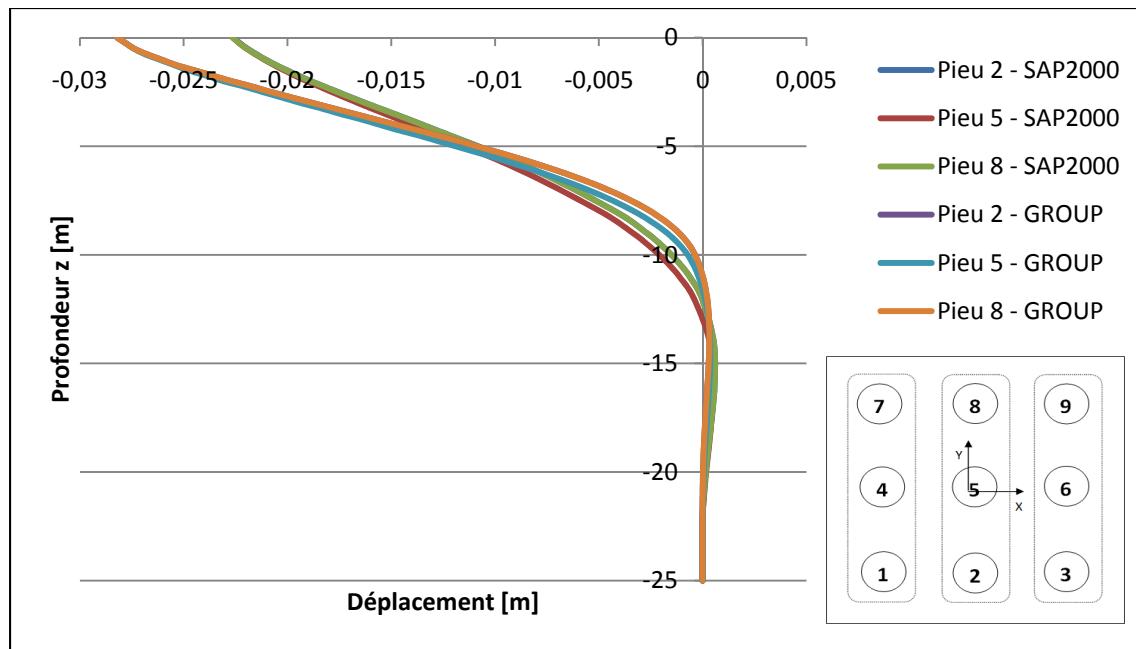


Figure-A II-17 Courbe de déplacement-profondeur pour la 2^{ème} rangée de pieux à l'itération 150.

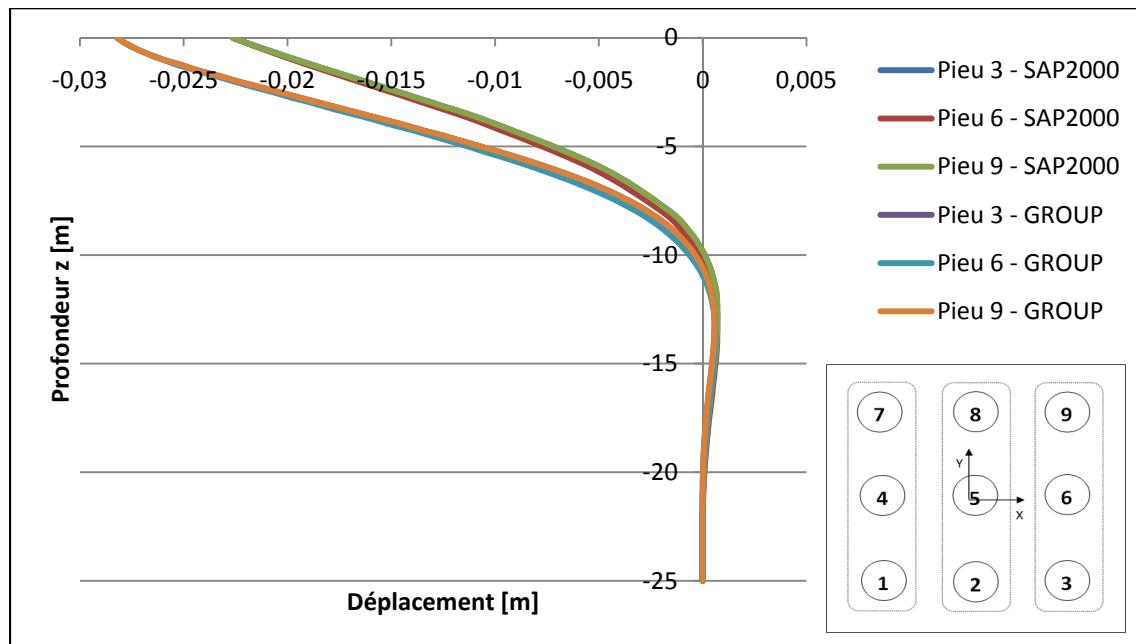


Figure-A II-18 Courbe de déplacement-profondeur pour la 3^{ème} rangée de pieux à l'itération 150.

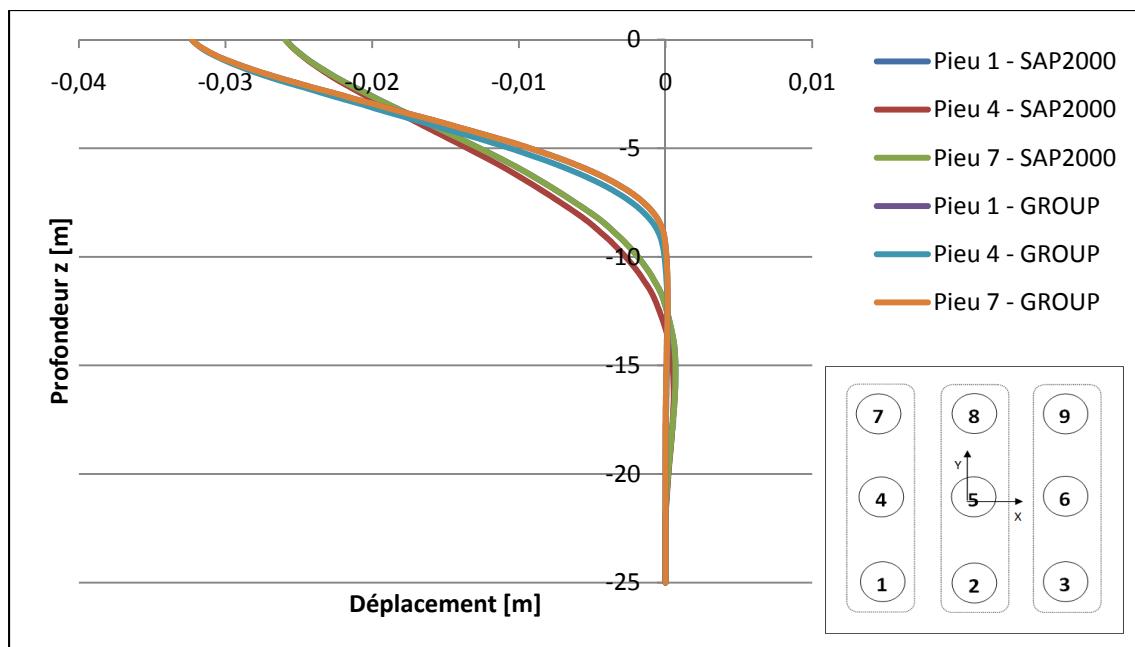


Figure-A II-19 Courbe de déplacement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l'itération 172.

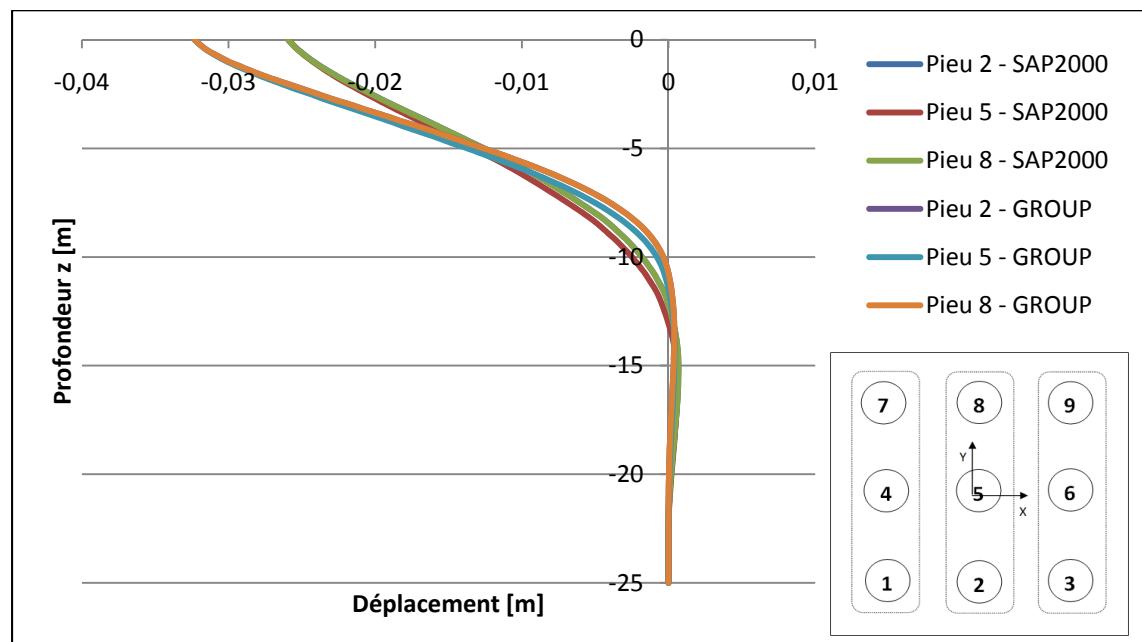


Figure-A II-20 Courbe de déplacement-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l'itération 172.

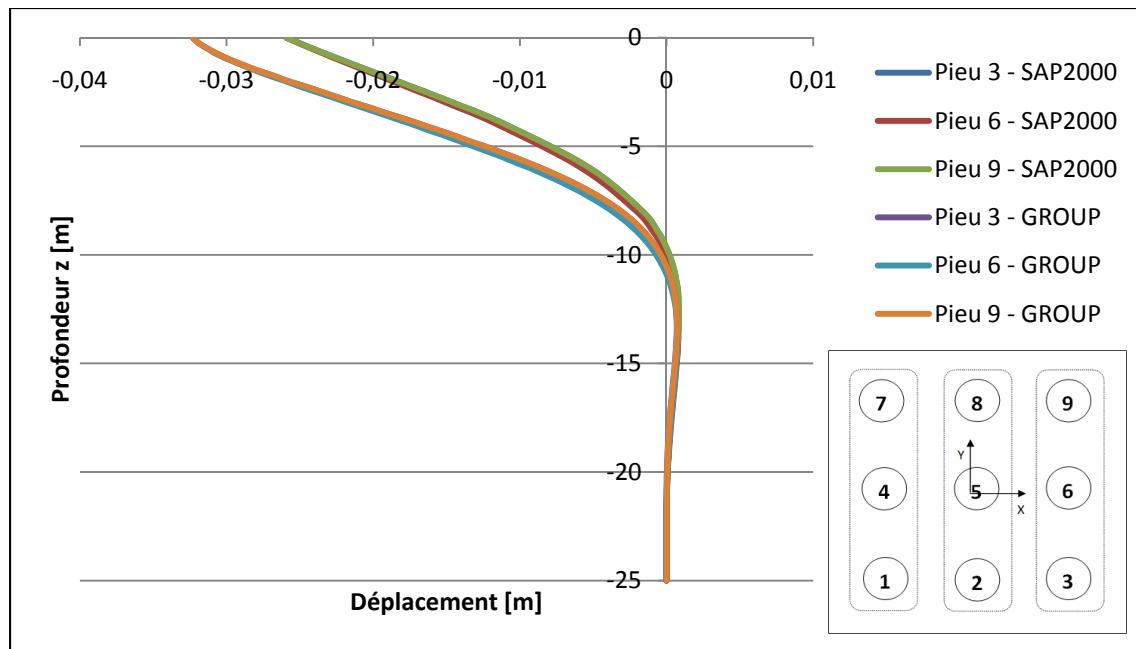


Figure-A II-21 Courbe de déplacement-profondeur pour la 3^{ème} rangée de pieux à l'itération 172.

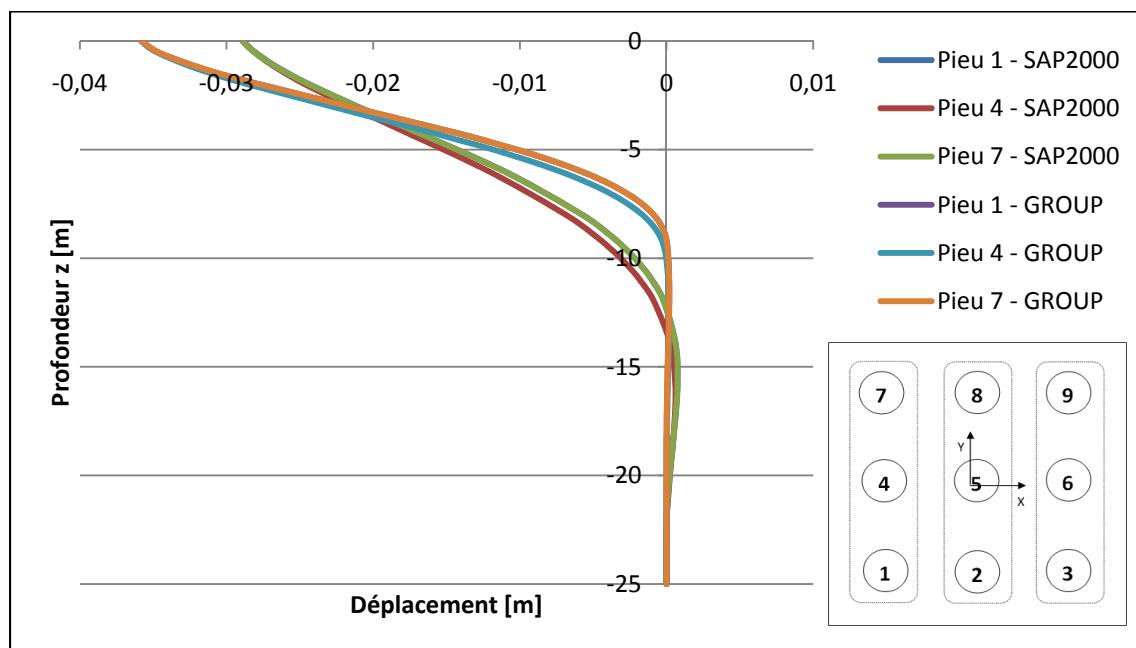
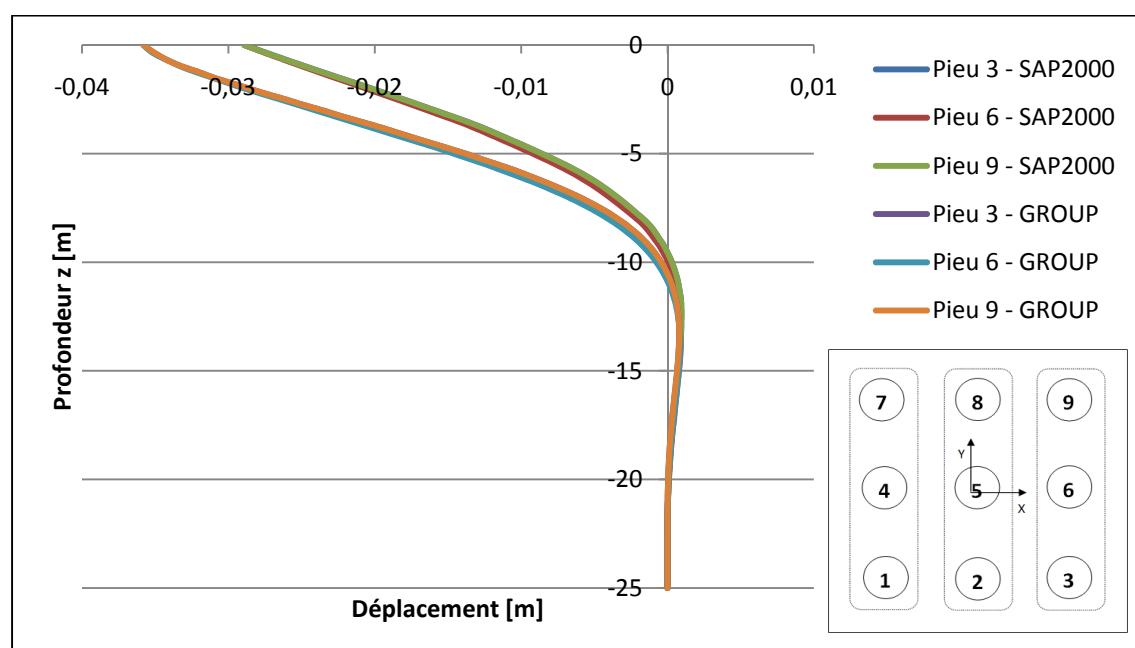
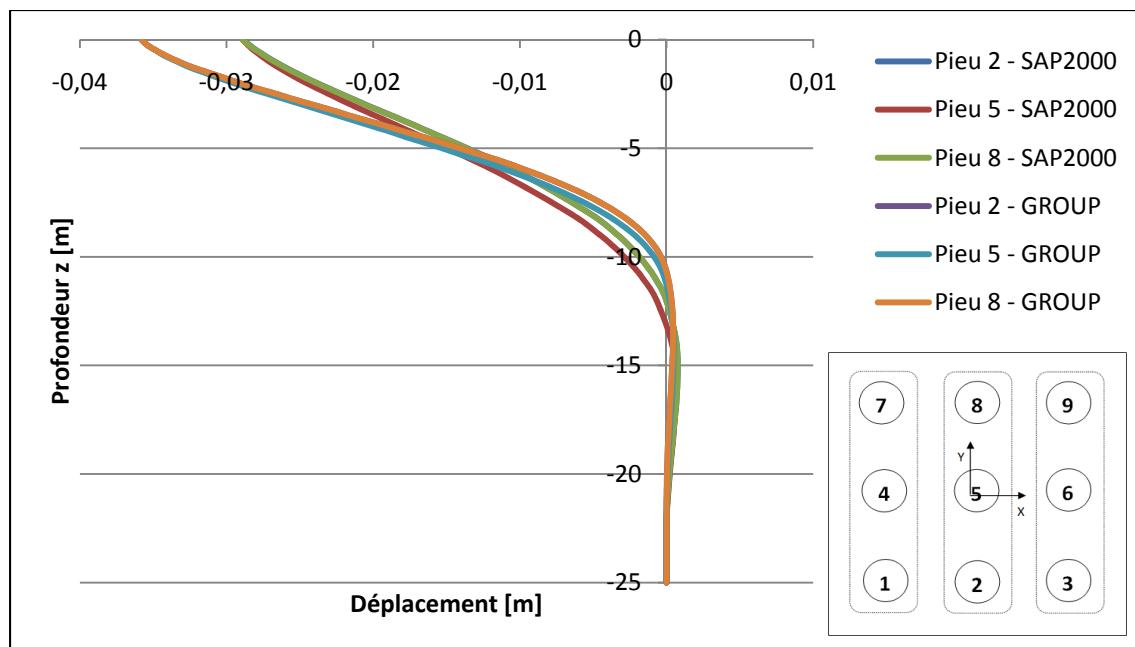


Figure-A II-22 Courbe de déplacement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l'itération 191.



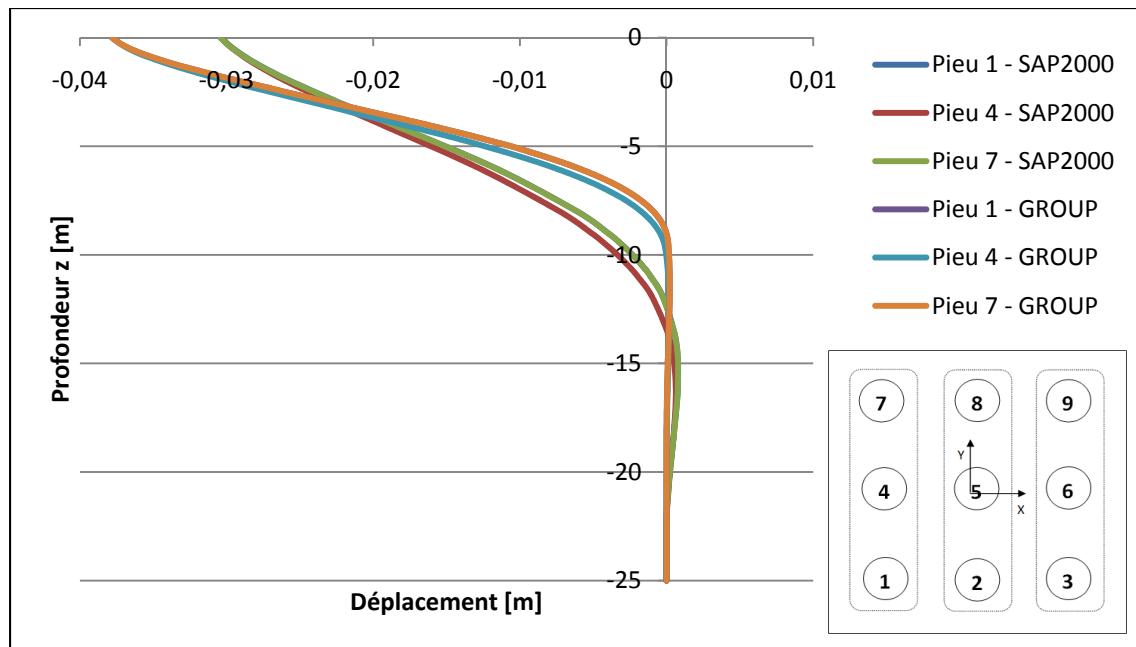


Figure-A II-25 Courbe de déplacement-profondeur pour la 1^{ère} rangée de pieux à l'itération 200.

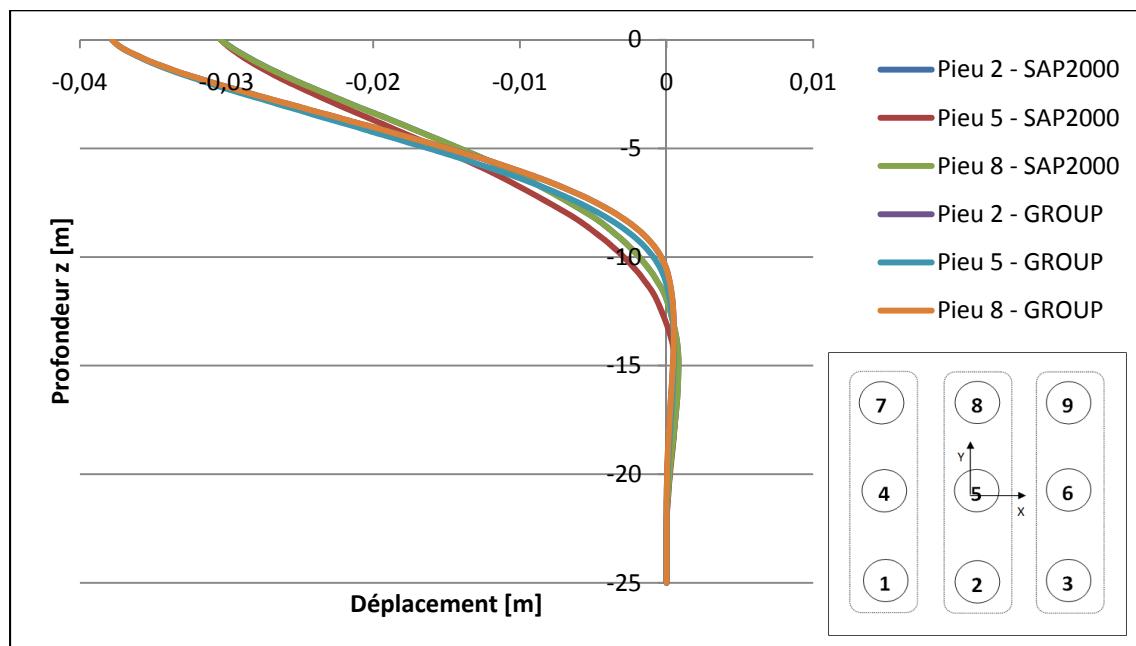


Figure-A II-26 Courbe de déplacement-profondeur pour la 2^{ème} rangée de pieux à l'itération 200.

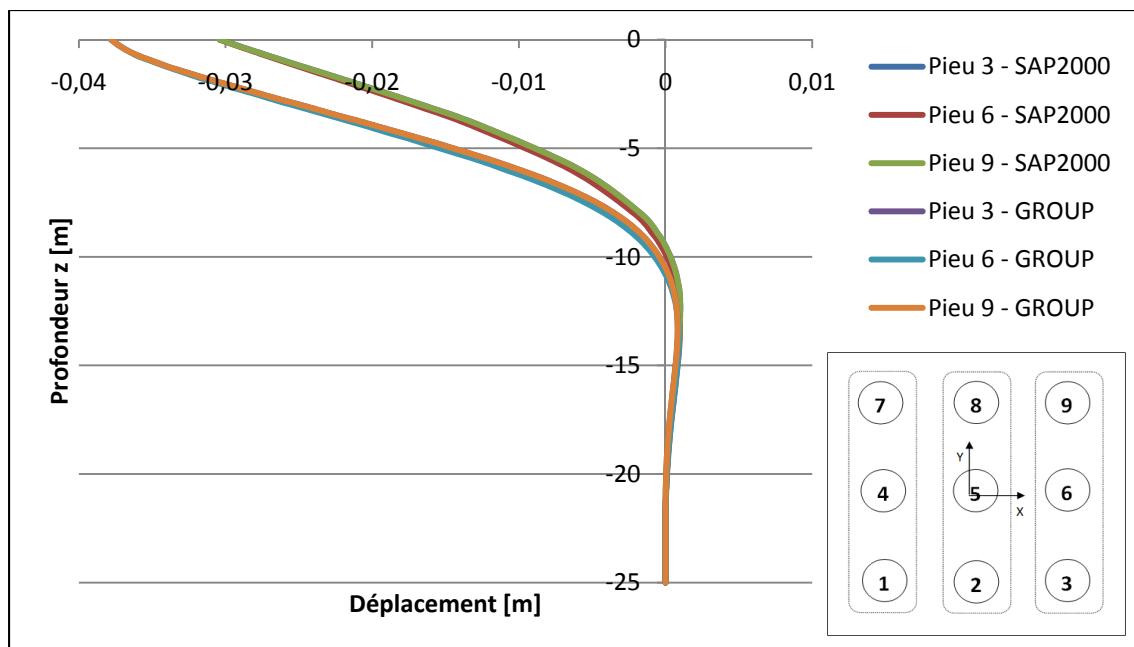


Figure-A II-27 Courbe de déplacement-profondeur pour la 3^{ème} rangée de pieux à l'itération 200.

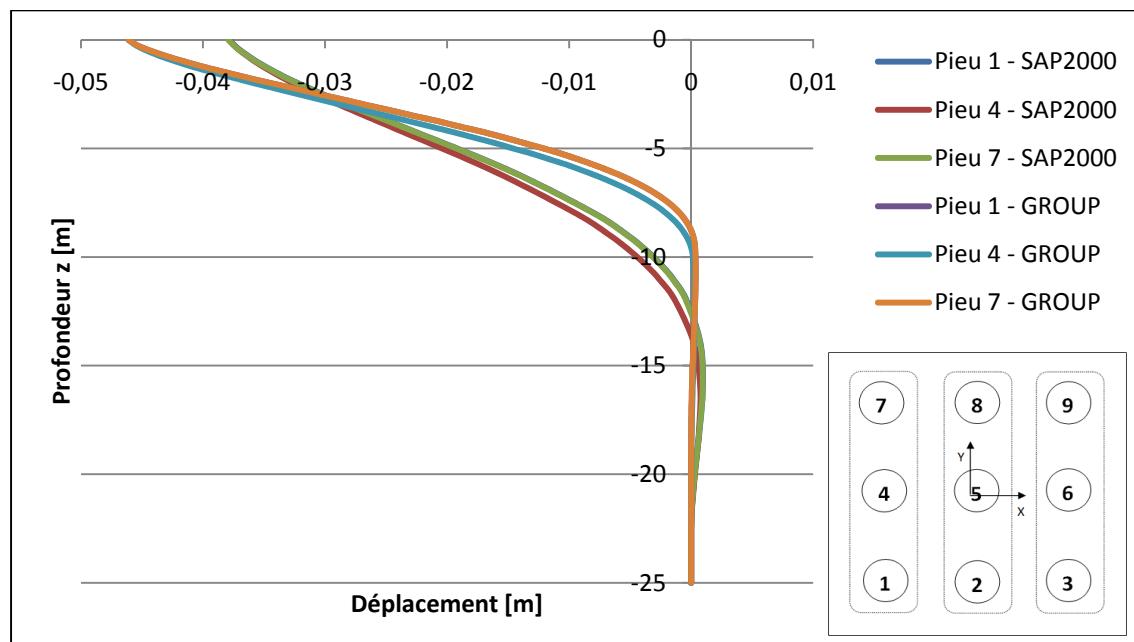


Figure-A II-28 Courbe de déplacement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l'itération 250.

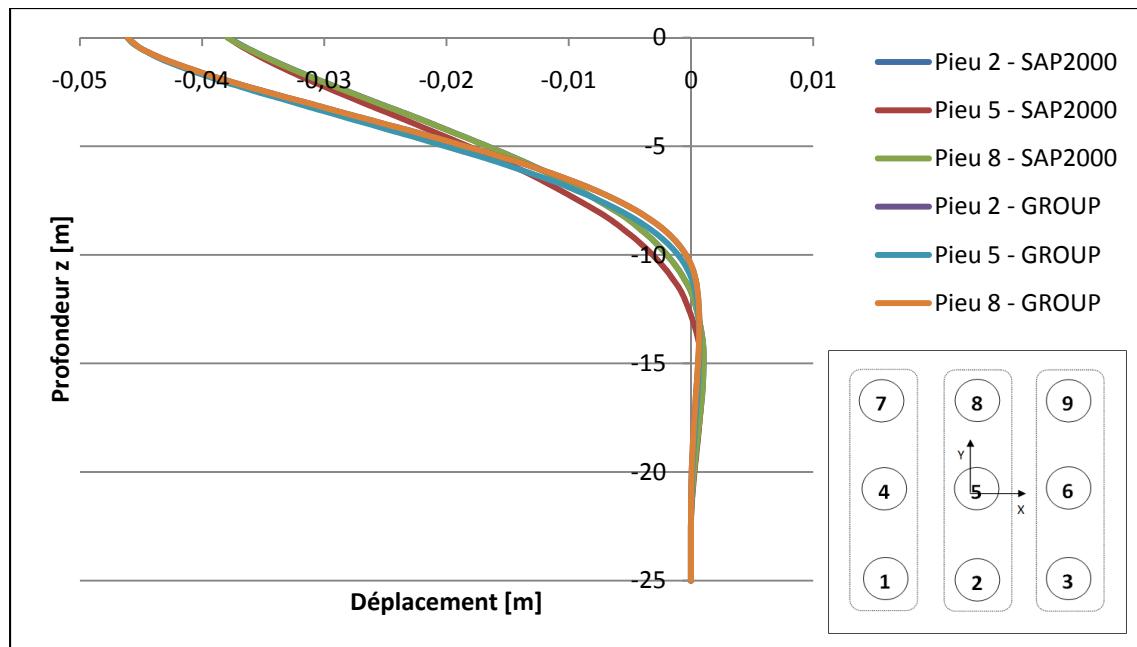


Figure-A II-29 Courbe de déplacement-profondeur pour la 2^{ème} rangée de pieux à l'itération 250.

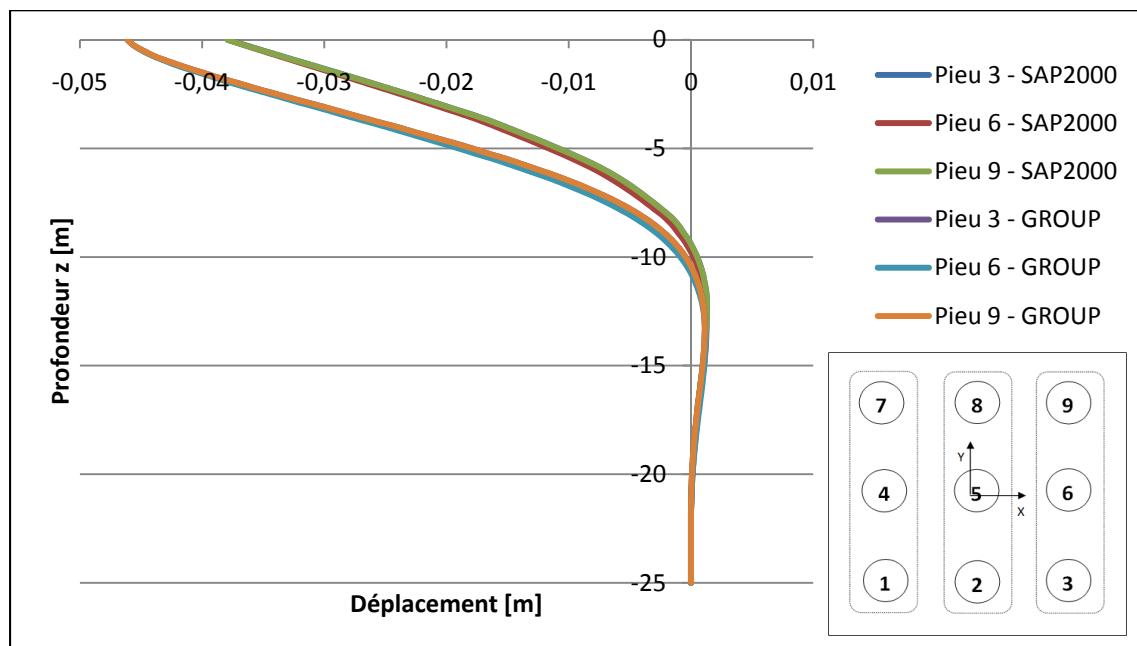
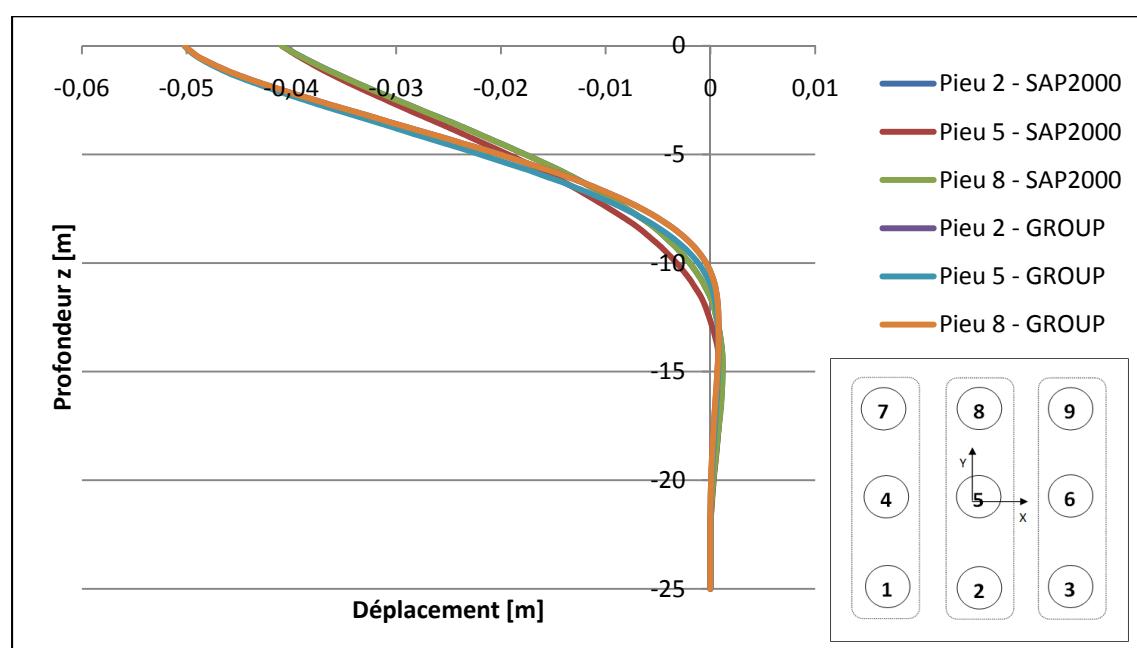
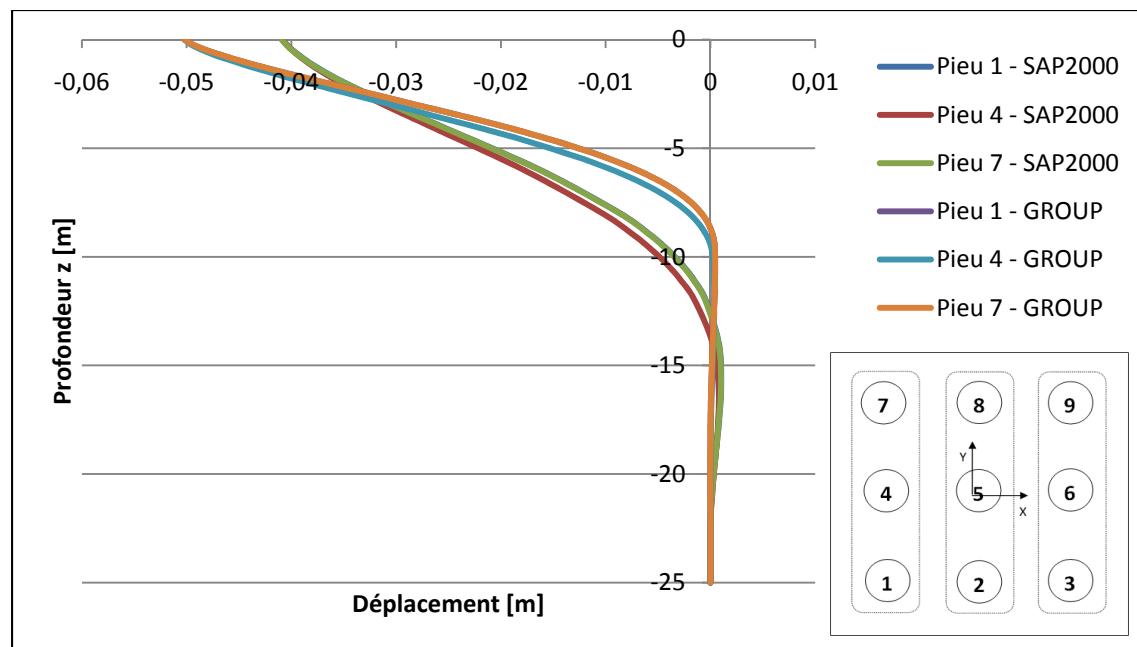


Figure-A II-30 Courbe de déplacement-profondeur pour la 3^{ème} rangée de pieux à l'itération 250.



