



République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de
l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université M'HAMED BOUGARRA-Boumerdes
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil
Option : Géotechnique

Thème

Etude numérique du comportement statique et dynamique des pieux

Présenté par :

MR. SELLAKHI Said

MR. OURKIA Elaifa

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

MR.	MESSAFER	Tahar	Rapporteur
MR.	DJEDDI	Fakhreddinne	Co-rapporteur

2020 /2021

Remerciements

On tient à remercier le bon dieu qui nous a donné la santé et le courage pour réaliser ce travail, et on nous les prions pour qu'il soit toujours à nous cotés.

*On remercie monsieur **MESSAFER Tahar** pour avoir encadré et suivi notre mémoire, la confiance qu'il nous a accordée, sa disponibilité malgré son emploi du temps chargé et la patience dont il a fait preuve et ses compétences scientifiques et ses qualités morales nous ont été d'un apport précieux pour l'accomplissement de ce projet.*

*On remercie également le Docteur **DJEDDI Fakhreddinne**, pour avoir dirigé nos travaux de mémoire. Ses bonnes directives nous ont aidés à avancer dans l'accomplissement de notre travail de recherche.*

*Les membres de jurés **Mr Belarbi** et **MME Guirous** qui ont accepté de jugé notre travail.*

Nos remerciements vont également à tous les membres de nos familles pour leurs disponibilités, patience et esprit de convivialité. Nous remercions particulièrement nos chères parents, nos frères et sœurs, nos amis.

ملخص

في هذه الدراسة النظرية والعددية وصفنا السلوك الميكانيكي لواجهة التربة والأكوام وكذلك تطبيقه على مجموعة الركائز تحت التحميل المحوري والجانبى. من نموذج السلوك المرن والمرن ثنائي الأبعاد ، تم تطوير نموذج ثلاثي الأبعاد لإظهار تأثير التحميل الأفقي في الواجهة أثناء القصر. تأخذ هذه النماذج في الاعتبار تفاعل نوع التلامس العادي والماسي في واجهة كومة التربة ، وتأخذ في الاعتبار الحالة المميزة (الاحتكاك) وتدمج الحالة الحرجة في عمليات النزوح الكبيرة. يتم تنفيذ النماذج المحورية وثلاثية الأبعاد في برنامج PLAXIS 3D 2020 ، ويتم إجراء التحليل العددي لمجموعة من الخوازيق بالحجم الكامل المعرضة للتحميل المحوري ثم الجانبى من خلال النظر في النمذجة المحورية المتماثلة وثلاثية الأبعاد. أظهرت مقارنة نتائج الحسابات التحليلية مع تلك الناتجة عن الحسابات العددية مصداقية هذا الأخير لأن النتائج متقاربة للغاية. بالإضافة إلى ذلك ، تمت مناقشة الدراسة البارامترية.

أخيرًا ، حتى تتمكن من ربط الحالتين (المحوري والجانبى) ، تعاملنا مع أساس مجموعة من الركائز التي تلائم مشروع ملعب بيبير موروي في مدينة ليل في جزأين مختلفين ، الأول هو النظر في مزيج مختلط الأساس يحتوي على أربعة أكوام ، الأساس المختلط الثاني به تسعة أكوام. أجريت هذه الدراسة في حالتين (ثابت، ديناميكي).

الكلمات المفتاحية: التحميل الساكن ، التحميل الزلزالي ، السلوك ، أكوام التربة ، نموذج اللدائن المرنة ، النموذج المرن ، العناصر المحدودة ، عنصر الواجهة ، الاحتكاك ، الركيزة المعزولة ، الإزاحة المحورية والجانبية.

Résumé

Le présent travail à caractère théorique et numérique étudie le comportement mécanique d'interface sol-pieux ainsi que son application au groupe de pieux sous chargement axial et latéral. A partir du modèle de comportement élastique et élastoplastique bidimensionnel, un modèle tridimensionnel est développé afin de mettre en évidence l'effet du chargement horizontal à l'interface au cours du cisaillement. Ces modèles considèrent une interaction de type contact normal et tangentiel à l'interface sol-pieu, prennent en compte l'état caractéristique (frottements) et intègrent l'état critique aux grands déplacements. Les prévisions du comportement de l'interface sont satisfaisantes. Les modèles axisymétriques et tridimensionnels sont implantés dans le logiciel PLAXIS 3D 2020. L'analyse numérique d'un groupe de pieux en vraie grandeur soumis à un chargement axial puis latéral est menée en considérant la modélisation axisymétrique et tridimensionnelle. La comparaison des résultats des calculs analytiques à ceux issus du calcul numériques a montré la fiabilité de ces derniers car les résultats sont très proches. Par ailleurs, l'étude paramétrique est abordée.

Enfin pour que on puisse lier les deux cas (axial et latéral), on a traité une fondation d'un groupe de pieux qui rentre dans le projet stade Pierre-Mauroy de la ville de Lille en deux parties différentes, la première c'est en considérant fondation mixte a quatre pieux, la seconde fondation mixte a neuf pieux. Cette étude a été réalisée en deux cas (statique, dynamique).

Mots-clés : chargement statique, chargement sismique, comportement, sol-pieux, modèle élastoplastique, modèle élastique, éléments finis, élément d'interface, frottement, pieu isolé, déplacement axial et latéral.

Abstract

This theoretical and numerical work studies the mechanical behavior of the soil-pile interface as well as its application to groups of piles under axial and lateral loading. From the two-dimensional elastic and elastoplastic behavior model, a three-dimensional model is developed to demonstrate the effect of horizontal loading at the interface during shear. These models consider an interaction of normal and tangential contact type at the soil-pile interface, take into account the characteristic state (friction) and integrate the critical state into large displacements. Predictions of interface behavior are satisfactory. The axisymmetric and three-dimensional models are implemented in the PLAXIS 3D 2020 software. The numerical analysis of a group of full-size piles subjected to axial and then lateral loading is carried out by considering axisymmetric and three-dimensional modeling. The comparison of the results of the analytical calculations with those resulting from the numerical calculations showed the reliability of the latter because the results are very close. In addition, the parametric study is discussed.

Finally, so that we can link the two cases (axial and lateral), we treated a foundation of a group of piles which fits into the Pierre-Mauroy stadium project in the city of Lille in two different parts, the first is considering a mixed foundation has four piles, the second mixed foundation has nine piles. This study was carried out in two cases (static, dynamic).

Keywords: static loading, seismic loading, behavior, soil-piles, elastoplastic model, elastic model, finite elements, interface element, friction, isolated pile, axial and lateral displacement.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I GENERALITES SUR LES FONDATIONS PROFONDE.....	2
I.1 Introduction.....	2
I.2 Définition d'un pieu.....	2
I.3 Reconnaissance et exploration des sols.....	3
I.3.1 Généralité	3
I.3.2 Type d'information.....	4
I.3.2.1 Collecte des informations préliminaires.....	4
I.3.2.2 Reconnaissance du site	4
I.3.2.3 Investigation et exploration.....	5
I.3.2.3.1 Profondeurs des forages.....	5
I.3.2.3.2 Nombre de forages	6
I.4 Principaux types de pieux	6
I.4.1 Pieux colonnes (pointes)	6
I.4.2 Les pieux flottants.....	7
I.4.3 Les pieux combinés.....	7
I.5 Modes opératoires de réalisation des pieux.....	8
I.5.1 Pieux battus.....	8
I.5.1.1 Pieux métalliques battus injectés.....	8
I.5.1.2 Pieux à tube battu moulés dans le sol.....	8
I.5.2 Pieux forés	9
I.5.2.1 Pieux forés simples.....	9
I.5.2.2 Pieux forés tubés vibro-foncés.....	10
I.5.2.3 Pieux forés à la boue.....	11
I.6 CHOIX DU TYPE DE PIEU.....	12
I.7 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT.....	12
I.7.1 Cas d'un pieu isolé.....	12
I.7.2 Cas d'un groupe de pieux.....	13
I.8 CONCLUSION.....	13
CHAPITRE II COMPORTEMENT DES PIEUX DANS LE CAS STATIQUE	
ET DYNAMIQUE	14
II.1 INTRODUCTION.....	14
II.2 Portance d'une fondation profonde.....	14
II.2.1 Méthode de calcul de la capacité portante	15
II.2.1.1 La formule statique	15
II.2.1.1.1 Calcul de la charge limite de pointe Q_P	15
II.2.1.1.1.1 Rôle de la fiche critique D_C	15
II.2.1.1.2 Étude du terme de frottement latéral « Q_f ».....	16
II.2.1.1.2.1 Calcul du frottement latéral « Q_f » :.....	16

II.2.1.1.2.2	Définitions et mécanismes du frottement latéral positif et négatif :	17
II.2.1.2	Détermination de la portance à partir des essais in-situ	18
II.2.1.2.1	Pressiomètre MENARD.....	18
II.2.1.2.2	Pénétrromètre statique :.....	22
II.2.1.2.3	Pénétrromètre dynamique :.....	24
II.2.1.3	Méthodes dynamiques du calcul de portance.....	24
II.2.1.3.1	Formule du HOLLANDAIS	25
II.2.1.3.2	Formule de CRANDALL	25
II.2.1.3.3	Formule de CHELIS	25
II.3	COMPORTEMENT DANS LE CAS STATIQUE.....	26
II.3.1	Tassements des pieux.....	26
II.3.1.1	Les différents types de tassements	26
II.3.1.1.1	Les tassements uniformes	26
II.3.1.1.2	Les tassements différentiels	26
II.3.2	Amplitude des tassements	27
II.3.3	Tassement d'un pieu isolé.....	27
II.3.4	Méthodes de calcul de tassement.....	28
II.3.4.1	Méthode basée sur la théorie d'élasticité.....	28
II.3.4.2	Méthode des courbes de transfert de charges.....	28
II.3.4.3	Méthodes empiriques	29
II.3.4.4	Méthodes numériques.....	29
II.3.5	Tassement d'un groupe de pieux	31
II.3.5.1	Méthodes empirique pour un groupe de pieux dans le cas des sols granulaires	32
II.3.5.2	méthode empirique pour un groupe de pieux dans le cas des sols cohérents	33
II.3.6	Méthodes de calcul du tassement	34
II.3.6.1	Méthode direct	34
II.3.6.2	Méthode indirecte	35
II.3.6.3	Méthode pressiométrique.....	35
II.3.7	Déflexion d'un pieu chargé latéralement.....	37
II.3.7.1	Méthodes de l'élasticité.....	38
II.3.7.2	Méthodes au module de réaction (ou des courbes P-Y).....	38
II.3.7.3	Méthodes numériques.....	39
II.3.7.4	Méthodes empiriques	39
II.4	Comportement dans le cas dynamique.....	40
II.4.1	Actions dynamiques dans le sol.....	40
II.4.2	Ondes harmoniques.....	40
II.4.3	Comportement des sols sous chargement dynamique	41
II.4.3.1	Amortissement interne ou matériel	41
II.4.3.2	Amortissement radiatif.....	41
II.4.4	Amortissement de Rayleigh	42
II.4.5	Travail de recherche sur le comportement d'un groupe de pieux centrifugé.....	42
II.4.6	Comportement sismique non linéaire des groupes de pieux dans de l'argile molle améliorée au ciment	46
II.5	Conclusion.....	52

CHAPITRE III	MODELISATION PAR PLAXIS 3D	53
III.1	INTRODUCTION.....	53
III.2	Présentation de code en élément fini plaxis 3D.....	53
III.2.1	Le logiciel plaxis	53
III.2.2	Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis.....	55
III.2.2.1	Modèle élastique linéaire	55
III.2.2.2	Le modèle de Mohr-Coulomb (M.C).....	55
III.2.2.3	Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model).....	56
III.2.2.4	Modèle pour sols mous (Soft Soil Model).....	56
III.2.2.5	Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model).....	57
III.3	Présentation d'ensemble de projet stade Pierre-Mauroy	58
III.4	Modélisation numérique de fondation mixte radier- pieux	58
III.4.1	Présentation du modèle	58
III.4.2	Phase initiale	60
III.4.3	Phase d'installation de la fondation mixte	61
III.4.4	Phase de chargement	61
III.4.5	Phase dynamique.....	62
III.4.5.1	Calcul des caractéristiques dans le cas dynamique.....	62
III.4.5.1.1	Calcul des caractéristiques dans le cas dynamique du sol.....	62
III.4.5.1.2	Calcul des caractéristiques dans le cas dynamique de la fondation mixte.....	65
III.5	Conclusion	68
CHAPITRE IV	ETUDE PARAMETRIQUE	69
IV.1	INTRODUCTION.....	69
IV.2	Validation de code PLAXIS 3D	69
IV.2.1	Résultat analytique par logicielle geo5.....	69
IV.2.2	Résultat numérique par logicielle Plaxis3D 2020	70
IV.3	Etude du comportement	71
IV.3.1	Fondation mixte a quatre pieux	71
IV.3.1.1	Cas statique	71
IV.3.1.1.1	Effort normal et tassement	71
IV.3.1.1.2	Effort tranchant et déplacements horizontal	72
IV.3.1.1.3	Moments fléchissant.....	75
IV.3.1.2	Cas dynamique	77
IV.3.1.2.1	Effort normal et tassement	77
IV.3.1.2.2	Effort tranchant et déplacements horizontal	79
IV.3.1.2.3	Moments fléchissant.....	81
IV.3.2	Fondation mixte a neuf pieux	82
IV.3.2.1	Cas statique	82
IV.3.2.1.1	Effort normal et tassement	82

IV.3.2.1.2	Effort tranchant et déplacements horizontal	89
IV.3.2.1.3	Moments fléchissant	97
IV.3.2.2	Cas dynamique	99
IV.3.2.2.1	Effort normal et déplacement vertical	99
IV.3.2.2.2	Effort tranchant et déplacements horizontal	106
IV.3.2.2.3	Moments fléchissant	108
IV.3.3	Comparaison entre le cas statique et dynamique de la fondation mixte à 4 pieux ..	110
IV.3.4	Comparaison entre le cas statique et dynamique de la fondation mixte à 9 pieux ..	110
IV.4	Conclusion	110
	CONCLUSION GENERALE.....	112
	BIBLIOGRAPHIE	114