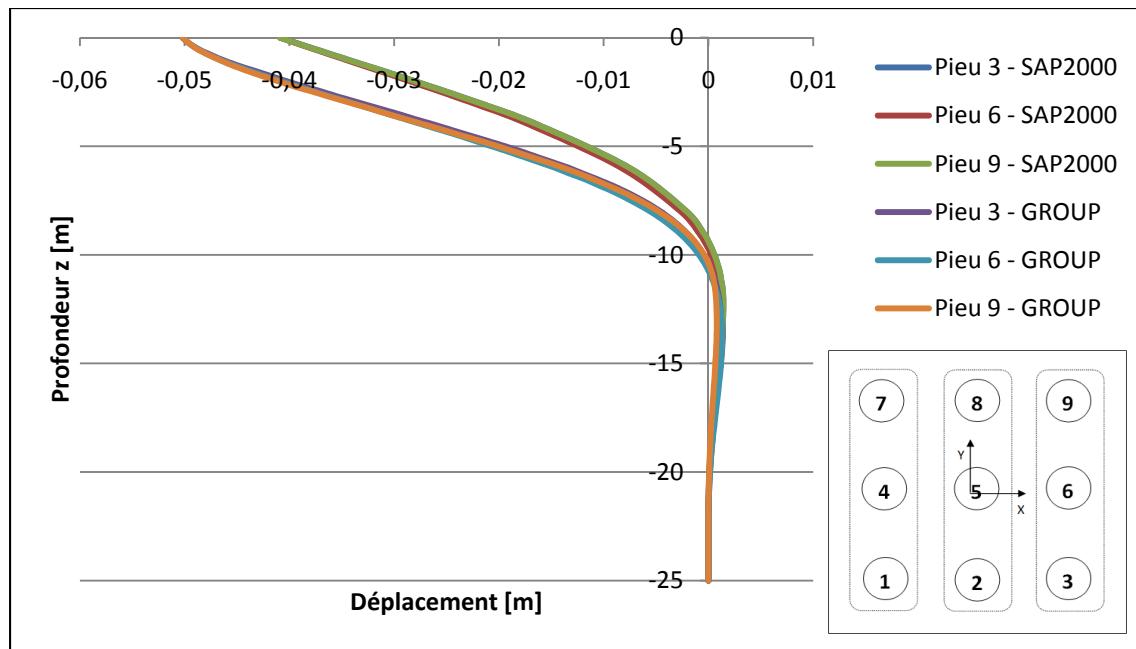


Figure-A II-33 Courbe de déplacement-profondeur pour la 3^{ème} rangée de pieux à l'itération 270.

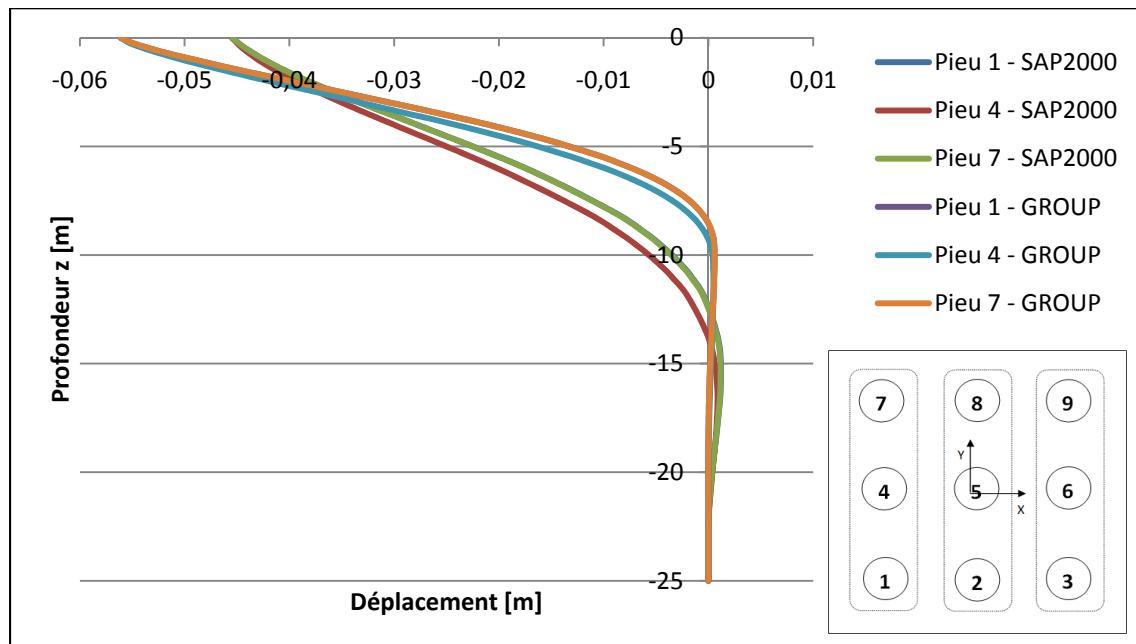


Figure-A II-34 Courbe de déplacement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l'itération 300.

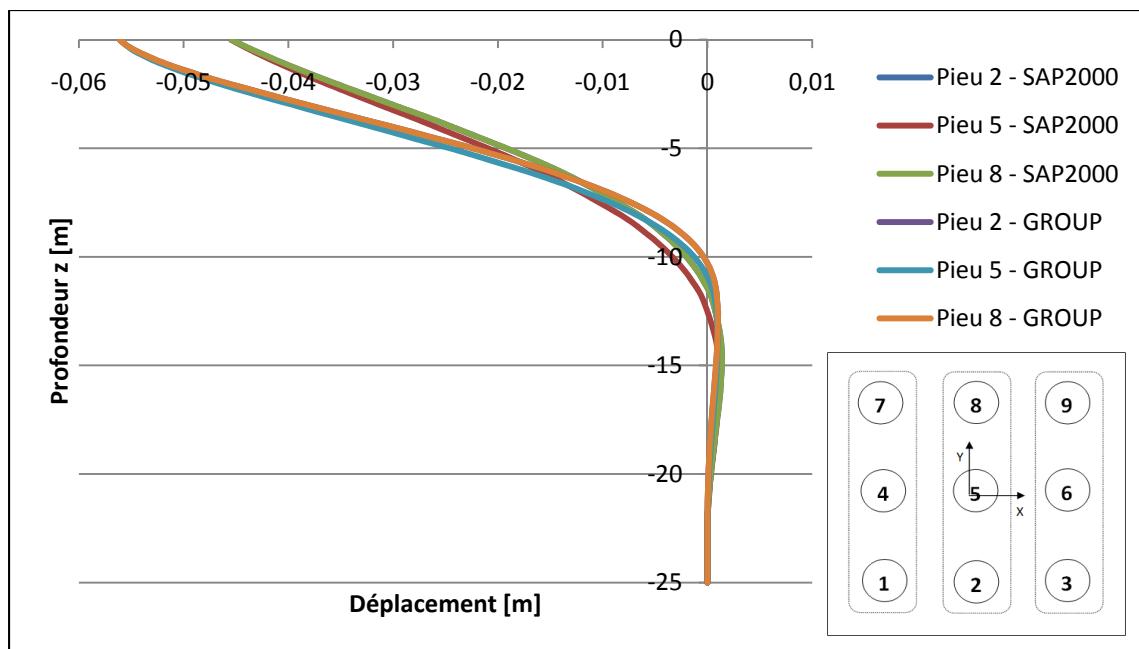


Figure-A II-35 Courbe de déplacement-profondeur pour la 2^{ème} rangée de pieux à l'itération 300.

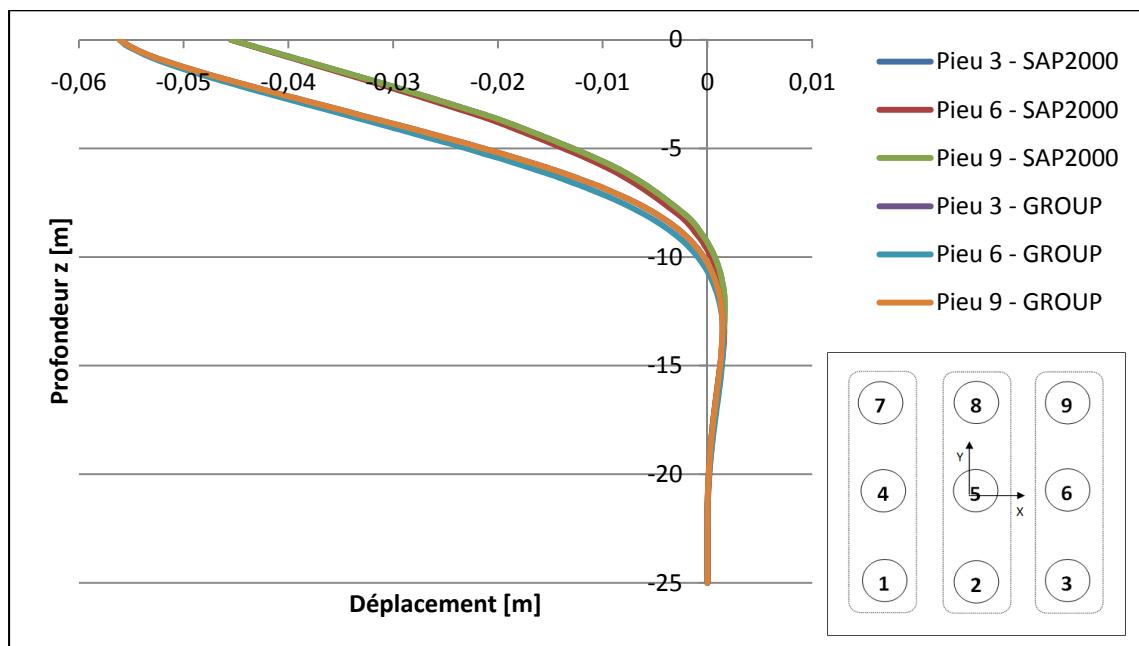


Figure-A II-36 Courbe de déplacement-profondeur pour la 3^{ème} rangée de pieux à l'itération 300.

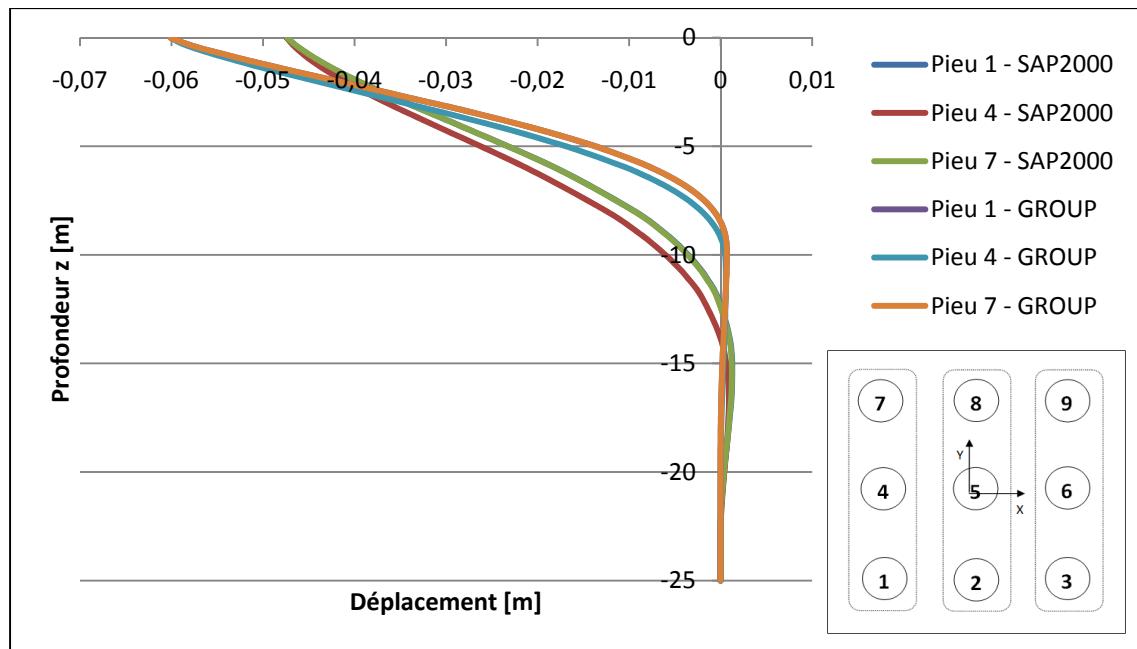


Figure-A II-37 Courbe de déplacement-profondeur pour la 1^{ère} rangée de pieux à l'itération 313.

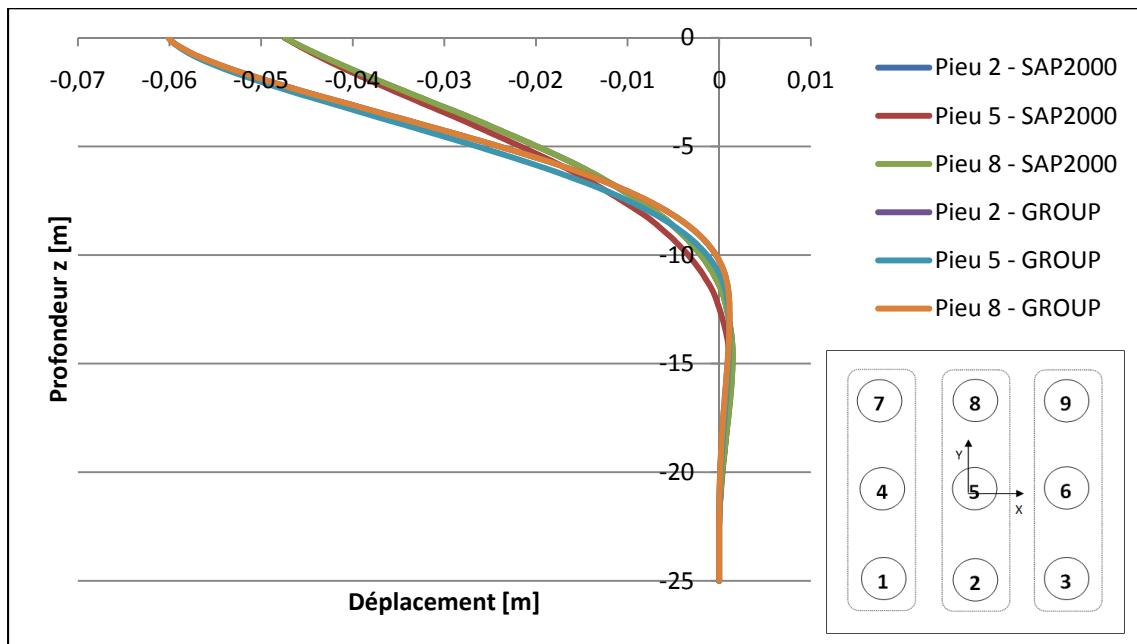


Figure-A II-38 Courbe de déplacement-profondeur pour la 2^{ème} rangée de pieux à l'itération 313.

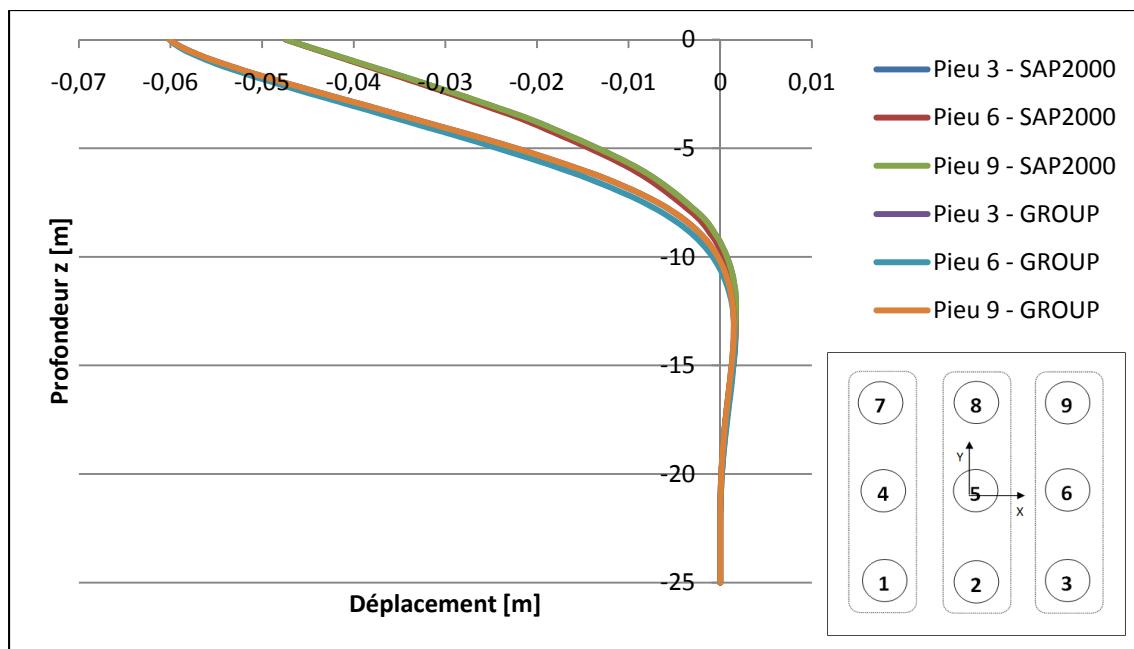


Figure-A II-39 Courbe de déplacement-profondeur pour la 3^{ème} rangée de pieux à l'itération 313.

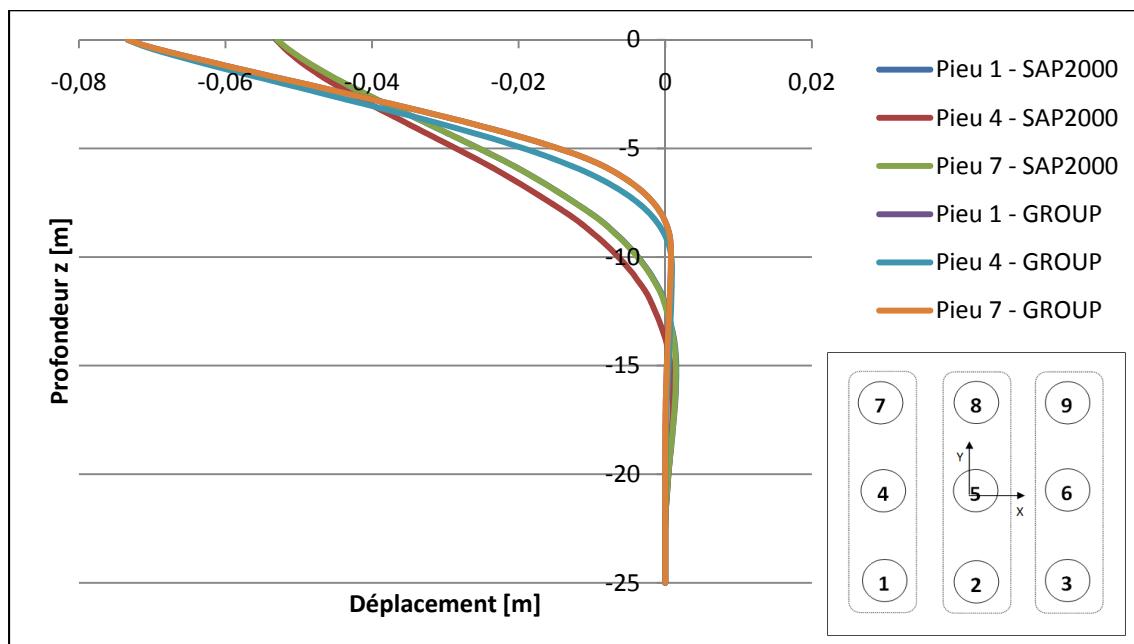
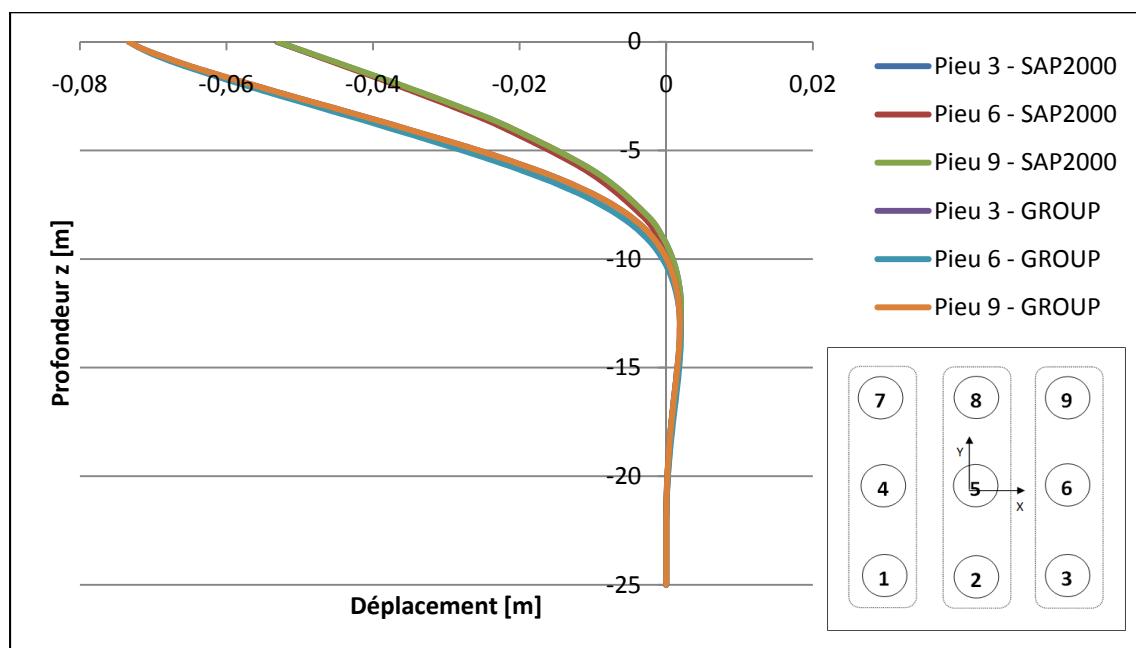
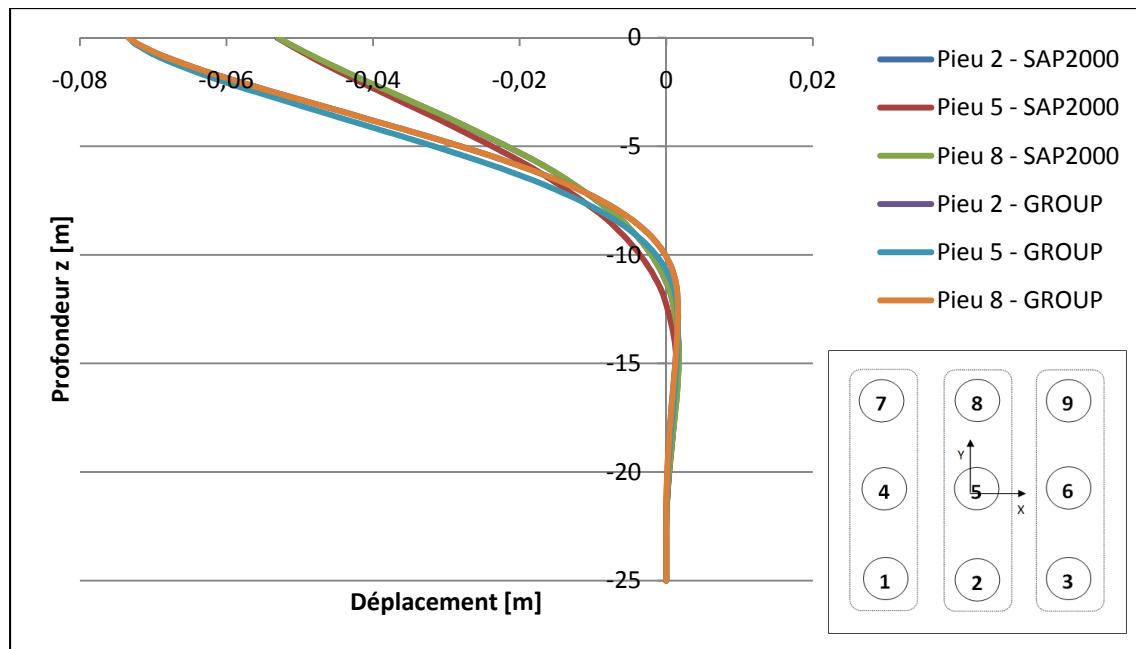


Figure-A II-40 Courbe de déplacement-profondeur pour la 1^{ère} rangée de pieux à l'itération 350.



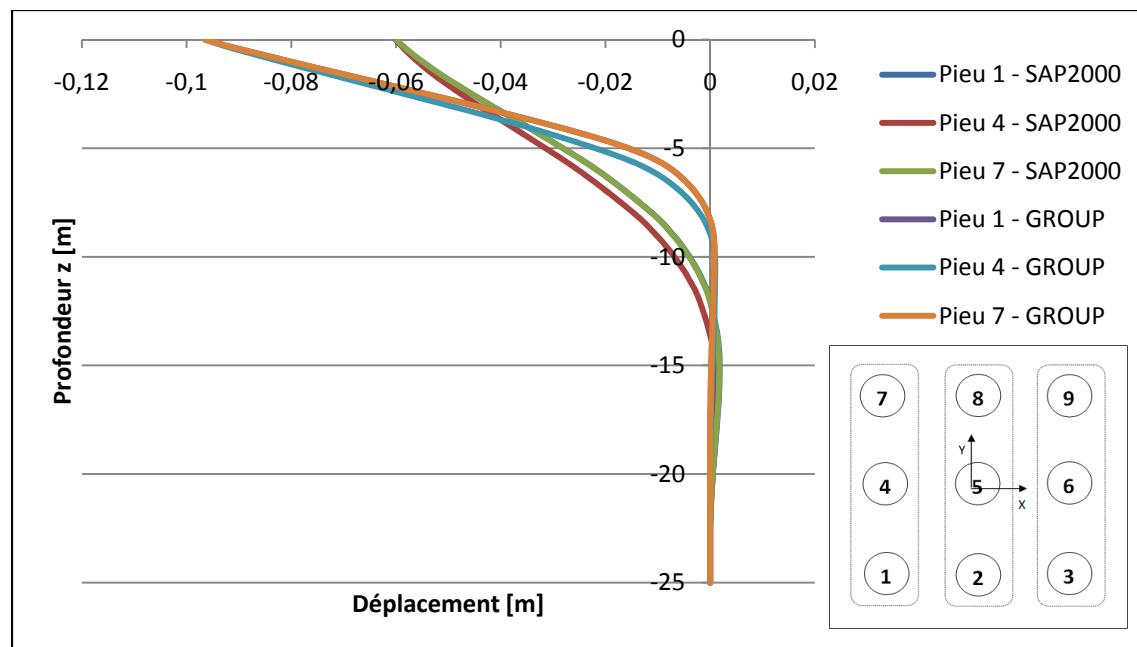


Figure-A II-43 Courbe de déplacement-profondeur pour la 1^{ère} rangée de pieux à l'itération 397.

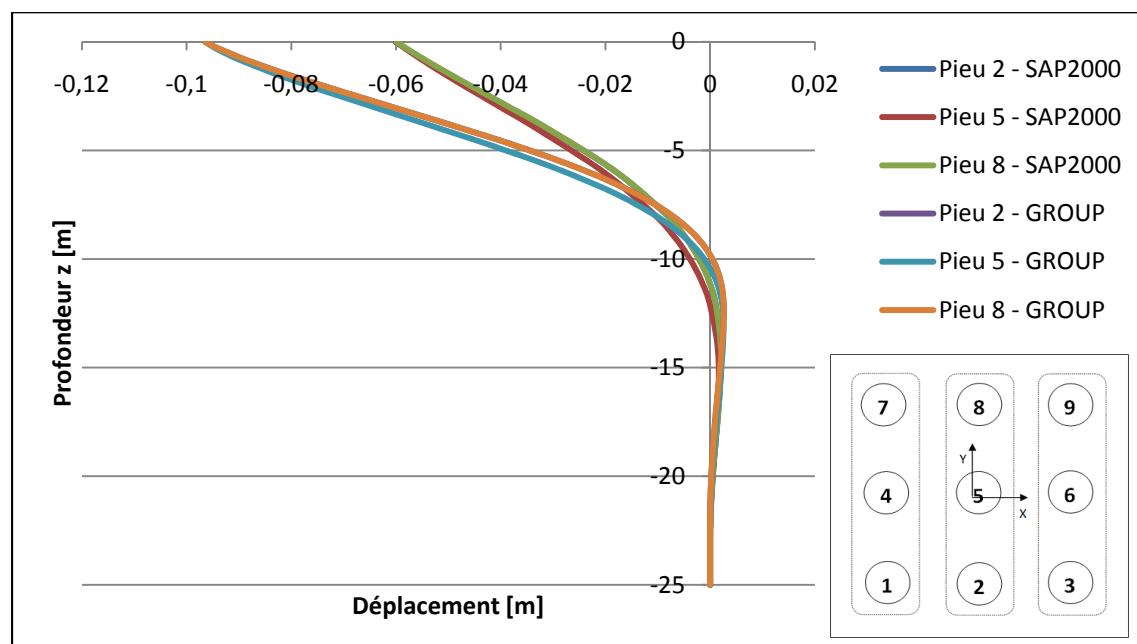


Figure-A II-44 Courbe de déplacement-profondeur pour la 2^{ème} rangée de pieux à l'itération 397.

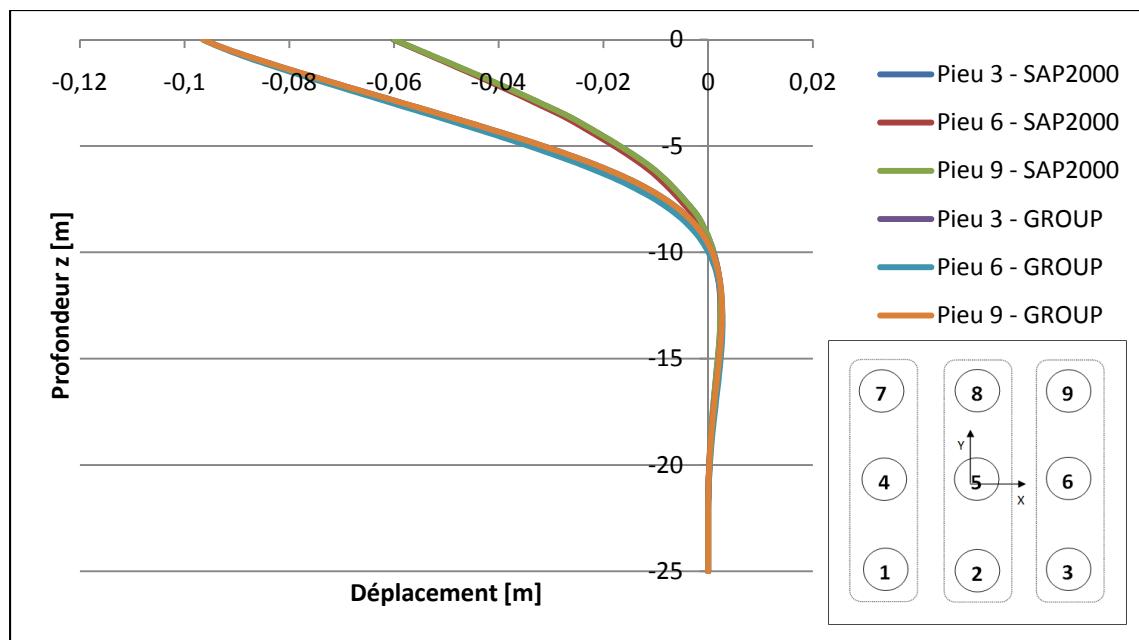
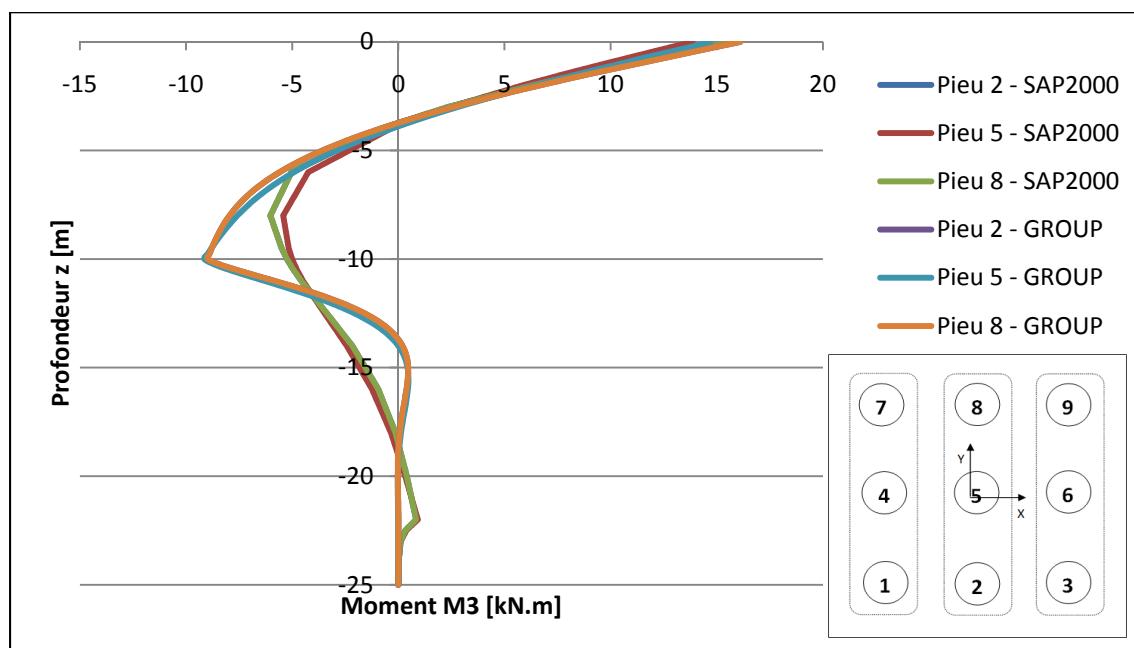
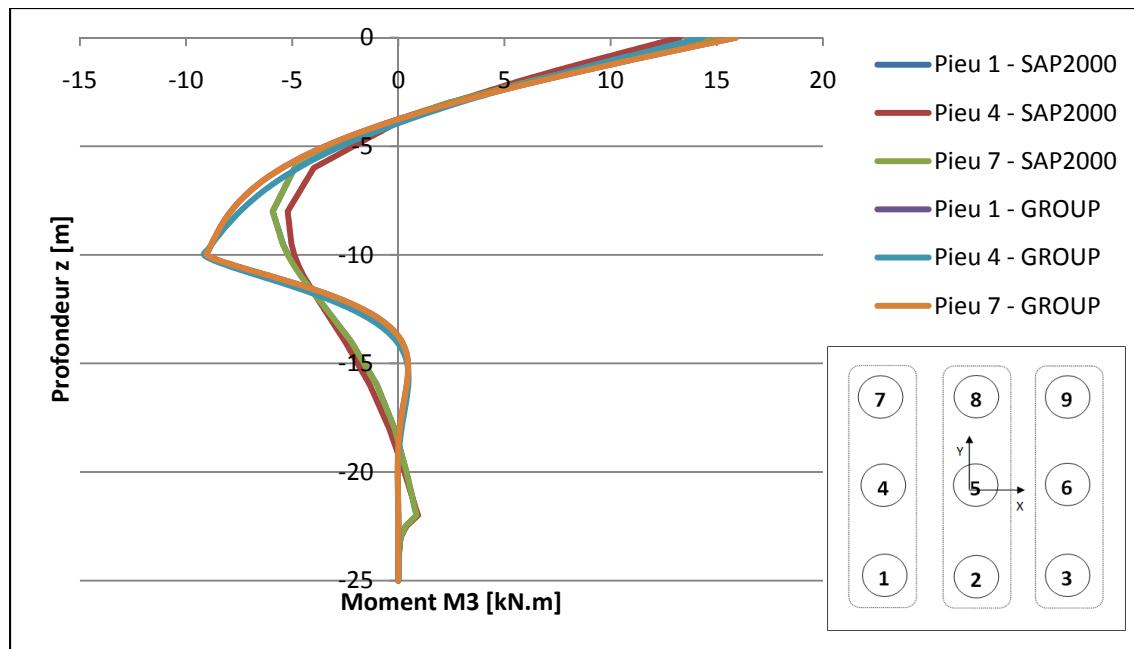


Figure-A II-45 Courbe de déplacement-profondeur pour la 3^{ème} rangée de pieux
à l'itération 397.

ANNEXE III

Courbes représentant le moment $M3$ en fonction de la profondeur z



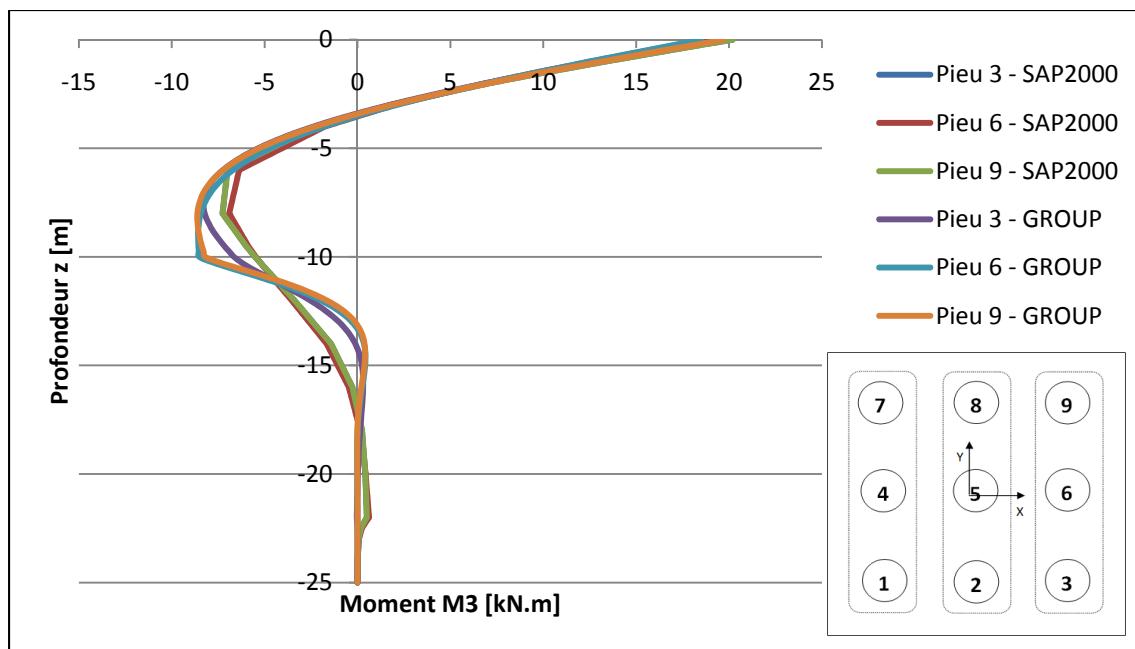


Figure-A III-3 Courbe de moment-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 1.

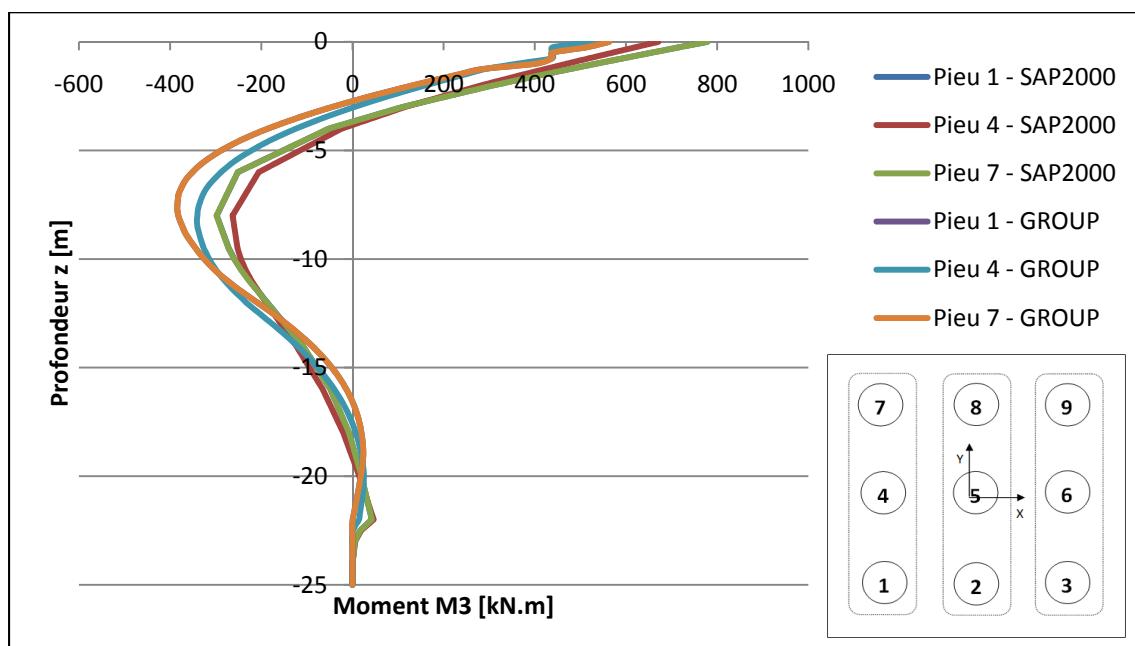
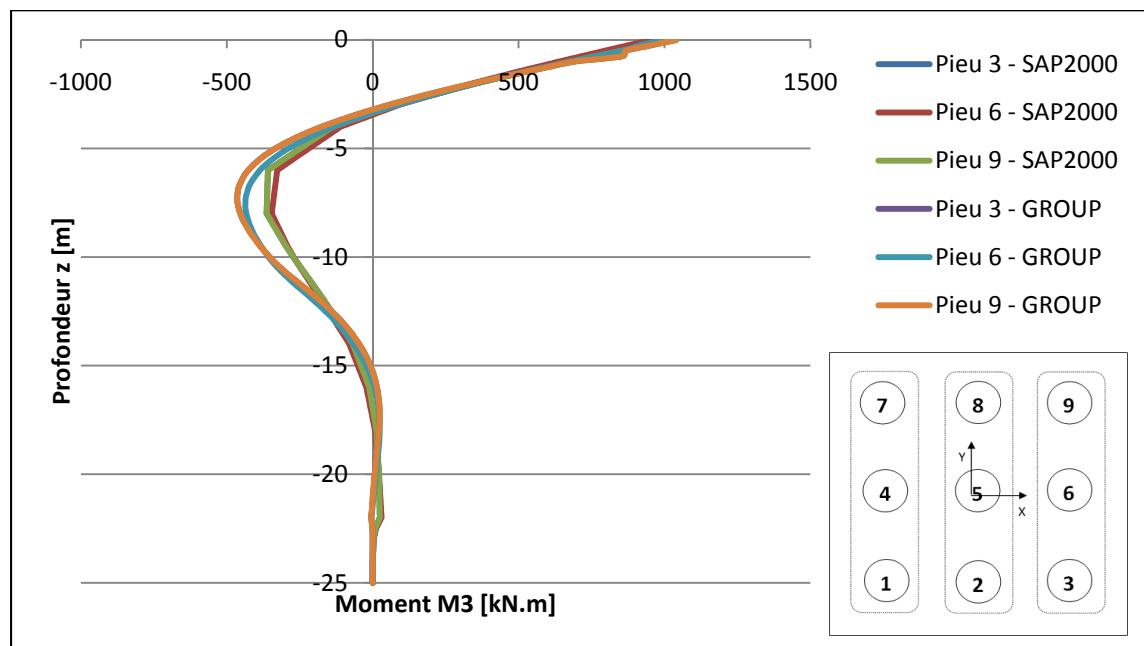
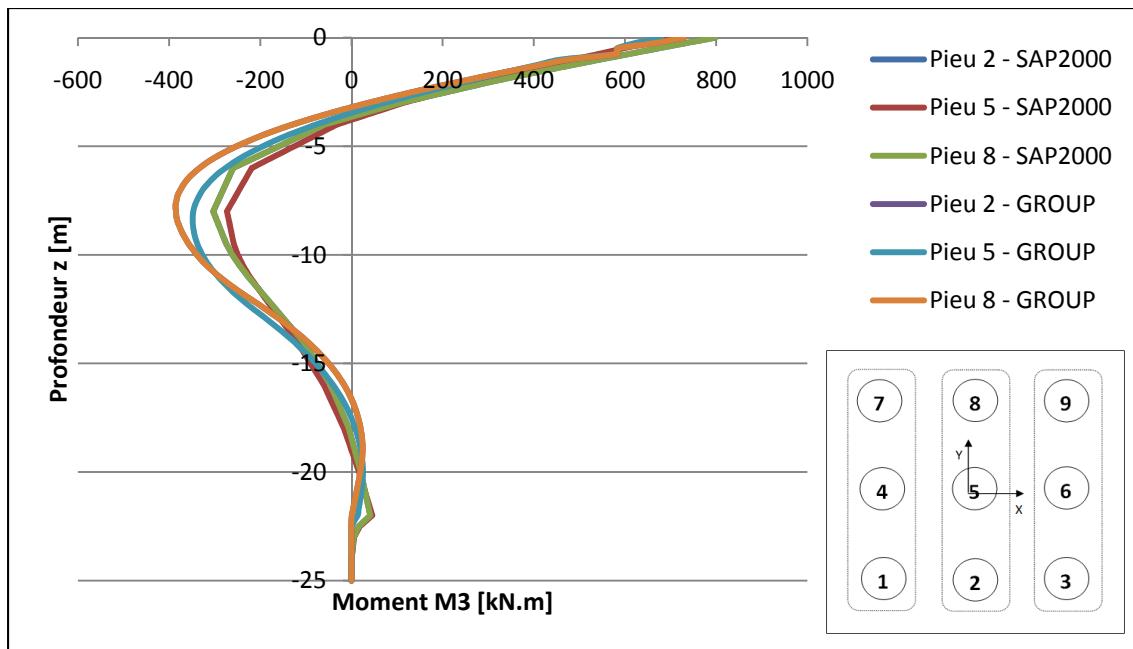


Figure-A III-4 Courbe de moment-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 50.



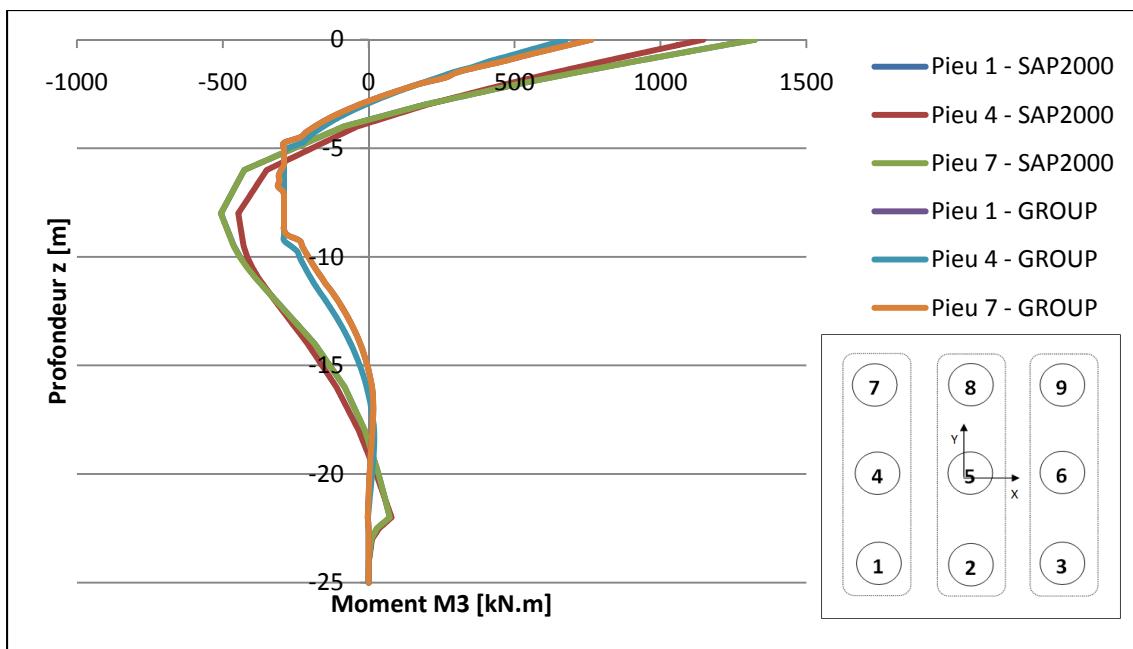
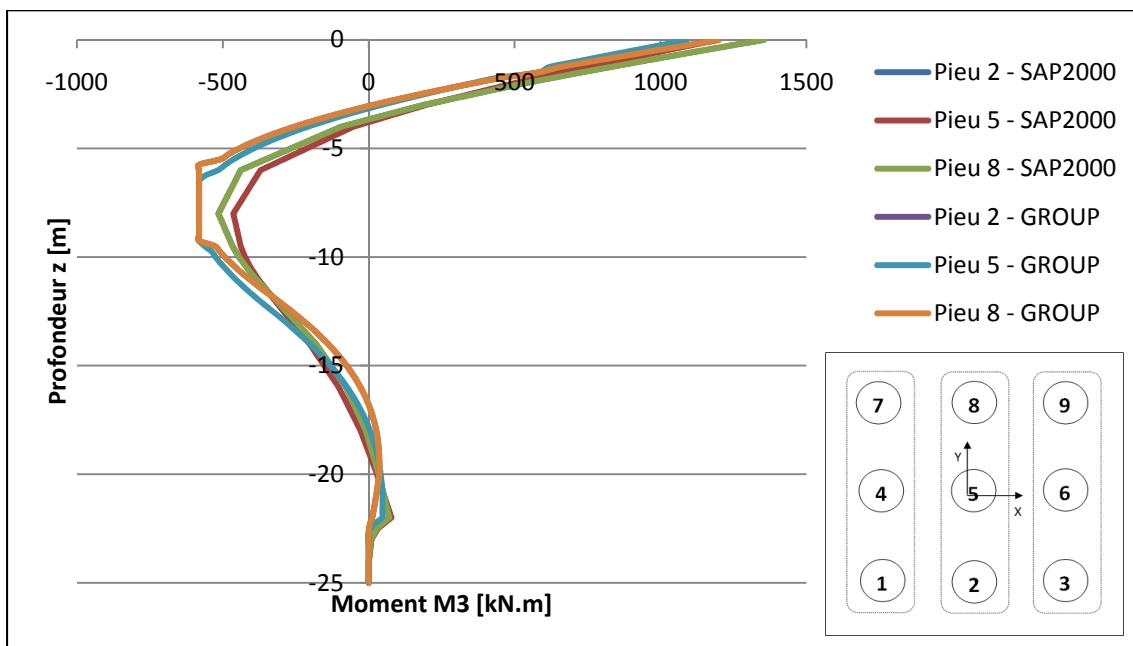


Figure-A III-7 Courbe de moment-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 85.



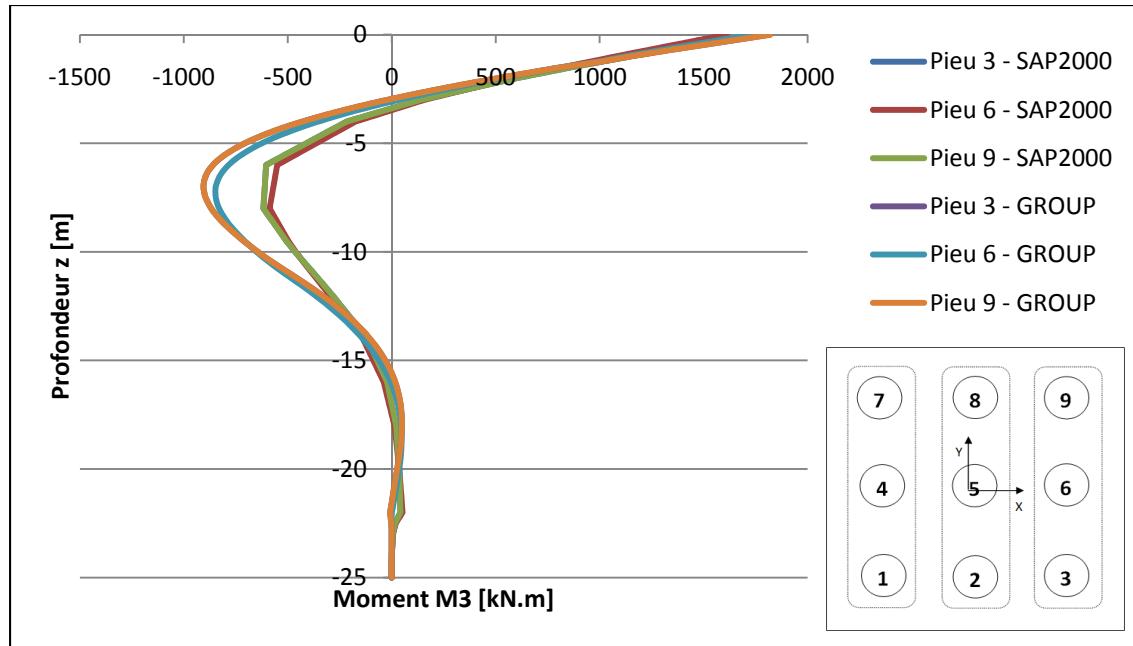


Figure-A III-9 Courbe de moment-profondeur pour la 3ème rangée de pieux
à l’itération 85.

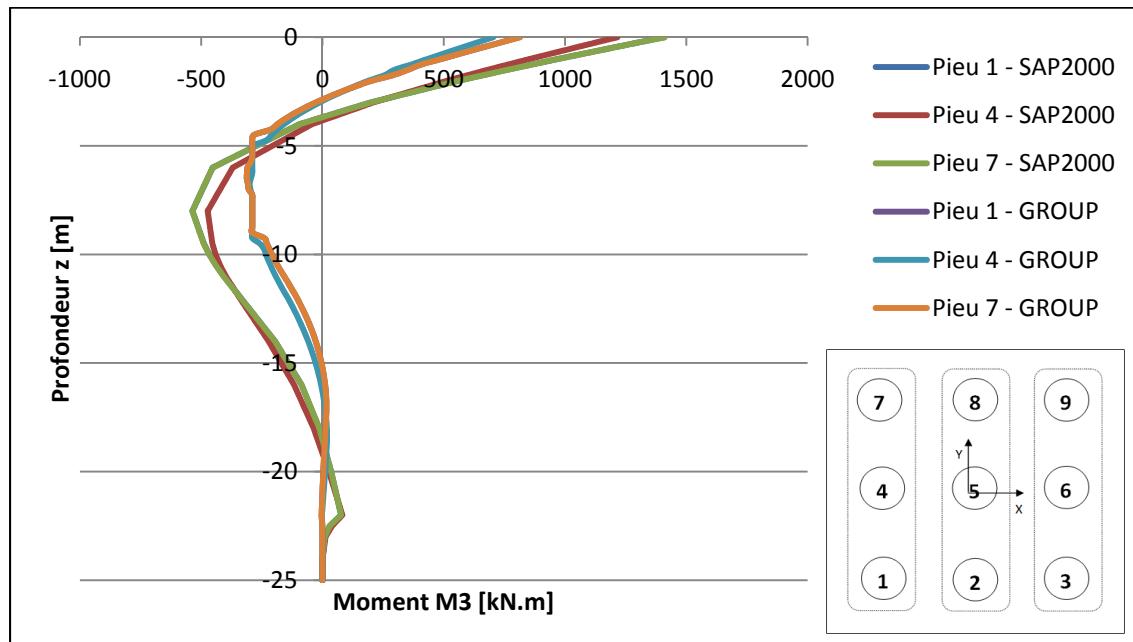


Figure-A III-10 Courbe de moment-profondeur pour la 1ère rangée de pieux
à l’itération 90.

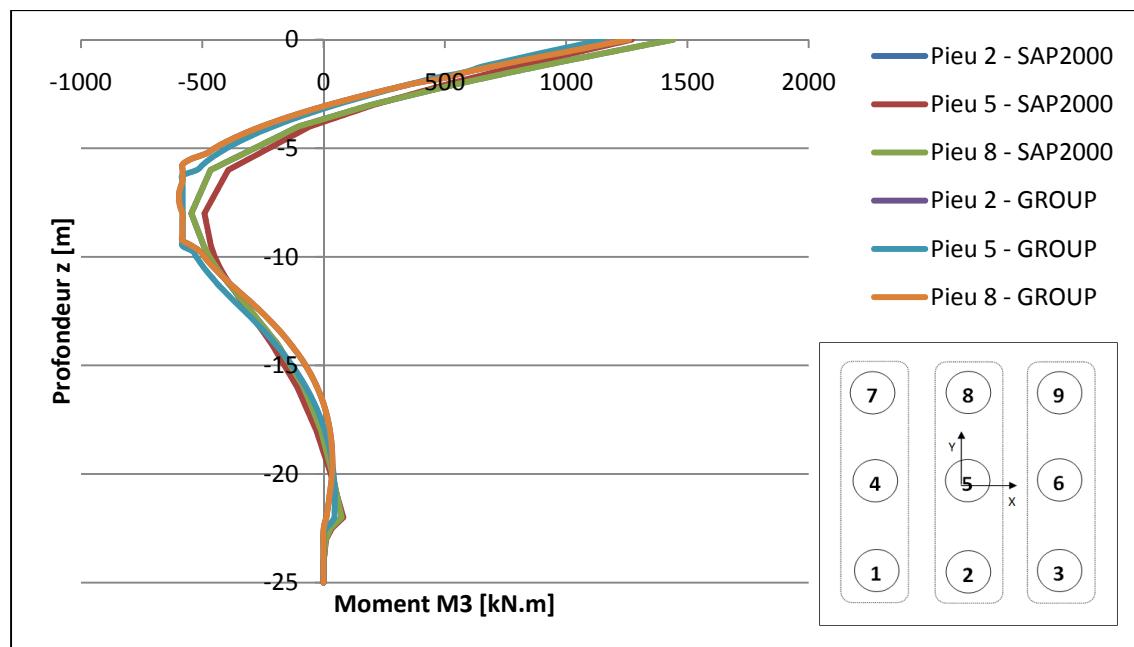


Figure-A III-11 Courbe de moment-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l’itération 90.

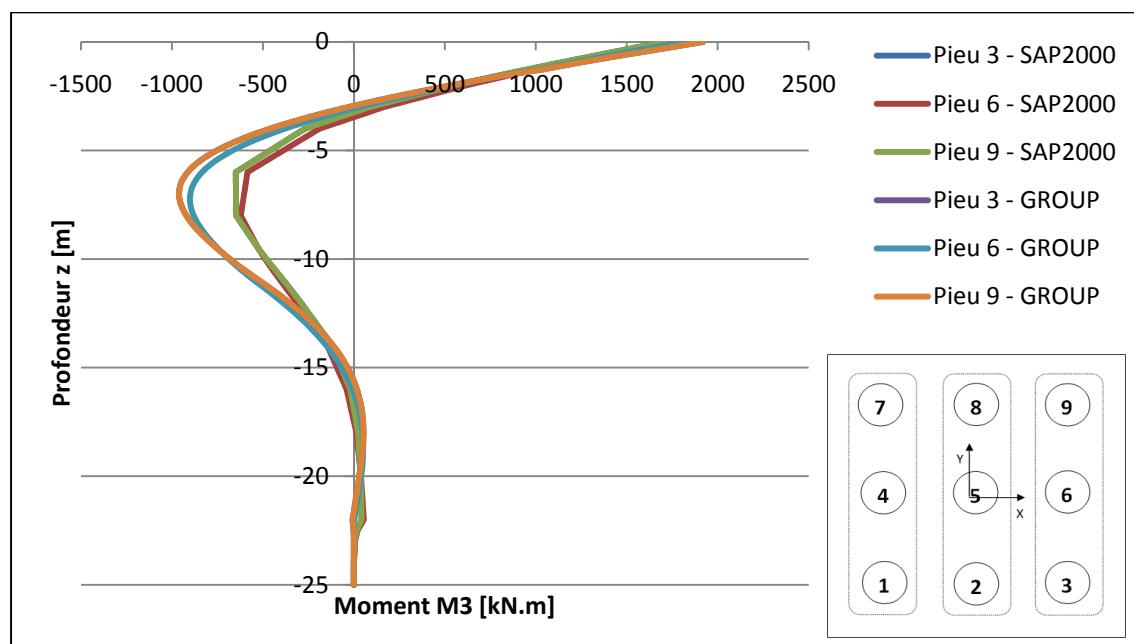


Figure-A III-12 Courbe de moment-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 90.

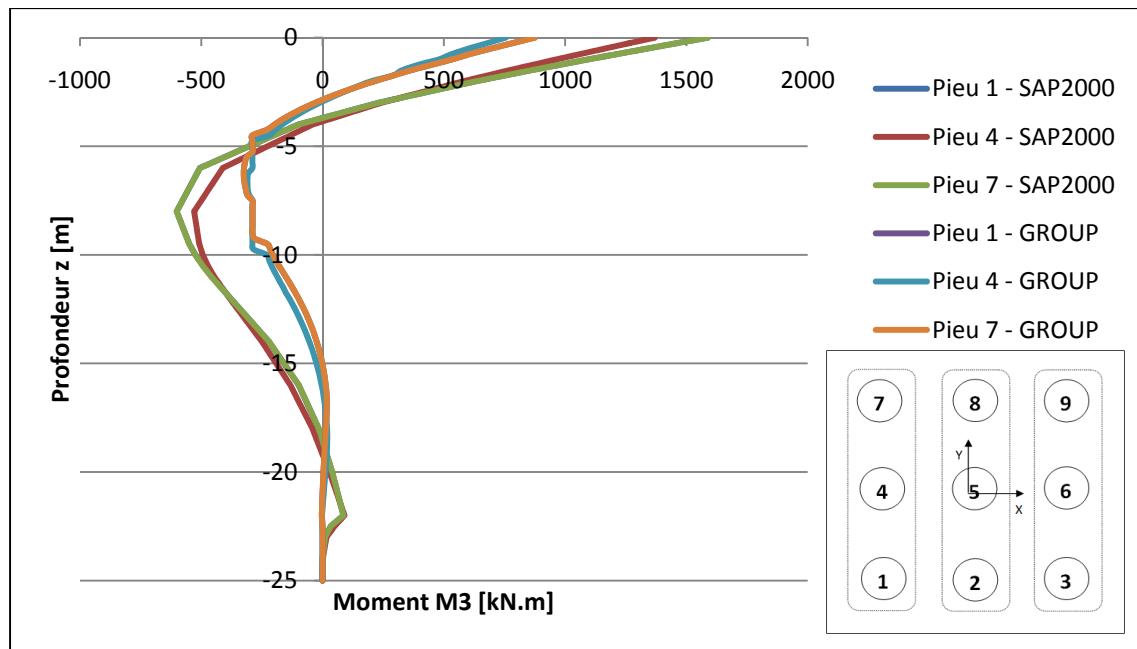


Figure-A III-13 Courbe de moment-profondeur pour la 1ère rangée de pieux
à l'itération 100.

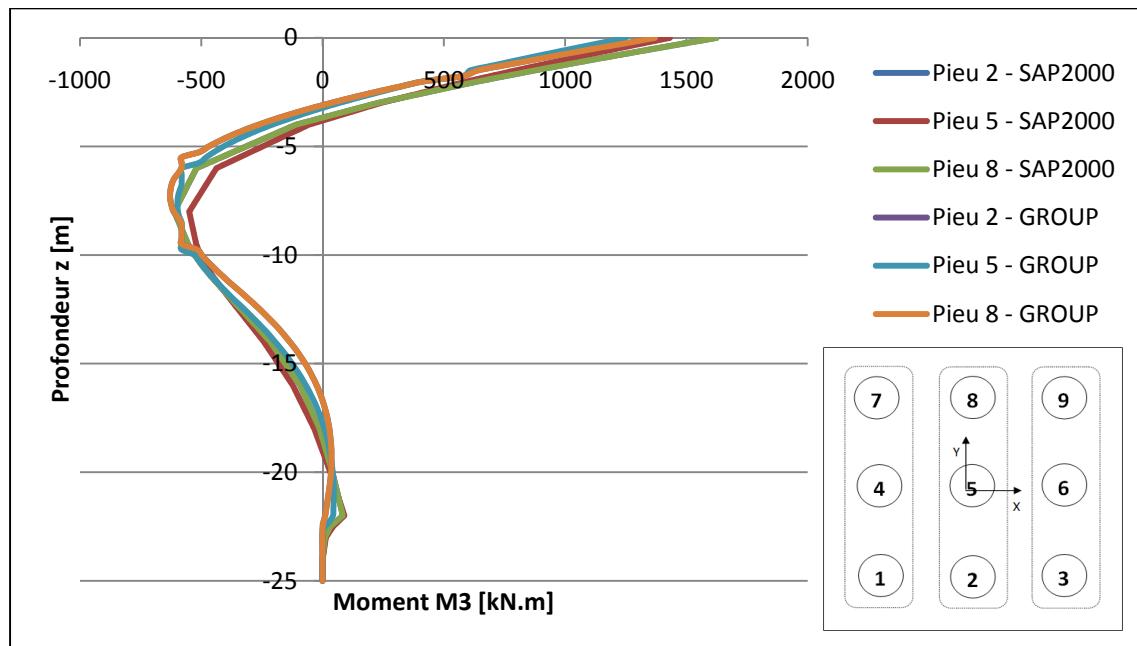


Figure-A III-14 Courbe de moment-profondeur pour la 2ème rangée de pieux
à l'itération 100.

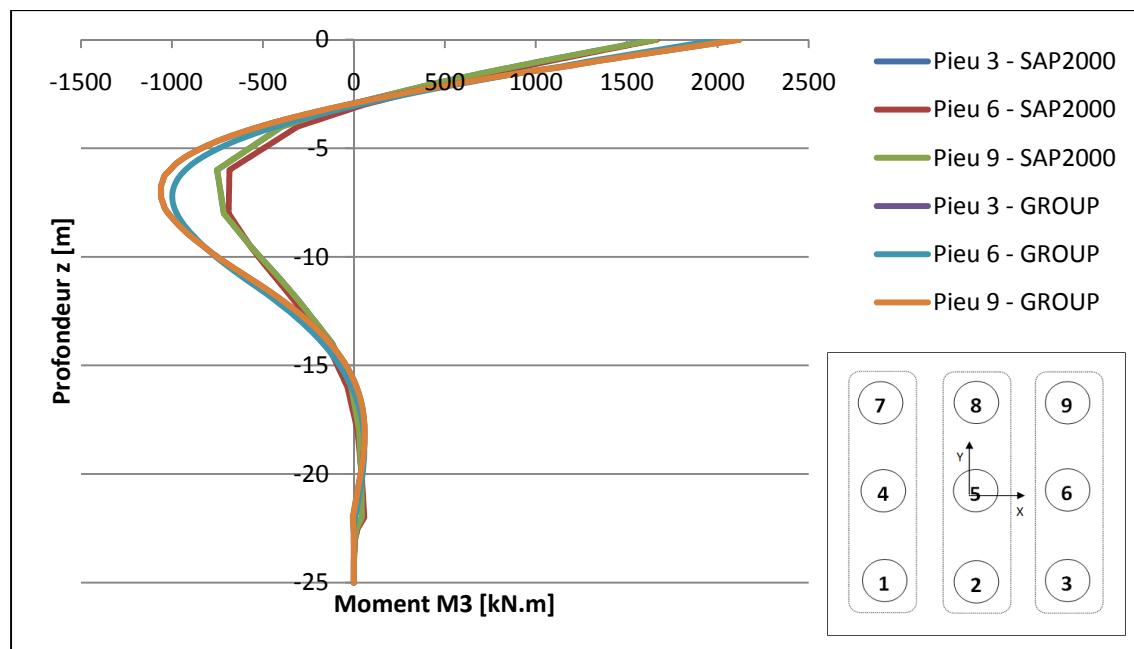


Figure-A III-15 Courbe de moment-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 100.

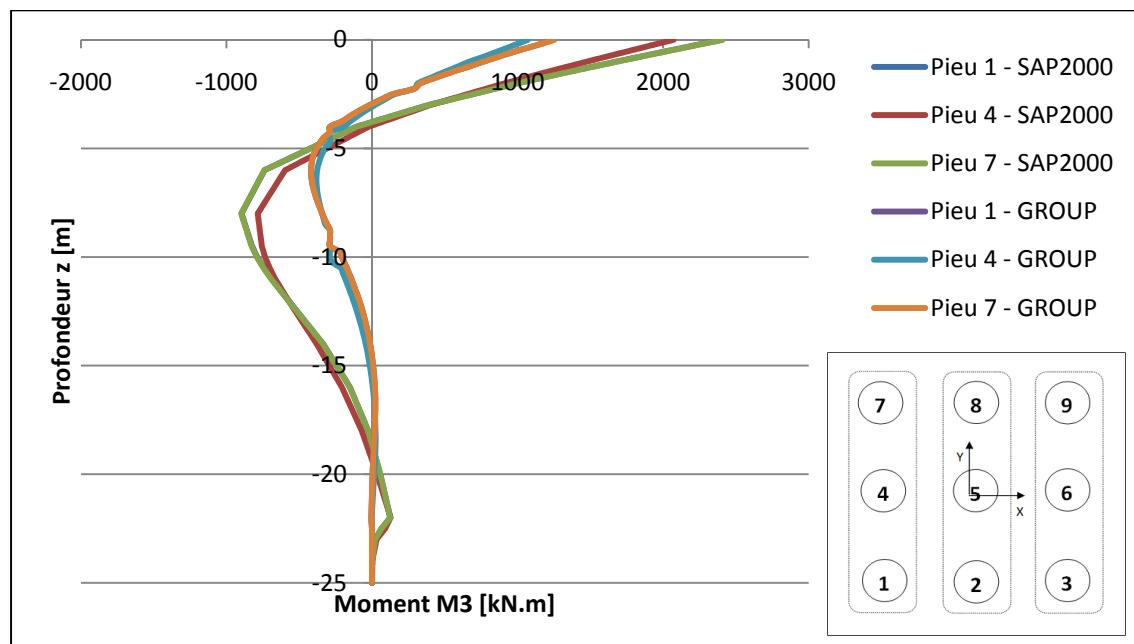


Figure-A III-16 Courbe de moment-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 150.

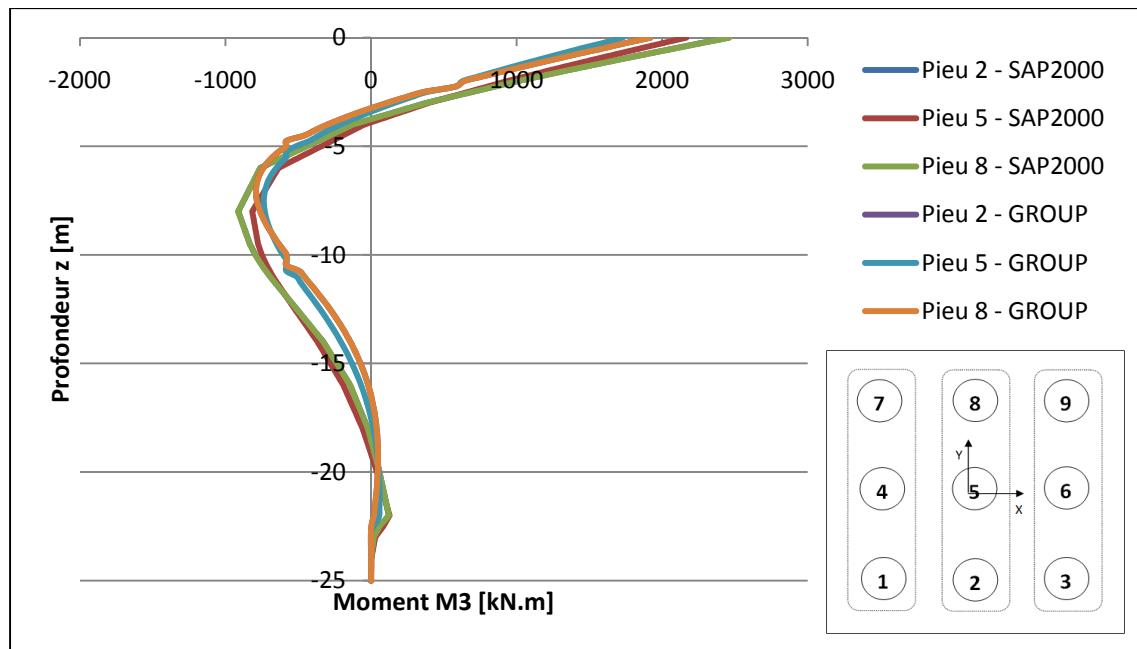


Figure-A III-17 Courbe de moment-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l’itération 150.

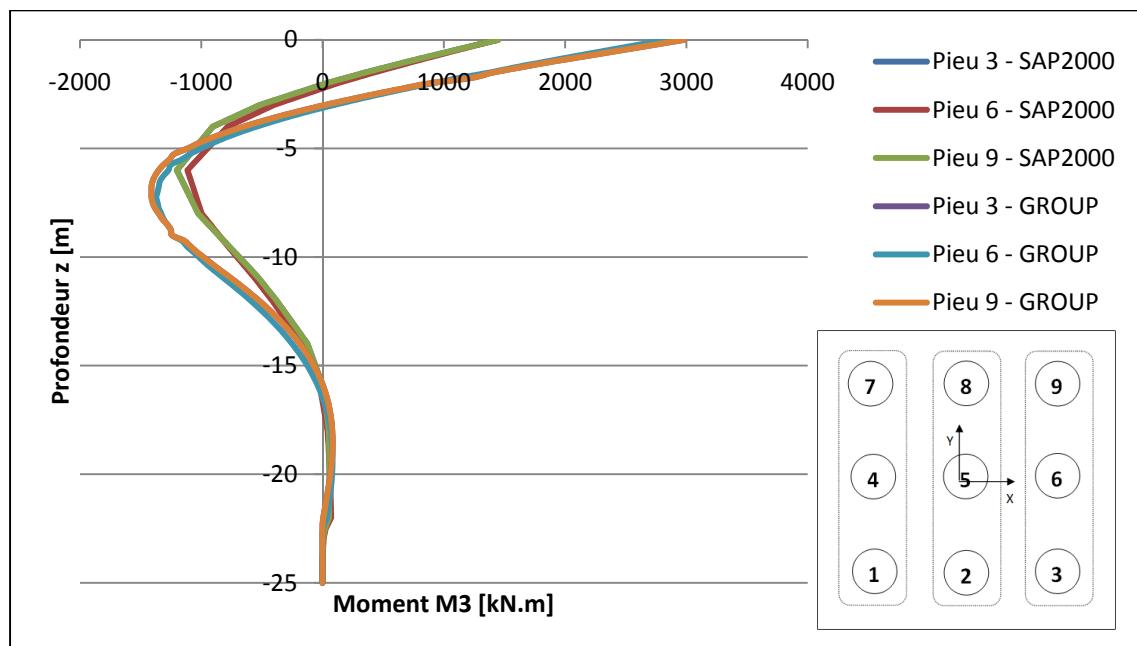


Figure-A III-18 Courbe de moment-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 150.