TABLE DES FIGURES

Figure 1 Pieu dans un massif de sol (Technique de l'Ingénieur)	3
Figure 2 Schéma explicatif de la profondeur du forage	5
Figure 3 Exemple de nombre de forage	6
Figure 4 Pieux colonne (Technique de l'Ingénieur).....	6
Figure 5 Pieux flottant (Technique de l'Ingénieur).....	7
Figure 6 Pieux combinés (Technique de l'Ingénieur).	7
Figure 7 Réalisation d'un pieu métallique battu injecté (Technique de l'Ingénieur)	8
Figure 8 Réalisation d'un pieu à tube battu moulé dans le sol (Technique de l'Ingénieur).....	9
Figure 9 Réalisation d'un pieux forés simple (Technique de l'Ingénieur).....	10
Figure 10 Réalisation d'un pieux forés tubés vibro-foncés (Technique de l'Ingénieur).....	11
Figure 11 Réalisation d'un pieu foré à la boue (Technique de l'Ingénieur).....	11
Figure 12 Résistance de pieu en pointe et en frottements latéraux (Technique de l'Ingénieur)	12
Figure 13 La zone compressible n'est pas influencée par le pieu (Technique de l'Ingénieur)	13
Figure 14 La zone compressible est influencée l'effet radier du groupe de pieux	13
Figure 15 Force portante d'un pieu.....	14
Figure 16 Mécanismes du frottement latéral positif et négatif	21
Figure 17 Diagrammes de du frottement latéral en fonction de pression limite nette	14
Figure 18 Tassement uniforme.....	26
Figure 19. Tassement différentiel.....	27
Figure 20. Zone d'influence pour tassement.....	31
Figure 21. Comportement d'un groupe de pieu dans un sol cohérent	34
Figure 22. Courbe œdométrique (chargement déchargement).....	35
Figure 23. Découpage de sol sous la fondation (Méthode pressiométrique)	36
Figure 24. Comportement schématique d'un pieu long et flexible	38
Figure 25. Flexion d'un pieu sous efforts horizontaux	38
Figure 26. Schéma de transfert des charges du pieu au sol par des ressorts.....	39
Figure 27 Modelé viscoélastique de Voigt	41
Figure 28 Diagramme de l'amortissement de Rayleigh en fonction de la pulsation	42
Figure 29 Histoires-temps normalisées et spectre de Fourier de l'onde El-Centro (EL).	43
Figure 30 Histoires-temps normalisées et spectre de Fourier de l'onde artificiel (Rg).....	43
Figure 31 Pics des moments fléchissants en fonction de la profondeur	44
Figure 32 Pics des forces axiales dynamiques : effort normal « N » valeur positive, « tension » (T) ; valeur négative « compression » (C)).....	44
Figure 33 Pics et différences de crête des déformations dynamiques du bloc de masse	45
Figure 34 Les accélérations des évènements sismiques et leurs spectres de réponses du sol.....	46
Figure 35 Accélérations des évènements « A » et « D » dans différentes profondeur	47
Figure 36 Spectre de réponse et facteur d'amplification pour les évènements A, B, C, et D	47
Figure 37 Comparaison entre les accélérations des groupes de pieux et celles du champ libre	48
Figure 38 Comparaison entre « PHA » et « PBA » des groupes de pieux.....	48
Figure 39 Variation de PHD en fonction de PBA des groupes de pieux	49
Figure 40 Accélérations des chapeaux des pieux sous des évènements différents.....	49
Figure 41 Spectre de réponse des deux évènements sismiques C et E.....	50
Figure 42 Les accélérations et les déplacements à proximité des trois groupes de pieux	50
Figure 43 Déplacements verticaux enregistrés au niveau des groupes de pieux et en champ libre sous les évènements sismiques : « D » et « G ».	50
Figure 44 Pressions interstitielles sous les évènements sismiques « D » et « G ».....	51

Figure 45 Courbe intrinsèque du modèle Mohr-coulomb	56
Figure 46 Effet du temps sur les essais œdométriques.	57
Figure 47 Villeneuve d'Ascq lieu de réalisation du stade.....	58
Figure 48 Disposition de Fondation et le comportement de charge	59
Figure 49 Les phases de calcul de model.....	60
Figure 50 Modèle 3D du sol.....	60
Figure 51 Modèle 3D de la phase d'installation de la fondation mixte.....	61
Figure 52 Modèle 3D de la phase d'installation de chargement.....	61
Figure 53 Spectre de fourrier du séisme de Boumerdes.....	62
Figure 54 Modèle 3D de la phase dynamique.....	68
Figure 55 Déplacement vertical du chargement statique par logicielle geo5	69
Figure 56 Déplacement vertical du chargement statique par logicielle Plaxis 3D	70
Figure 57 Distribution des Efforts normaux dans les 4 pieux de la fondation mixte dans le cas statique	71
Figure 58 Diagramme des déplacements verticaux en fonction du temps du chargement dans le cas statique	72
Figure 59 Effort tranchant selon l'axe X des 4 pieux de la fondation mixte dans le cas statique.....	73
Figure 60 Déplacements totaux des 4 pieux sur l'axe X dans le cas statique.	73
Figure 61 Effort tranchant sur l'axe y des 4 pieux de la fondation mixte dans le cas statique	74
Figure 62 Déplacements totaux des 4 pieux de la fondation mixte sur l'axe y dans le cas statique.	75
Figure 63 Distribution des moments fléchissant sur les 4 pieux dans l'axe X dans le cas statique.	75
Figure 64 Distribution des moments fléchissant sur les 4 pieux dans l'axe Y dans le cas statique.....	76
Figure 65 Distribution des moments fléchissant sur les 4 pieux dans l'axe Z dans le cas statique... ..	76
Figure 66 Distribution des Efforts normaux dans les 4 pieux de la fondation mixte dans le cas dynamique.....	77
Figure 67 Déplacements totaux des quatre pieux sur l'axe Z dans le cas dynamique.....	78
Figure 68 Diagramme des déplacements verticaux en fonction du temps dans le cas dynamique, séisme de Boumerdes	79
Figure 69 Distributions des efforts tranchants dans l'axe x dans le cas dynamique, séisme de Boumerdes.....	80
Figure 70 déplacements totaux de quatre pieux sur l'axe y dans le cas dynamique séisme de Boumerdes	80
Figure 71 Distributions des moments fléchissant autour de l'axe x des quatre pieux dans le cas dynamique séisme de boumerdes	81
Figure 72 Distributions des moments fléchissant autour de l'axe y des quatre pieux dans le cas dynamique séisme de boumerdes	81
Figure 73 Distributions des moments fléchissant autour de l'axe y des quatre pieux dans le cas dynamique séisme de Boumerdes.....	82
Figure 74 Distribution des efforts normaux des neuf pieux dans le cas statique	83
Figure 75 Déplacements des 9 pieux selon l'axe Z, vertical ou bien le tassement dans le cas statique	83
Figure 76 Noms des pieux et les valeurs d'efforts normaux dans le cas statique.	84
Figure 77 Déplacement du pieu 1 au fil du temps de chargement dans le cas statique.....	84
Figure 78 Déplacement du pieu 2 au fil du temps de chargement dans le cas statique.....	85
Figure 79 Déplacement du pieu 3 au fil du temps de chargement dans le cas statique.....	85
Figure 80 Déplacement du pieu 4 au fil du temps de chargement dans le cas statique.....	86
Figure 81 Déplacement du pieu 5 au fil du temps de chargement dans le cas statique	86
Figure 82 Déplacement du pieu 6 au fil du temps de chargement dans le cas statique	87
Figure 83 Déplacement du pieu 7 au fil du temps de chargement dans le cas statique.	87
Figure 84 Déplacement du pieu 8 au fil du temps de chargement dans le cas statique	88
Figure 85 Déplacement du pieu 9 au fil du temps de chargement dans le cas statique	88

Figure 86 Effort tranchant selon l'axe des x des pieux et leurs noms dans le cas statique.....	89
Figure 87 déplacements t des 9 pieux selon l'axe des X de la fondation mixte dans le cas statique...	90
Figure 88 Déplacement du pieu 1 au fil du temps de chargement.....	90
Figure 89 Déplacement du pieu 2 au fil du temps de chargement.....	91
Figure 90 Déplacement du pieu 3 au fil du temps de chargement.....	91
Figure 91 Déplacement du pieu 4 au fil du temps de chargement.....	92
Figure 92 Déplacement du pieu 5 au fil du temps de chargement	92
Figure 93 Déplacement du pieu 6 au fil du temps de chargement.....	93
Figure 94 Déplacement du pieu 7 au fil du temps de chargement.....	93
Figure 95 Déplacement du pieu 8 au fil du temps de chargement	94
Figure 96 Déplacement du pieu 9 au fil du temps de chargement.....	94
Figure 97 Effort tranchant selon l'axe Y et les noms des pieux dans le cas statique de la fondation mixte a 9 pieux	95
Figure 98 Déplacement dans l'axe des Y des 9 pieux de la fondation mixte dans le cas statique.....	95
Figure 99 Déplacement du pieu 1 selon l'axe Y au fil du temps de chargement dans le cas statique	96
Figure 100 Déplacement du pieu 3 selon l'axe Y au fil du temps de chargement dans le cas statique	96
Figure 101 Déplacement du pieu 7 selon l'axe Y au fil du temps de chargement dans le cas statique	97
Figure 102 Distribution du moment de flexion Mx le long des pieux dans le cas statique	97
Figure 103 Distribution du moment de flexion My le long des pieux dans le cas statique.....	98
Figure 104 Distribution du moment de flexion Mz le long des pieux dans le cas statique	99
Figure 105 Distribution des efforts normaux dans les 9 pieux de la fondation mixte dans le cas dynamique	100
Figure 106 Valeur des efforts normaux dans chaque pieu dans le cas dynamique.....	100
Figure 107 Déplacements des 9 pieux dans l'axe z dans le cas dynamique.....	101
Figure 108 Variation du déplacement vertical du pieu 1 sous l'effet du séisme de Boumerdes.....	101
Figure 109 Variation du déplacement vertical du pieu 2 sous l'effet du séisme de Boumerdes	102
Figure 110 Variation du déplacement vertical du pieu 3 sous l'effet du séisme de Boumerdes.....	102
Figure 111 Variation du déplacement vertical du pieu 4 sous l'effet du séisme de boumerdes	103
Figure 112 Variation du déplacement vertical du pieu 5 sous l'effet du séisme de Boumerdes.....	103
Figure 113 Variation du déplacement vertical du pieu 6 sous l'effet du séisme de Boumerdes	104
Figure 114 Variation du déplacement vertical du pieu 7 sous l'effet du séisme de Boumerdes.....	104
Figure 115 Variation du déplacement vertical du pieu 8 sous l'effet du séisme de Boumerdes	105
Figure 116 Variation du déplacement vertical du pieu 9 sous l'effet du séisme de Boumerdes	105
Figure 117 Distribution des efforts tranchants selon l'axe des abscisses des 9 pieux de la fondation mixte dans le cas dynamique.....	106
Figure 118 Déplacement des Pieux de la fondation mixte à 9 pieux dans le cas dynamique.....	106
Figure 119 distribution des efforts tranchants des 9 pieux de la fondation mixte selon l'axe Y dans le cas dynamique.....	107
Figure 120 Déplacements des pieux dans l'axe des coordonnées de la fondation mixte à 9 pieux dans le cas dynamique	107
Figure 121 Distribution des moments fléchissant autour de l'axe X de la fondation mixte à 9 pieux dans le cas dynamique.....	108
Figure 122 Distribution des moments fléchissant autour de l'axe Y de la fondation mixte à 9 pieux dans le cas dynamique.....	109
Figure 123 Distribution des Moments fléchissant autour de l'axe Z de la fondation mixte à 9 pieux dans le cas dynamique.....	109

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1. La profondeur du forage en fonction de nombre d'étage.....	5
Tableau 2. Espacements entre les forages.....	6
Tableau 3. Valeurs de $S\varphi$ et S_c	16
Tableau 4. Valeur de coefficient de portance K	19
Tableau 5. Choix de courbes Q pour la détermination de q_f	20
Tableau 9. Détermination de la charge de fluage en fonction de type de pieu.....	21
Tableau 10. Charge admissible à l'ELU et à l'ELS.....	22
Tableau 11. Valeurs de facteur de portance kC [Melbouci.B.2009].....	23
Tableau 12. Choix du coefficient β et de q_f max.....	23
Tableau 13. Valeurs recommandées du rapport E/q_c	30
Tableau 14. Valeurs des coefficients pour le calcul de KV	31
Tableau 15. Calcul de tassement de groupe de pieux SG selon Meyerhof (1976).....	33
Tableau 16. Valeurs de coefficient de forme λ_2 et λ_3	36
Tableau 17. Les caractéristiques de l'évènement sismique.....	46
Tableau 18. Caractéristique du profil de sol.....	59
Tableau 19. Les résultats des calculs et numérique et analytique.....	70

INTRODUCTION GENERALE

Tout calcul et dimensionnement d'un ouvrage en génie civil doit être rigoureux. A cet effet, une bonne connaissance et une analyse approfondie du problème s'imposent, notamment pour les constructions classées de grandes importances. Alors, l'Ingénieur doit prendre en considération l'ensemble des facteurs qui peuvent affecter de manière non négligeable les résultats de ces calculs. Parmi eux, on trouve l'interaction sol-structure qui constitue des problèmes très réputés en génie civil. Les fondations profondes (les pieux) sont utilisés dans plusieurs domaines : dans les fondations des ponts (viaducs), les gratte-ciels, les silos, etc.

Le comportement des ouvrages de Génie Civil tels que les murs de soutènement, les renforcements, les tunnels et les fondations est un problème d'interaction sol-structure. A présent, il est communément admis que, dans le cadre de l'étude de l'interaction sol-pieux, la transmission des efforts, de la structure vers le sol, se fait à travers une fine couche de sol en contact avec les pieux appelée "interface". L'interface est le siège de phénomène mécanique complexe : elle génère des localisations de contraintes et des déformations et des concentrations de contraintes significatives. Ces phénomènes sont fortement influencés par les caractéristiques mécaniques du sol et de l'élément structural (pieux), généralement très contrastés. La rupture est souvent observée au sein de cette couche. Il en résulte que pour une modélisation correcte d'un ouvrage en géotechnique, il est important de prendre en compte le comportement particulier de cette interface. C'est particulièrement vrai pour les fondations profondes, où la description du comportement en termes de frottement mobilisé, doit nécessairement passer par la modélisation de cette région fortement sollicitée.

Les travaux présentés dans ce mémoire à caractère théorique et numérique ont pour but de caractériser le comportement mécanique de l'interface entre le sol et les pieux rigides (en béton), et de modéliser le comportement de pieux isolés sous chargement statique axial et latéral dynamique (séisme) appliqué sur un groupe de pieu.

Ces travaux se situent dans la suite du traitement d'un modèle de comportement de l'interface. L'objectif de cette recherche est d'une part : valider les résultats numériques de Plaxis avec le calcul analytique de geo5, et d'étudier le comportement de la fondation.

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES FONDATIONS PROFONDE

I.1 Introduction :

On arrive souvent lorsque on fait une étude géotechnique d'un site afin de réaliser un ouvrages, à rencontrer des obstacles, auquel on devras surmonter effectivement .Ceci grâce au techniques disponibles dans nos jours et selon des critères techniques et économiques . L'un de ces obstacles rencontré sera traité dans ce chapitre, c'est celui d'un sol de faible portance .Et à cause des charges considérable que la fondation transmet au sol, l'amélioration des caractéristiques mécanique semble comme une solution inefficace. Dans ce cas-là, la solution idéale est de faire appel aux fondations profondes autrement dit les pieux, Mais quel sont les caractéristiques d'un pieux ? Existe-t-il un seul type ou bien plusieurs types ? Et si c'est plusieurs lequel on devra choisir ? Et comment est-ce qu'on le réalisera ? Tout sera clair une fois qu'on obtient une réponse à ces questions, et c'est que nous avons comme intention de clarifier dans ce qui suit.

I.2 Définition d'un pieu

Le pieu est une fondation profonde faite d'un seul matériau ou une combinaison de matériau (tel que le bois, l'acier et le béton). Le pieux peuvent être exécutés sur les sites comme ils peuvent être préfabriqués et mis en place par battage, vérinage ou vissage. Ils servent à reporter les charges de la structure au bon sol avec des caractéristiques mécaniques qui nous assure qu'on va éviter la rupture du sol ou qu'on limite les déplacements.

Les pieux prennent une profondeur de 6 m jusqu'à 20 m et même plus avec une forme circulaire généralement avec un diamètre qui varie entre 0,1 et 1,60 et même plus. Comme il peut prendre d'autre formes : carré, polygones et rectangulaire. [1]

Le pieu est constitué de 3 parties : la pointe, la tête et le fut qui est compris entre la tête et la pointe.