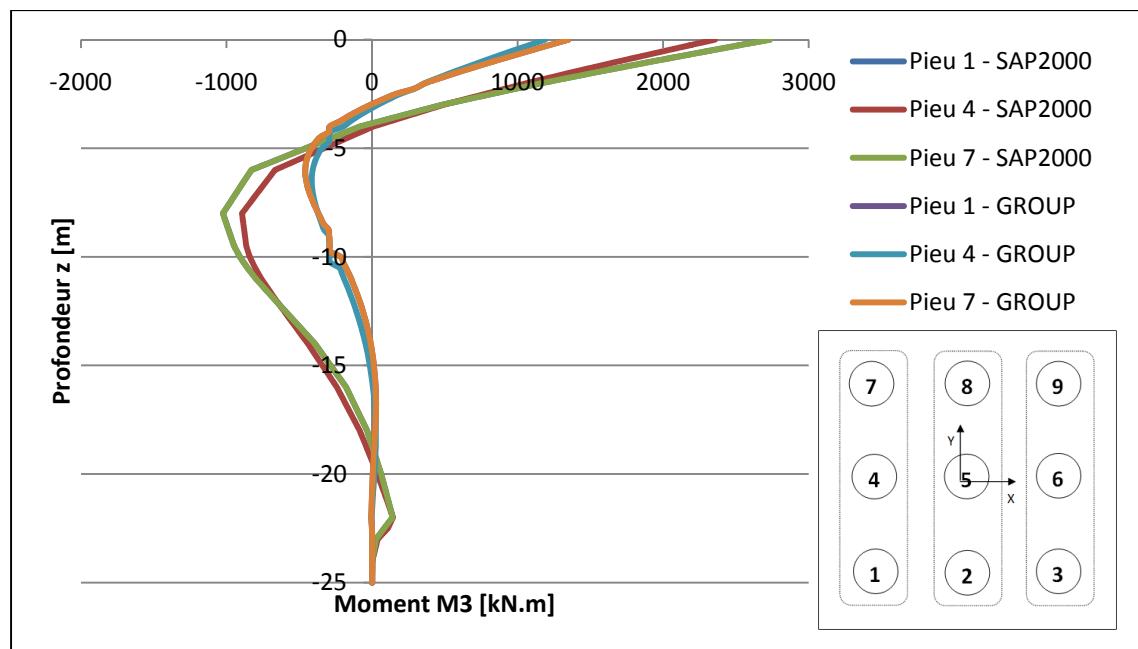


Figure-A III-19 Courbe de moment-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 172.

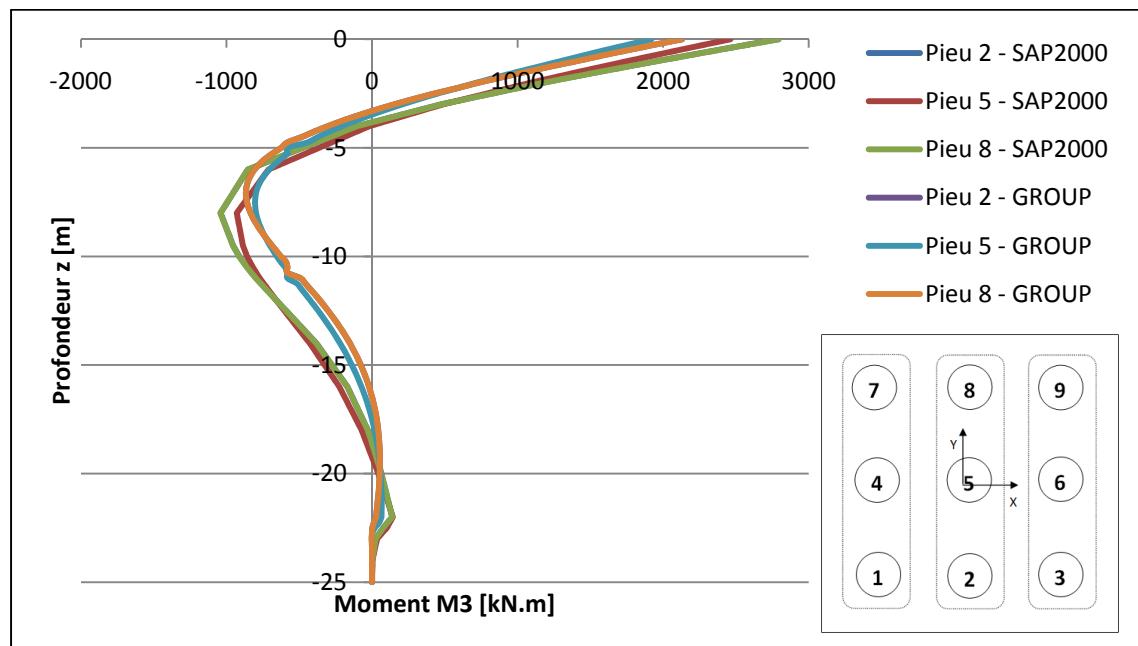


Figure-A III-20 Courbe de moment-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l’itération 172.

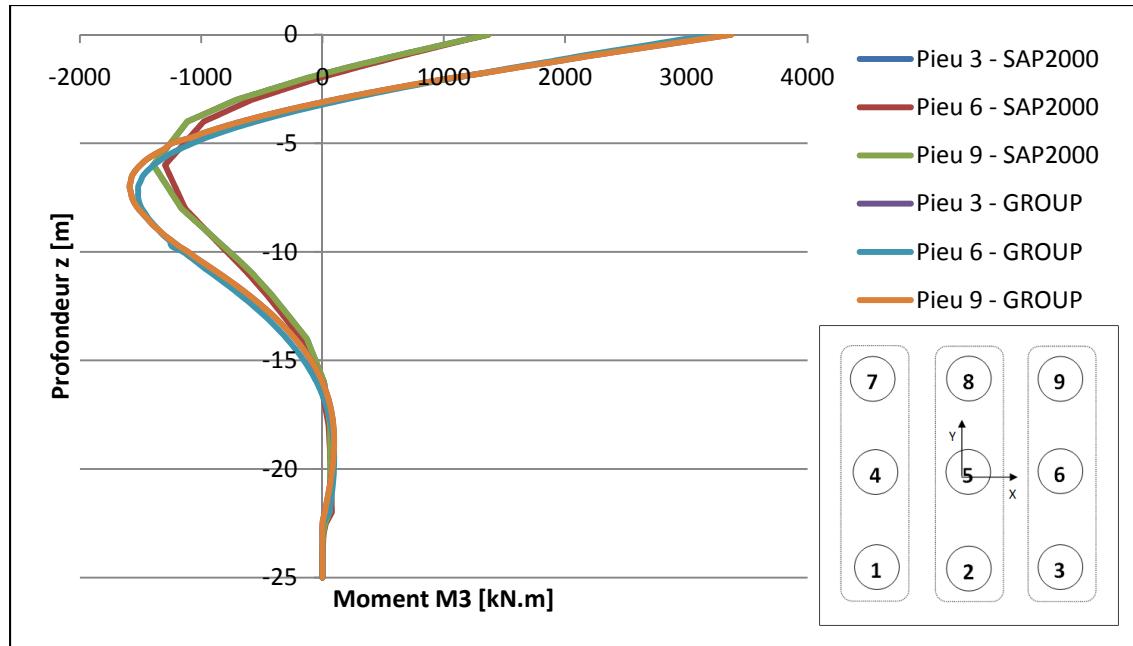


Figure-A III-21 Courbe de moment-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l'itération 172.

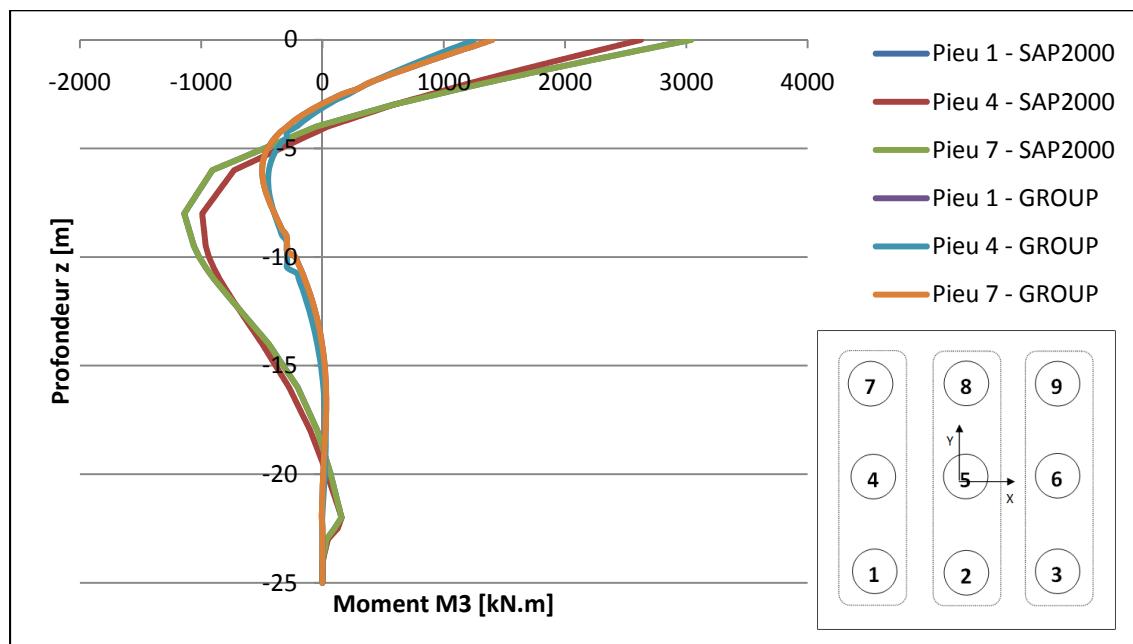


Figure-A III-22 Courbe de moment-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l'itération 191.

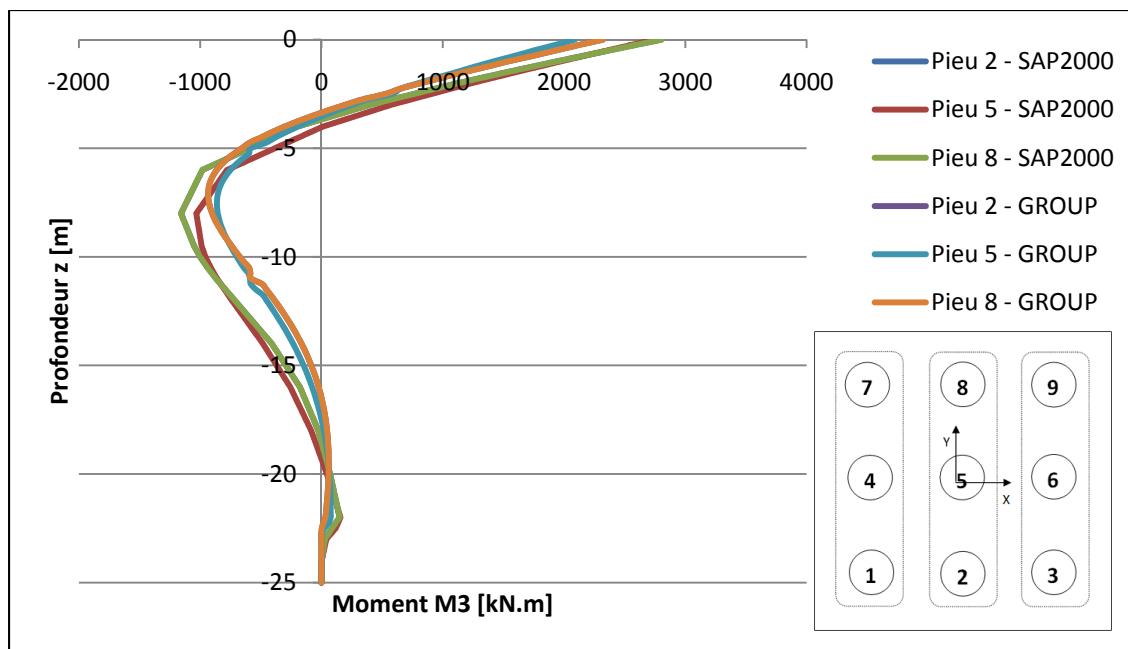


Figure-A III-23 Courbe de moment-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l’itération 191.

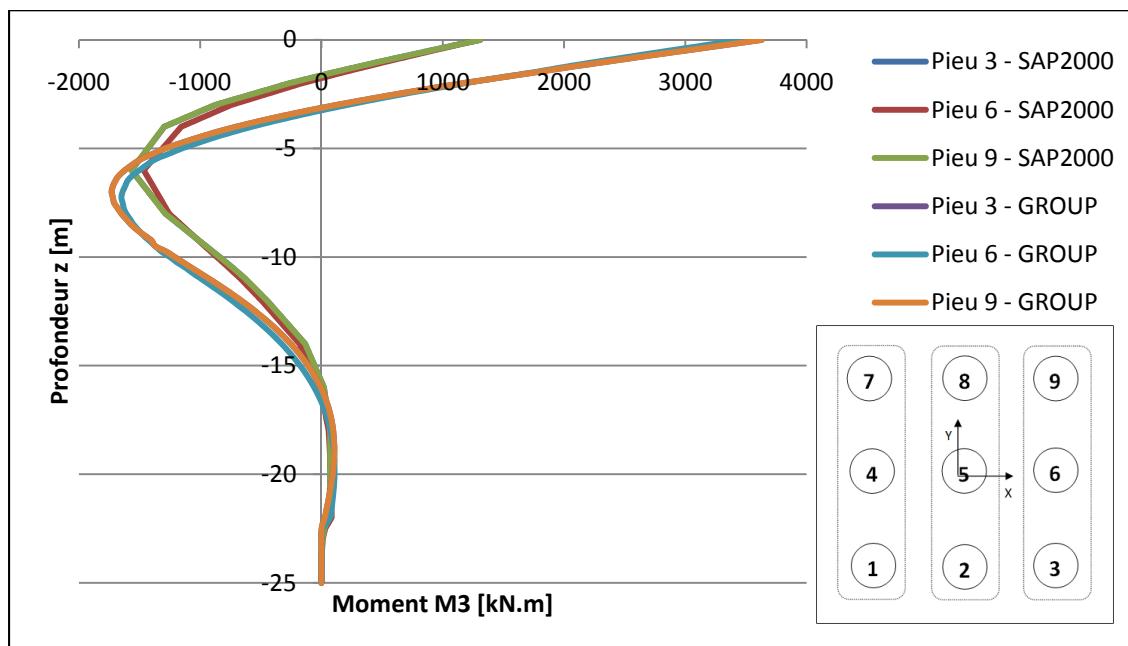
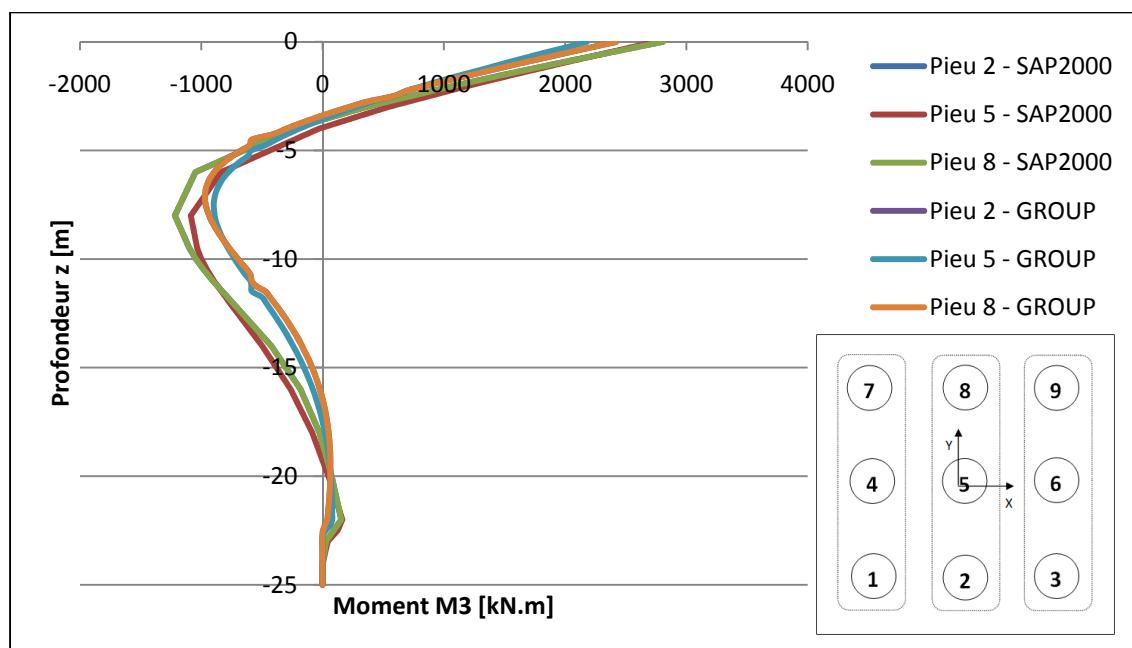
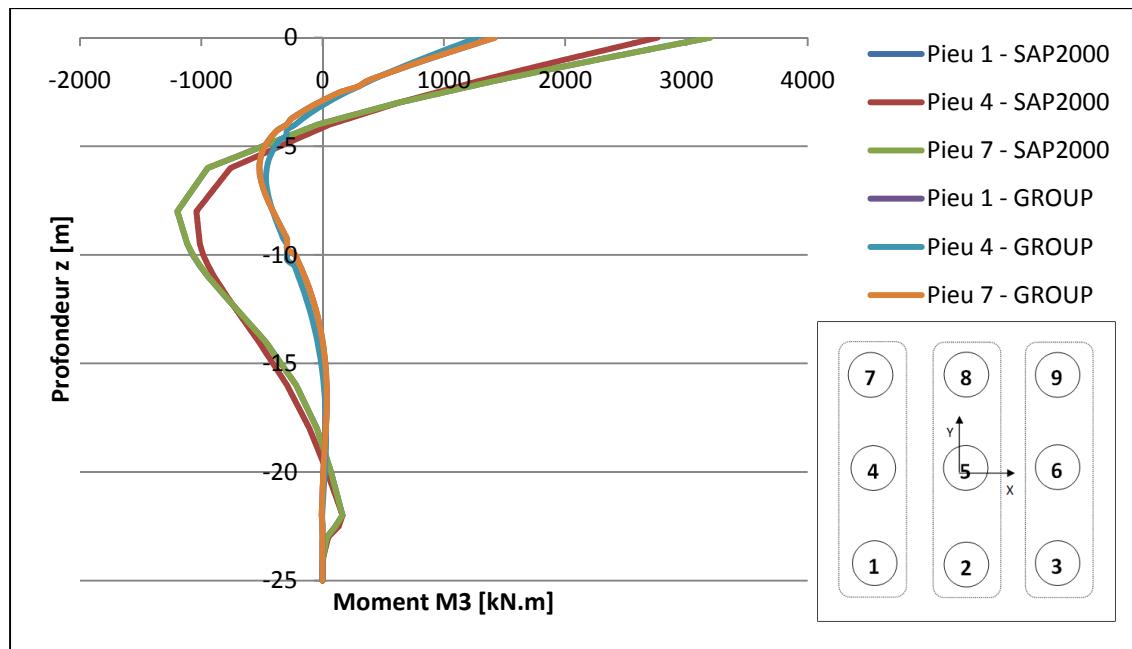


Figure-A III-24 Courbe de moment-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 191.



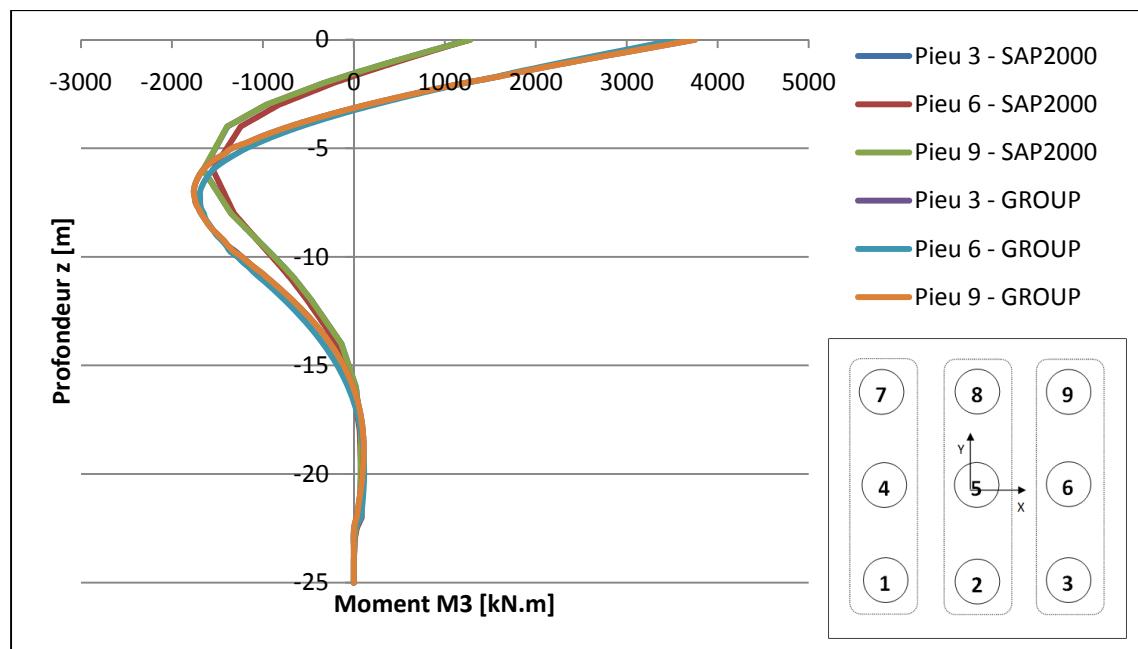


Figure-A III-27 Courbe de moment-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 200.

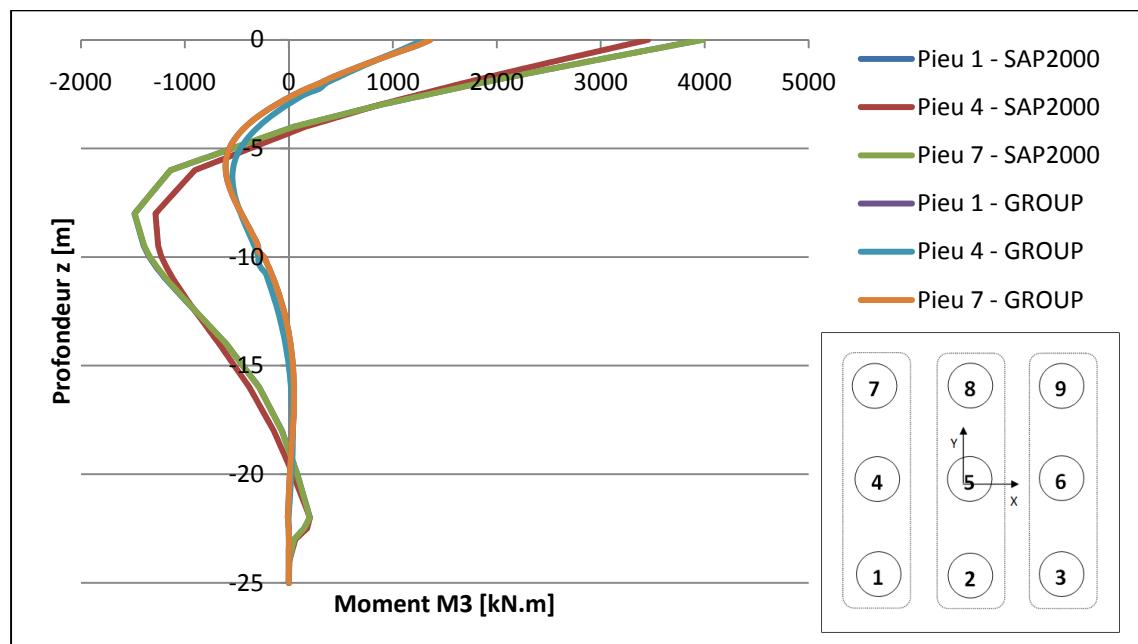


Figure-A III-28 Courbe de moment-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 250.

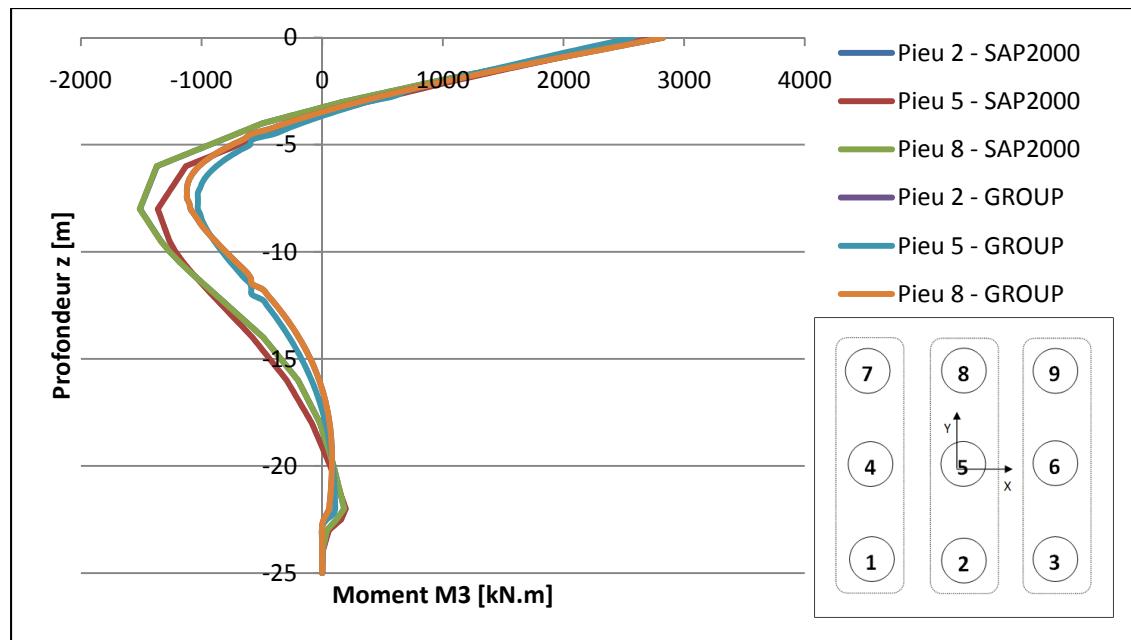


Figure-A III-29 Courbe de moment-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l’itération 250.

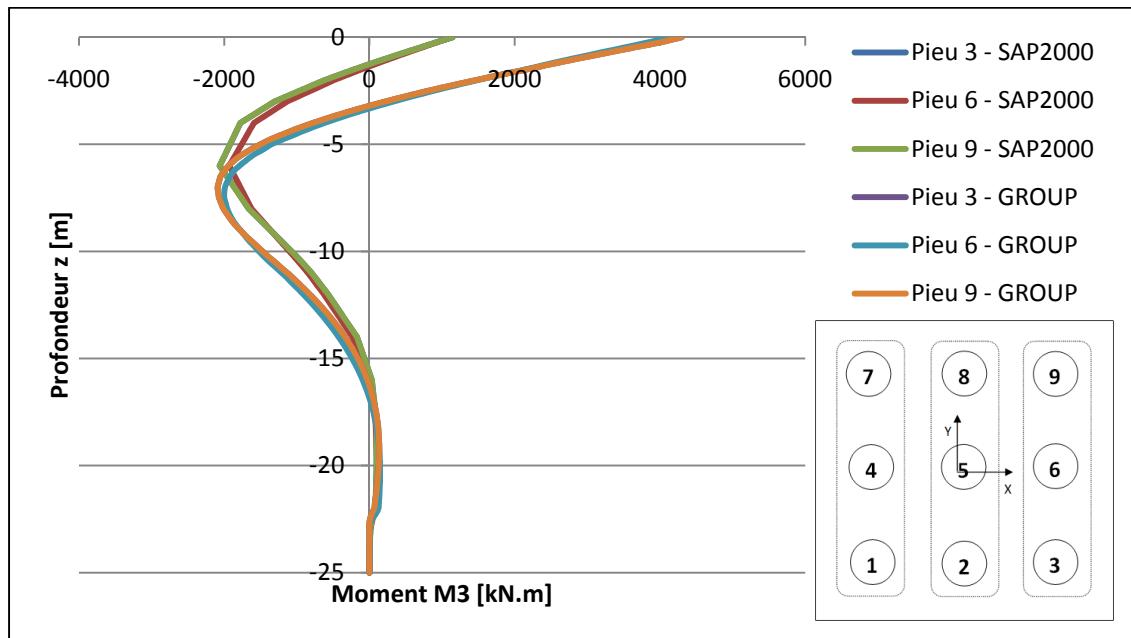


Figure-A III-30 Courbe de moment-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 250.

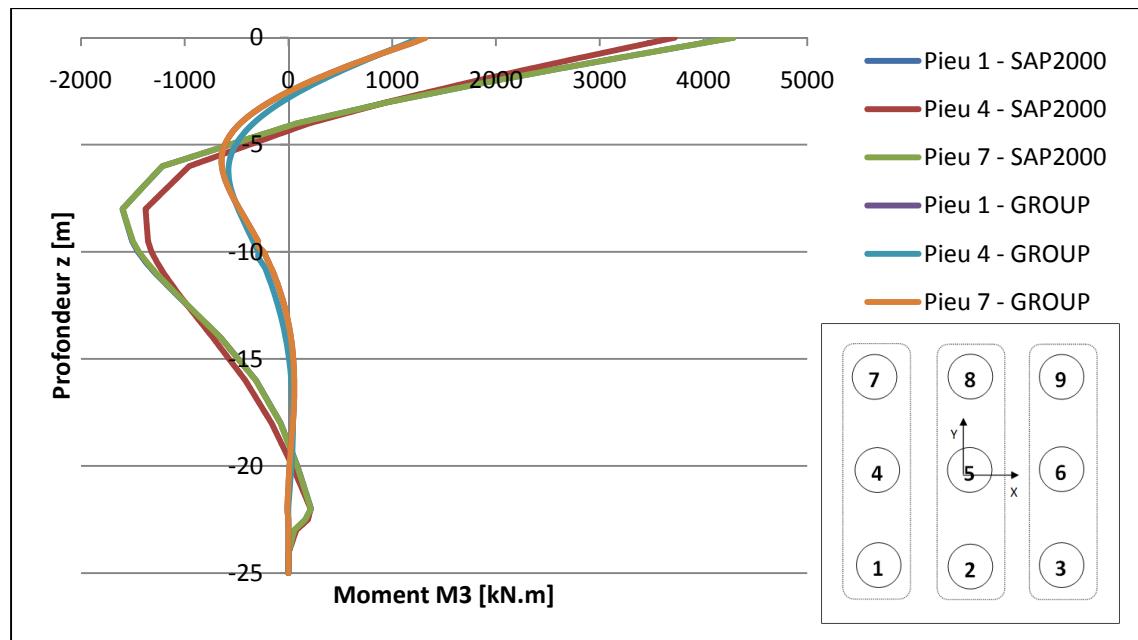


Figure-A III-31 Courbe de moment-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 270.

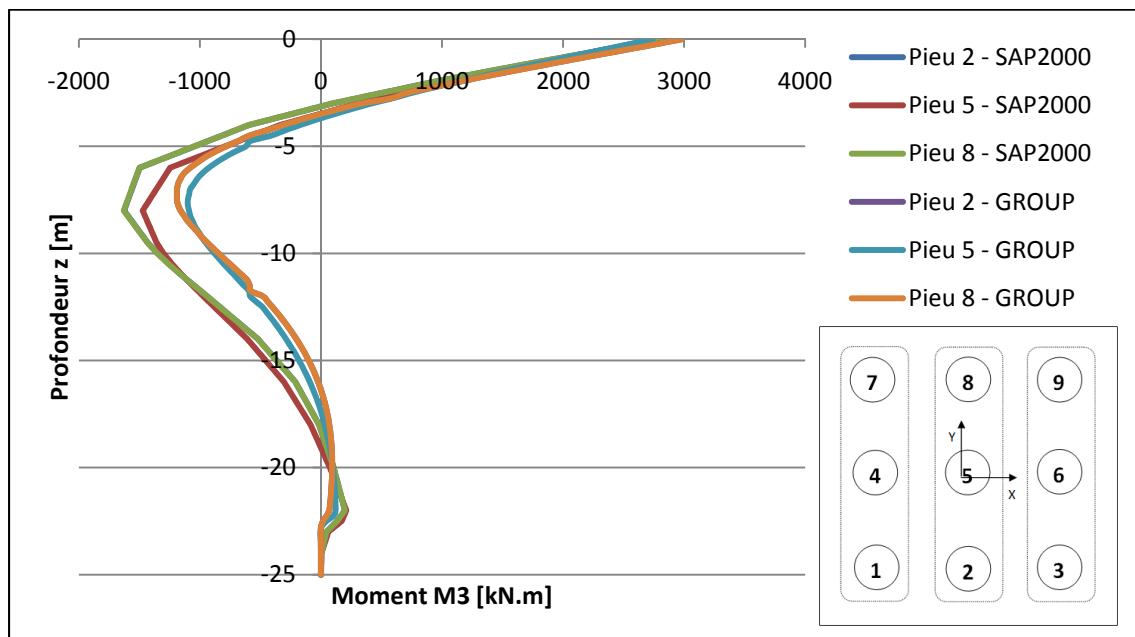


Figure-A III-32 Courbe de moment-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l’itération 270.

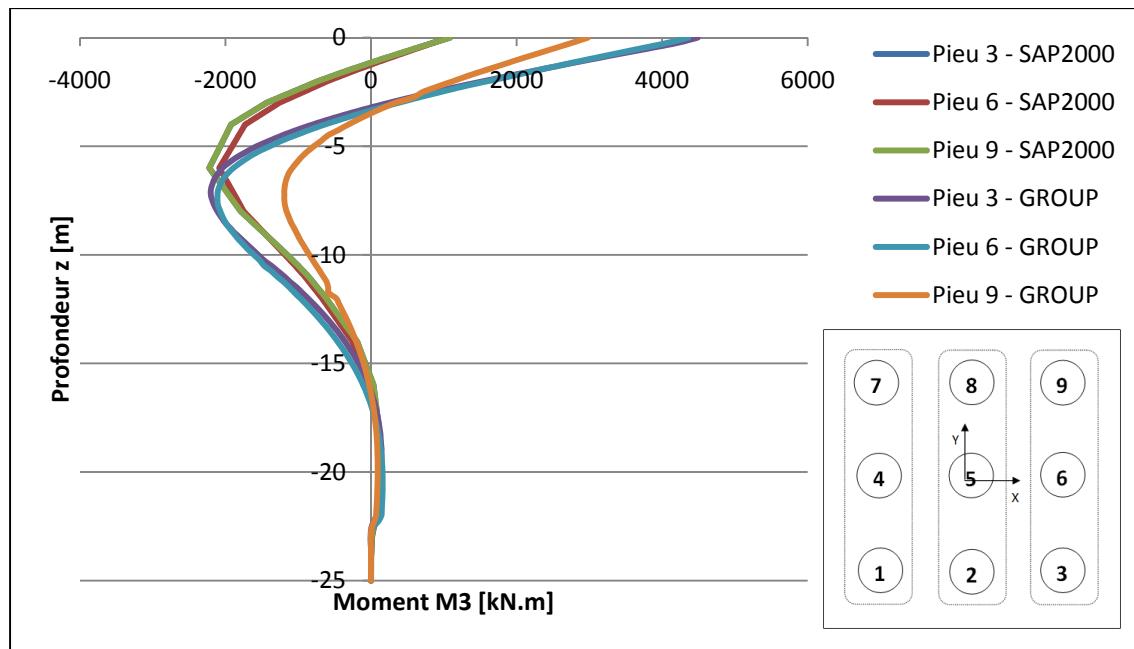


Figure-A III-33 Courbe de moment-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l'itération 270.