Voici les caractéristiques géométriques que l'on peut trouver en un pieu D : la longueur totale du pieu de la tête jusqu'à la pointe.

h : la longueur d'ancrage qui est la longueur d'ancrage dans les couches B : le diamètre

D_e : la hauteur d'encastrement

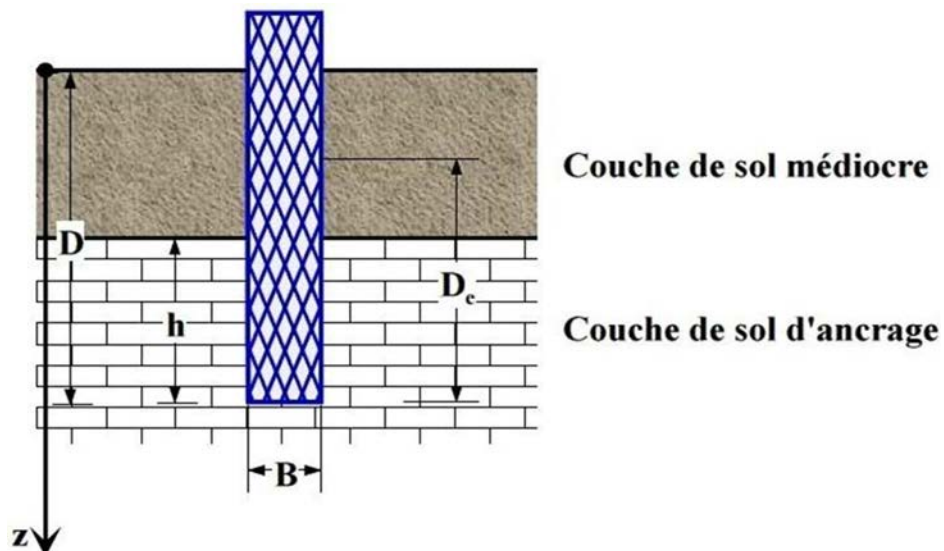


Figure I.1 Pieu dans un massif de sol [2].

Quand est-ce qu' on utilise les pieux

On fait appel au pieux quand :

- Le tassement estimé dépasse la limite de tolérance ;
- Le tassement différentiel est excessif ;
- Le terrassement pour construire les fondations pourrait causer des dégâts aux constructions mitoyenne ;
- La variante radier revient trop cher ;
- La structure transmet des charges concentrées importantes ;
- Construire le long d'un cours d'eau ou au bord de la mer. [1]

I.3 reconnaissance et exploration des sols

I.3.1 Généralité :

La reconnaissance est définie comme l'identification et la caractérisation des couches constituant le dépôt de sol supportant la structure à construire (stratigraphie)

L'objectif de la reconnaissance et de l'exploration des sols est de collecter l'information nécessaire qui va aider l'ingénieur géotechnicien dans :

- Sélection du type et de la profondeur de la fondation de la structure à construire ;
- Évaluation de la capacité portante de la fondation ;
- Estimation du tassement probable de la structure ;
- Détermination des problèmes possibles (sols gonflants, sols collapsants, dépôts sanitaires etc...)
- Détermination de la position de la nappe d'eau (les conditions sont-elles hydrostatiques ou y a-t-il un écoulement dans le sol?)
- Détermination de la pression latérale pour les ouvrages de soutènements ;
- Établissement d'une méthode de construction pour changer les conditions du sol.

L'exploration est également nécessaire pour les structures souterraines et les excavations.

Elle peut être nécessaire lorsqu'il faut effectuer des changements ou des ajouts dans une structure [3].

I.3.2 Type d'information :

Trois étapes sont souvent indispensables dans une campagne d'exploration :

- Collecte des informations préliminaires
- Reconnaissance du site
- Investigation et exploration

I.3.2.1 Informations disponibles.

Il est important de débiter par une cueillette des informations disponibles sur le site ainsi que sur le type de structure à bâtir et de son utilité.

Il est généralement possible de recueillir des informations à l'aide de :

- Cartographie (cartes géologiques) des dépôts meubles et du roc ;
- Photographies aériennes (intéressant pour les projets d'envergure) ;
- Cartes topographiques (nature du terrain relief) ;
- Études géotechniques effectuées dans le voisinage ;

I.3.2.2 Reconnaissance du site.

L'ingénieur doit toujours effectuer une inspection visuelle du site pour pouvoir se faire une meilleure idée sur sa nature [3] :

- Type de végétation dans le site (peut donner d'excellentes indications) ;
- La topographie générale du site et la possible existence de fossés de drainage.
L'existence de débris ou de matériaux quelconques ;
- Type de constructions avoisinantes et l'existence de problèmes (fissures dans les murs, tassements ou autres problèmes) ;
- Le niveau de la nappe d'eau qui peut être déterminé en regardant au voisinage ;

- Stratigraphie du sol à partir de tranchées profondes effectuées pour la construction d'une route ou d'un chemin de fer avoisinant ;
- Présence de roc ou d'affleurement rocheux dans les environs, peut indiquer la faible profondeur du socle rocheux

I.3.2.3 Exploration et caractérisation.

I.3.2.3.1 Profondeurs des forages

À l'étape de l'exploration et de la reconnaissance il faut planifier [3] :

- ✓ Le nombre de forages ;
 - ✓ Les profondeurs des forages ;
 - ✓ Le type d'essais à effectuer soit sur le site ou au laboratoire
 - ✓ Le nombre d'échantillons nécessaire.
- Déterminer l'augmentation de la contrainte, $\Delta\sigma$, sous la fondation ;
 - Estimer la variation de la contrainte effective verticale σ'_{v0} .
 - Déterminer la profondeur $D = D1$ où $\Delta\sigma/q = 10 \%$
 - Déterminer la profondeur $D = D2$ où $\Delta\sigma / \sigma'_{v0} = 5 \%$
 - La profondeur la plus faible entre $D1$ et $D2$ définit la profondeur minimale du forage

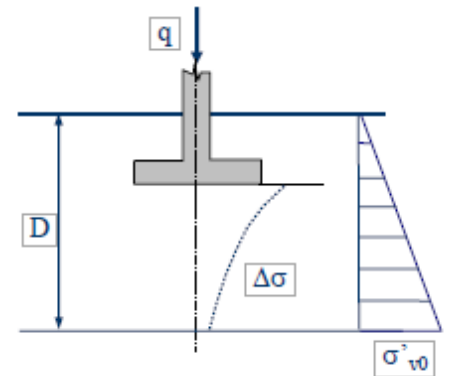


Figure I.2 Schéma explicatif de la profondeur du forage D et de la contrainte verticale effective σ'_{v0} et la variation de la contrainte $\Delta\sigma$.

Pour les hôpitaux et les édifices gouvernementaux

- $D_f = 3 S^{0,7}$ (pour les structures en acier légères ou en béton rapproché) ;
- $D_f = 6 S^{0,7}$ (pour les structures en acier lourdes ou en béton éloigné) ; S étant le nombre d'étages.

Pour les excavations, la profondeur du forage doit être au moins 1,5 fois la profondeur de l'excavation

Pour les fondations sur roc la profondeur du forage doit être de 3 m. Si le roc est altéré le forage doit être plus profond (généralement 6 m). [3]

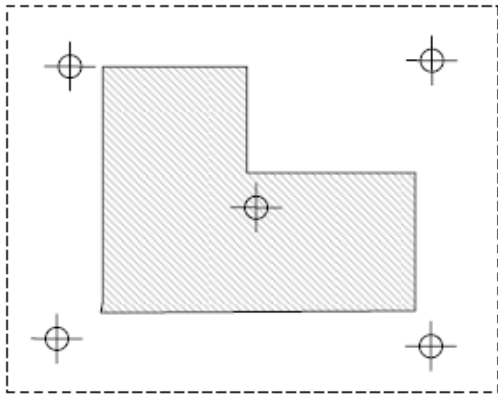
Structure de largeur de 30 M	
NB d'étages	Profondeur (m)
1	3.5
2	6
3	10
4	16
5	24

Tableau I.1 La profondeur du forage en fonction de nombre d'étage.

I.3.2.3.2 Nombre de forages

Le nombre de forages dépend :

- Nature de la structure ;
- Dimensions de la structure ;
- Coût de la structure (l'étude géotechnique doit généralement coûter entre 0,1% et 0,5% du prix de la structure) [3].



Type de structure	Espacement (m)
Bâtiment multi-étage	10 - 30
Bâtiment industriel	20 - 60
*Route	250 - 500
Subdivision résidentiel	250 - 500
Digue et barrage	40 - 80

Figure I. 3 exemple de nombre de forage

Tableau I.2 espacements entre les forages

I.4 Principaux types de pieux

On peut classer les pieux selon leurs fonctions :

I.4.1 Pieux colonnes (pointes)

Le pieux se comporte comme une colonne ancré dans un substratum rocheux et transfère directement les charges verticales aux couches inférieures [6]

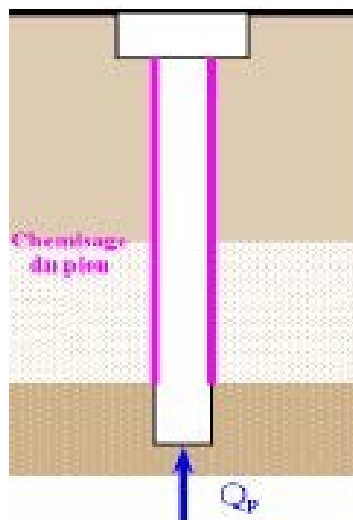


Figure I.4 Pieux colonne [2]

I.4.2 Les pieux flottants

Pieu qui ne transmet les charges que par frottement latéral, il est utilisé dans le cas où le substratum n'est pas accessible à une certaine profondeur.

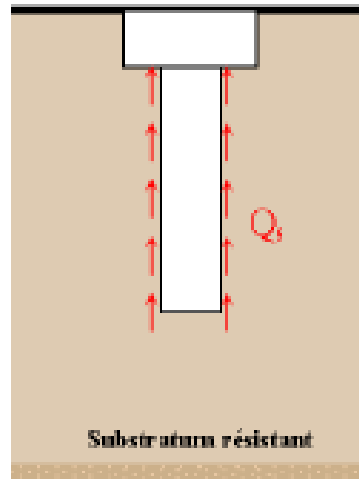


Figure I.5 Pieux flottant [2] .

I.4.3 Les pieux combinés

L'équilibre est maintenu par la résistance en pointe et le frottement latéral.

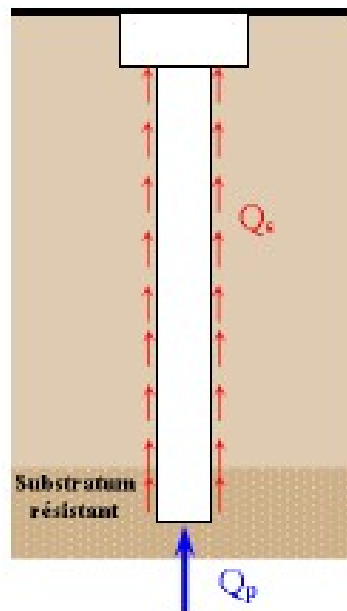


Figure I.6 Pieux combiné [2] .

I.5 Modes opératoires de réalisation des pieux

I.5.1 Pieux battus

Les pieux battus sont les plus anciens. Les hommes préhistoriques s'en servaient déjà pour fonder leurs villages lacustres à la surface de lacs ou d'étangs. Des sondages en ont prouvé l'existence sous une pyramide égyptienne datant d'environ 2.000 ans av. J.C.

I.5.1.1 Pieux métalliques battus injectés.

Le pieu métallique est un système de fondation simple généralement constitué de profilés métalliques de type H ou tubulaires directement fichés dans le sol. Les dimensionnement et calculs peuvent être réalisés par le Bureau d'Etudes en fonctions des efforts à supporter (prise en compte des phénomènes de corrosion, des déplacements latéraux...).

Ce type de pieu travaille en frottement latéral et en pointe.

Cette technique n'est pas adaptée aux terrains ayant été remblayés avec des blocs (refus de battage prématuré).

Sur le schéma ci-dessous est décrit le procédé [7] :

- 1 Mise en fiche, réglage
- 2 Battage et injection simultanée de mortier
- 3 Refoulement des sols, maintenus et expansés par l'injection de mortier
- 4 Pieu terminé
- 5 Soudage d'une plaque

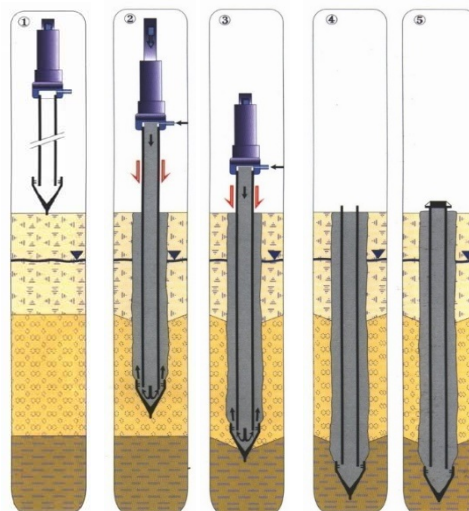


Figure I.7 Réalisation d'un pieu métallique battu injecté [2]

I.5.1.2 Pieux à tube battu moulés dans le sol

Ces pieux diffèrent des précédents car ce n'est pas le pieu lui-même qui est battu mais un tube en acier dans lequel on viendra ensuite couler du béton sur une armature en acier. On

les classe avec les pieux battus parce qu'il n'y a pas extraction de terrain lors de la perforation.

Sur le schéma ci-dessous est décrit le procédé :

- 1 mise en fiche, réglage, confection d'un bouchon
- 2 pilonnages en fond de tube du bouchon, entraînement du tube qui refoule le sol ;
- 3 réalisations de la base élargie dans la couche d'ancrage
- 4 mises en place d'armatures partielles ou toute hauteur
- 5 bétonnages à sec ;
- 6 extractions du tube.

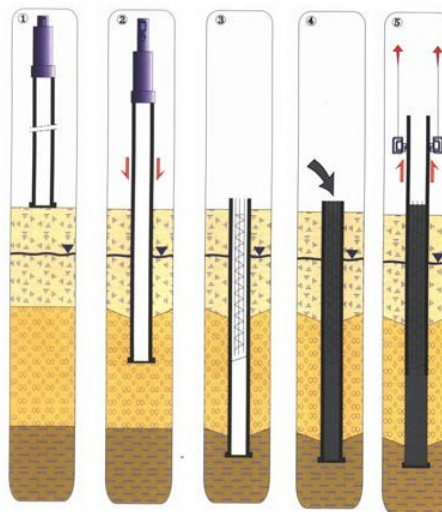


Figure I.8 Réalisation d'un pieu à tube battu moulé dans le sol [2]

I.5.2 Pieux forés

Les pieux forés sont des éléments de construction permettant de fonder un bâtiment ou un ouvrage, réalisés par excavation de matériaux (au moyen d'un forage) puis coulage de béton dans le sol.

I.5.2.1 Pieux forés simples

Les pieux forés simples sont idéalement utilisés quand le sol est suffisamment cohérent et situé au-dessus des nappes phréatiques, le principe d'exécution reste le même que pour les pieux forés tubés, mais le tubage n'est pas nécessaire.

Le pieu est exécuté sans nuisance sonore et sans vibration. L'ancrage se fait dans les terrains durs à grande profondeur.

Outils de forage souvent utilisés : Tarière, bucket, carottier, trépan. Diamètres courants : de 500 à 2000 mm.