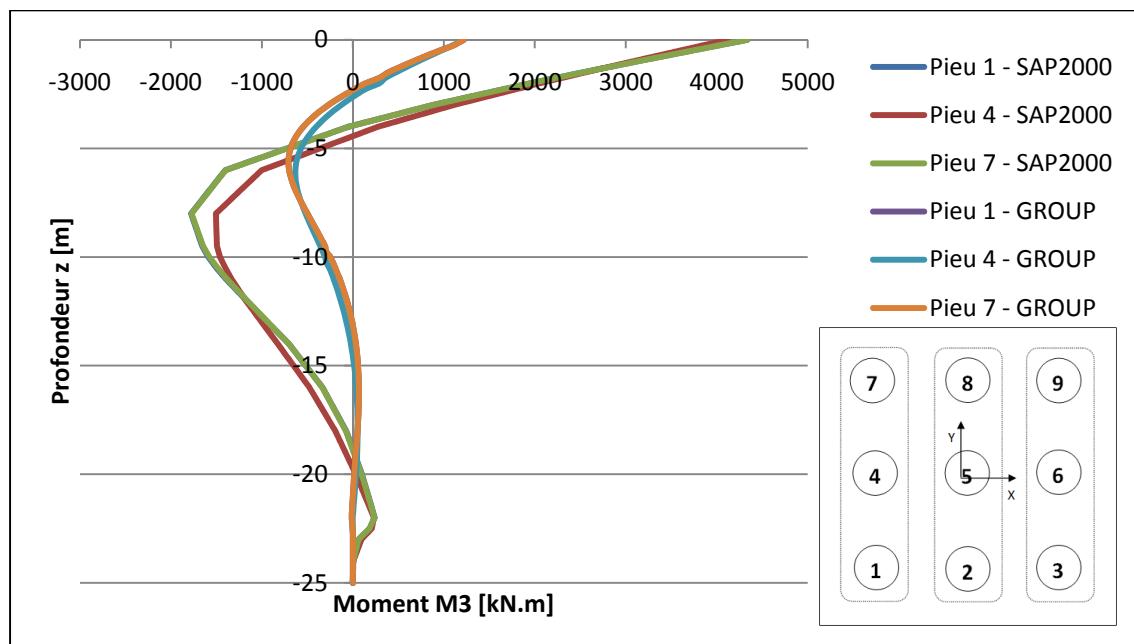


Figure-A III-34 Courbe de moment-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l'itération 300.

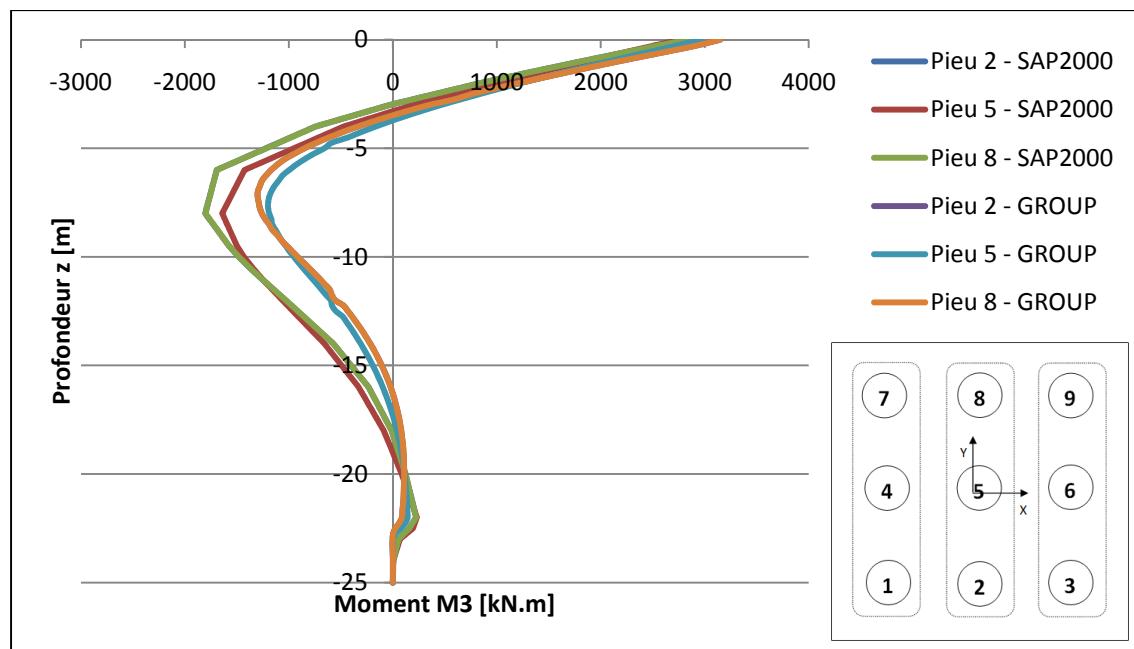


Figure-A III-35 Courbe de moment-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l’itération 300.

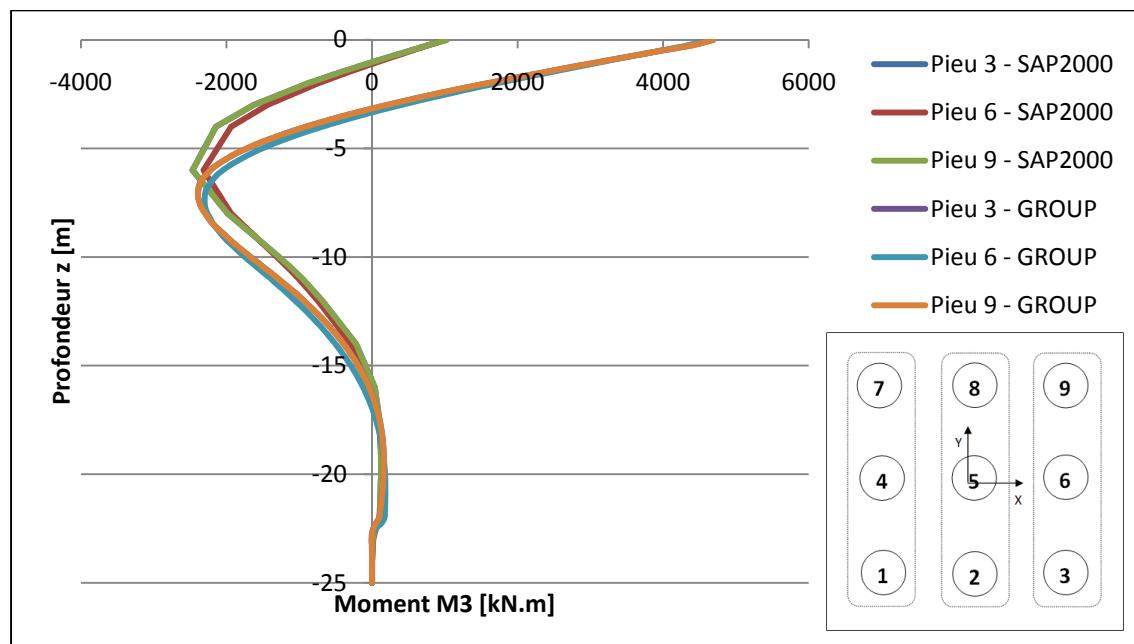


Figure-A III-36 Courbe de moment-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 300.

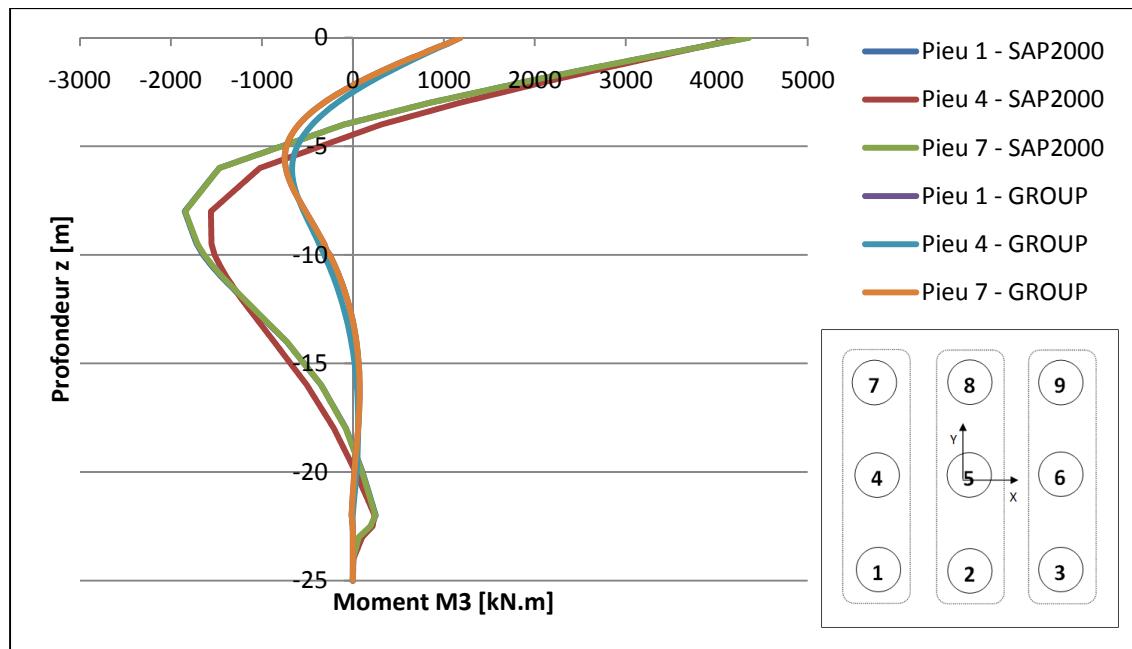


Figure-A III-37 Courbe de moment-profondeur pour la 1^{ère} rangée de pieux
à l'itération 313.

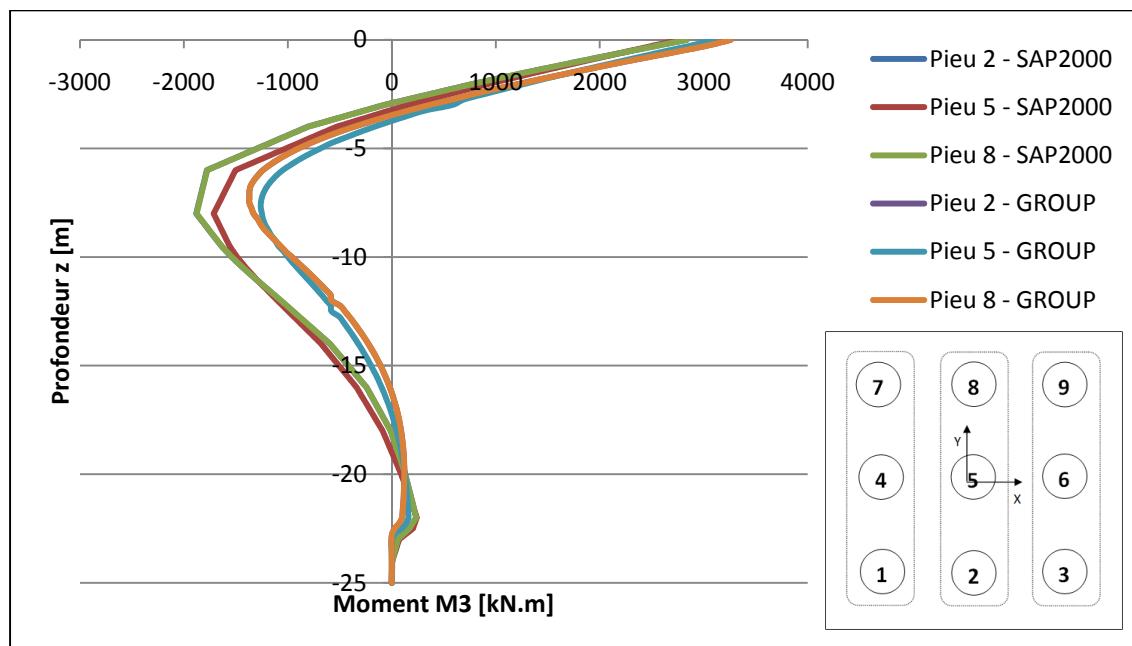


Figure-A III-38 Courbe de moment-profondeur pour la 2^{ème} rangée de pieux
à l'itération 313.

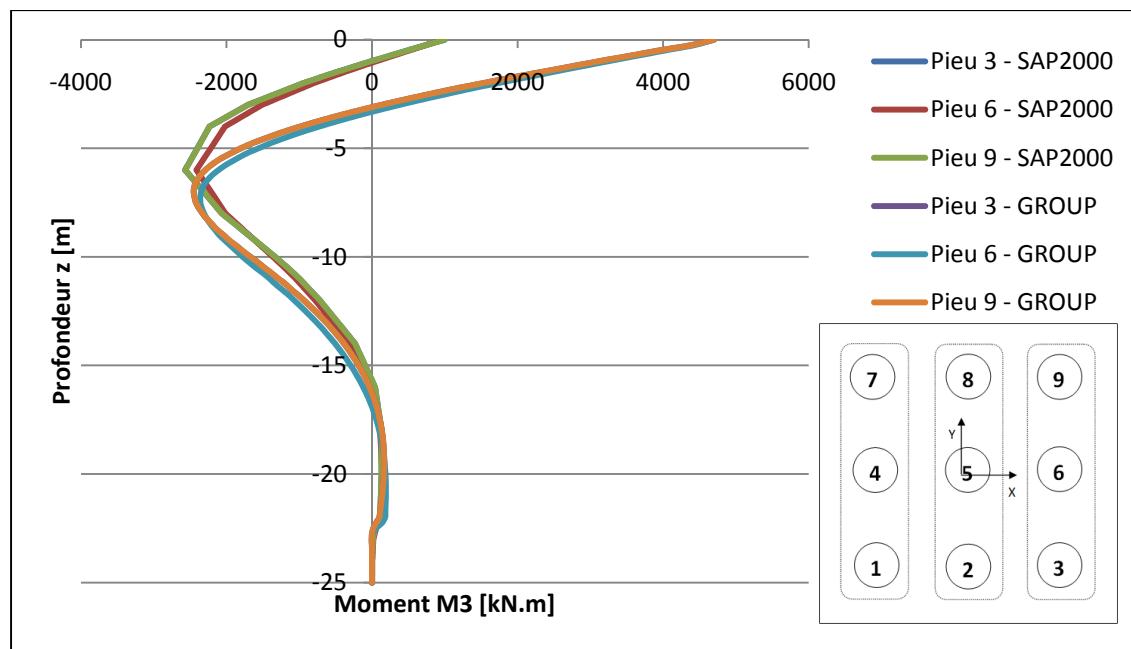


Figure-A III-39 Courbe de moment-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 313.

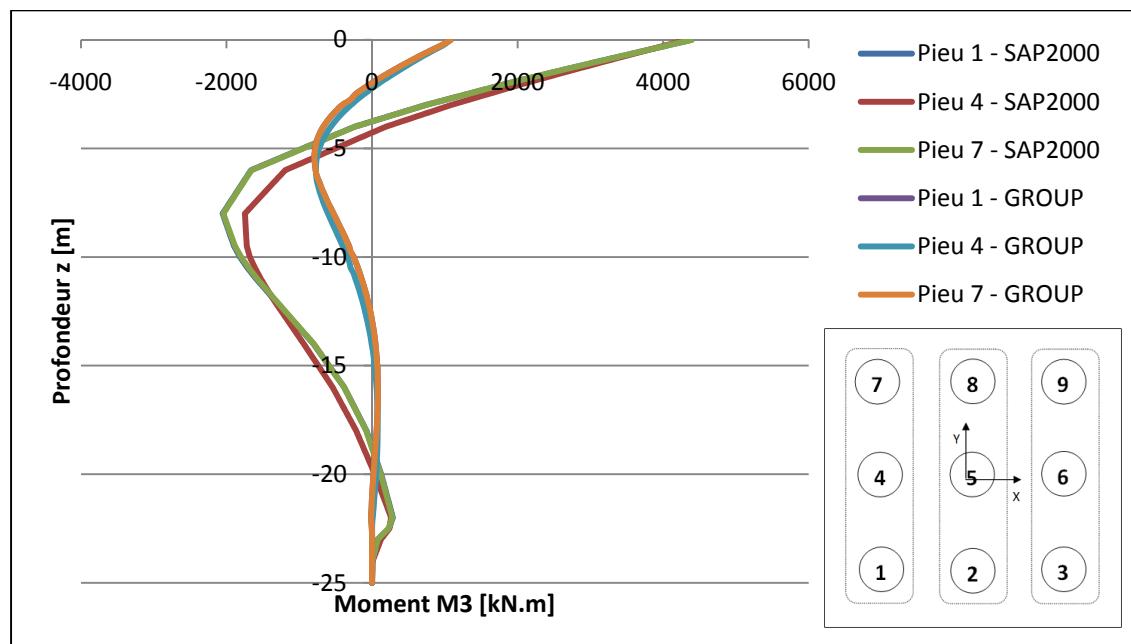


Figure-A III-40 Courbe de moment-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 350.

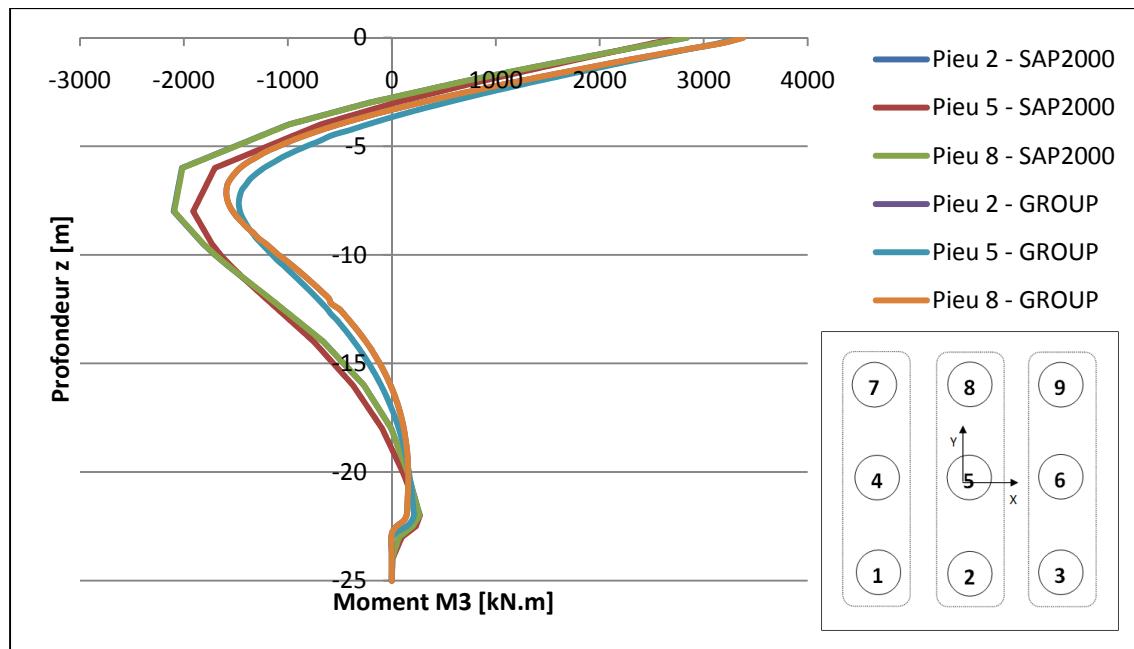


Figure-A III-41 Courbe de moment-profondeur pour la 2^{ème} rangée de pieux à l'itération 350.

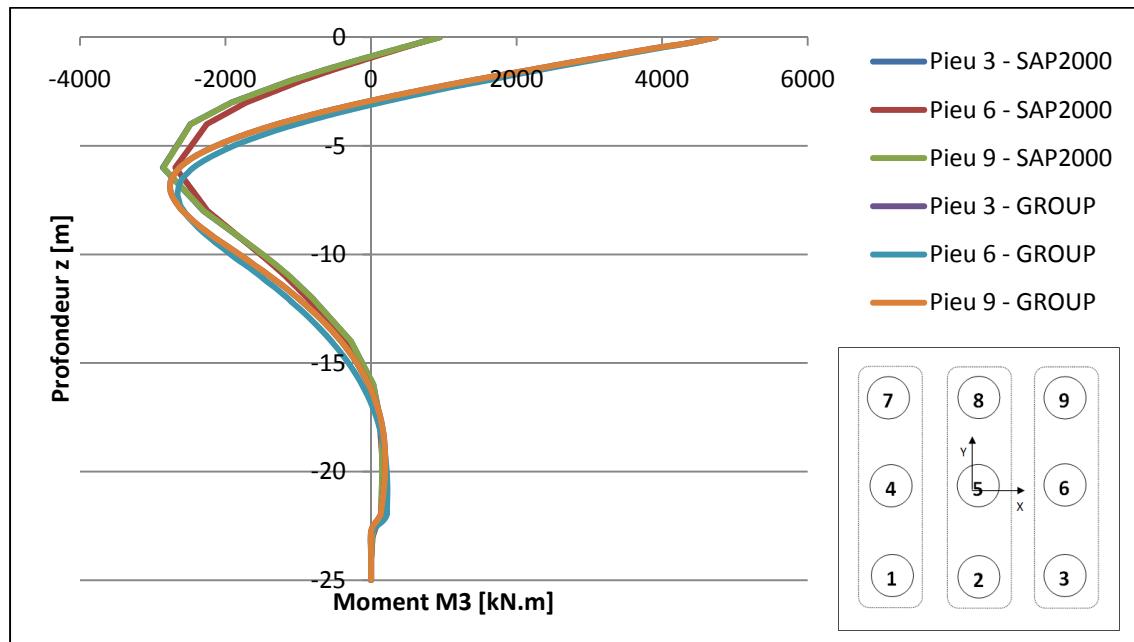


Figure-A III-42 Courbe de moment-profondeur pour la 3^{ème} rangée de pieux à l'itération 350.

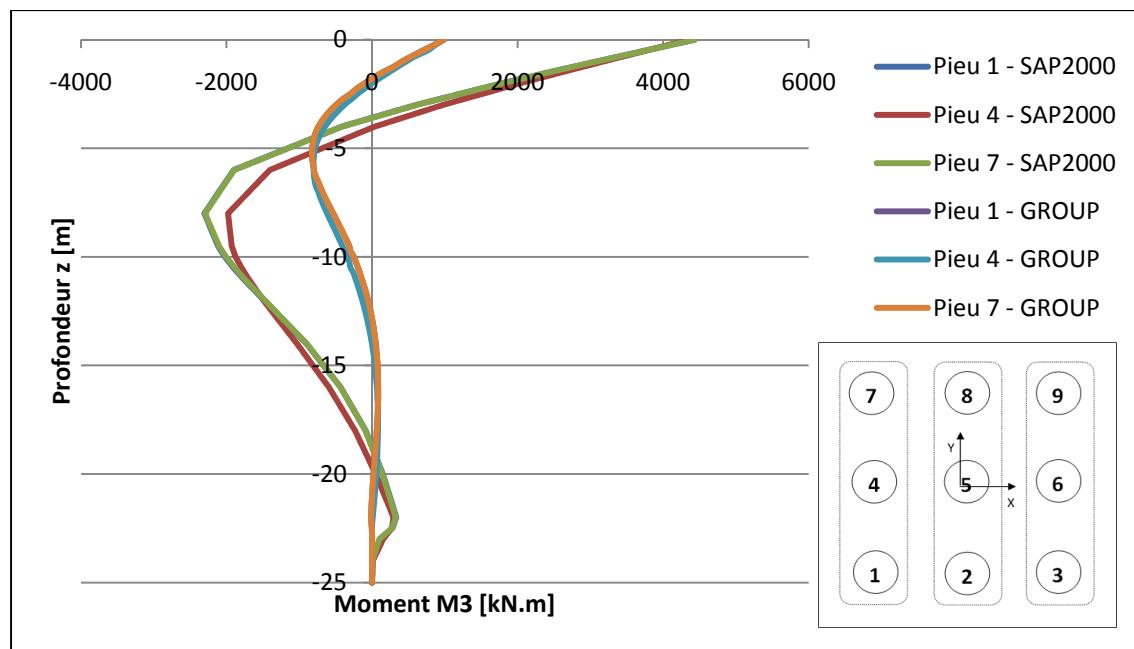


Figure-A III-43 Courbe de moment-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 397.

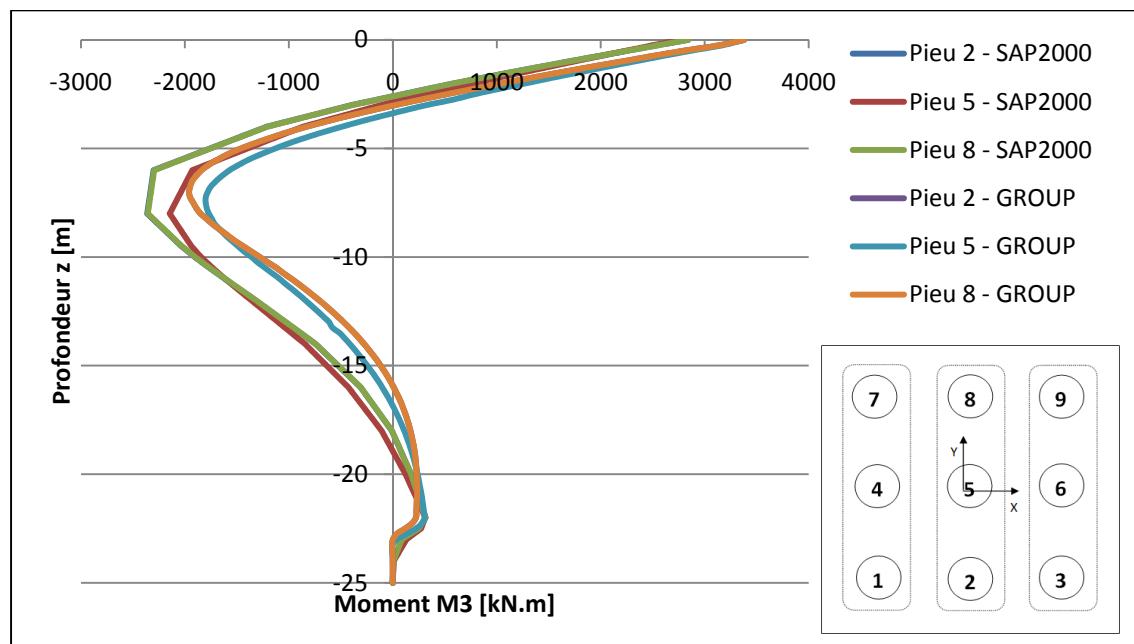
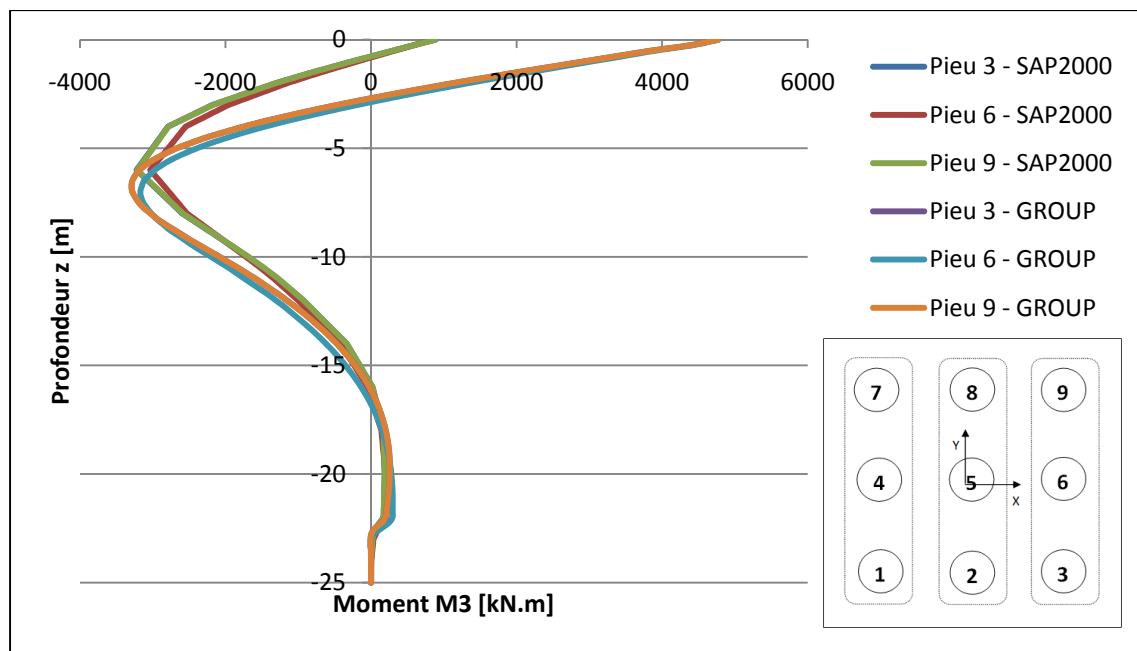


Figure-A III-44 Courbe de moment-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l’itération 397.



ANNEXE IV

Tableau-A IV-1 Comparaison des valeurs des moments maximaux $M3$ (kN.m) entre les deux logiciels

Itération	Logiciel	Pieu 1	Pieu 2	Pieu 3	Pieu 4	Pieu 5	Pieu 6	Pieu 7	Pieu 8	Pieu 9
1	SAP2000	15	16	20	13	14	19	15	16	20
	GROUP	16	16	20	14	15	19	16	16	20
	écart (%)	-4%	-3%	3%	-8%	-6%	1%	-4%	-3%	2%
50	SAP2000	778	798	1032	671	702	957	778	798	1032
	GROUP	563	730	1040	526	679	998	563	730	1040
	écart (%)	28%	8%	-1%	22%	3%	-4%	28%	8%	-1%
85	SAP2000	1324	1354	1737	1147	1198	1613	1325	1354	1737
	GROUP	763	1200	1820	676	1090	1740	763	1200	1820
	écart (%)	42%	11%	-5%	41%	9%	-8%	42%	11%	-5%
90	SAP2000	1409	1441	1711	1216	1271	1718	1410	1441	1711
	GROUP	814	1260	1920	704	1150	1830	814	1260	1920
	écart (%)	42%	13%	-12%	42%	10%	-7%	42%	13%	-12%
100	SAP2000	1589	1624	1660	1370	1432	1666	1589	1624	1660
	GROUP	875	1370	2120	756	1250	2020	875	1370	2120
	écart (%)	45%	16%	-28%	45%	13%	-21%	45%	16%	-28%
150	SAP2000	2403	2457	1447	2072	2166	1444	2408	2461	1449
	GROUP	1250	1920	2980	1070	1730	2830	1250	1920	2980
	écart (%)	48%	22%	-106%	48%	20%	-96%	48%	22%	-106%
172	SAP2000	2731	2791	1369	2357	2462	1364	2735	2795	1370
	GROUP	1350	2130	3370	1190	1920	3210	1350	2130	3370
	écart (%)	51%	24%	-146%	50%	22%	-135%	51%	24%	-146%
191	SAP2000	3037	2800	1309	2628	2744	1303	3042	2804	1310
	GROUP	1400	2320	3630	1250	2090	3450	1400	2320	3630
	écart (%)	54%	17%	-177%	52%	24%	-165%	54%	17%	-177%
200	SAP2000	3193	2803	1281	2762	2746	1274	3197	2807	1281
	GROUP	1420	2420	3750	1270	2180	3550	1420	2420	3750
	écart (%)	56%	14%	-193%	54%	21%	-179%	56%	14%	-193%

Itération	Logiciel	Pieu 1	Pieu 2	Pieu 3	Pieu 4	Pieu 5	Pieu 6	Pieu 7	Pieu 8	Pieu 9
250	SAP2000	3975	2822	1146	3456	2760	1132	3979	2827	1145
	GROUP	1360	2820	4300	1300	2570	4140	1360	2820	4300
	écart (%)	66%	0%	-275%	62%	7%	-266%	66%	0%	-275%
270	SAP2000	4289	2829	1085	3723	2765	1071	4291	2833	1085
	GROUP	1320	2980	4490	1260	2740	4360	1320	2980	2980
	écart (%)	69%	-5%	-314%	66%	1%	-307%	69%	-5%	-175%
300	SAP2000	4334	2832	1025	4119	2765	1007	4336	2836	1024
	GROUP	1220	3150	4690	1210	2970	4630	1220	3150	4690
	écart (%)	72%	-11%	-358%	71%	-7%	-360%	72%	-11%	-358%
313	SAP2000	4353	2834	1000	4289	2766	981	4355	2838	999
	GROUP	1180	3260	4700	1180	3090	4700	1180	3260	4700
	écart (%)	73%	-15%	-370%	72%	-12%	-379%	73%	-15%	-371%
350	SAP2000	4391	2837	946	4324	2763	927	4393	2840	944
	GROUP	1080	3380	4740	1080	3330	4740	1080	3380	4740
	écart (%)	75%	-19%	-401%	75%	-21%	-412%	75%	-19%	-402%
397	SAP2000	4437	2839	887	4366	2758	862	4438	2842	883
	GROUP	987	3380	4770	987	3380	4770	987	3380	4770
	écart (%)	78%	-19%	-438%	77%	-23%	-453%	78%	-19%	-440%

ANNEXE V

Courbes représentant le cisaillement $V2$ en fonction de la profondeur z

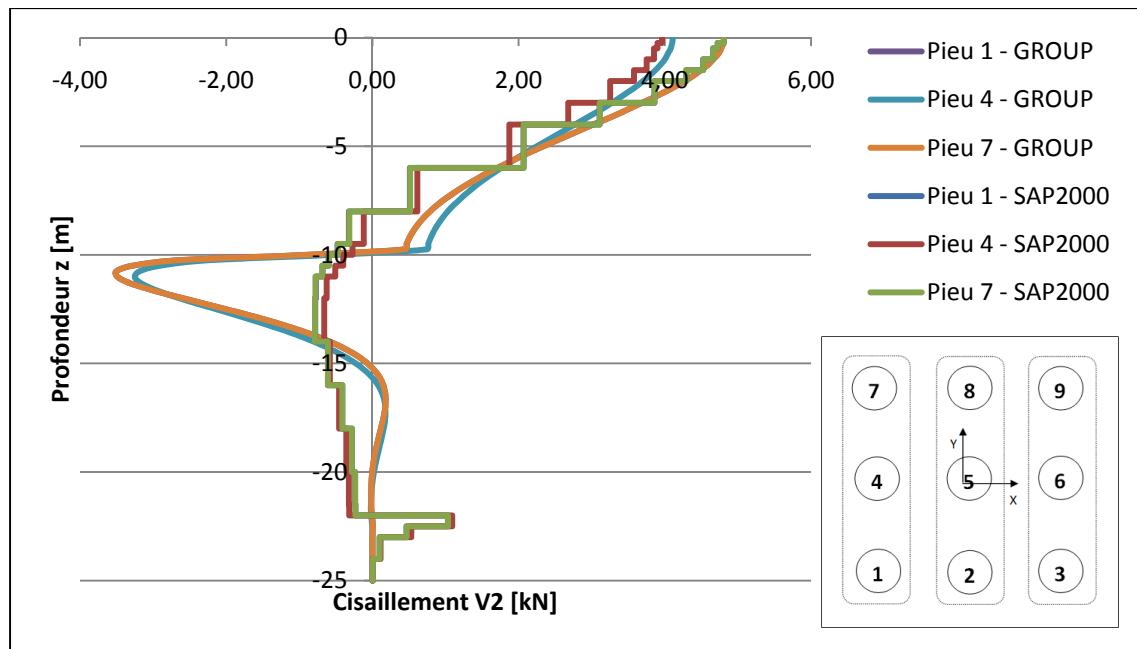


Figure-A V-1 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux
à l'itération 1.

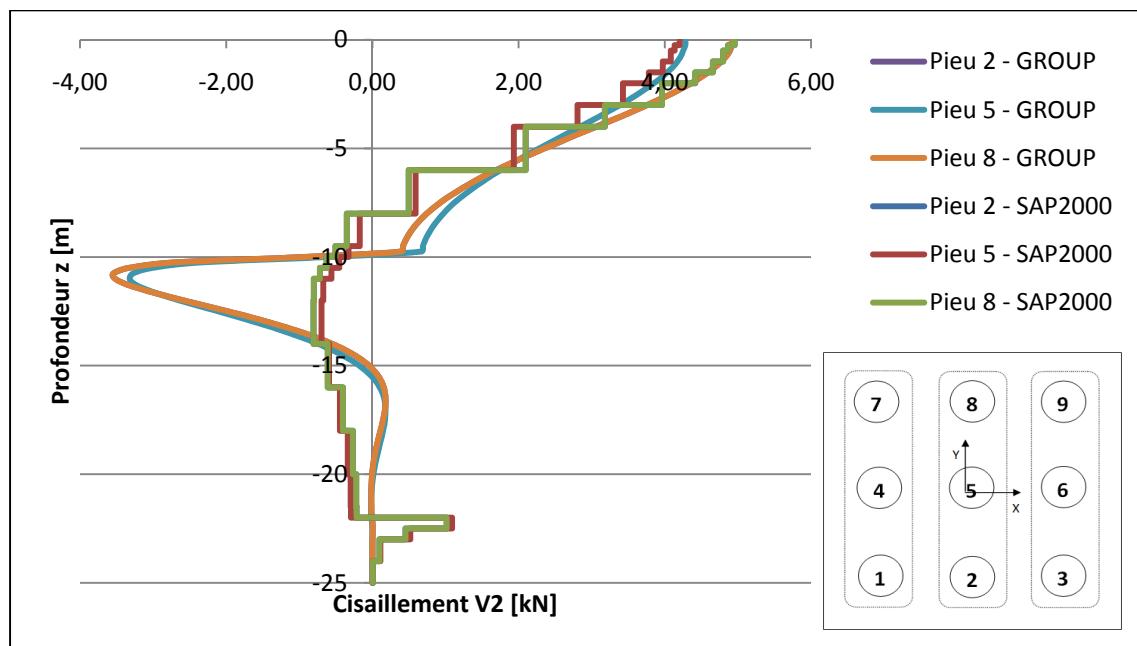


Figure-A V-2 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 2ème rangée de pieux
à l'itération 1.

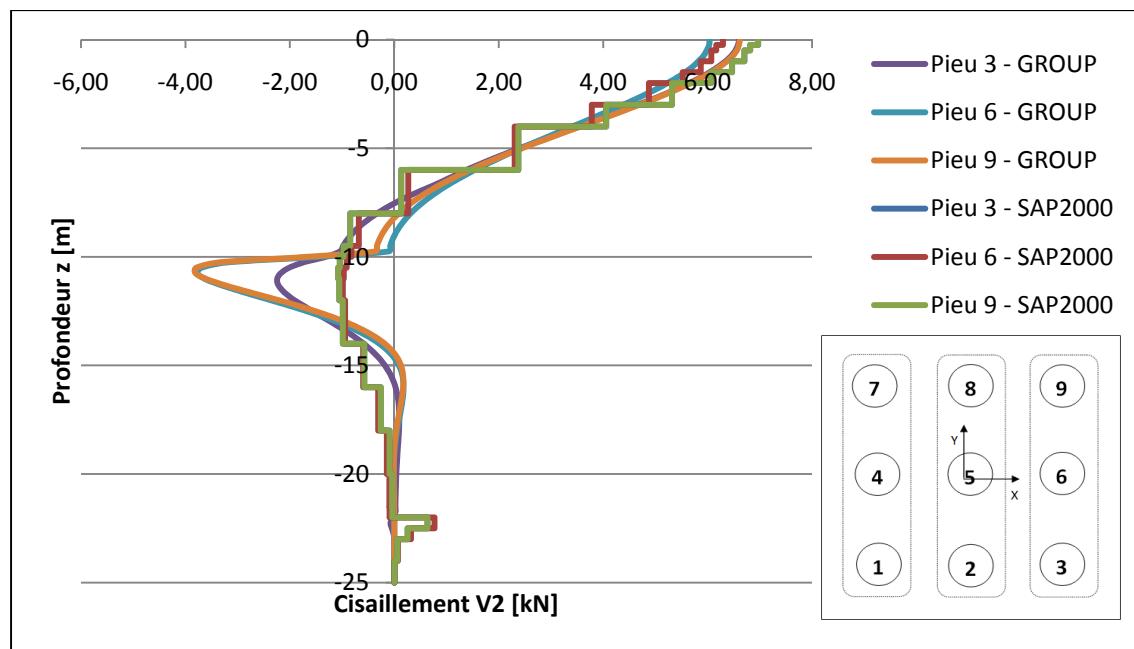


Figure-A V-3 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 1.

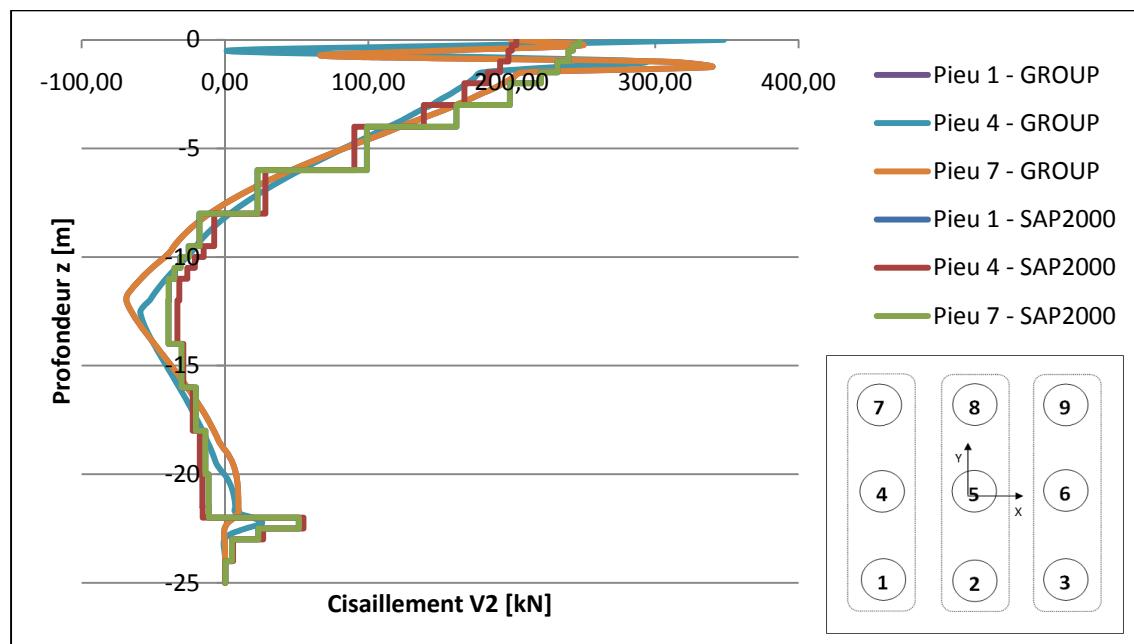
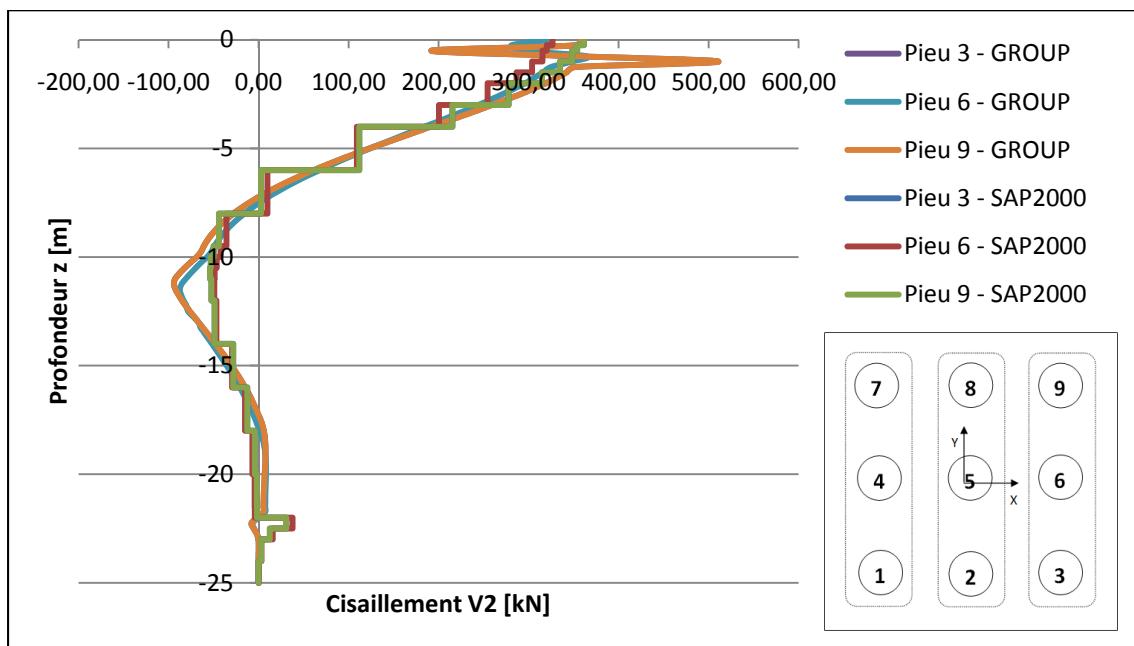
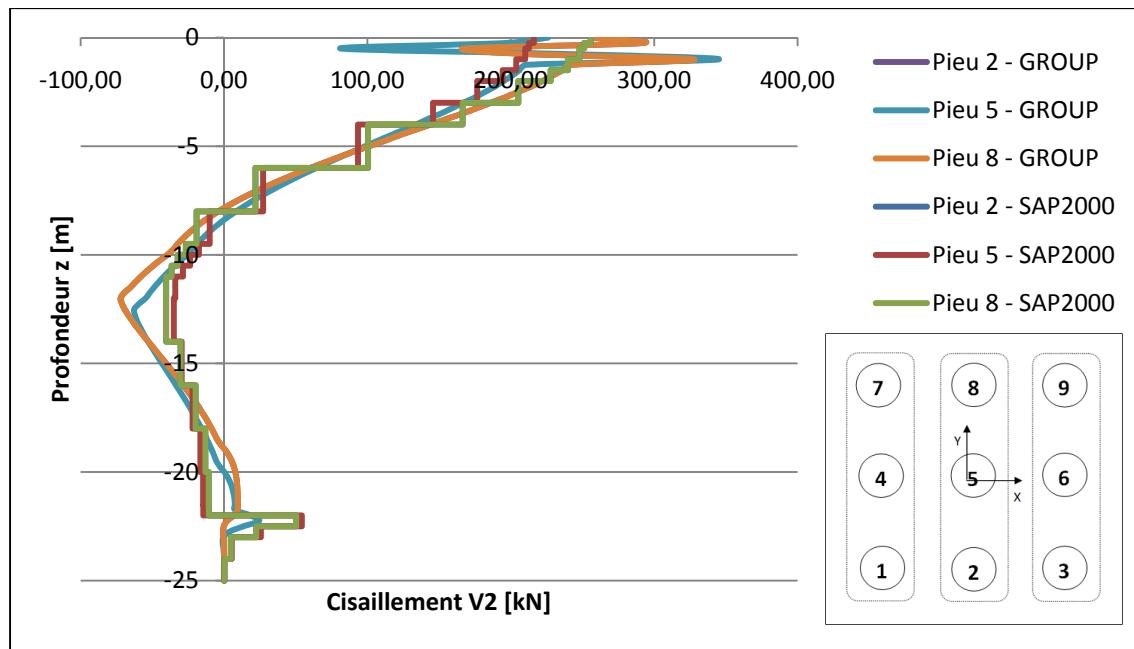


Figure-A V-4 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 50.



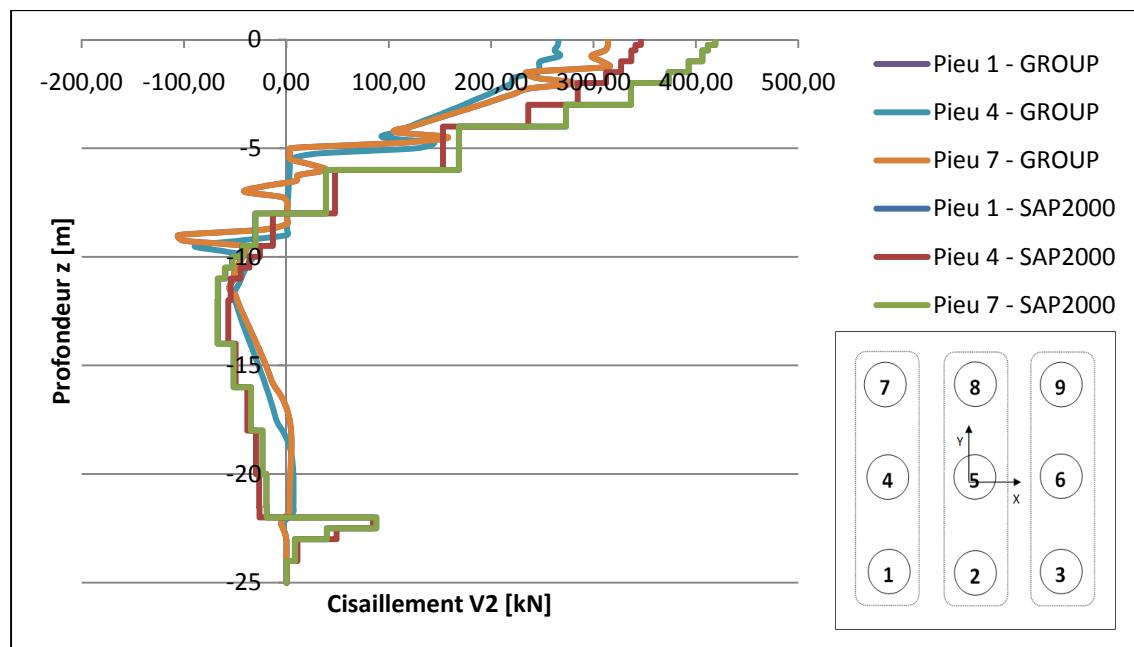
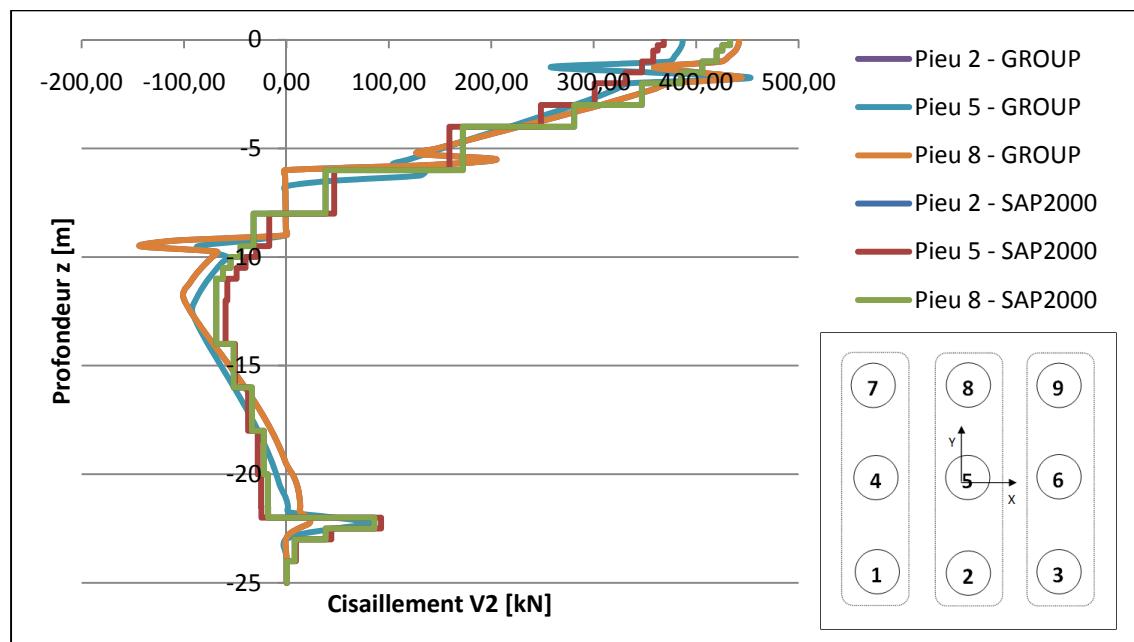


Figure-A V-7 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 85.



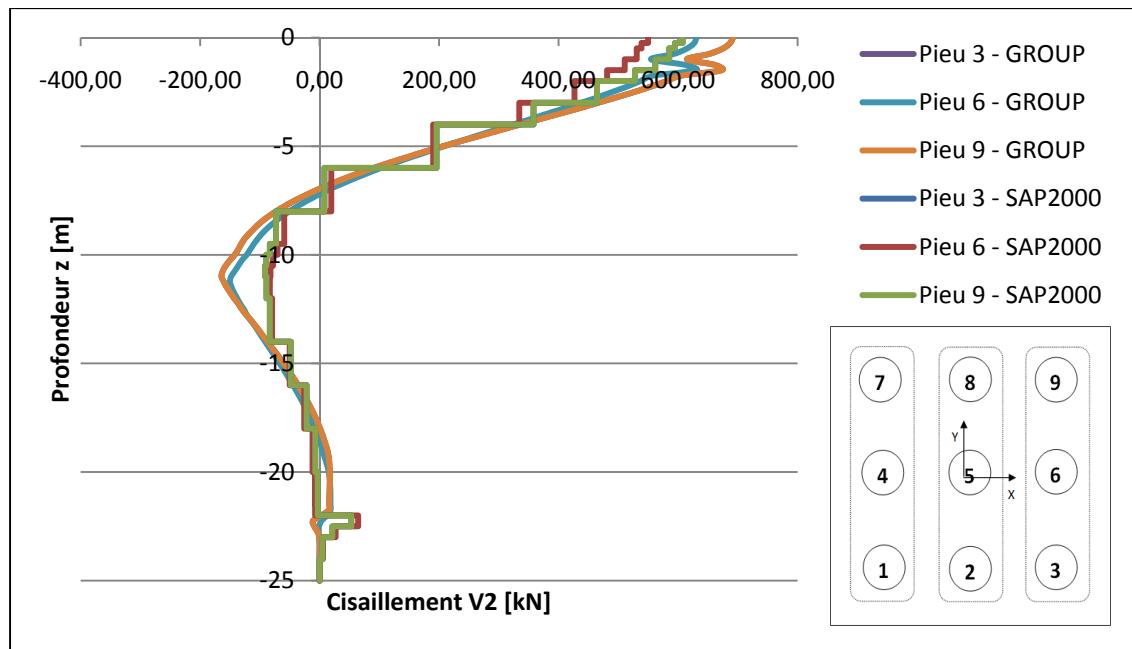


Figure-A V-9 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 85.

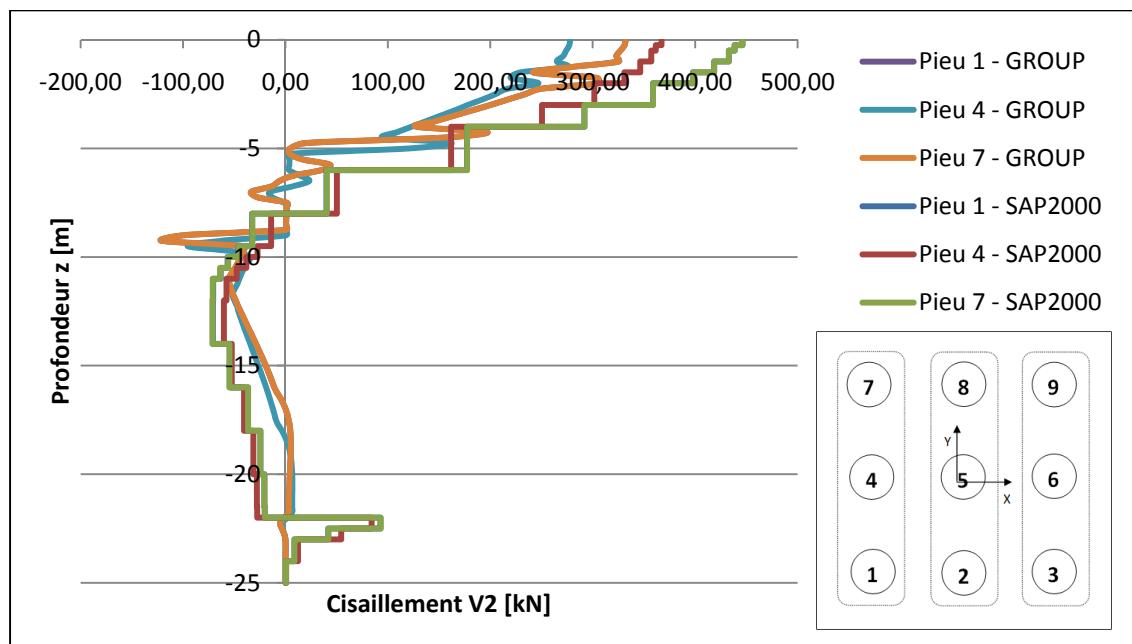


Figure-A V-10 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 90.

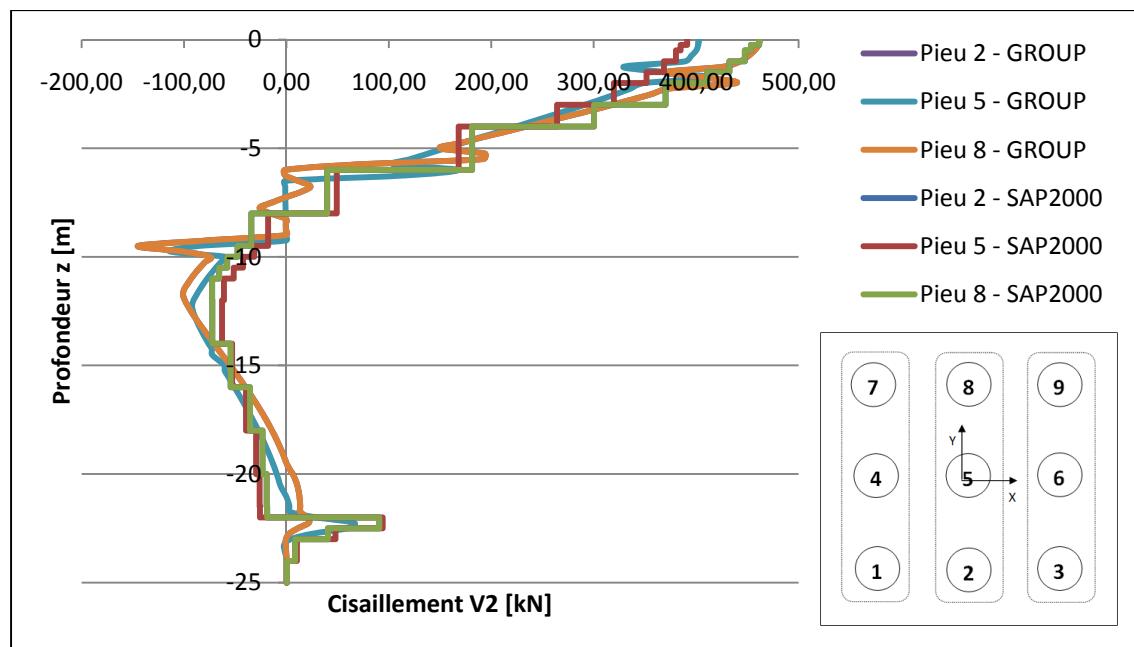


Figure-A V-11 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l’itération 90.

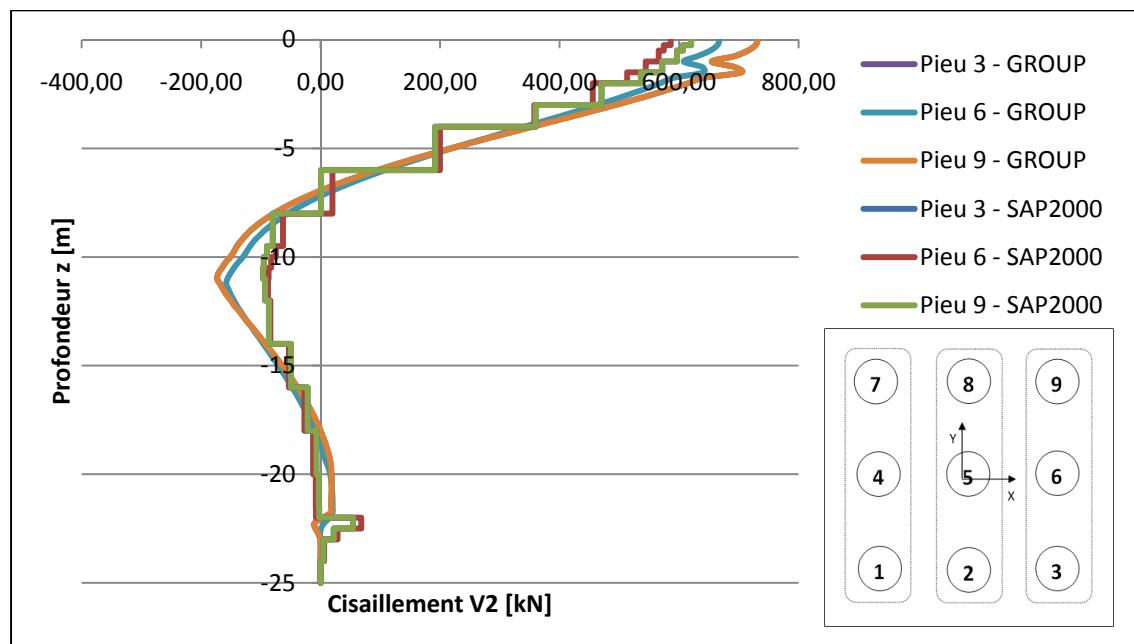
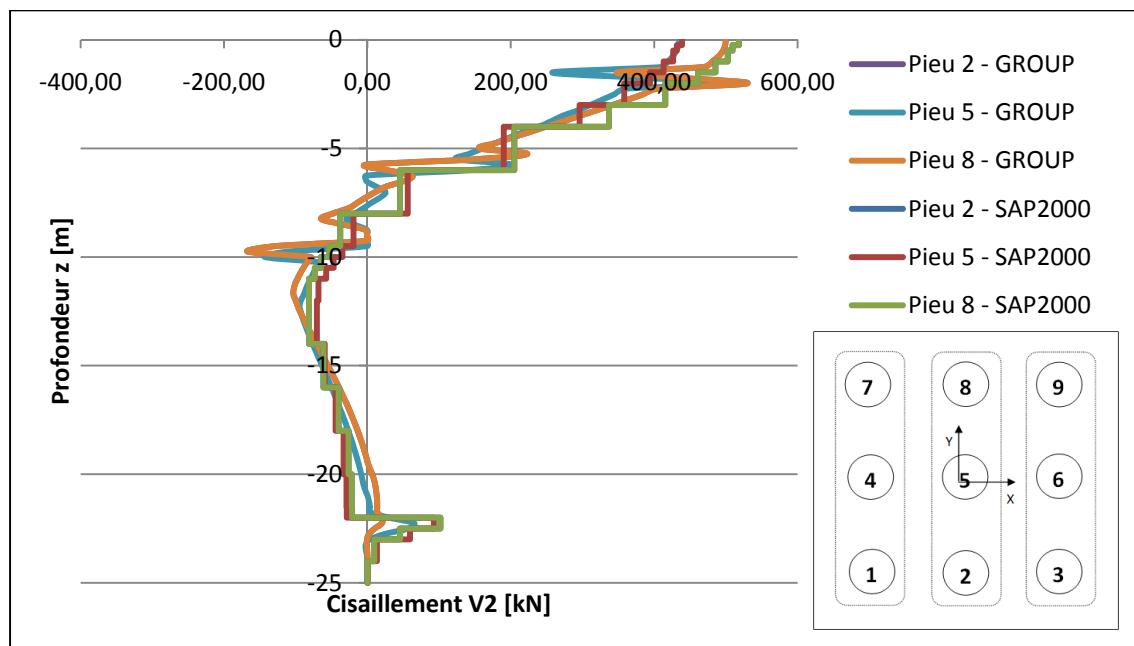
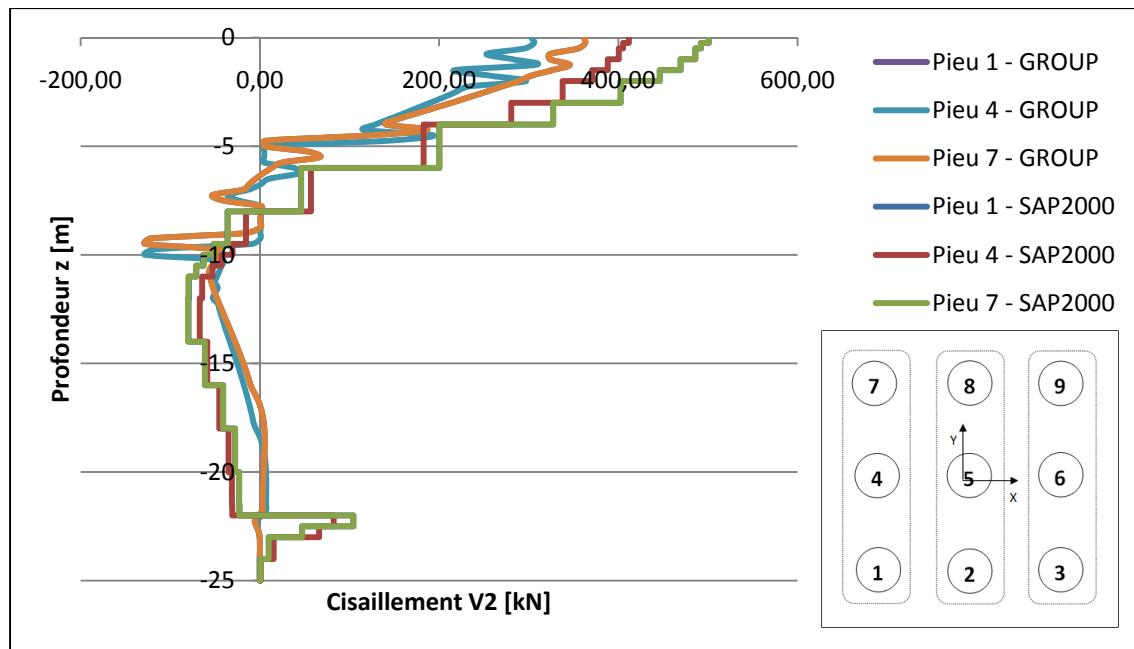
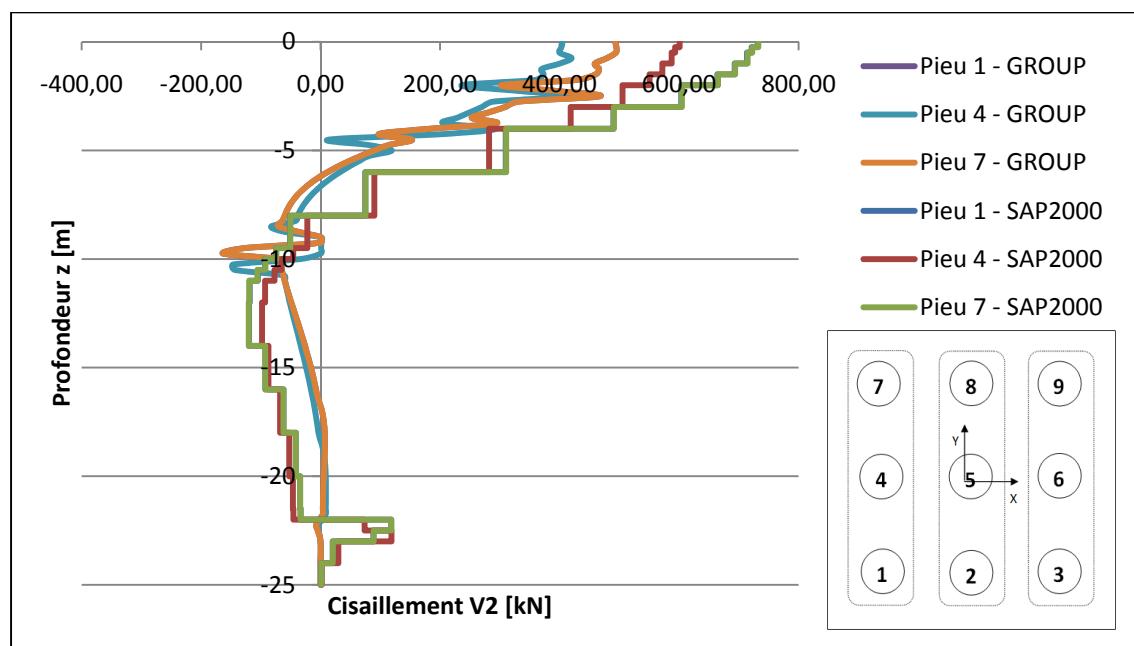
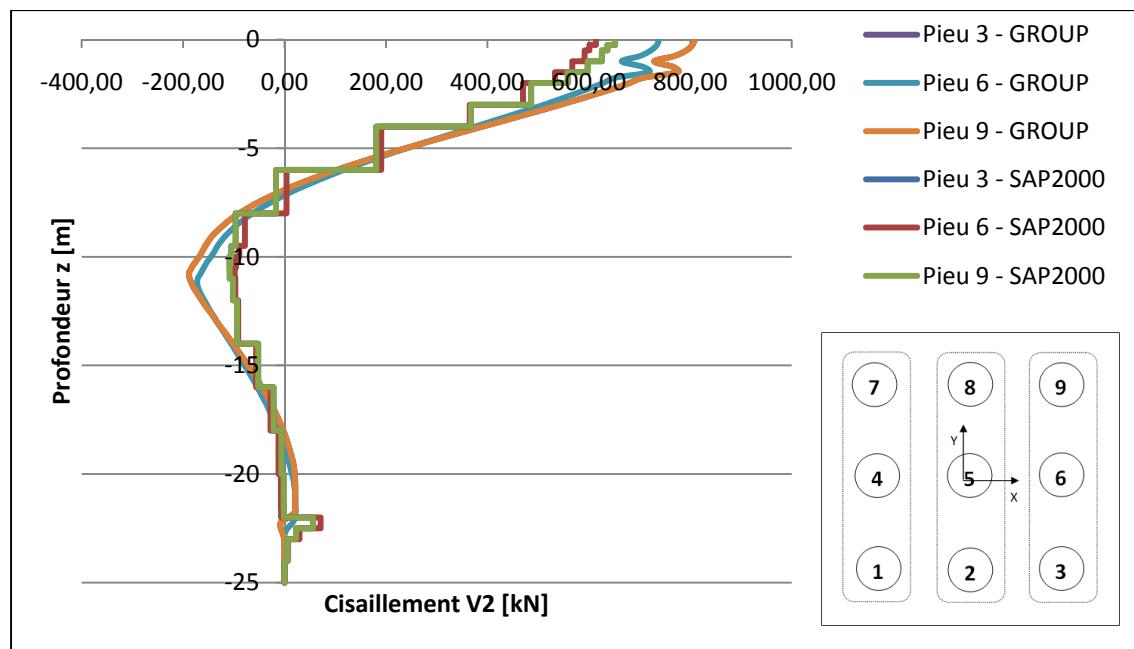
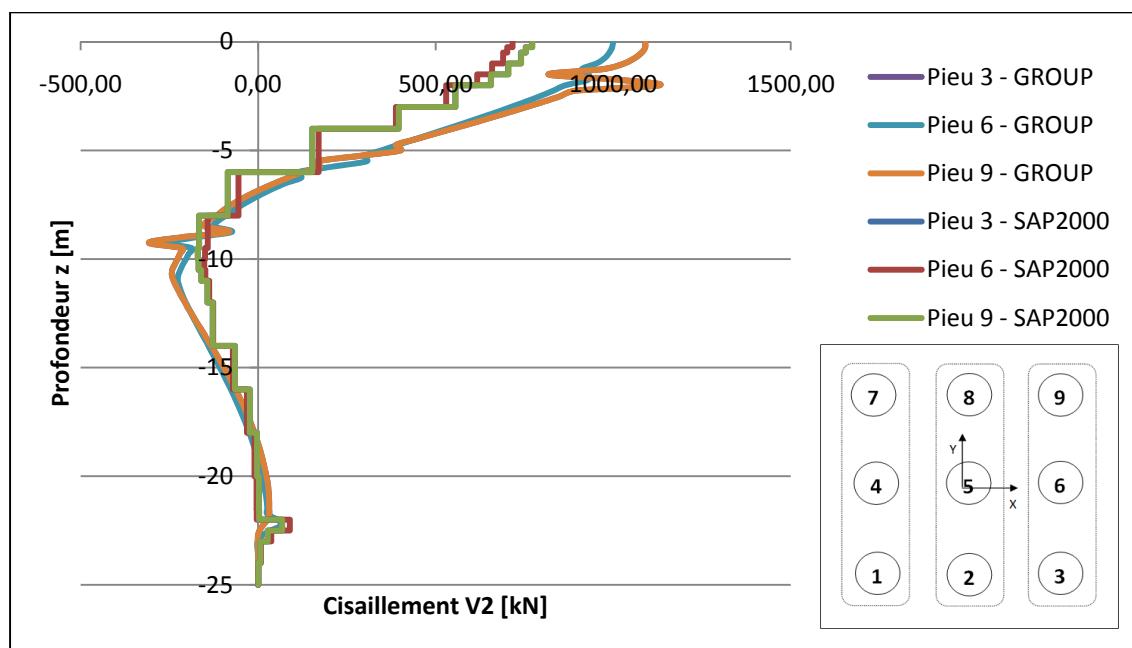
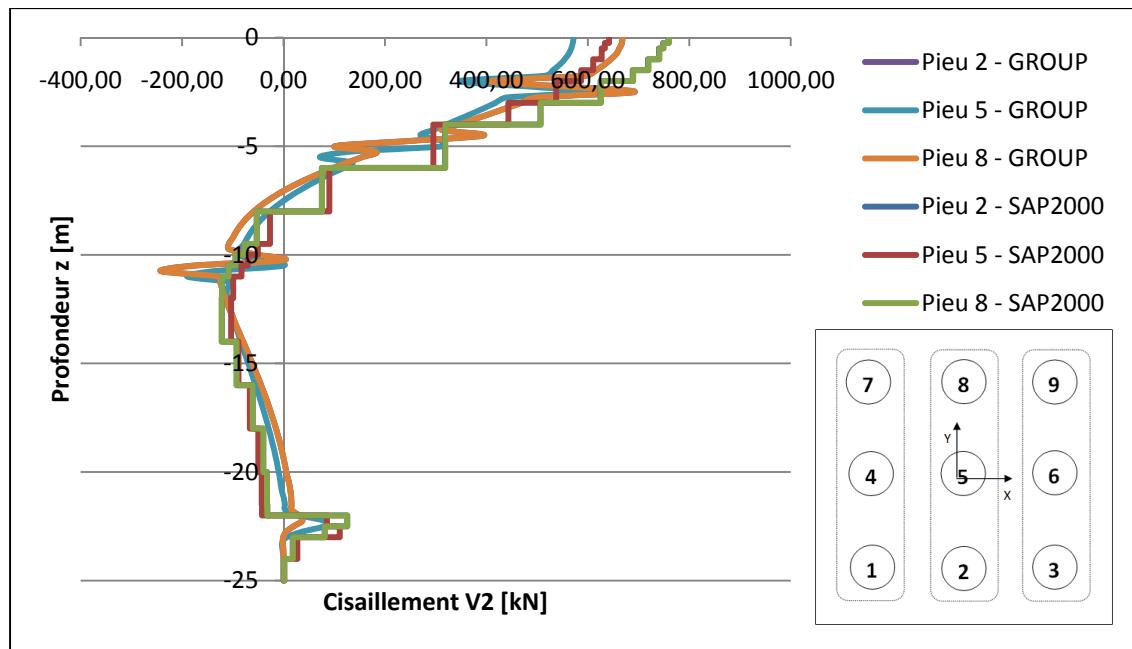


Figure-A V-12 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 90.