Profondeur maxi : 70 mètres

Sur le schéma ci-dessous est décrit le procédé :

- 1 Mise en fiche, réglage, préforage
- 2 Mise en place de la virole
- 3 Forage
- 4 Ancrage au carottier
- 5 Mise en place d'armatures et bétonnage à la colonne
- 6 Contrôle de l'arase de béton

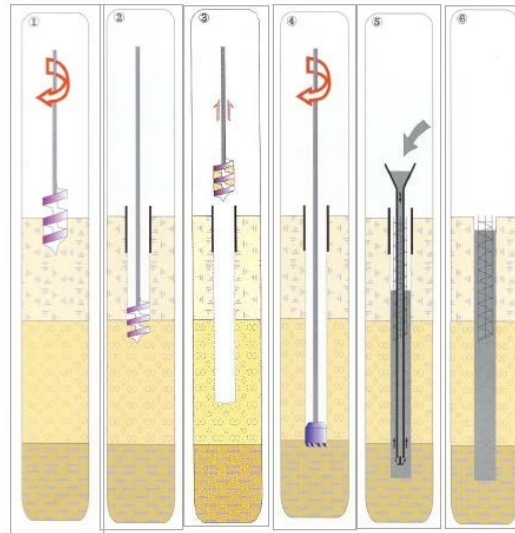


Figure I.9 Réalisation d'un pieu foré simple [2]

I.5.2.2 Pieux forés tubés vibro-foncés

Dans le cas de sols de faible cohésion, un tubage ou l'utilisation de boues permet d'assurer la tenue des terres durant les opérations de forage. On parle alors, de pieux forés tubés.

Dans un premier temps, Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration ou foncé avec louvoisement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le diamètre du pieu est le diamètre extérieur du sabot du tubage.

Dans un deuxième temps, le pieu définitif est réalisé dans le forage : on descend une cage d'armature et l'on envoie le béton, éventuellement par un tube plongeur s'il y a présence d'eau.

Sur le schéma ci-dessous est décrit le procédé :

- 1 Implantation, préforage, mise en place de la virole
- 2 Mise en œuvre de la boue benthonique
- 3 Forage sous charge de boue
- 4 Recyclage de la boue, mise en place d'armatures, bétonnage au tube plongeur
- 5 Tube plongeur relevé par élément, fin du bétonnage
- 6 Extraction de la virole, contrôle de l'arase béton

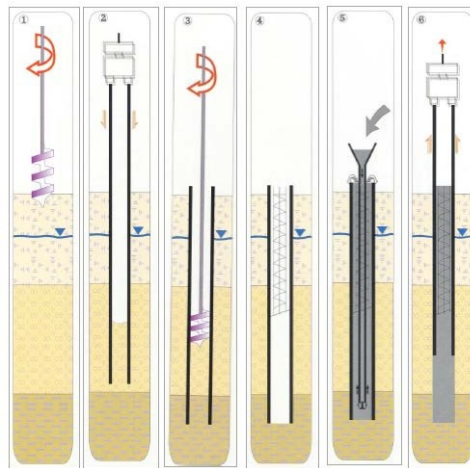


Figure I.10 Réalisation d'un pieux forés tubés vibro-foncés [2]

I.5.2.3 Pieux forés à la boue

Dans ce type de pieux, il y a forage avant la réalisation du pieu, et la bonne tenue du forage s'obtient en général en employant de la boue benthonique (mélange d'eau et d'argile sous forme colloïdale appelée souvent en raccourci bentonite). Il est souvent employé une virole pour protéger la tête du pieu de la boue du chantier et pour assurer la tenue du forage à proximité des engins de chantier et des camions de béton ou de déblais.

Sur le schéma ci-dessous est décrit le procédé :

- 1 Implantation, préforage, mise en place de la virole
- 2 Mise en œuvre de la boue benthonique
- 3 Forage sous charge de boue
- 4 Recyclage de la boue, mise en place d'armatures, bétonnage au tube plongeur
- 5 Tube plongeur relevé par élément, fin du bétonnage
- 6 Extraction de la virole, contrôle de l'arase béton

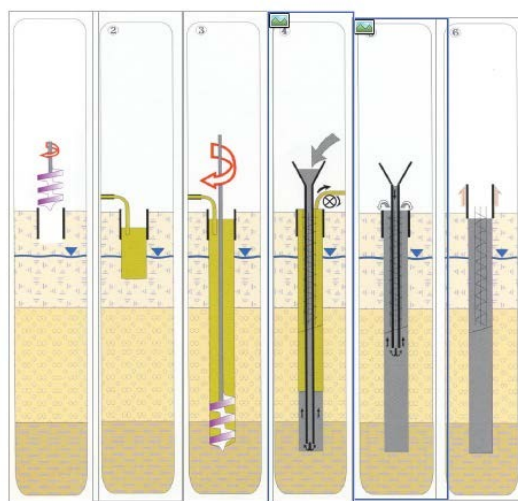


Figure I.11 Réalisation d'un pieu foré à la boue [2]

I.6 Choix du type de pieu

Ainsi le choix du type de pieu dépend :

- de la nature des couches rencontrées dans le terrain,
- de la présence de la nappe phréatique ou de cavités souterraines,
- des charges à reprendre,
- de l'environnement du chantier,
- du coût d'exécution,
- et du matériel et de la technicité de l'entreprise.

I.7 Principe de fonctionnement :

I.7.1 Cas d'un pieu isolé :

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

- Par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de point en ôté (Q_p))
- Par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté (Q_s))

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

- la surface de contact entre le pieu et le sol
- au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latéral, coefficient de frottement interne du sol)
- Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol.

Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif)

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

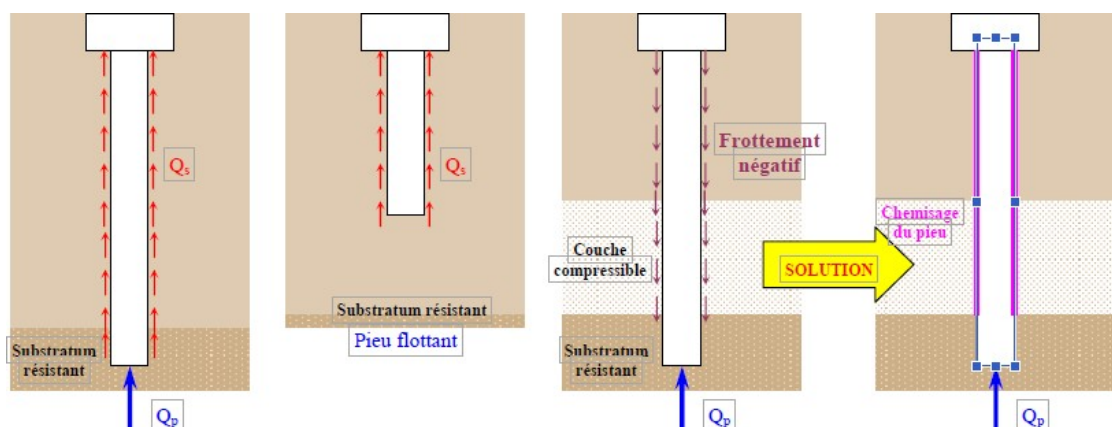


Figure I.12 Résistance de pieu en pointe et en frottements latéraux [2]

I.7.2 Cas de groupes de pieux :

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

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

$$C_e = \frac{Q_{gu}}{\sum Q_{ui}} \quad (I.16)$$

D'autre part la diffusion de contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est différente de celle sous un pieu isolé. Il

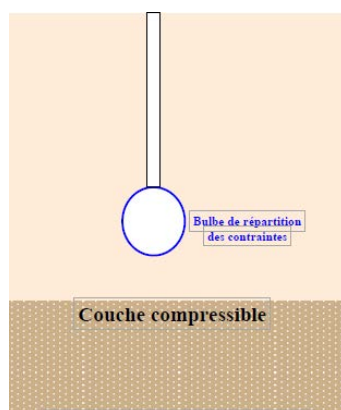


Figure I.13 la zone compressible n'est pas influencée par le pieu [8]

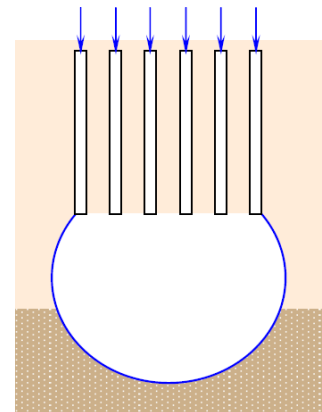


Figure I.14 la zone compressible est influencée l'effet radier du groupe de pieux [8COMPORTEMENT DE GROUPE]

I.8 Conclusion

Après une reconnaissance du site qui exige l'utilisation des pieux comme fondation, on sera obligé de faire un choix de type selon les critères mentionné avant .Et la compréhension du mode de fonctionnement de ces pieux nous mènent a bien estimer la charge supporté par ce type e fondation qui sera détaillé dans le deuxième chapitre, qui nous garantira la réalisabilité et la stabilité de l'ouvrage.

COMPORTEMENT DE PIEUX DANS LE CAS STATIQUE ET DYNAMIQUE

II.1 Introduction :

Les pieux sont des fondations profondes, et comme toutes les autres fondations elle sert à transmettre les efforts aux sols, et cela en réalité se passe en deux cas : premièrement le cas où ils sont obligés de transmettre les efforts de la superstructure au sol ; deuxièmement, le cas où le site subit un séisme. Dans ce cas-là la fondation aura à assurer la transmission de la charge de la superstructure et de garantir la stabilité vis à vis le séisme. Dans les deux cas les pieux se tassent, se déforment, et même peuvent atteindre jusqu'à la rupture parfois. Nous nous concentrons sur l'explication du tassement dans le premier cas et de clarifier le deuxième dans ce chapitre.

II.2 Portance d'une fondation profonde

La force portante d'un pieu est définie comme la charge maximale Q_L qu'il peut supporter, Au-delà de cette charge se produit la rupture du sol. La capacité portante maximale q_l sera la charge par unité de surface, encore appelée contrainte limite.

Pour le cas des fondations profondes, on sépare la résistance verticale limite Q_l supportée par le pieu en deux composantes : la résistance de pointe Q_p et la résistance au frottement Q_f .

$$Q_L = Q_p + Q_f$$

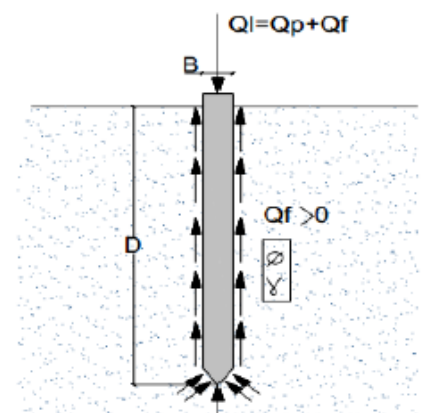


Figure II.1 Force portante d'un pieu.

II.2.1 Méthode de calcul de la capacité portante

Il existe trois moyens d'évaluer la capacité portante d'une fondation profonde :

La formule statique : c'est une adaptation aux fondations profonde de la méthode développée pour les fondations superficielles.

Essais in-situ et essais géotechniques : Ces méthodes permettent de déterminer les caractéristique du sol à injecter dans les formule précédentes ou fournissent directement la charge portante.

Formules dynamiques : ce sont des relations liées au battage donc elles n'interviennent que pour les pieux battus (formule de CHILIS et du HOLLANDAIS).

II.2.1.1 Les formules statiques

On admet que le terrain oppose à l'enfoncement de la fondation deux types de résistance :

- La résistance à la base dite résistance de pointe « Q_p ».
- La résistance qui se manifeste le long du fut du pieu, est équivalente au frottement latéral, plus la résistance au cisaillement, que l'on appelle terme de frottement « Q_f » D'où

$$Q_l = Q_p + Q_f$$

On définit ainsi la charge admissible « Q_a » du pieu à l'aide de la relation :

$$Q_a = \frac{Q_p}{F_p} + \frac{Q_f}{F_f} \quad F_p = 3 \text{ et } F_f = 2. \quad (\text{I.1})$$

Avec : F_p et F_f sont des coefficients de sécurité en pointe et en frottement latéral

II.2.1.1.1 Calcul de la charge limite de pointe QP

D'après CAQUOT-KERISEL, on peut prendre dans le cas d'un sol cohérent et frottant, la formule suivante :

$$Q_p = S (\gamma D N_q + 1,2 C N_c) \quad (\text{I.2})$$

Dans le cas des milieux purement cohérents :

$$Q_p = \gamma D + 6. C \quad (\text{I.3})$$

II.2.1.1.1.1 Rôle de la fiche critique D_c

Il est nécessaire pour avoir une majoration de N_q que le bulbe de rupture se développe dans le terrain résistant

$$D > D_c$$

D'où :

Caquot-kérisel recommande de calculer « D_c » par la formule suivante :

$$D_c = \frac{B}{4} N_q^{(2/3)} \quad (\text{I.4})$$

$$N_q = 10^{(N * \text{tg } \varphi)} \text{ avec } \begin{cases} N = 2,7 \text{ pour } B > 32\text{cm} \\ N = 3,7 \text{ pour } B < 32\text{cm} \end{cases} ; \text{ avec } B \text{ est le diamètre du pieu.}$$

Remarque :

Quand la couche de sol résistante est surmontée d'une couche d'argile molle, on prend alors une fiche « D_f » dite efficace.

$$\text{En générale : } D_f > D_c \qquad 1,5 < D_c < 3\text{m}$$

II.2.1.1.2 Étude du terme de frottement latéral «Q_f»**II.2.1.1.2.1 Calcul du frottement latéral «Q_f»**

Du fait que la partie basse de fut contribué à « Q_p » on prend pour le calcul de « Q_f » L'ancrage efficace D_f égal à :

$$Q_f = p (D - D_c) \left[S_\varphi \gamma \frac{D-D_c}{2} + S_c C \right] \quad \text{Avec : } D_f = D - D_c. \qquad \text{(I.5)}$$

$\varphi(^{\circ})$	0	10	15	20	25	30	35	40	45
S_φ	-	0,186	0,364	0,641	1,1	1,88	3,27	5,9	11,4
S_c	1	1,6	2,06	2,7	3,62	5,01	7,27	10,36	17,97

Tableau II.1 valeurs de S_φ et S_c pour $\delta = \frac{-2\varphi}{3}$ [4]

❖ Frottement latéral dans le cas d'un sol multicouche :

La valeur de l'effort de frottement « Q_f » est la somme des valeurs des efforts développés pour chaque couche et on procèdera comme suit :

- On commencera par déterminer la distribution du frottement unitaire pour chaque couche.
- On calculera une valeur moyenne de f(z) au centre de chaque couche

$$\text{Avec : } f(z) = kp\delta \gamma z \sin\delta$$

- On prendra cette valeur moyenne pour le calcul de Q_f.

Remarque

- à long terme : on prendra pour caractéristiques (C' et φ')
- à court terme : durant la période de construction on utilisera les caractéristiques (C_u et φ_u)
- Dans le cas d'un milieu purement cohérent, on utilisera les caractéristiques (C=C_u et φ=φ_u=0).

II.2.1.1.2.2 Définitions et mécanismes du frottement latéral positif et négatif

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral positif Q_{fp} , vers le haut « **Figure I.9** ».

Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui applique un frottement négatif Q_{fn}

Pour un même pieu on pourra avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Le point neutre est le point pour lequel le déplacement du pieu est égal à celui du sol.