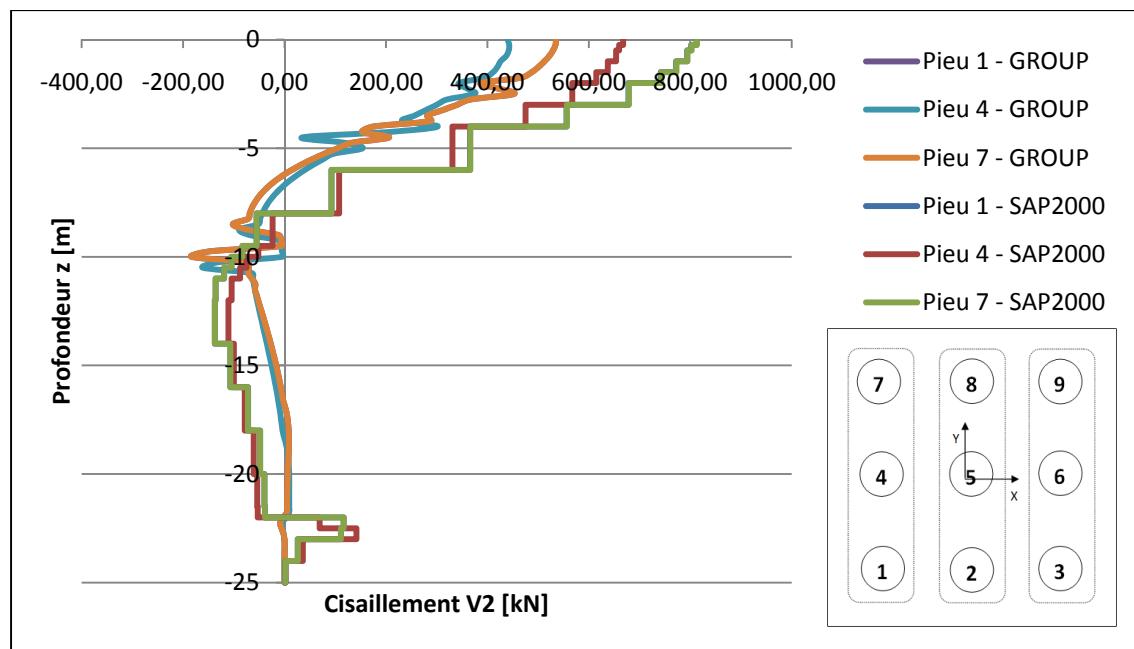


Figure-A V-19 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 1^{ère} rangée de pieux à l'itération 172.

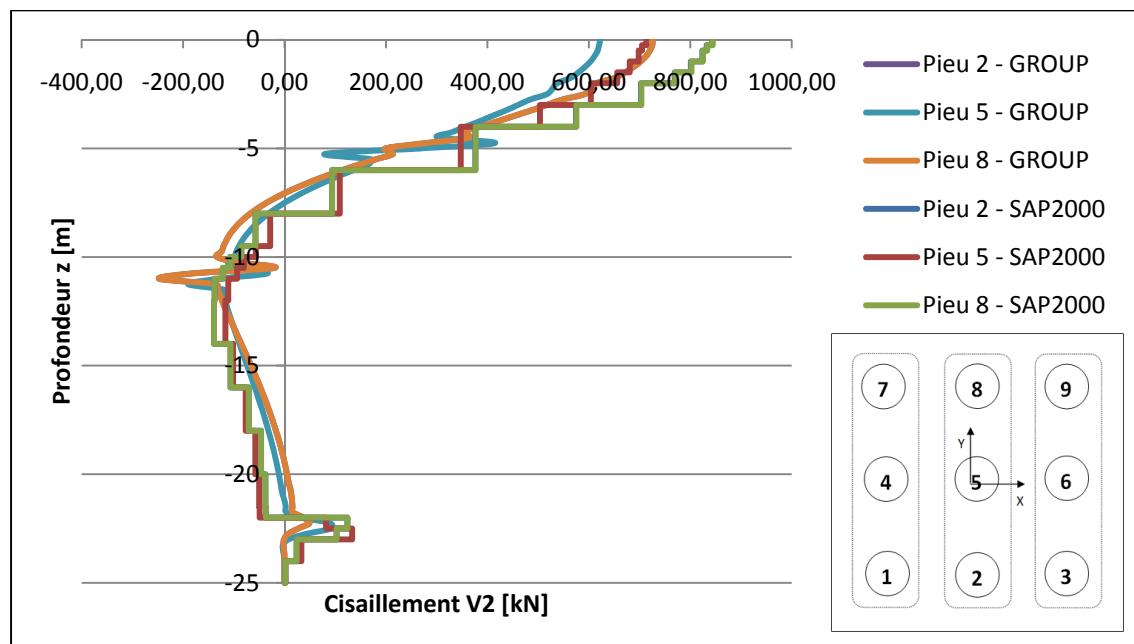


Figure-A V-20 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 2^{ème} rangée de pieux à l'itération 172.

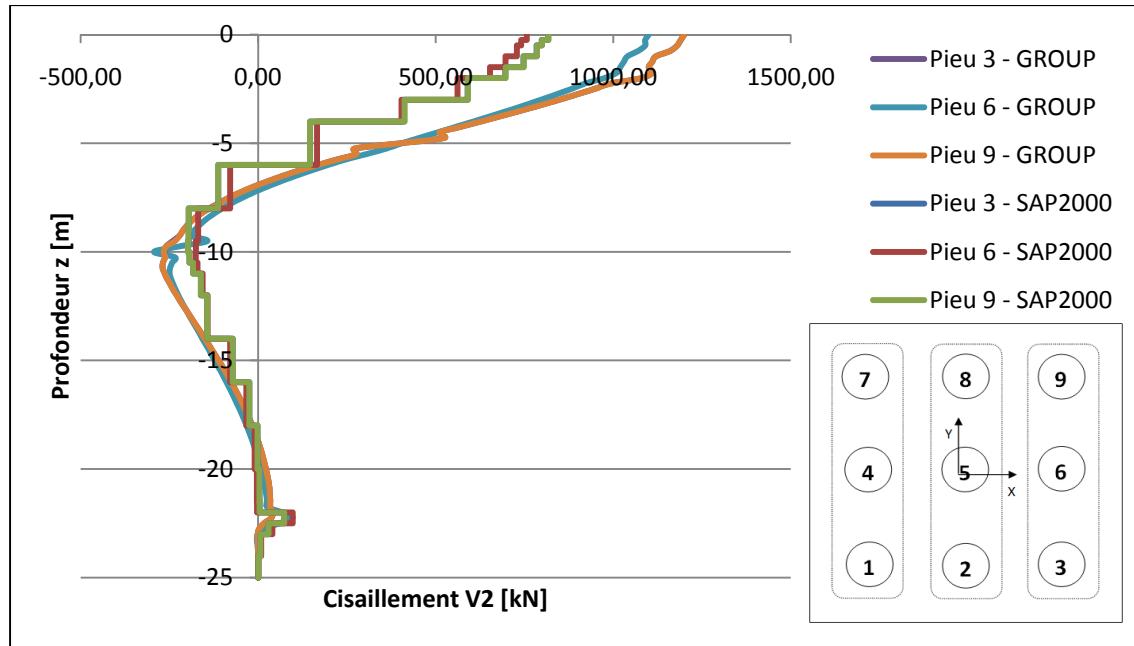


Figure-A V-21 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l'itération 172.

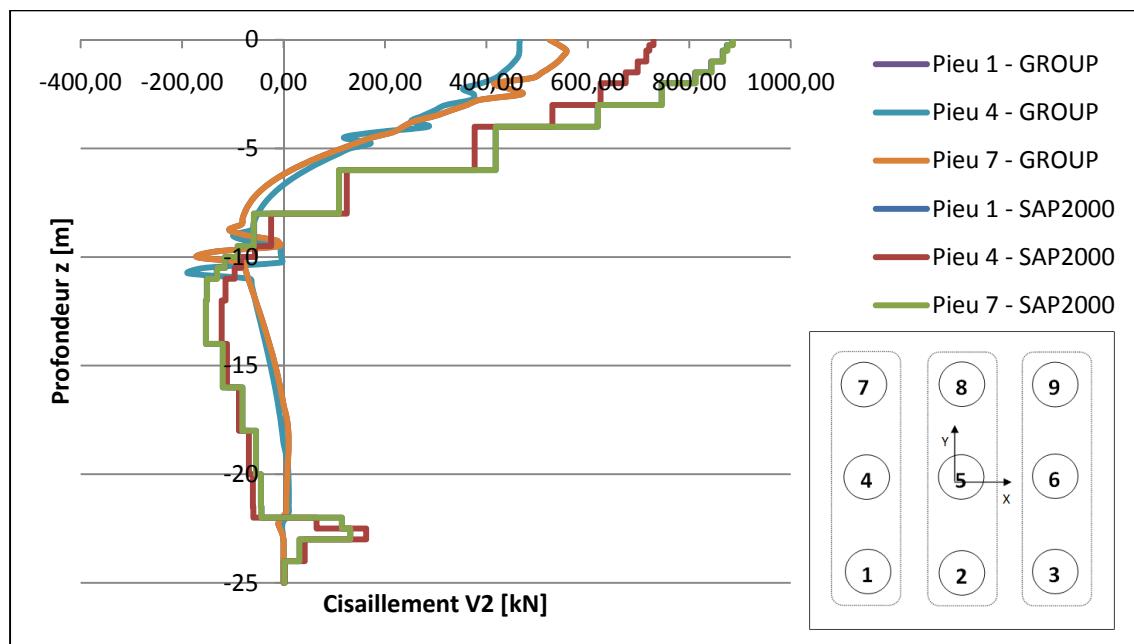


Figure-A V-22 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l'itération 191.

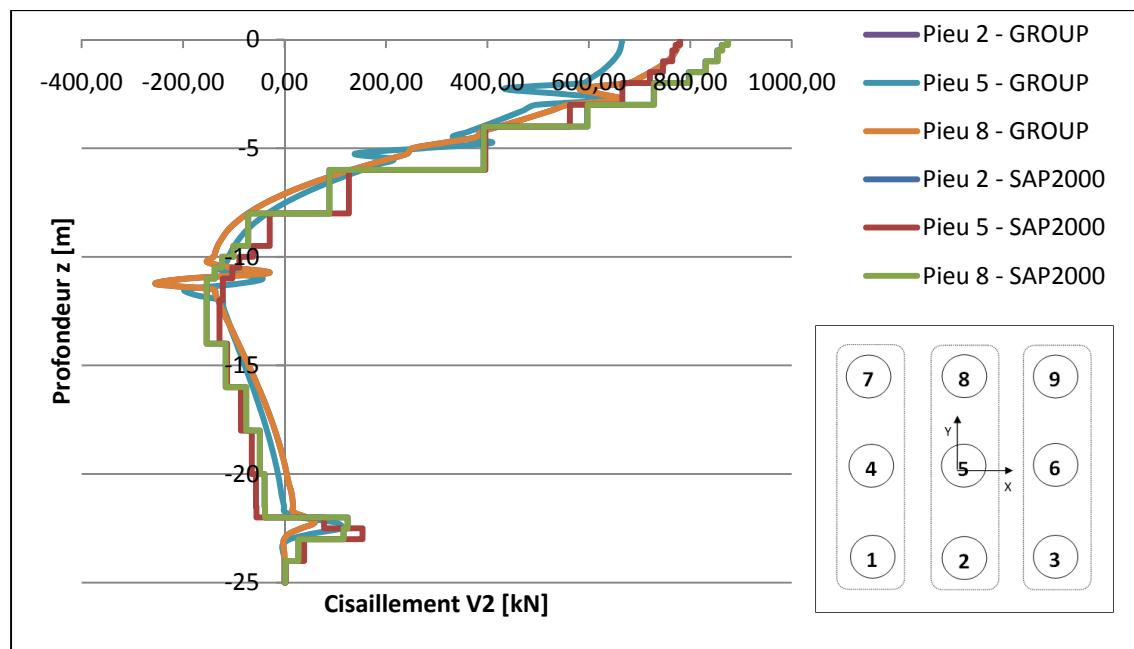


Figure-A V-23 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l’itération 191.

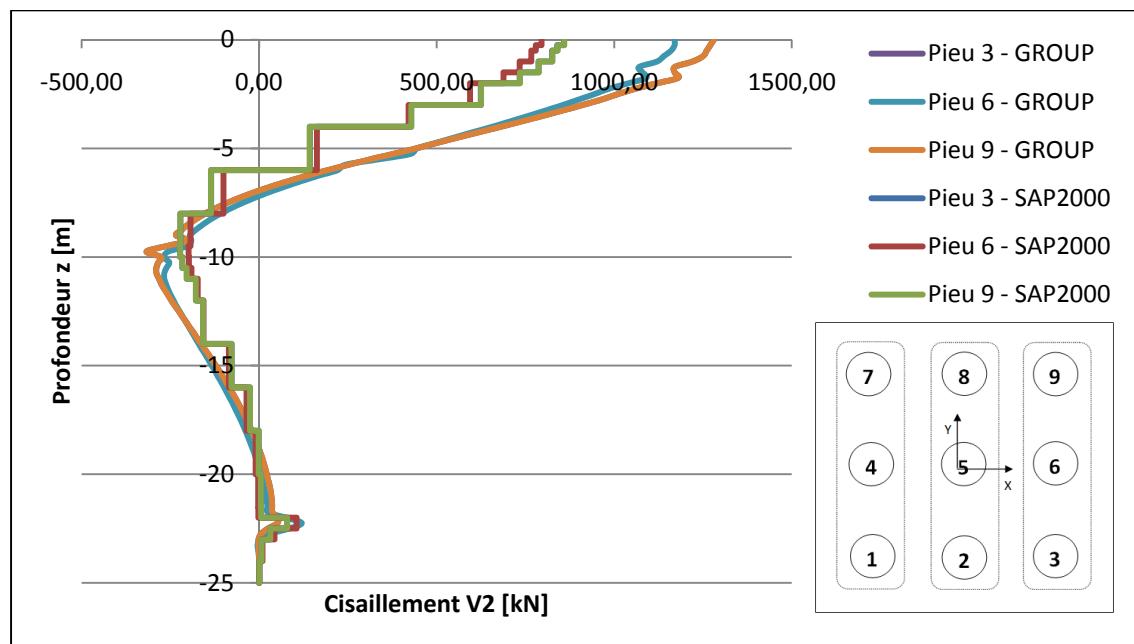


Figure-A V-24 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 191.

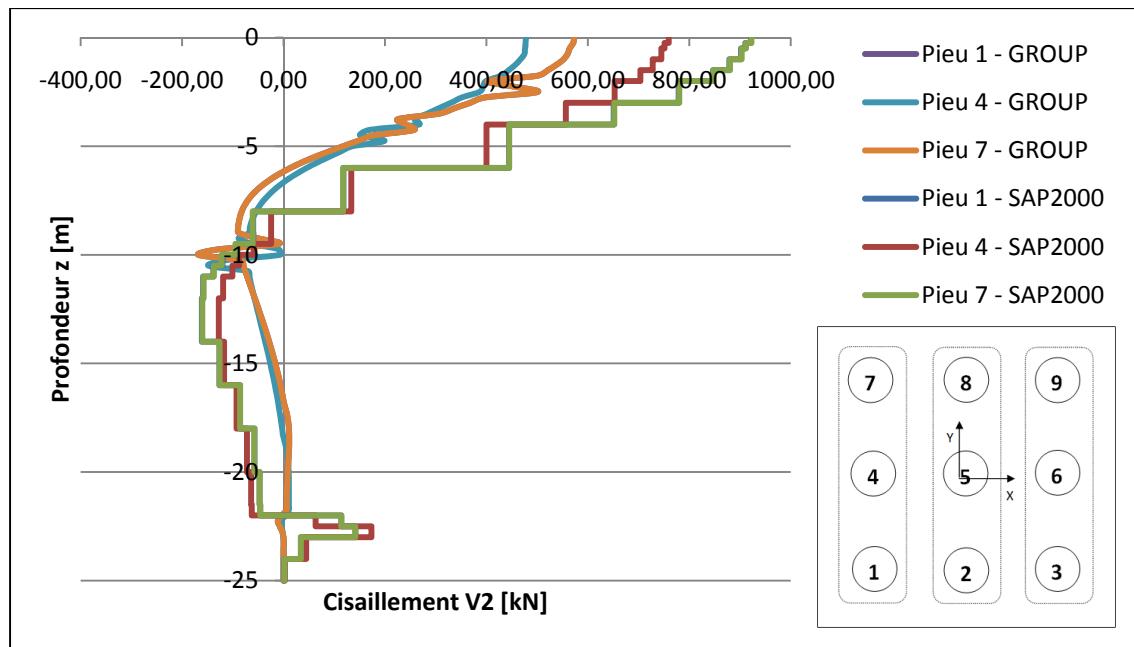


Figure-A V-25 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l'itération 200.

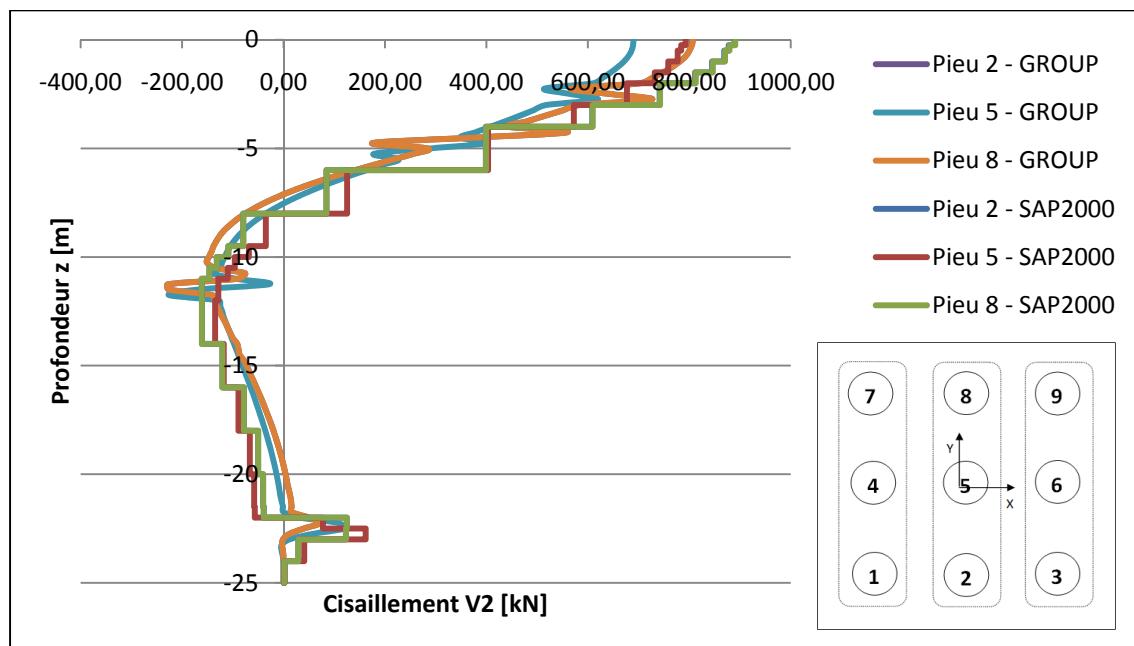


Figure-A V-26 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l'itération 200.

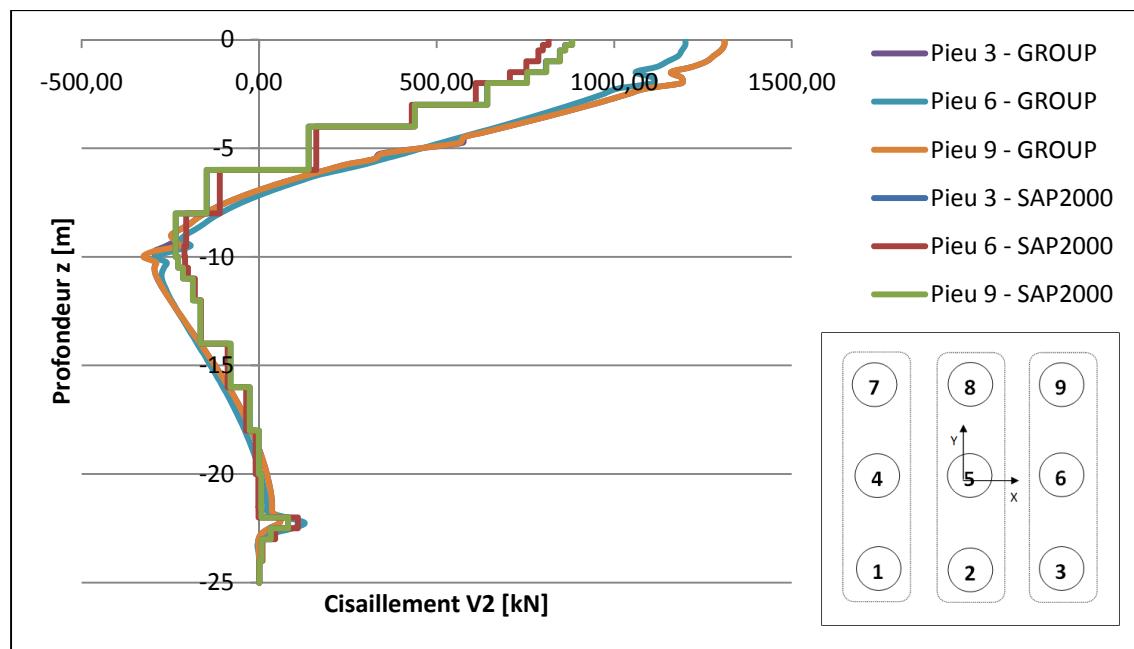


Figure-A V-27 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 200.

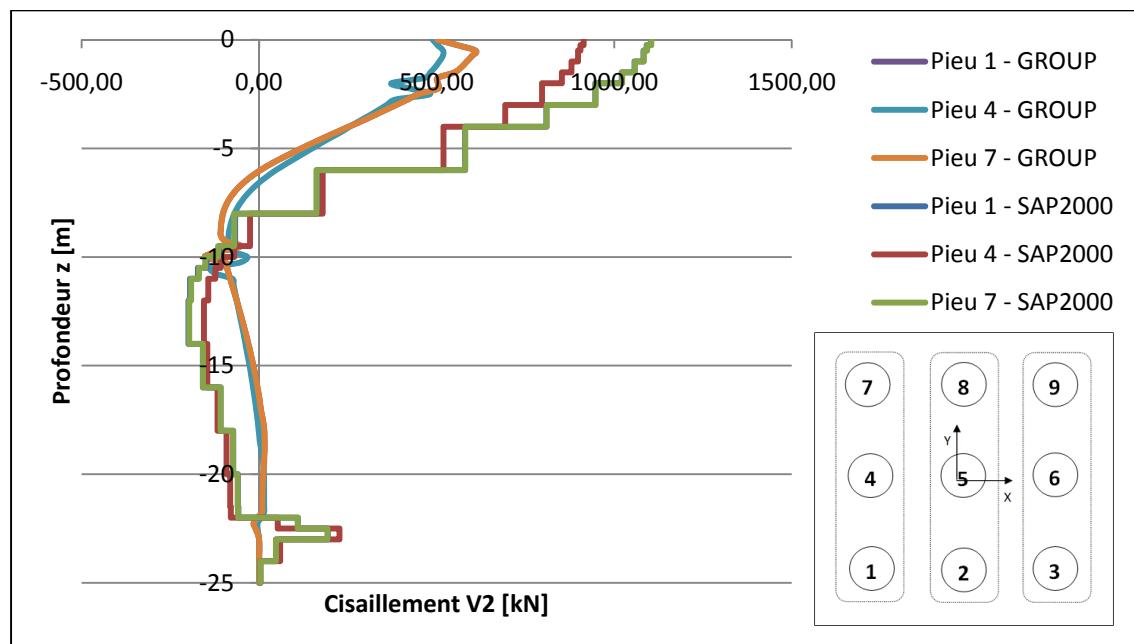
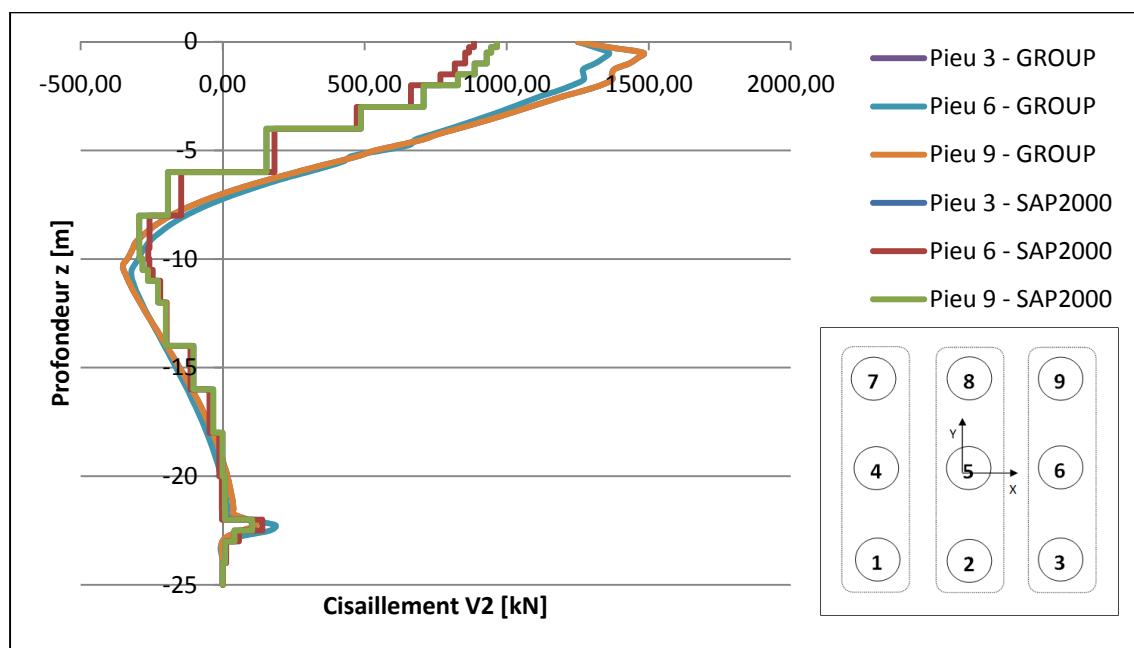
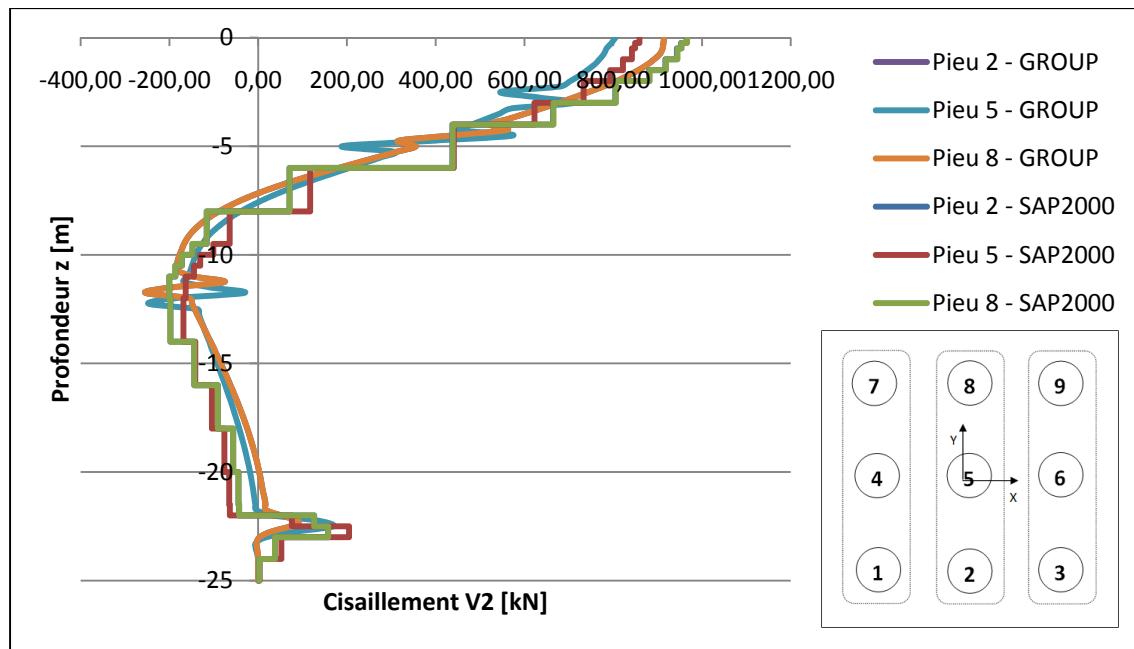
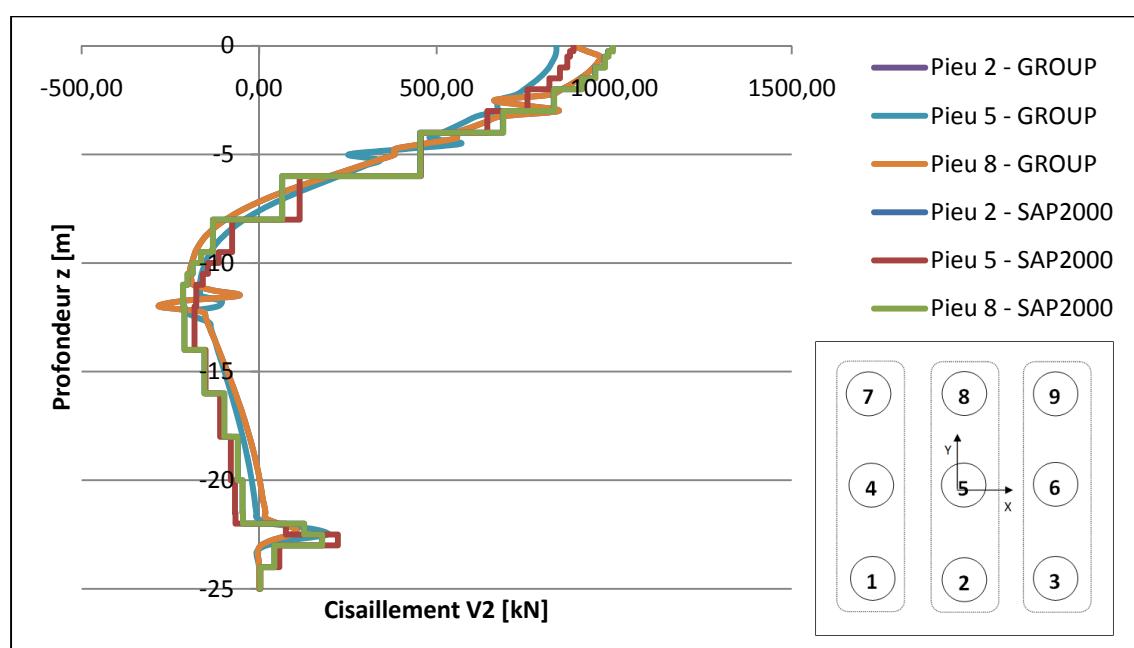
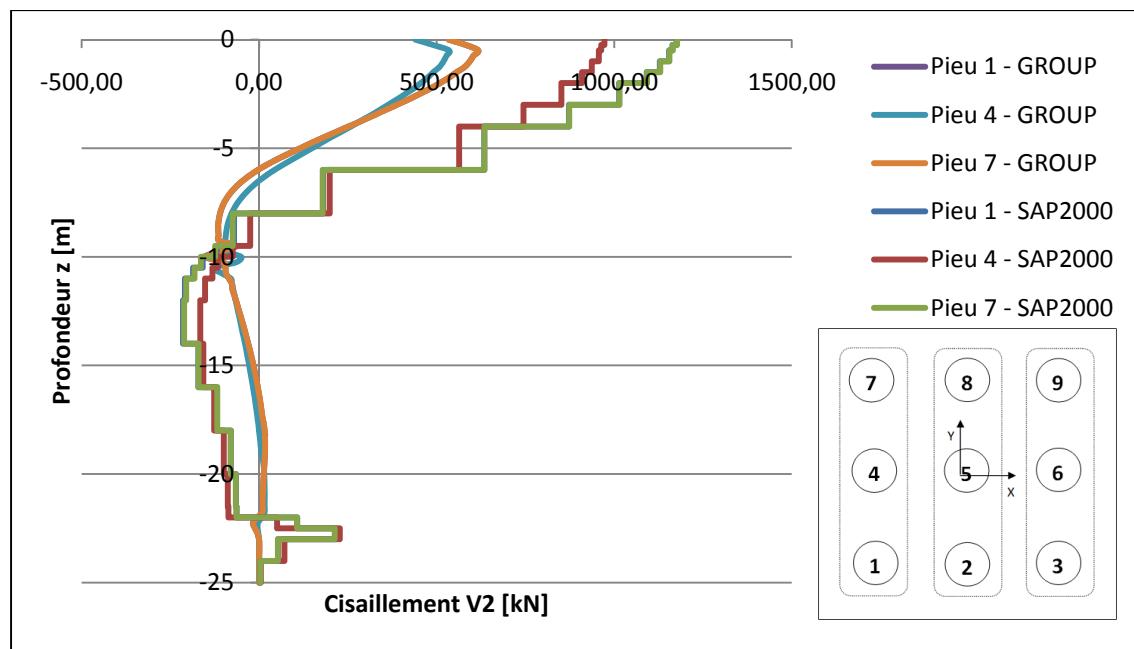


Figure-A V-28 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 250.





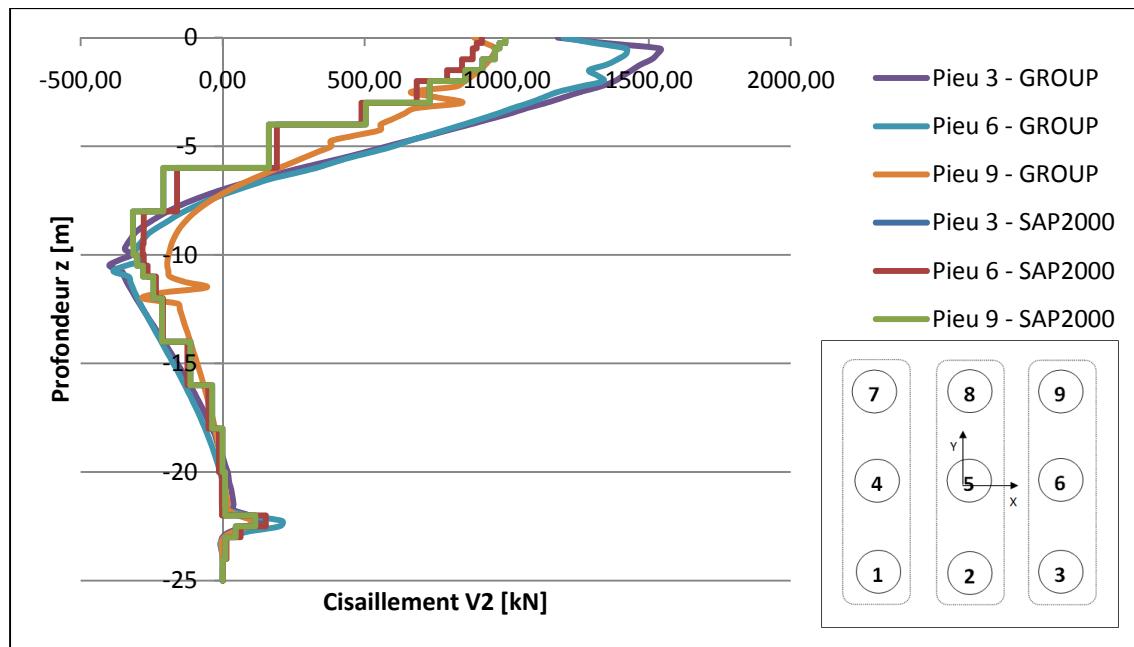


Figure-A V-33 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l'itération 270.

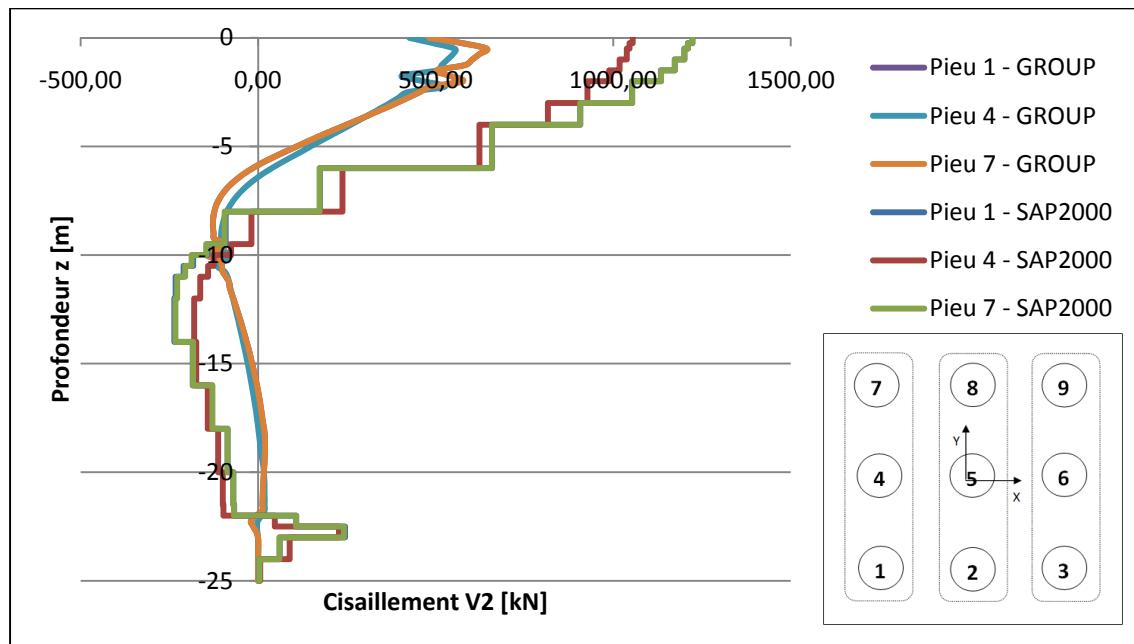


Figure-A V-34 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l'itération 300.

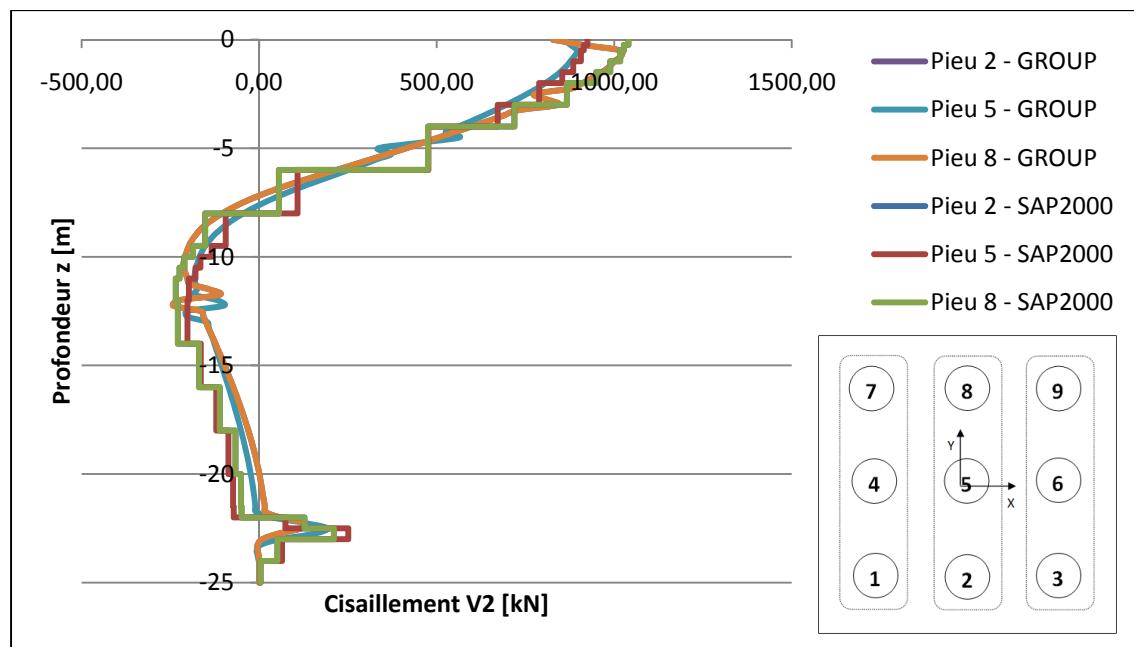


Figure-A V-35 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l’itération 300.

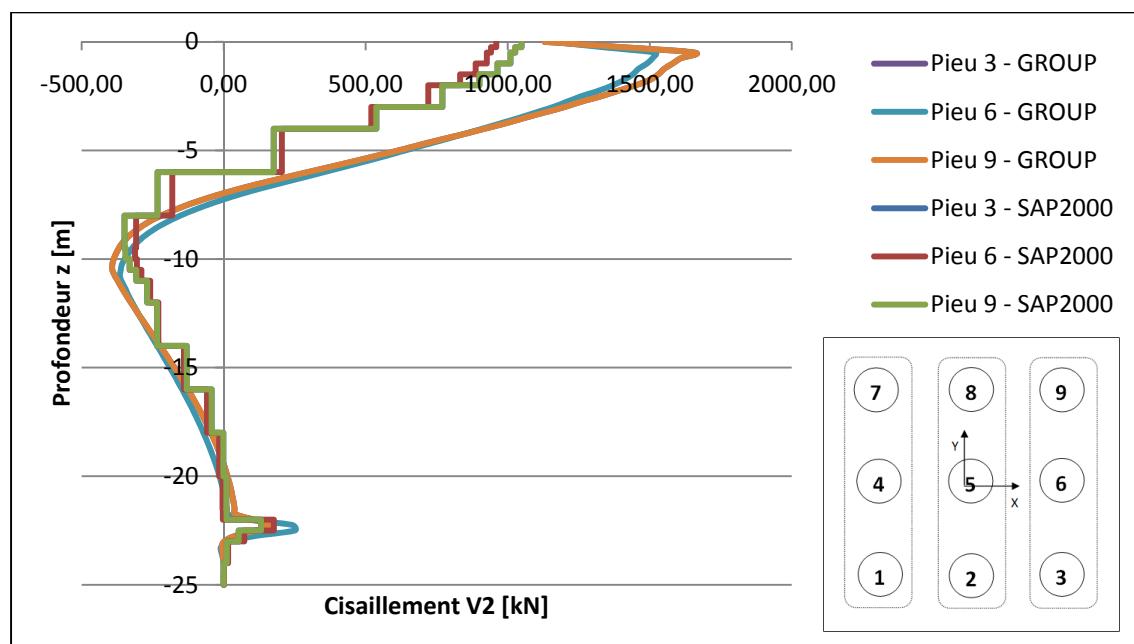
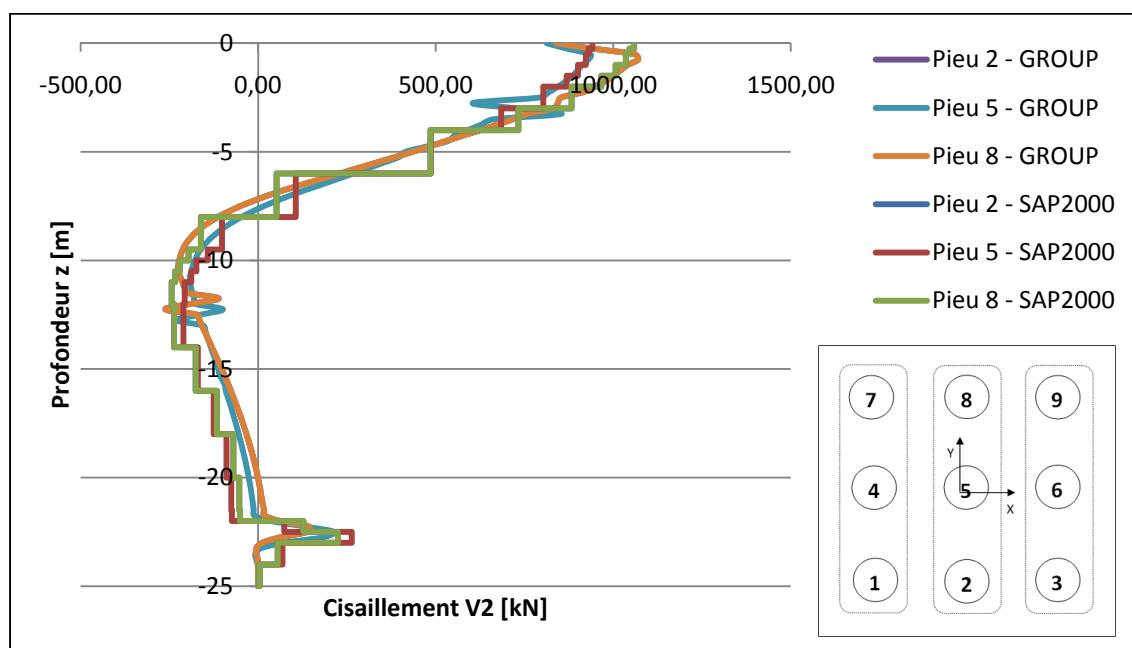
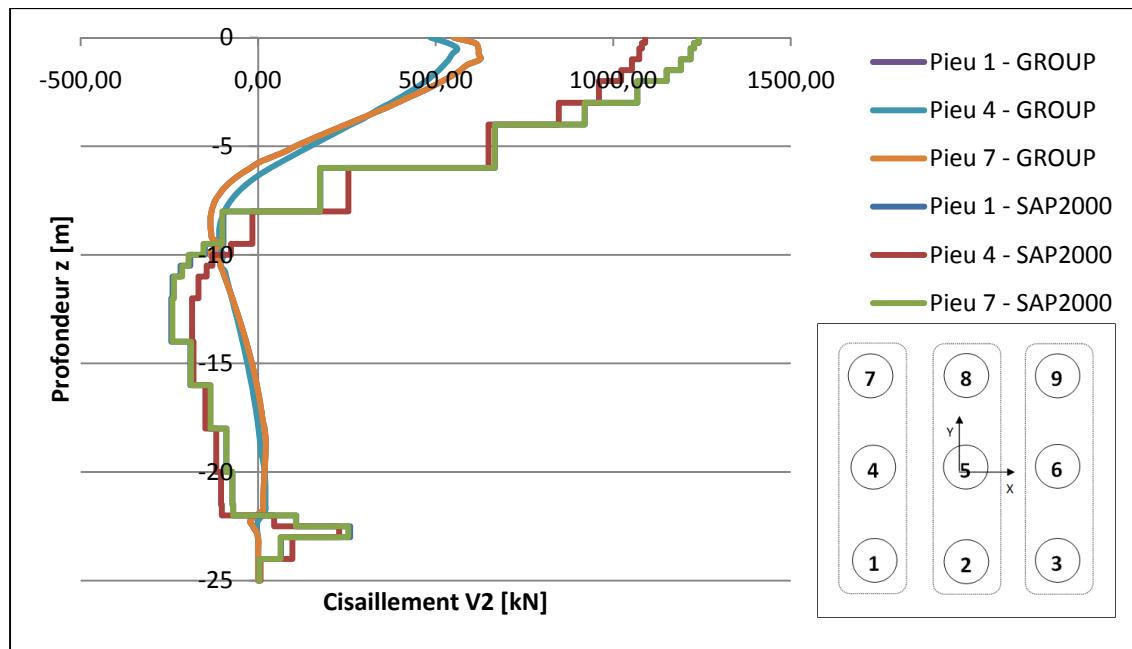


Figure-A V-36 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l’itération 300.



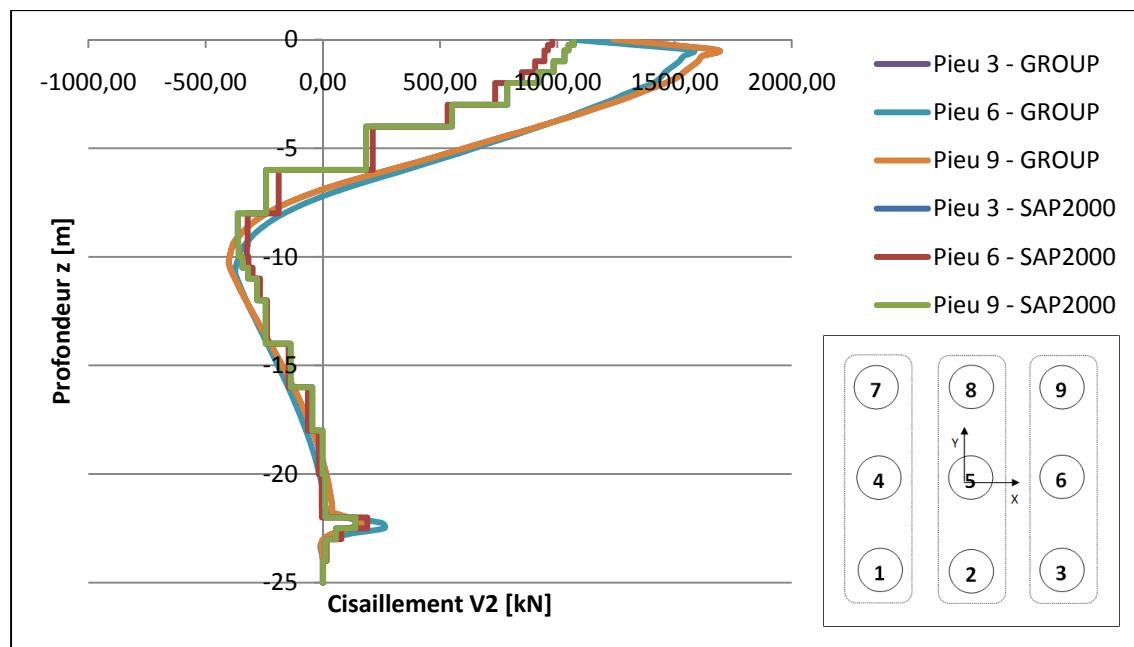
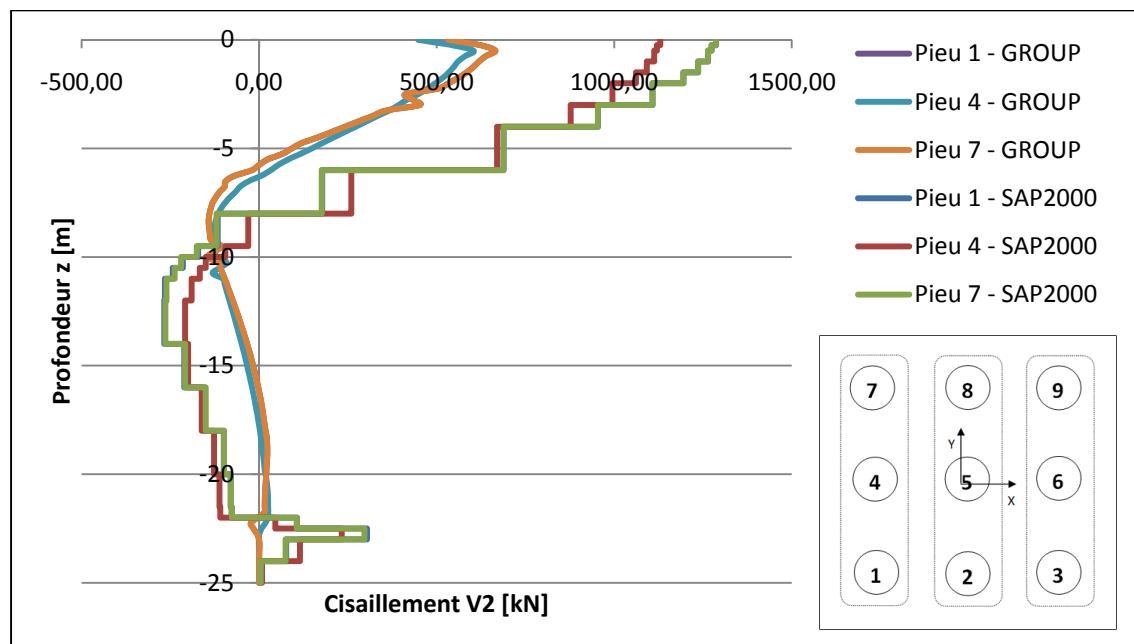


Figure-A V-39 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l'itération 313.



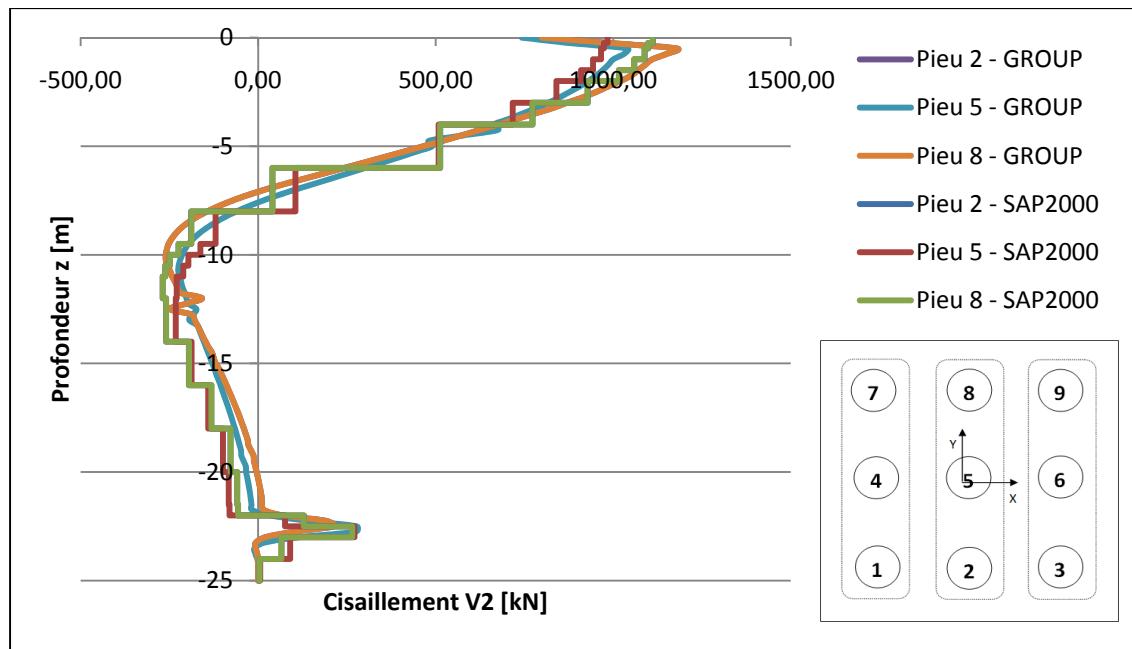


Figure-A V-41 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l'itération 350.

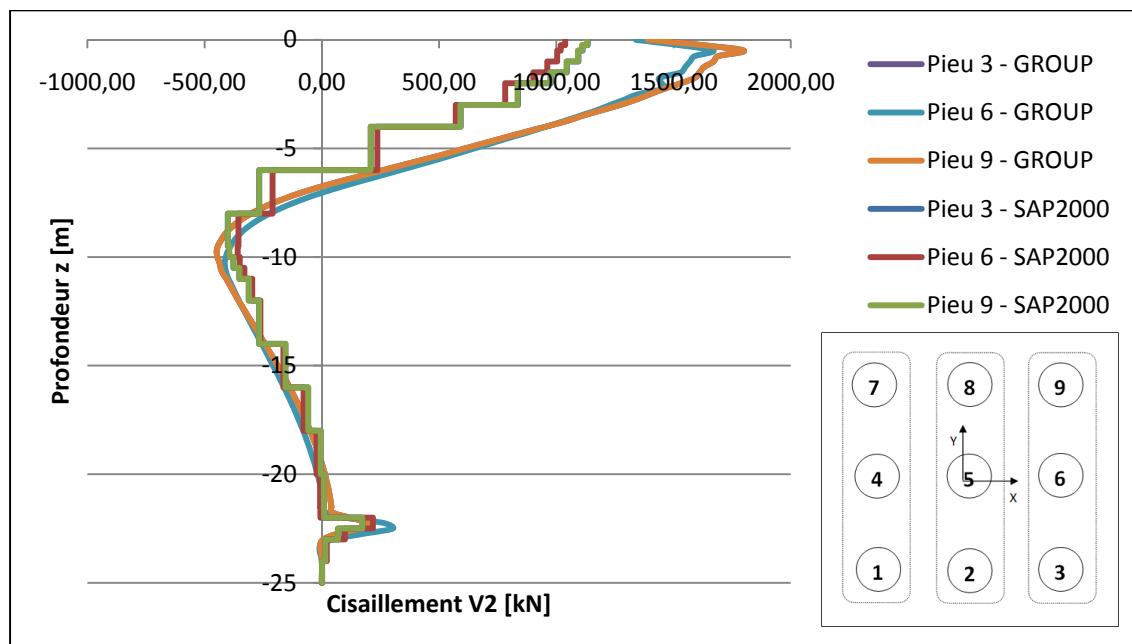


Figure-A V-42 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 3ème rangée de pieux à l'itération 350.

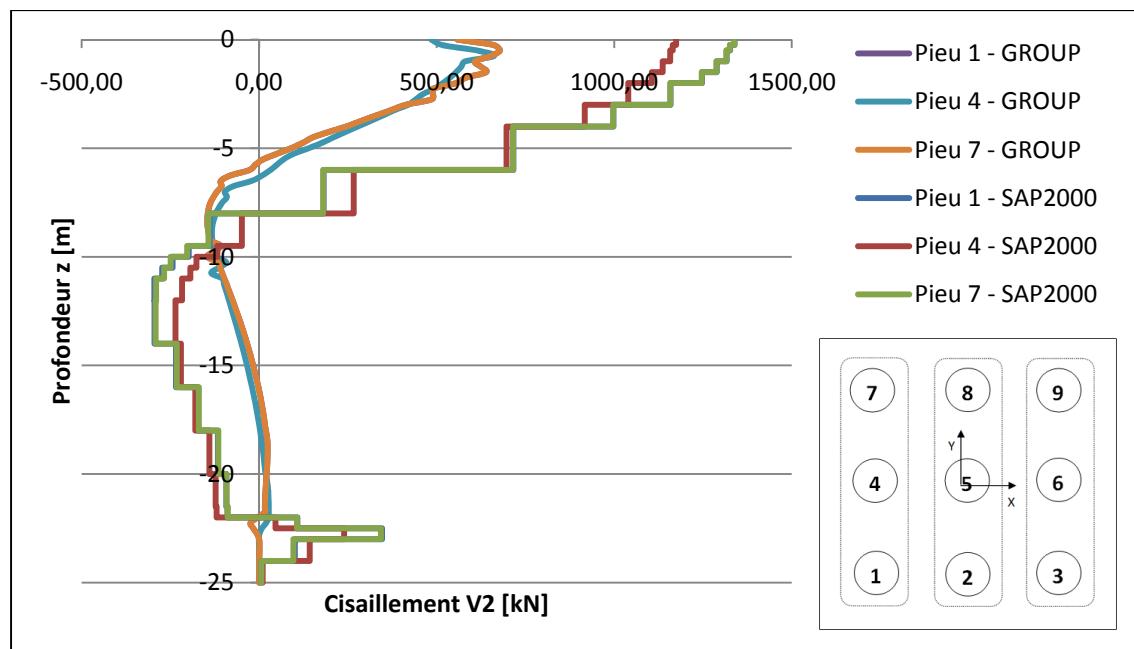


Figure-A V-43 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 1ère rangée de pieux à l’itération 397.

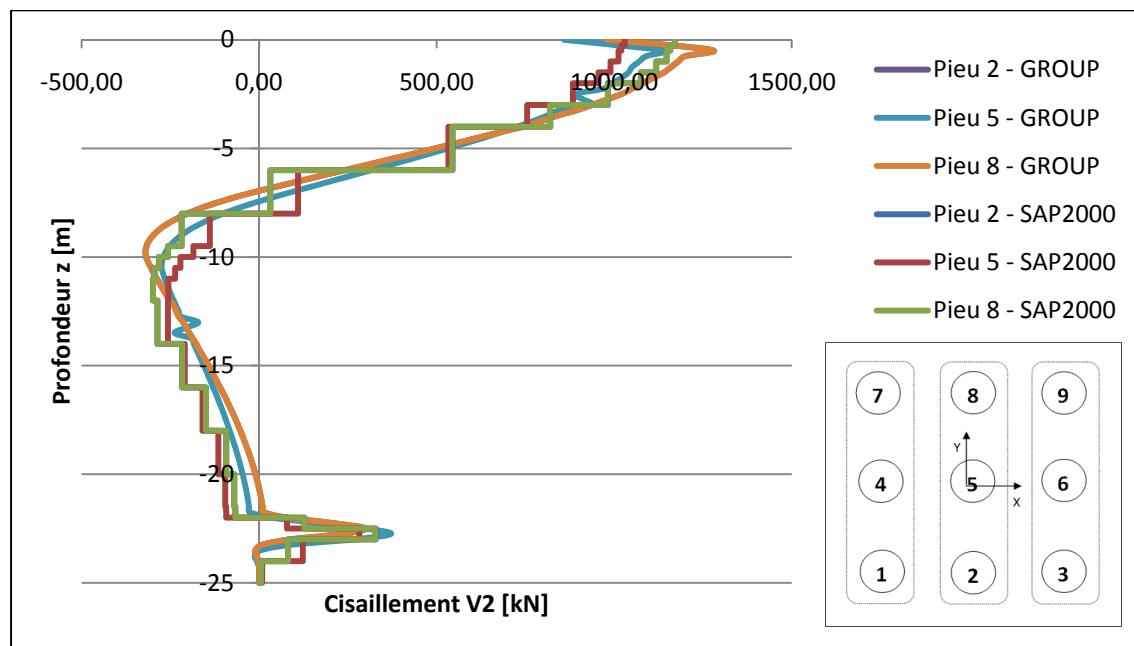


Figure-A V-44 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 2ème rangée de pieux à l’itération 397.

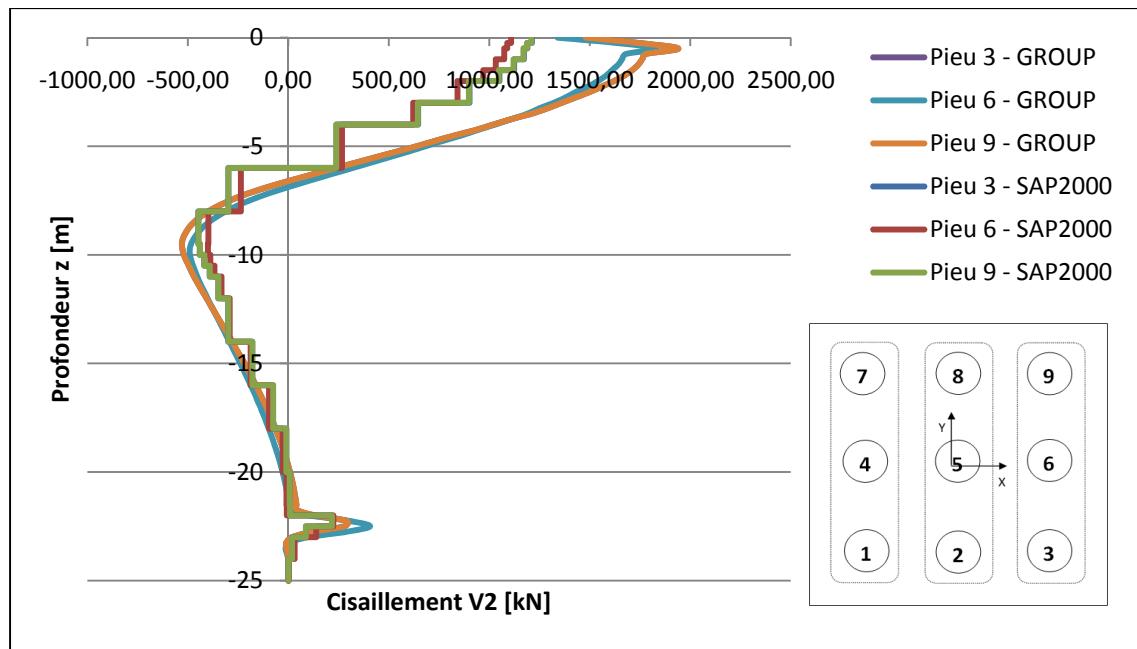


Figure-A V-45 Courbe de cisaillement-profondeur pour la 3ème rangée de pieux
à l'itération 397.

ANNEXE VI

Tableau-A VI-1 Comparaison des valeurs des cisaillements maximaux $V2$ (kN) entre les deux logiciels

Itération	Logiciel	Pieu 1	Pieu 2	Pieu 3	Pieu 4	Pieu 5	Pieu 6	Pieu 7	Pieu 8	Pieu 9
1	SAP2000	5	5	7	4	4	6	5	5	7
	GROUP	5	5	7	4	4	6	5	5	7
	écart (%)	0%	1%	5%	-4%	-2%	4%	0%	1%	5%
50	SAP2000	247	256	362	203	216	327	247	256	362
	GROUP	339	328	511	348	345	364	339	328	511
	écart (%)	-37%	-28%	-41%	-71%	-60%	-11%	-37%	-28%	-41%
85	SAP2000	419	433	608	346	368	550	419	433	608
	GROUP	315	444	692	267	453	631	315	444	692
	écart (%)	25%	-2%	-14%	23%	-23%	-15%	25%	-2%	-14%
90	SAP2000	446	462	620	367	391	586	446	461	620
	GROUP	332	462	732	278	413	668	332	462	732
	écart (%)	26%	0%	-18%	24%	-6%	-14%	26%	0%	-18%
100	SAP2000	501	518	652	412	439	614	501	518	652
	GROUP	363	530	809	308	516	738	363	530	809
	écart (%)	28%	-2%	-24%	25%	-18%	-20%	28%	-2%	-24%
150	SAP2000	732	759	771	601	642	717	733	760	772
	GROUP	495	692	1 130	420	615	1 000	495	692	1 130
	écart (%)	32%	9%	-47%	30%	4%	-40%	32%	9%	-46%
172	SAP2000	812	843	817	667	713	756	813	844	818
	GROUP	535	726	1 200	443	622	1 100	535	726	1 200
	écart (%)	34%	14%	-47%	34%	13%	-45%	34%	14%	-47%
191	SAP2000	885	873	858	729	780	795	886	874	859
	GROUP	558	778	1 280	466	666	1 170	558	778	1 280
	écart (%)	37%	11%	-49%	36%	15%	-47%	37%	11%	-49%

Itération	Logiciel	Pieu 1	Pieu 2	Pieu 3	Pieu 4	Pieu 5	Pieu 6	Pieu 7	Pieu 8	Pieu 9
200	SAP2000	921	889	881	759	793	815	923	891	882
	GROUP	573	807	1 310	478	690	1 200	573	807	1 310
	écart (%)	38%	9%	-49%	37%	13%	-47%	38%	9%	-49%
250	SAP2000	1 103	965	965	914	859	885	1 104	967	966
	GROUP	610	914	1 480	518	805	1 360	610	914	1 480
	écart (%)	45%	5%	-53%	43%	6%	-54%	45%	5%	-53%
270	SAP2000	1 176	995	995	972	885	912	1 177	996	996
	GROUP	617	962	1 540	535	837	1 420	617	962	962
	écart (%)	48%	3%	-55%	45%	5%	-56%	48%	3%	3%
300	SAP2000	1 223	1 040	1 049	1 055	924	960	1 223	1 040	1 048
	GROUP	644	1 020	1 660	554	896	1 520	644	1 020	1 660
	écart (%)	47%	2%	-58%	47%	3%	-58%	47%	2%	-58%
313	SAP2000	1 240	1 059	1 070	1 090	941	979	1 240	1 059	1 069
	GROUP	625	1 070	1 690	561	935	1 580	625	1 070	1 690
	écart (%)	50%	-1%	-58%	49%	1%	-61%	50%	-1%	-58%
350	SAP2000	1 287	1 112	1 134	1 129	984	1 038	1 286	1 111	1 132
	GROUP	665	1 180	1 800	604	1 040	1 670	665	1 180	1 800
	écart (%)	48%	-6%	-59%	47%	-6%	-61%	48%	-6%	-59%
397	SAP2000	1 339	1 171	1 212	1 174	1 030	1 108	1 338	1 171	1 209
	GROUP	678	1 280	1 940	661	1 140	1 830	678	1 280	1 940
	écart (%)	49%	-9%	-60%	44%	-11%	-65%	49%	-9%	-60%

BIBLIOGRAPHIE

- AASHTO. 2006. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges*.
- American Petroleum Institute. 1987. *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms*, Seventeenth Edition.
- Bakour, Azzeddine. 2008. « Comportement des fondations profondes sous charges : aspects structuraux et géotechniques ». Montréal, École de technologie supérieure, 197 p.
- Broms, B. B. 1964a. « Lateral resistance of piles in cohesionless soils ». *ASCE -- Proceedings -- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 90, n° SM3, Part 1, p.p. 123-156.
- Broms, B. B. 1964b. « Lateral resistance of piles in cohesive soils ». *ASCE -- Proceedings -- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 90, n° SM2, Part 1, p.p. 27-63.
- Broms, B. B. 1965. « Design of laterally loaded piles ». *American Society of Civil Engineers Proceedings, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 91, n° SM3, Part 1, p.p. 79-99.
- Chowdhury, Indrajit, et Shambhu P. Dasgupta. 2009. *Dynamics of Structure and Foundation - A Unified Approach*. doi:10.1201/9780203885277.ch1. CRC Press. <<http://dx.doi.org/10.1201/9780203885277.ch1>>. Consulté le 2011/05/24.
- Cox, William R., Lymon C. Reese et B. R. Grubbs. 1974. « Field Testing of Laterally Loaded Piles in Sand ». In *Offshore Technology Conference* (Houston, Texas). Vol. Paper No. 2079.
- CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, and SAFE*. 2009. Berkeley, California, USA: Computers & Structures Inc.
- Det Norske Veritas. 1977. *Rules for the Design, Construction, and Inspection of Offshore Structures*. Hovik, Norway.
- DiGioia, A. M., L. Rojas-Gonzalez et F. B. Newman. 1989. « Statistical analyses of drilled shaft and embedded pole models ». In *Foundation Engineering: Current Principles and Practices, June 25, 1989 - June 29, 1989*. p.p. 1338-1352. Evanston, IL, USA: Publ by ASCE.
- Dowrick, David J. 1987. *Earthquake Resistant Design for Engineers and Architects*, Second Edition. 540 p.

Evans, L. T., et J. M. Duncan. 1982. *Simplified Analysis of Laterally Loaded Piles*. UCB/GT/82-04. Berkeley: University of California.

Farhang, Ostadan, Deng Nan et Jose M. Roesset. 2004. « Estimating Total System Damping for Soil-Structure Interaction Systems ». In (Menlo Park, 29-30 mars 2004). Menlo Park, California, USA.

Filiatroult, André. 1996. *Elements de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. 408 p.

Gazetas, George. 1991. « Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations ». *Journal of geotechnical engineering*, vol. 117, n° Compendex, p.p. 1363-1381.

Gerolymos, Nikos, et George Gazetas. 2006a. « Development of Winkler model for static and dynamic response of caisson foundations with soil and interface nonlinearities ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 26, n° Compendex, p.p. 363-376.

Gerolymos, Nikos, et George Gazetas. 2006b. « Winkler model for lateral response of rigid caisson foundations in linear soil ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 26, n° Compendex, p.p. 347-361.

Hannigan, P. J., G. G. Goble, G. Thendean, G. E. Likins et F. Rausche. 2005. *Design and Construction of Driven Pile Foundations*. Vols. I and II. Washington D.C.

Hetenyi, M. 1946. *Beams on elastic foundation*. Coll. « Beams on Elastic Foundation ». Ann Arbor, Mich, United States: Univ Michigan Press, 255 p.

Jeremic, Boris, Guanzhou Jie, Matthias Preisig et Nima Tafazzoli. 2009. « Time domain simulation of soil-foundation-structure interaction in non-uniform soils ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 38, n° Compendex, p.p. 699-718.

Jeremic, Boris, Matthias Preisig et Guanzhou Jie. 2009. « Computational Geomechanics: Lectures Notes ». In. Davis, Caifornia.

Matlock, H. 1970. « Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay ». vol. 1, n° Compendex, p.p. 577-594.

McClelland, B., et Jr J. A. Focht. 1956. « Soil modulus for laterally loaded piles ». *American Society of Civil Engineers -- Proceedings -- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 82, n° SM4, p.p. 22.

Meek, Jethro W., et John P. Wolf. 1994. « Cone models for embedded foundation ». *Journal of geotechnical engineering*, vol. 120, n° Compendex, p.p. 60-80.

- Mylonakis, George, Aspasia Nikolaou et George Gazetas. 1997. « Soil-Pile-Bridge Seismic Interaction: Kinematic And Inertial Effects. Part I: Soft Soil ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 26, n° 3, p.p. 337-359.
- Mylonakis, George, Sissy Nikolaou et George Gazetas. 2006. « Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 26, n° Compendex, p.p. 824-853.
- National Cooperative Highway Research Program. 2006. *NCHRP Synthesis 360 : Rock-Socketed Shafts For Highway Structure Foundations*. Transportation Reserach Board of the National Academies.
- Pecker, Alain. 1984. *Dynamique des sols*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Reese, Lymon C. 1997. « Analysis of Laterally Loaded Piles in Weak Rock ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 123, n° Compendex, p.p. 1010-1017.
- Reese, Lymon C., William R. Cox et Francis D. Koop. 1975. « Field Testing And Analysis Of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay ». n° Compendex, p.p. 671-690.
- Reese, Lymon C., William M. Isenhower et Shin-Tower Wang. 2006. *Analysis and design of shallow and deep foundations*. Hoboken, N.J.: John Wiley, 574 p.
- Reese, Lymon C., Shin Tower Wang, William M. Isenhower et Jose A. Arrellaga. 2004. *LPILE PLUS 5.0 : Technical Manual*. Austin, Texas: ENSOFT, INC.
- Reese, Lymon C., Shin Tower Wang et Luis Vasquez. 2006. *GROUP 7.0 : Technical Manual*. Austin, Texas: ENSOFT, INC.
- Reese, Lymon C., et Robert C. Welch. 1975. « Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay ». *American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 101, n° Compendex, p.p. 633-649.
- Terzaghi, K. 1955. « Evaluation of Coefficients of Subgrade Modulus ». *Geotechnique*, vol. V.
- Thompson, G. 1977. « Application of Finite Element Method to the Development of p-y Curves for Saturated Clays ». Austin, University of Texas.
- Tyapin, Alexander. 2007. « The frequency-dependent elements in the code SASSI: A bridge between civil engineers and the soil-structure interaction specialists ». *Nuclear Engineering and Design*, vol. 237, n° 12-13, p.p. 1300-1306.

Varun, Dominic Assimaki et George Gazetas. 2009. « A simplified model for lateral response of large diameter caisson foundations--Linear elastic formulation ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 29, n° 2, p.p. 268-291.

Veletsos, Anestis S., et Jethro W. Meek. 1974. « Dynamic behaviour of building-foundation systems ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 3, n° 2, p.p. 121-138.

Villaverde, Roberto. 2009. *Fundamental Concepts of Earthquake Engineering*, 1st edition. CRC Press, 949 p.

Yegian, M. , et S.G. Wright. 1973. « Lateral Soil Resistance-Displacement Relationships for Pile Foundations in Soft Clays ». In *5th Annual Offshore Technology Conference*. Vol. II, p.p. 663-676. Houston, Texas.