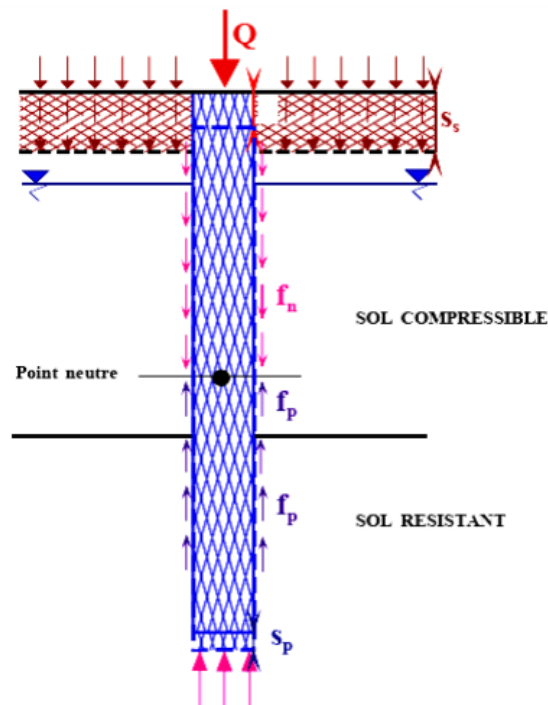


Figure II.2 Mécanismes du frottement latéral positif et négatif.

Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme (généralement plusieurs années).

Le frottement négatif maximal dépend :

- de la compressibilité du sol,
- des surcharges de longue durée appliquées sur le traine-plein.
- de l'interface entre le sol et le pieu.

II.2.1.2 Détermination de la portance à partir des essais in-situ

La détermination de la force portante d'un pieu isolé à partir des essais in-situ s'est développée avec l'utilisation des résultats de laboratoire. Des recherches récentes montrent qu'il existe une analogie étroite entre le comportement de la sonde pressiométrique et le comportement du sol autour de la pointe du pieu, de même qu'il existe une analogie mécanique entre le pénétromètre statique et le pieu. Dans ce paragraphe, nous évaluerons la portance d'un pieu à partir des essais aux pressiomètre de MENARD et aux pénétromètres statique et dynamique.

II.2.1.2.1 Pressiomètre MENARD

Il s'agit d'un essai contrainte-déformation mené jusqu'à la rupture. Cet essai mis au point par Ménard consiste à mesurer l'augmentation de volume d'un cylindre dilatable soumis à une augmentation de pression intérieure, et placé à la profondeur à laquelle on désire tester l'essai. Une série d'essais pressiométrique espacés généralement d'un mètre constitue un sondage pressiométrique et variant de 5 à 30% mètres de profondeur. Pour le calcul de portance le paramètre employé est la pression limite. Comme pour la méthode statique, on détermine séparément le terme de pointe et le frottement latéral.

La formule qui lie la force portante à la rupture « q_l » sous la pointe à « p_l » s'écrit :

-Terme de pointe

$$q_l - q_0 = k \cdot (p_l - p_0)$$

k : facture de portance

q_0 : la pression verticale au repos du terrain au niveau de la base de la fondation après construction.

p_0 : la pression horizontale du terrain au repos.

Pour le calcul du terme de pointe des pieux, on néglige habituellement « q_0 » on considère comme pression limite nette $(p_l - p_0) = (p_l^*)$ et la contrainte limite devient :

$$q_l = k \cdot (p_l^*)$$

Dans le cas de sols hétérogènes on introduit la pression limite nette équivalente p_{le}^* par l'expression :

$$p_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z) \cdot dZ \quad (I.6)$$

Avec :

b : min (a,h)

a : moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle -ci est supérieure à 1m et à 0.5m dans le cas contraire.

h : ancrage dans la couche porteuse.

$p_l^*(z)$: pression limite nette a la profondeur z .

D : hauteur d'encastrement réelle de pieu.

K : est le coefficient de portance qui traduit la proportionnalité entre la contrainte limite de pointe et la pression limite nette équivalente mesurée au pressiomètre.

K est déterminé en fonction de la nature du sol et des valeurs de pression limite « p_l » correspondantes et en fonction du type de pieu.

Nature des terrains		Elements mis en œuvre sans refoulement du sol	Element mis en œuvre avec refoulement du sol	
A Argiles, limons	A	Argiles et limons mous : $P_l < 0,7$ MPa	1,1	1,4
	B	Argiles et limons fermes : $1,2$ MPa $< P_l < 2$ MPa	1,2	1,5
	C	Argiles très fermes à dures : $P_l > 2,5$ MPa	1,3	1,6
Sables, graves	A	Lâches $P_l < 0,5$ MPa	1,0	4,2
	B	Moyennement compacts : 1 MPa $< P_l < 2$ MPa	1,1	3,7
	C	Compacts : $P_l > 2,5$ MPa	1,2	3,2
Craies	A	Molles : $P_l < 0,7$ MPa	1,1	1,6
	B	Altérées : 1 MPa $< P_l < 2,5$ MPa	1,4	2,2
	C	Tendres : $P_l > 3$ MPa	1,8	2,6
M Marne, marno-calcaire			1,8	2,6
Roches altérées			1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

Tableau II.2 : valeur de coefficient de portance K [3]

❖ Frottement latéral

Le frottement latéral « q_f » à un niveau déterminé est directement évalué à partir de la pression limite nette « p_l^* » à ce même niveau

La charge de frottement latéral mobilisé le long du pieu est donnée par l'expression :

$$Q_f = P \cdot \int_0^D q_f(z) \cdot dz \tag{I.7}$$

P : le périmètre de pieu.

$q_f(z)$: frottement latéral unitaire limite à la cote z.

D : longueur de pieu

	Argiles limons			Sables graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q ₁	Q ₁ Q ₂	Q ₂ Q ₃	-			Q ₁	Q ₃	Q ₄ Q ₅	Q ₃	Q ₄ Q ₅	Q ₆
Foré boue	Q ₁	Q ₁ Q ₂		Q ₁	Q ₂ Q ₁	Q ₃ Q ₂	Q ₁	Q ₃	Q ₄ Q ₅	Q ₃	Q ₄ Q ₅	Q ₆
Foré tubé (tube récupère)	Q ₁	Q ₁ Q ₂		Q ₁	Q ₂ Q ₁	Q ₃ Q ₂	Q ₁	Q ₂	Q ₃ Q ₄	Q ₃	Q ₄	-
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	-			Q ₂	Q ₃	-
Puits	Q ₁	Q ₂	Q ₃	-			Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₃	Q ₄
Metal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₁		Q ₃	-			Q ₃	Q ₄	Q ₆
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			-			Q ₃	Q ₄	-
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	-
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄	-			Q ₃	Q ₄	-
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅		-
Injecté haute pression		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆	-	Q ₅	Q ₆	Q ₆		Q ₇

Tableau II.3 : Choix de courbes Q pour la détermination de q_f . [4]

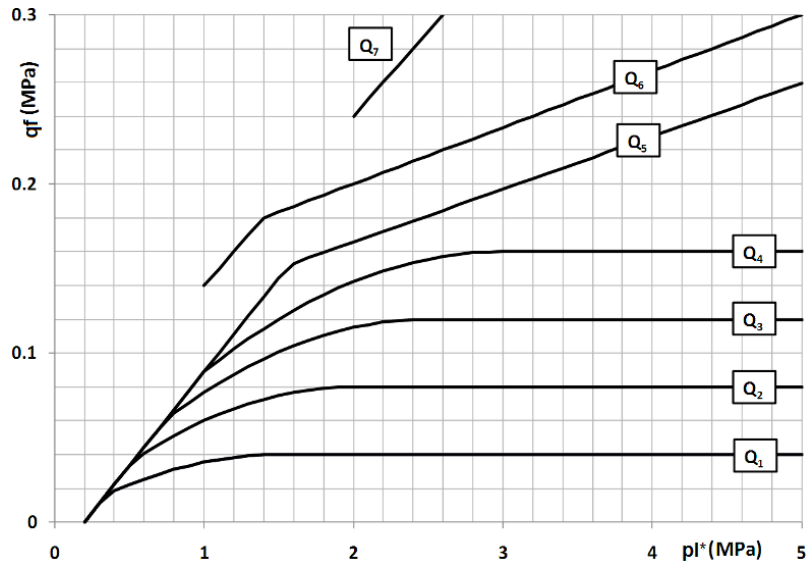


Figure II.3 : Diagrammes de du frottement latéral en fonction de pression limite nette.

❖ **Détermination des charges admissibles**

On distingue :

Les états limites ultimes(ELU) qui ont pour objet s’assurer que la probabilité de ruine de l’ouvrage est acceptable.

Les états limites de services(ELS) qui ont pour objet s’assurer qu’un seuil de déplacement jugé critique est acceptable.

Dans un état limite donné, la charge maximum est obtenue en divisant par un coefficient de sécurité partiel la charge limite de ce même état.

La détermination des charges admissibles sous les états limites de service selon le fascicule 62, fait référence à la charge de fluage notée Q_c

	Charge de fluage en compression	Charge de fluage en traction
Pieu foré sans refoulement du sol	$QQ_c = 0,5 Q_p + 0,7 Q_f$	$QQ_c = 0,7 Q_f$
Pieu battu avec refoulement de sol	$QQ_c = 0,7 Q_p + 0,5 Q_f$	$QQ_c = 0,7 Q_f$

Tableau II.4 Détermination de la charge de fluage en fonction de type de pieu.

Les valeurs des charges admissibles sont données dans le tableau ci-dessous :

Etats limites	Combinaisons	Traction Q_{\min}	Compression Q_{\max}
ELU	Fondamentales	$-Q_{tu}/1,4$	$Q_u/1,4$
	Accidentelles	$-Q_{tu}/1,3$	$Q_u/1,2$
ELS	Rares	$-Q_{tu}/1,4$	$Q_c/1,4$
	Quasi-permanentes	0	$Q_c/1,4$

Tableau II.5 : Charge admissible à l'ELU et à l'ELS.

II.2.1.2.2 Pénétromètre statique

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse lente et constante, sous l'effet d'une poussée continue, une pointe fixée à l'extrémité d'un train de tiges et à mesurer l'effort nécessaire pour obtenir cet enfoncement.

Les essais de pénétration statique fournissent en général les variations de la résistance de pointe « q_c » et celle de l'effort latéral en fonction de la profondeur.

En pratique, on utilise un diagramme de pénétration « lissé » obtenu en appliquant une méthode de lissage appropriée au diagramme $q_c(z)$. Cependant les valeurs de « q_c » lissées sont utilisées pour évaluer la résistance de pointe et indirectement le frottement latéral à chaque niveau.

❖ Terme de pointe

La pression limite sous la pointe du pieu est déterminée à partir de la valeur de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique.

L'effort total mobilisable sous la pointe est donnée par :

$$Q_c = A q_p$$

Avec :

A : aire de la section droite de la pointe du pieu

q_p : contrainte limite donnée par la relation : $q_p = k_c q_{ce}$

Où

Q_{ce} : résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique.

Et $k_c < 1$, les valeurs de la facture de portance k_c sont données dans les tableaux suivant.

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol		Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol	
Argiles, limons	A	0,4		0,55	
	B				
	C				
Sables, graves	A	0,15		0,5	
	B				
	C				
Craies	A	0,2		0,3	
	B	0,3		0,45	

Tableau II.6 valeurs de facteur de portance k_c [Melbouci.B.2009] [4]❖ Terme de frottement latéral « q_f »

La valeur de frottement latéral unitaire limitée à la cote (z) est donnée par l'expression :

$$q_f(z) = \min\left[\frac{q_c(z)}{\beta}; q_{fmax}\right] \quad (I.8)$$

Avec β est un coefficient et q_{fmax} est le frottement latéral unitaire maximal. Ils sont donnés en fonction de la nature du sol au niveau considéré et du type de pieu :

Type du pieu		Argiles, limons					Sables, graves			Craies	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Foré	β	-	-	75	-	-	200	200	200	125	80
	q_{fmax}	15	40	80	40	80	-	-	120	40	120
Foré Tube	β	-	100	100	40	100	250	250	300	125	100
	q_{fmax}	15	40	60	-	80	-	40	120	40	80
Métal Battu Fermé	β	-	120		150		300	300	300	-	-
	q_{fmax}	15	40		80		-	-	120		
Battu préfabriqué béton	β	-	75		-		150	150	150	-	-
	q_{fmax}	15	80		80		-	-	120	-	-

Tableau II.7 choix du coefficient β et de q_{fmax}

L'effort total mobilisable par frottement latéral est donné par la formule :

$$Q_f = P \int_0^D q_f(z) dz \quad (I.9)$$

Où P : est le périmètre de pieu

Remarque :

Les valeurs de la charge admissibles sont données dans le **Tableau I.7** de la même façon que pour l'essai pressiométrique.

II.2.1.2.3 Pénétrromètre dynamique :

On utilise couramment les formules de battages permettant de calculer la capacité d'un pieu. Nombreuses formules ont été proposées mais elles ne sont pas toutes satisfaisantes. On s'en tiendra aux formules de la méthode dynamique déjà décrites. Il s'agit de formules suivantes :

- Formule des hollandais.
- Formule de Crandall.
- Formule de Chelis.

D'une manière générale, les formules de battages seront utilisées à titre de vérification. Les résultats qu'elles donnent sont souvent pessimistes par rapport aux essais statiques de pieu ou aux essais pressiométrique.

II.2.1.3 Méthode dynamique de calcul de portance :

Un pieu de poids « P » avec ses accessoires qui s'enfoncent de « e » sous le choc d'un mouton de masse « M » tombant de la hauteur « h ».

La première approche consiste à admettre l'égalité du travail fourni par le mouton dans sa chute soit :

« M.h » et celui des forces de résistance « Q_{dyn} » qui tendent à s'opposer à l'enfoncement « e » du pieu soit « Q_{dyn.e} ». SANDERS a été établie la formule suivante :

$M.h = Q_{dyn}.e$ avec :

$$Q_{dyn} = \frac{1}{2} M h \quad (I.10)$$

Q_{dyn} : charge limite dynamique

e : refus.

La formule de SANDERS est inexacte du fait qu'une partie de l'énergie de battage ne sert pas à l'enfoncement du pieu mais est perdue (chaleur, vibration du mouton et du pieu, déformations élastiques du pieu et du terrain,..)

C'est sur cette base de raisonnement qu'a été établie la formule améliorée dite

« L'ENGINEERING NEWS RECORD, (E.N.R) définie par

$$Q_{dyn} = \frac{M.h}{e+c} \quad (I.11)$$

C : l'enfoncement sous l'effet de l'énergie perdue par chaleur, vibration et déformations élastiques du pieu.

II.2.1.3.1 Formule du HOLLANDAIS

L'idée d'améliorer la formule de SANDERS est réalisée par le HOLLANDAIS qui a multiplié le second membre de la formule par le rapport $\frac{M}{M+P}$

$$Q_{dyn} = \frac{M.h}{e} \cdot \frac{M}{M+P} = \frac{M^2}{e.(M+P)} \quad (I.12)$$

Les praticiens ont constaté que le rapport entre « P » de pieu et « M » du mouton joue un rôle important dans le rendement du battage.

II.2.1.3.2 Formule de CRANDALL

D'autres auteurs font intervenir à la fois le rapport « P /M » et les pertes d'énergie « c »

CRANDALL admet $c = \frac{e'}{2}$ et aboutit à

$$Q_{dyn} = \frac{M^2.h}{(M+P).(e + \frac{e'}{2})} \quad (I.13)$$

e' : le raccourcissement élastique du pieu sous l'effet du choc, les déformations élastiques du casque et du terrain étant considérées comme négligeables.

II.2.1.3.3 Formule de CHELIS

CHELIS propose les formules suivantes qui donnent la force portante limite « R » en fonction du refus « e » et en tenant compte des principales pertes d'énergie :

$$R_d = \frac{\varphi.M.h}{e + \frac{1}{2}.(ep+ec+es)} \cdot \frac{M+(r^2.P)}{M+P} \quad (I.14)$$

$$R_d = \frac{\varphi.E}{e + \frac{1}{2}.(ep+ec+es)} \cdot \frac{M+r^2.P}{M+P} \quad (I.15)$$

Pour les moutons à chute libre où à simple effet :

E : la quantité d'énergie par coup de mouton donnée par le constructeur.

Φ : le rendement variant entre 60 et 100%

r : le coefficient de restitution variant de 0 et 0.55 suivant -le type de mouton, le pieu et le casque.

e : le refus final.

ep : la déformation élastique du pieu

ec : la déformation élastique du casque

es : la déformation élastique du sol

❖ Charge nominale (ou charge admissible)

$$Q_n = \frac{Q_{dyn}}{F} \quad (a) \qquad Q_n = \frac{R_d}{F} \quad (b)$$

L'expérience a montré que la formule du :

HOLLANDAIS doit être affecté d'un coefficient de sécurité (F=6)

CRANDALL doit être affectée d'un coefficient de sécurité (F=4)

CHELIS doit être affectée d'un coefficient de sécurité (F=2 ou F=2.5)

II.3 Comportement dans le cas statique

L'essai de chargement statique des pieux est considéré comme le procédé de référence pour évaluer la capacité portante d'un pieu ou son tassement maximal sous une charge donnée.

II.3.1 Tassements des pieux

II.3.1.1 Les différents types de tassements

II.3.1.1.1 Tassement uniforme :

Ce sont des tassements absolus. En général ils ne sont pas préjudiciables. Les mouvements, qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires, tels que les conduites d'eau et le passage souterrain. [1]

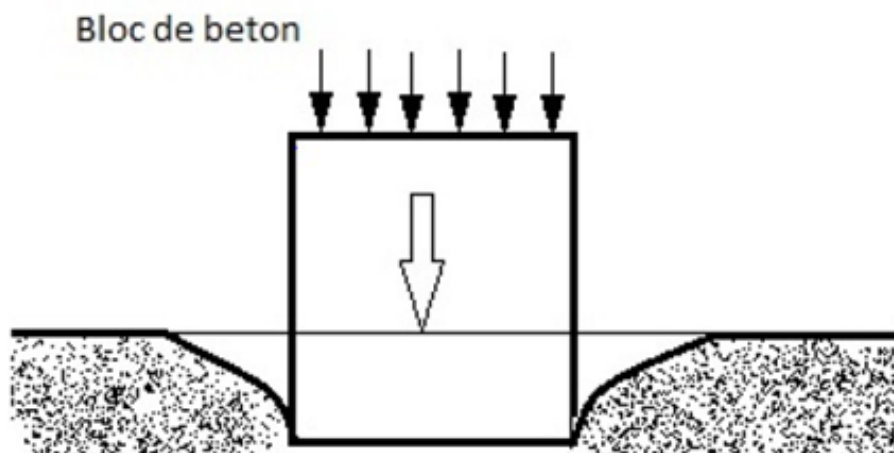


Figure II.4 : Tassement uniforme.

II.3.1.1.2 Tassement différentiel

Un tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol, qui n'est pas uniforme. Il peut provoquer des dislocations des maçonneries ; comme l'apparition de fissures. C'est un

grave facteur de désordre, qui est dans la plupart du temps irrémédiable.

Un tassement uniforme peut, de ce fait, provoquer des dislocations des maçonneries ; comme l'apparition de fissures.

Même lorsque le sous-sol est assez uniforme, les charges unitaires différentes sur les fondations peuvent provoquer un tassement différentiel très important [1]

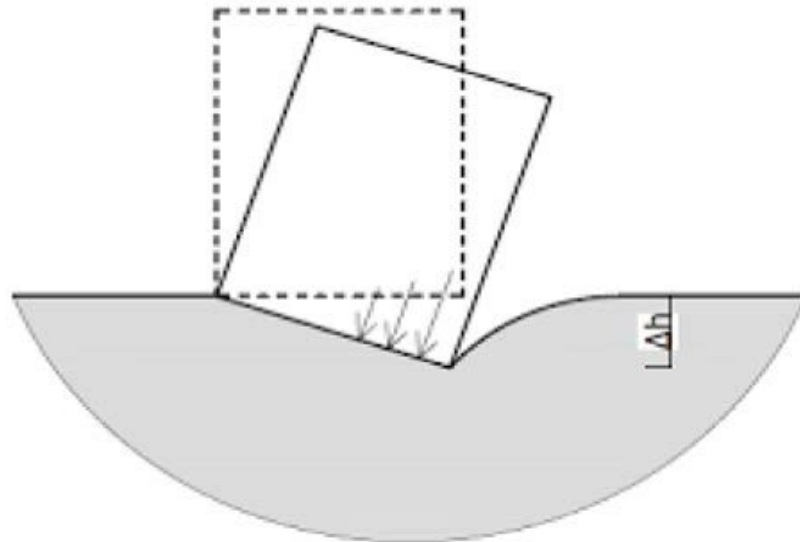


Figure II.5 Tassement différentiel

II.3.2 Amplitude des tassements

Dans le tassement total, interviennent diverses composantes dont l'importance relative dépend essentiellement du type de sol intéressé. On considère classiquement que le tassement total est la somme de trois termes : $S = s_i + s_c + s_f$:

s_i : Tassement instantané, se manifeste au début de chargement suite à une déformation du sol à volume constant, il est prépondérant dans les sols pulvérulents.

s_c : Tassement causé par une consolidation primaire du sol, il est prépondérant dans les sols fins saturés.

s_f : Tassement causé par une consolidation secondaire, il est prépondérant dans les sols organiques ou mous saturés.

II.3.3 Tassement d'un pieu isolé

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles est généralement faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant par la plus part des structures. Dans certains cas de groupe de pieux peut être impératif d'estimer le tassement, ce qui suppose bien souvent, que l'on soit déjà en mesure d'estimer correctement le tassement d'un pieu isolé. Par contre dans le cas des fondations mixtes semelle-pieu la méthode de calcul préconisée est nécessite la prévision du tassement des pieux de la fondation. Dans les cas courants, le tassement sous la charge de référence égale à $0.7Q_p$. et pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie

entre 6 et 45m, et dont le diamètre B varie de 0.30 et 1.50m. [11]

On définit une valeur limite du tassement notée S_{ref} sous la charge de référence :

Pour les pieux forés :

$S_{ref} = 0.006B$ (avec les valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010B).

Pour les pieux battus :

$S_{ref} = 0.009B$ (avec les valeurs extrêmes de 0.008 et 0.012B).

II.3.4 Méthodes de calcul de tassement

II.3.4.1 Méthode basée sur la théorie d'élasticité

Poulos et Davis (1980) ont développé la théorie des charges entrées de Mindlin pour estimer le tassement, qui y est donné par la formule suivante :

$$S_t = \frac{Q}{LE} I_P \quad (\text{II.1})$$

Q: la charge appliquée au pieu.

L: la longueur de pieu.

IP: le coefficient dépendant des rapports [L/diamètre] et [h/ht].

h : la hauteur de la couche compressible.

E: l'élasticité du pieu. [12]

II.3.4.2 Méthode des courbes de transfert de charges

Le tassement en tête d'un pieu isolé soumis à une charge axiale peut être calculé à partir de la méthode des courbes de transfert de charges, si les lois de mobilisation du frottement (q_f) et de l'effort de pointe (q_p) en fonction du déplacement vertical (s) du pieu sont connues.

Les courbes de mobilisation du frottement et de l'effort de pointe sont déterminées à l'aide des résultats d'essais géotechniques in situ (SPT, CPT, etc.) et en laboratoire.

Plusieurs auteurs ont contribué au développement de cette méthode, on peut citer parmi eux:

- Modèle de Coyle et Reese :

Coyle et Reese (1966) ont développé un modèle type de courbes de transfert pour les pieux tubulaires installés dans l'argile qui relie le rapport d'adhérence à la résistance au cisaillement du sol en fonction du déplacement du pieu.

Ces courbes sont valables pour des pieux tubulaires dont la profondeur d'encastrement n'excède pas 100 pieds (30m).

- Modèle de Coyle et Sulaiman :

Un autre modèle a été développé mais cette fois pour les pieux installés dans les sables par Coyle et Sulaiman (1967).

- Modèle de Frank et Zhao :

Le modèle de Frank et Zhao (1982) pour les courbes de mobilisation du frottement (τ) et de l'effort de pointe (q_p). Il est basé sur le module pressiométrique (E_m) l'effort de pointe (q_p). Il est basé sur le module pressiométrique (EM). Les résultats de quelques essais de chargement de pieux forés indiquent pour les paramètres (K_I et K_p) les expressions moyennes suivantes où b est le diamètre de pieu :

$$K_I = \frac{2EM}{b} \quad (II.2)$$

$$K_p = \frac{11EM}{b} \quad (\text{sol fin}) \quad (II.3)$$

$$K_I = \frac{0.8EM}{b} \quad (II.4)$$

$$K_p = \frac{4.8EM}{b} \quad (\text{sol granulaire}) \quad (II.5)$$

Ces formules sont applicables uniquement pour les charges n'excédant pas 70% de la charge de fluage.

II.3.4.3 Les méthodes empiriques

Ces méthodes, permettant une estimation approximative du tassement, sont basées sur la compilation d'un nombre de constatations sur les pieux.

On note à ce titre, la recommandation de Vesic (1977) pour le tassement en tête du pieu dans un sol pulvérulent

$L=QD/Sep$ est le raccourcissement élastique du pieu, E_p , D et S étant respectivement le module d'Young du matériau du pieu, sa fiche et l'aire d'une section transversale.

Meyerhof (1956) a proposé de calculer empiriquement le tassement d'un pieu isolé, quel que soit le type de sol, comme suit :

F_s étant le coefficient de sécurité pris généralement égal à 3

Suite à l'analyse des essais de chargement des pieux par le LCPC, Frank (1995) a recommandé d'estimer le tassement en tête d'un pieu isolé sous une charge verticale égale à $0.7Q_c$, par

- $v_0/B = 0.6\%$ pour les pieux forés
- $v_0/B = 0.9\%$ pour un pieu battu.

Ces méthodes ont un intérêt limité à la phase préliminaire d'un projet de fondations, et doivent être suivies, dans un stade avancé du projet par une analyse plus rigoureuse des déplacements du pieu.

II.3.4.4 Méthodes numériques

Les méthodes numériques deviennent un outil puissant de modélisation des problèmes d'interaction sol/fondation, et il est de plus en plus courant d'avoir le recours à la méthode

des éléments finis ou à la méthode des différences finies pour l'analyse de tels problèmes.

L'interaction sol/pieu est modélisée par un maillage axisymétrique formé des éléments plans. Le problème peut être étudié à l'aide de tout programme général de calcul par éléments finis ou par différences finies, mais on assiste aussi ces dernières années à l'émergence de puissants logiciels voués à la modélisation des problèmes géotechniques. Citons à titre d'exemple les logiciels Plaxis 2D, Crisp et Flac 2D.

La méthode des éléments finis a servi d'outil pour une étude paramétrique poussée, lancée par Gazetas (1991) pour déterminer le tassement d'un pieu isolé dans un massif élastique, caractérisé par trois profils possibles du module d'élasticité, à savoir : module constant avec la profondeur (massif homogène), module variant linéairement avec la profondeur (massif de Gibson) et module à variation parabolique avec la profondeur

Le rapport force appliquée/tassement en tête, noté K_v , dépend de l'élanement D/B du pieu, de la compressibilité relative K pieu-sol, du diamètre B du pieu, ainsi que du module d'élasticité du sol. Elle se formule comme suit :

Référence	E/q_c	Remarques
Buisman(1940)	1,5	Sable
De Beer (1967)	1,5	Sable
Dahan(1979)	0,87 -1,03	Etude théorique 0,87 pour sol cohérent 1,03 pour le sol pulvérulent
Vesic(1970)	$2(1+D_r^2)$	2 pour sable lâche 4 pour sable dense
Schmertmann(1970)	2	Essais a la plaque vissée au sable
Trofimenkov(1974)	3 7	Sable (code russe SNIP) Argile (idem)
Lunne & Christofersen(1985)	4 $(2+20/q_c)$ Mpa	$Q_c < 10$ MPA $10 < q_c < 50$ MPA
Bachelier & Parez (1965)	0,8 - 0,9 1,3-1,9 7,7	Sable Sable limoneux Argile
Thomas(1968)	3-12	Essais a la chambre de calibration
Bogdanovic(1973)	1,5 1,5-1,8	Sable et gravier sableux ($q_c > 4$ MPA) Sable limoneux saturé ($2 < q_c < 4$ MPA)
Verbugge (1981)	$2,2+3600/q_c$	Pieux forés (q_c en Kpa)
De Beer (1974)	1,6-8/ q_c 1,5 3 1,9 2 1,5-2	Sable (pratique bulgare) Sable (pratique grecque) $q_c > 3$ MPA (Idem) $q_c < 3$ MPA Sable (pratique en Afrique du Sud) Sable (pratique Italienne) Sable (pratique Anglaise)

Tableau II.8 : Valeurs recommandées du rapport E/q_c

$$K_V = aE_{sD}B \left(\frac{D}{B}\right)^b K^c \quad (\text{II.6})$$

Les coefficients a, b et c sont donnés au tableau II.2 pour les trois distributions du module de déformation du sol en fonction de la profondeur. E_{sD} est le module de déformation du sol à la base du pieu et K est la compressibilité relative pieu/sol, égale au rapport du module d'élasticité E_p du pieu à celui du sol à la base du pieu.

L'équation (2.6) permet un calcul simple du tassement en tête du pieu, en divisant la charge appliquée par la raideur K_v ainsi calculée.

Profil de $E_s(z)$	a	b	c
Constant	1.90	0.67	$-\frac{(D/B)}{K_p}$
Linéaire	1.80	0.55	$-\frac{(D/B)}{K_p}$
Parabolique	1.90	0.60	$-\frac{(D/B)}{K_p}$

Tableau II.9 Valeurs des coefficients pour le calcul de K_v

II.3.5 Tassement d'un groupe de pieux

Le tassement d'un groupe de pieux S_c est plus important que le tassement d'un pieu isolé, Pour une même charge par pieu, compte tenu de la zone d'influence mobilisée par le groupe versus un pieu isolé. En effet, les dimensions globales d'un groupe de pieux ont une influence sur le tassement. Les pressions transmises par le groupe de pieux sont importantes et entraînent des mouvements non négligeables au niveau de la pointe des pieux.

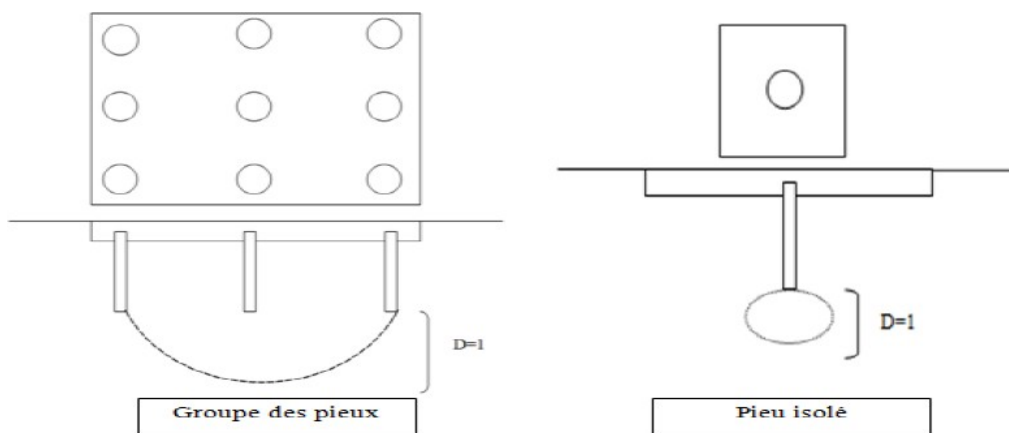


Figure II.6 Zone d'influence pour tassement

II.3.5.1 Méthodes empirique pour un groupe de pieux dans le cas des sols granulaires

Il n'y a pas d'approches théoriques valables pour estimer le tassement d'un pieu dans les sols granulaires. On utilise plutôt des méthodes empiriques. L'expérience a montré que le tassement d'un pieu dans les sols granulaires est fonction du rapport de la charge appliquée sur la charge ultime ainsi que du diamètre du pieu.

Dans le cas des pieux à déplacement, on propose la méthode de Vesic (1970, 1977) qui est valable pour des conditions de chargement normales : $Q \text{ transmis} = Q_{ult}/4$

$$S = \frac{D}{100} + \delta \quad (\text{II.7})$$

S : est le tassement de la tête en cm

D : est le diamètre du pieu en cm

δ : est la déformation élastique du pieu en cm = $(100 * Q * L_p) / (A * E)$

Q : est la charge appliquée en kN

A : est la section du pieu en m².

L_p : est la longueur du pieu en m

E : est le module d'élasticité du matériau en kPa

(béton : $5000(f_{cx}103)^{1/2}$; acier : 200×10^6 et Bois 13×10^6).

Pour le tassement d'un groupe de pieux, Vesic (1970) propose la relation suivante :

$$S_{groupe} = S_{1pieu} \sqrt{\frac{B}{b}} \quad (\text{II.8})$$

B : la largeur du groupe

b : le diamètre de un seul pieu.

Méthodes de Meyerhof :

Le tableau ci-dessous présente les méthodes de Meyerhof (1976) :

Tassement	Fondement	Source
$SG = 0,92 q \frac{\sqrt{B}}{N} I$ <p>Avec : $q = \frac{Q}{LB} [Kpa]$</p> <p>LG BG sont les dimensions du groupe de pieux .</p> <p>N : indice de pénétration standard moyen corrigé (pris au-dessous de la pointe d'une valeur de 0,5 à 1.</p> <p>I : coefficient d'influence variant de 0,5 à 1 pour s en mm</p>	Basée sur SPT	Meyrhof.1976 : M CIF, 1994
$SG = 42 q BG \frac{1}{q_c}$ <p>q_c : valeur moyenne de la résistance au cône statique (kpa) pris au-dessous de la pointe d'une valeur BG.</p>	Basée sur CPT	Meyrhof.1976 : Hanngan et Al

Tableau II.10 : Calcul de tassement de groupe de pieux SG selon Meyerhof (1976)

II.3.5.2 Méthode empirique pour un groupe de pieux dans le cas des sols cohérents

Terzaghi a proposé la méthode suivante pour prévoir le tassement d'un groupe de pieux flottants, dans l'argile on considère une semelle fictive situé aux 2/3 de la longueur des pieux et qui supporte la charge Q appliqué à la semelle de liaison augmentés éventuellement, en fonction du cas de charge envisagé de tout ou partie du frottement négatif Gsf sur les pieux (figure II.4).

On calcule le tassement de cette semelle en prenant une répartition des contraintes en profondeur à 1 pour 2.

Le calcul du tassement se fait :

- Soit par la méthode œdométrique : si l'argile est relativement molle et les phénomènes de consolidation importants.
- Soit par la méthode pressiométrique : s'il s'agit d'une argile raide sur consolidé.

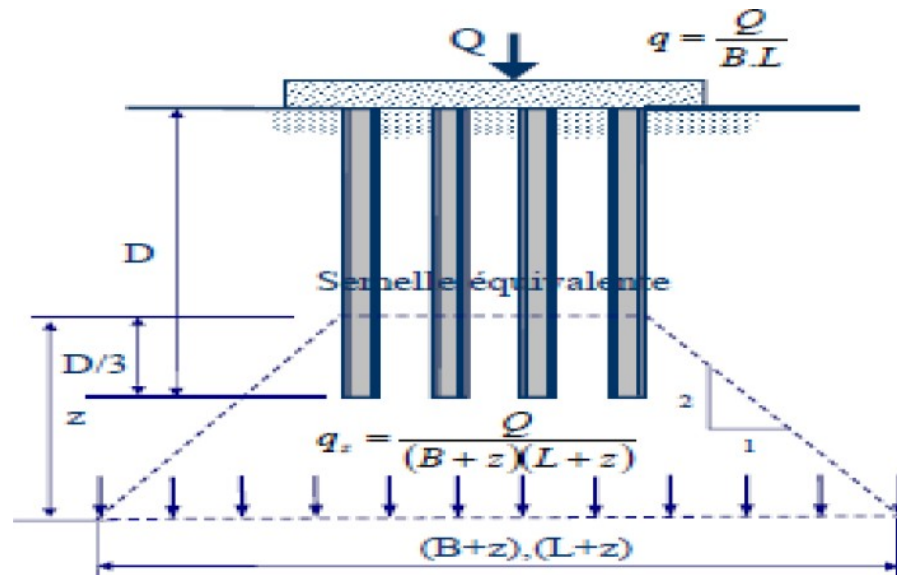


Figure II.7 : Comportement d'un groupe de pieu dans un sol cohérent

II.3.6 Méthodes de calcul du tassement

On distingue généralement, trois types de méthodes :

II.3.6.1 Méthode direct

Cette méthode, dite méthode global du module de réaction du sol, et basée sur la théorie de l'élasticité linéaire, elle suppose que le sol homogène et le module d'élasticité du sol (E), ainsi que le coefficient de poisson (ν) peuvent être considérés comme constantes en tout point du sol.

La théorie de l'élasticité permet de relier la contrainte appliquée (q) au tassement (W) par l'intermédiaire d'un coefficient K (module de réaction du sol). [13]

$$W = f \frac{1-\nu'}{E'} Bq \quad (\text{II.9})$$

Avec

$$q = k w \quad (\text{II.10})$$

q : pression appliqué

B : largeur de la fondation

ν' : coefficient de poisson

E' : module d'élasticité drainé du sol.

f : est un coefficient qui dépend de la forme de la semelle, de sa rigidité et pour les structures souples de la position du point considéré. L'hypothèse générale adoptée est que les semelles sont rigides. Giroud propose des abaques pour le calcul de f , nous avons adopté l'approximation suivante pour les semelles isolées rectangulaires :

$f = 0.093023 (L/B) + 0.36282$ pour les semelles filantes, nous utilisons la formules proposé par

Giroud, valable pour une semelle souple de grande longueur. Pour rester homogène avec l'hypothèse de semelle rigide, le tassement de la semelle rigide est estimé à partir du tassement moyen de la semelle supposée souple :

$$W = W_m = p_m \frac{1-\nu'^2}{E} Bq \quad (\text{II.11})$$

$a = L/B$ (L, B : longueur, et largeur de la semelle)

$$P_m = \frac{2}{\pi} \left[\log(+\sqrt{1+a^2}) + a \cdot \log\left(\frac{1+\sqrt{1+a^2}}{a}\right) \right] + \frac{1+a-(1+a^2)^{1.5}}{3.a} \quad (\text{II.12})$$

II.3.6.2 Méthode indirect

Assez fiable mais lourde en mise en œuvre nécessite de nombreux calculs, en effet, on calcule les contraintes dans le sol le long d'un axe vertical issu du point de la surface du sol dont on désire calculer le tassement.

Le sol est ensuite divisé en couches, le tassement de chaque couche est alors calculé compte tenu de ses propriétés mécaniques et des contraintes qui y règnent. La somme des tassements ainsi calculés est le tassement du point considéré.

Cette méthode nécessite l'exécution d'un ou plusieurs essais œdométriques en laboratoire.

$$W = \text{tassement} = \sum_1^n w_1 \quad \text{avec} \quad : W = H_1 \frac{\Delta_e}{1+e^0} \quad (\text{II.13})$$

La valeur de Δ_e est déduite directement de la courbe œdométrique

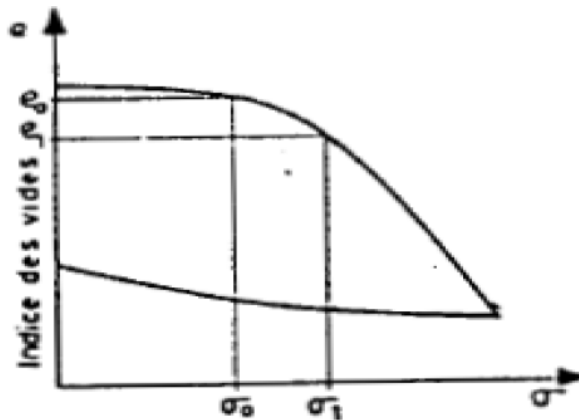


Figure II.8 Courbe œdométrique (chargement déchargement)

II.3.6.3 Méthode pressiométrique

Cette méthode est basée sur l'interprétation de la courbe pressiométrique [MENARD]. Elle est adaptée pour les sols homogènes et les sols à faible hétérogénéité; Dans ce dernier cas, le sol sous la fondation sera découpé en tranches d'épaisseur $B/2$

❖ Pour un sol homogène :

$$W = \frac{1,33}{3.E} q R_0 \left(\lambda_2 \frac{R}{R_0} \right)^a + \frac{a}{4,5E} q \lambda_3 R \tag{II.14}$$

q : la contrainte appliqué

R0 : le rayon de référence

R : demi-largeur de la semelle (B/2)

λ2 et λ3 : coefficients de forme de la semelle.

Valeurs de λ2 et λ3 sont présentés dans le tableau suivant :

L/B	1	2	3	5	20
λ ₂	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
λ ₃	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Tableau II.11 Valeurs de coefficient de forme λ₂ et λ₃

❖ Pour un sol homogène :

$$W = \frac{1,33}{3.EB} q_0 R_0 \left(\lambda_2 \frac{R}{R_0} \right)^a + \frac{a}{4,5EA} q \lambda_3 R \tag{II.15}$$

Avec EA=E1

$$W = \frac{4}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3,4,5}} + \frac{1}{2,5 E_{6,7,8}} + \frac{1}{2,5 E_{9 \text{ à } 16}}} \tag{II.16}$$

Cette méthode nécessite le découpage du sol sous la semelle en tranches d'épaisseur B/2 et suppose que les variations du module pressiométrique avec la profondeur ne soient pas trop importantes.

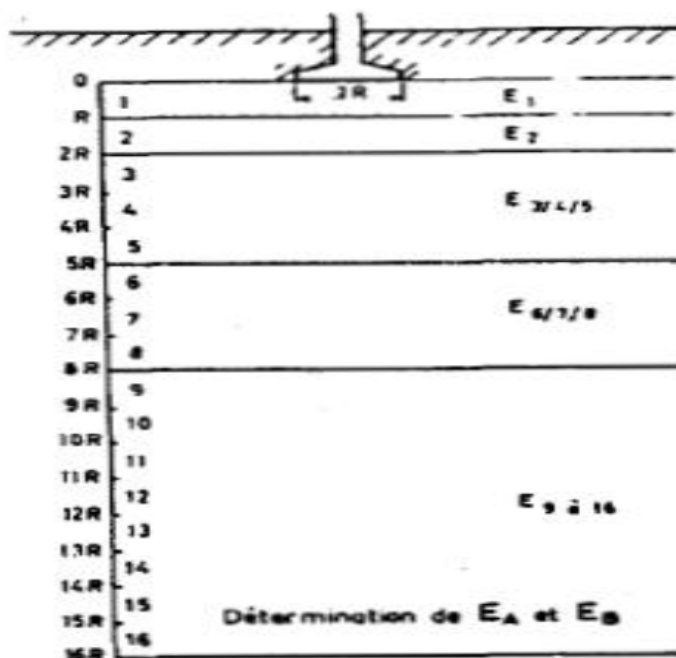


Figure II.9 Découpage de sol sous la fondation (Méthode pressiométrique)

En pratique, si E_9 à 16 n'est pas connu, nous prenons :

$$E_A = \frac{3,6}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,4,5}} + \frac{1}{2,5E_{6,7,8}}} \quad (\text{II.17})$$

et si en plus, $E_6/7/8$ n'est pas connu non plus : on prend

$$E_A = \frac{3,2}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,4,5}}} \quad (\text{II.18})$$

II.3.7 Déflexion d'un pieu chargé latéralement

Comme le schématise la figure II.8, sous l'effet d'un effort horizontal et/ou d'un moment de flexion, une section courante du pieu à une profondeur \mathbf{z} donnée manifeste une *déflexion* $\mathbf{u}(\mathbf{z})$ et une *rotation* $\mathbf{u}'(\mathbf{z})$, sous l'effet du *moment fléchissant* $\mathbf{M}(\mathbf{z})$ et de l'*effort tranchant* $\mathbf{T}(\mathbf{z})$. L'équilibre des forces est établi entre les efforts en tête du pieu et la *réaction* $\mathbf{P}(\mathbf{z})$ du sol autour du pieu (figure II.9 -a).

La formulation de l'équilibre statique du pieu dépend de la rigidité relative pieu/sol, et de la loi de comportement de l'interface pieu/sol, liant la déflexion $\mathbf{u}(\mathbf{z})$ du pieu à la réaction $\mathbf{P}(\mathbf{z})$ du sol, appelée aussi *courbe P-Y*. [17]

La loi la plus courante est du type élastoplastique, comme le schématise la figure II.9 -b, caractérisée par une variation pratiquement linéaire dans le domaine des petits déplacements et la convergence vers une asymptote horizontale dans le domaine des grands déplacements, relatif à l'état d'équilibre limite du sol autour du pieu.

Le comportement du pieu peut être expérimentalement analysé à travers un essai de chargement horizontal en vraie grandeur, l'essai permet une mesure directe et simple des déplacements en tête du pieu ou en surface du sol, à l'aide de comparateurs ou des capteurs.

En cas d'instrumentation par des jauges de déformation le long du fût, l'interprétation permet de déterminer les profils de moment fléchissant et de l'effort tranchant, ainsi que de la réaction latérale du sol.

Une telle approche, aussi séduisante soit-elle, est par contre onéreuse et réservée aux grands projets, pour lesquels le comportement sous des efforts horizontaux est un facteur déterminant dans la conception des fondations sur pieux. Dans les projets courants, on évalue couramment la réponse du pieu à des efforts horizontaux, en utilisant différentes méthodes qui sont :

1. Méthodes de l'élasticité linéaire,
2. Méthodes du module de réaction ou théorie des courbes P-Y,
3. Méthode numériques,
4. Méthodes empiriques

II.3.7.1 Méthodes de l'élasticité

Dans de telles méthodes, le sol est considéré comme un milieu continu élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité E et un coefficient de Poisson ν .

Il existe une diversité d'approches basées sur la théorie d'élasticité, notamment celles de Poulos (1970), Baguelin et Frank (1977), Banerjee et Davies (1978), Randolph (1981) et Budhu et Davies (1987).

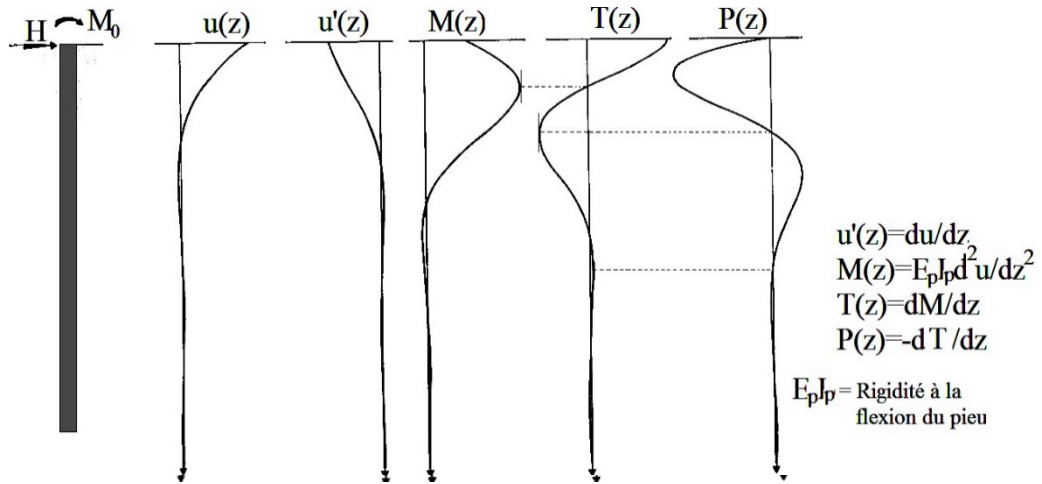


Figure II.10 : Comportement schématique d'un pieu long et flexible

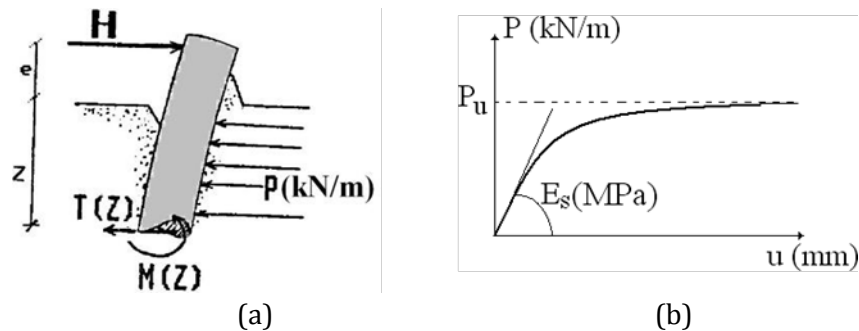


Figure II.11 : Flexion d'un pieu sous efforts horizontaux.

II.3.7.2 Méthodes au module de réaction (ou des courbes P-Y)

Les méthodes au module de réaction, basées sur les courbes de transfert de charge P-Y, ont vu une large application dans les projets de pieux et de soutènements souples, tels que les rideaux de palplanches et parois moulées.

La notion du module de réaction, a été introduite par Winkler (1867). Le sol est assimilé, en une infinité de ressorts élastiques indépendants de raideur E_s , sur lesquels s'appuie le pieu au cours de son déplacement. A une profondeur z donnée, la section du pieu se déplace de u et le sol réagit par une réaction P (force par unité de longueur) telle que :

$$P(z) = E_s(z) \cdot u(z) \quad (\text{II.19})$$

E_s est le module de réaction latérale, défini d'ailleurs dans la figure II.9-b comme étant la pente initiale de la courbe P-Y aux petits déplacements.

L'équilibre d'une tranche d'épaisseur infinitésimale d'un pieu flexible, comme le schématise la figure II.9-a, se traduit par l'équation différentielle suivante, caractérisant la déformée d'une poutre fléchie :

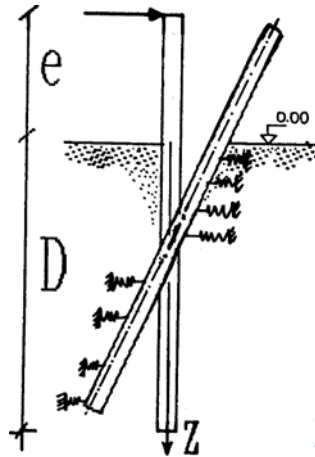


Figure II.12 : Schéma de transfert des charges du pieu au sol par des ressorts

II.3.7.3 Méthodes numériques

Vu la nature tridimensionnelle du problème de chargement latéral d'un pieu, la modélisation numérique par éléments finis a été un outil très utilisé, aussi bien dans les recherches sur ce problème que dans le calcul pratique.

Du fait qu'elle nécessite un logiciel puissant, et chaque fois que l'ampleur du projet la justifie, la modélisation par éléments finis est actuellement réservée aux projets nécessitant une investigation la plus réaliste possible de la réponse d'une fondation sur pieux soumise à une sollicitation latérale.

Certains aspects particuliers du problème, par ailleurs non encore élucidés par les méthodes de calcul, nécessitent le recours à un logiciel d'éléments finis, tel que le cas d'un groupe de pieux à proximité d'un terrain en pente.

En vue d'une formulation analytique simplifiée des déplacements d'un pieu isolé ou en groupe, des études paramétriques ont été menées par des chercheurs, tels que Randolph (1981).

II.3.7.4 Méthodes empiriques

La compilation des résultats d'essais de chargement latéral de pieux en vraie grandeur permet de dégager des conclusions très intéressantes quant à la prévision du comportement des pieux dans des configurations simples du système pieu/sol.

II.4 Comportement dans le cas dynamique

II.4.1 Actions dynamiques dans le sol

Le passage d'une onde quelconque (surtout sismique) dans un sol engendre des déformations qui consistent en raccourcissement ou dilatations de compression-extension et en glissements de cisaillement, et elles se traduisent par des courbures imposées au sol, plusieurs points initialement alignés se retrouvant disposés sur une gauche dans une phase ultérieure du mouvement. Les déformations de cisaillement jouent un rôle prépondérant dans la plupart des phénomènes. Les effets des déformations longitudinales ne sauraient cependant être sous-estimés pour autant : l'accumulation des raccourcissements dans certains zones peut se traduire par des ruptures de cohésion ou des ouvertures de fissures dans les sols ; elles se manifestent aussi par les dommages subis par les ouvrages longilignes : refoulements de canalisation ; flambement des voies ferrées, des dallages et autres revêtements. Les vibrations ont aussi tendance à faire évoluer les milieux non cohérents ou faiblement cohérents initialement peu compacts vers des états plus denses. Il en résulte des tassements d'autant plus importants que l'état initial est plus lâche.

Les phénomènes de liquéfaction se produisent dans certains sols saturés. Ils correspondent à une perte totale de la résistance au cisaillement et par conséquent de la capacité portante, suite à l'élévation des pressions interstitielles par un processus cumulatif. Indépendamment du danger qu'ils présentent pour les ouvrages, ils peuvent donner lieu à des glissements de terrain extrêmement importants si la couche liquéfiée est inclinée. [10]

II.4.2 Ondes harmoniques :

L'étude de ce type d'onde est d'une importance particulière du fait que tout type de mouvement dans un milieu élastique linéaire peut être exprimé en termes d'ondes harmoniques à travers les séries ou les intégrales de Fourier.

En effet, considérons l'expression du déplacement dans un milieu unidimensionnel de forme :

$$u(x, t) = A \cos [\omega (t - (x / c))] \quad (\text{II.20})$$

A est l'amplitude indépendante de x et de t, ω est la fréquence circulaire, c'est la vitesse de propagation du mouvement. L'argument $\omega(t-x/c)$ est dit la phase de l'onde. En plus de l'amplitude, les paramètres essentiels caractérisant ce type d'onde sont :

$$\text{La longueur d'onde : } \lambda = \frac{2\pi c}{\omega}$$

$$\text{La période : } T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$\text{Le nombre d'onde : } k = \frac{2\pi}{\lambda}$$

A tout instant t le déplacement $u(x,t)$ est une fonction périodique de λ . De même à toute position x le déplacement $u(x,t)$ est une fonction périodique en T. Pour des raisons de

commodité, les ondes harmoniques sont généralement représentées par l'expression suivante :

$$u(x, t) = A \exp [ik (ct - x)] \quad (\text{II.21})$$

Avec $i^2 = -1$. [10]

II.4.3 Comportement des sols sous chargement dynamique

L'étape critique dans l'analyse d'interaction dynamique sol-structure est la modélisation du comportement du sol. En effet, en plus des facteurs caractérisant le comportement statique, le comportement dynamique du sol est très influencé par l'amortissement et le module de cisaillement. Physiquement, l'amortissement caractérise la dissipation de l'énergie au cours du mouvement, il est de deux types : amortissement interne et amortissement radiatif. [10]

II.3.3.1 Amortissement interne ou matériel

Il est dû à la dissipation d'énergie à l'intérieur du matériau par frottement, plastification,etc. Pour les sols, des expériences ont montrés (Peek, 1984) que l'énergie dissipée par cycle varie avec la fréquence et peut même être considérée constante. La prise en compte de l'amortissement dans l'équation de mouvement nécessite l'utilisation d'un modèle approprié. Ce dernier peut être déduit à partir du modèle de Voigt (ou modèle viscoélastique linéaire) (Figure II.10), en établissant une équivalence entre les énergies dissipées par cycle de chargement. [10]

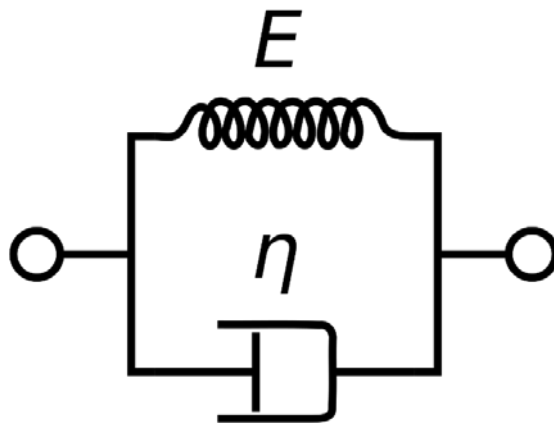


Figure II.13 : Modelé viscoélastique de Voigt

II.3.3.2 Amortissement radiatif

Une autre source d'amortissement prend naissance par la transmission des vibrations à des distances plus ou moins grandes dans le sol. En effet une partie importante de l'énergie de mouvement se fait évacuer à l'extérieur du système (structures et sol entourant) à travers les ondes en propagation vers l'infini. Ce type d'amortissement est connu par l'amortissement radiatif (ou géométrique). Sa prise en compte d'une manière rigoureuse en interaction dynamique, nécessite une analyse rationnelle de la propagation d'onde dans le sol. Il est à noter enfin que l'amortissement radiatif est fonction de la fréquence de vibration (Wolf, 1985).

II.4.4 Amortissement de Rayleigh

La matrice d'amortissement symétrique $n \times n$ $[C]$ est exprimée comme une combinaison linéaire des matrices de masse $[M]$ et de raideur $[K]$ comme suit [14] :

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (\text{II.22})$$

Avec

Coefficient alpha α proportionnel à la masse.

Coefficient beta β proportionnel à la raideur du sol.

$[M]$: la matrice de masse.

$[K]$: la matrice de raideur.

Si les rapports d'amortissement ξ_i ξ_j associés à deux fréquences spécifiques ($\omega_{(i)}$ et $\omega_{(j)}$) sont connus, les deux constantes d'amortissement de Rayleigh peuvent être évaluées par la paire d'équations suivante:

$$\alpha = \xi \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \beta = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j}$$

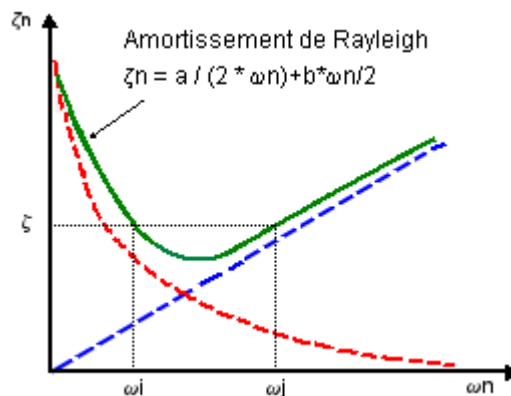


Figure II.14 : Diagramme de l'amortissement de Rayleigh en fonction de la pulsation.

II.4.5 Travail de recherche sur le comportement d'un groupe de pieux centrifugé

Une enquête expérimentale centrifuge sur la réponse sismique de fondation sur pieux groupés dans une pente avec une couche intercalée faible inclinée :

Dans cette étude, un modèle de centrifugeuse dynamique a été construit pour étudier la performance sismique et déformation dynamique d'une fondation à pieux groupés noyée dans une pente avec une couche intercalée faible inclinée (WIL : Weak intercalated layer). Les performances ont été étudiées sous El-Centro (1940 EL-Centro earthquake) et des ondes artificielles avec différentes accélérations de pointe du sol en entrée (PGA : Peak Ground Acceleration). La performance sismique de la fondation a été indiquée par les forces axiales et les moments de flexion des deux pieux qui sont surveillés par des jauges de contrainte,

alors que la déformation dynamique était principalement concentrée sur un bloc de masse. Les dimensions ont été réduites à l'échelle de 1:50 . Les figures suivantes présentent les données de l'onde d'El-Centro et celui de l'onde artificielle (Rayleigh) [15] :

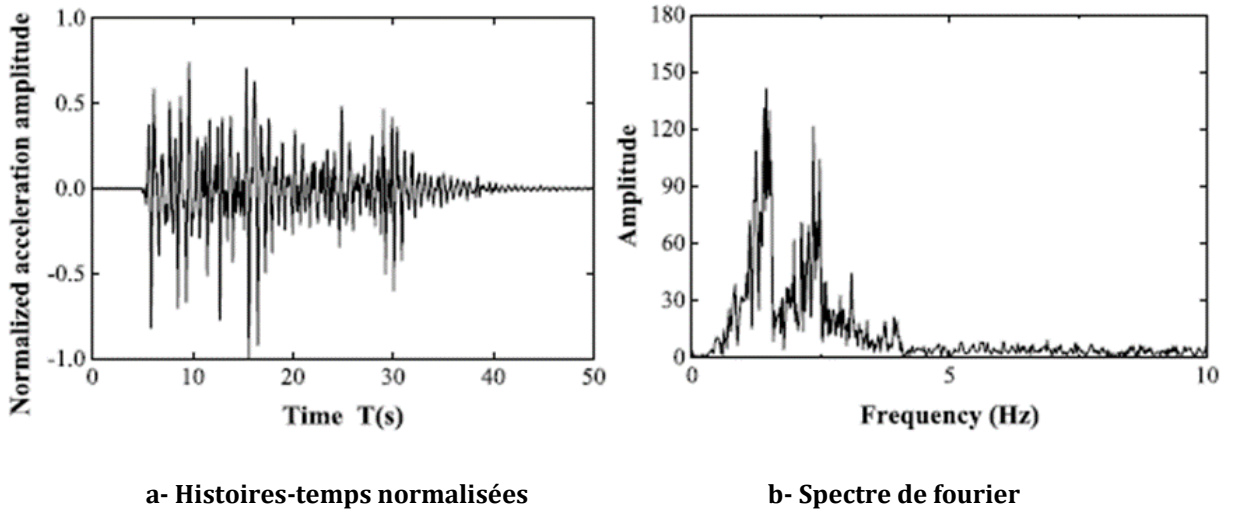


Figure II.15 : Histoires-temps normalisées et spectre de Fourier de l'onde El-Centro (EL). [15]

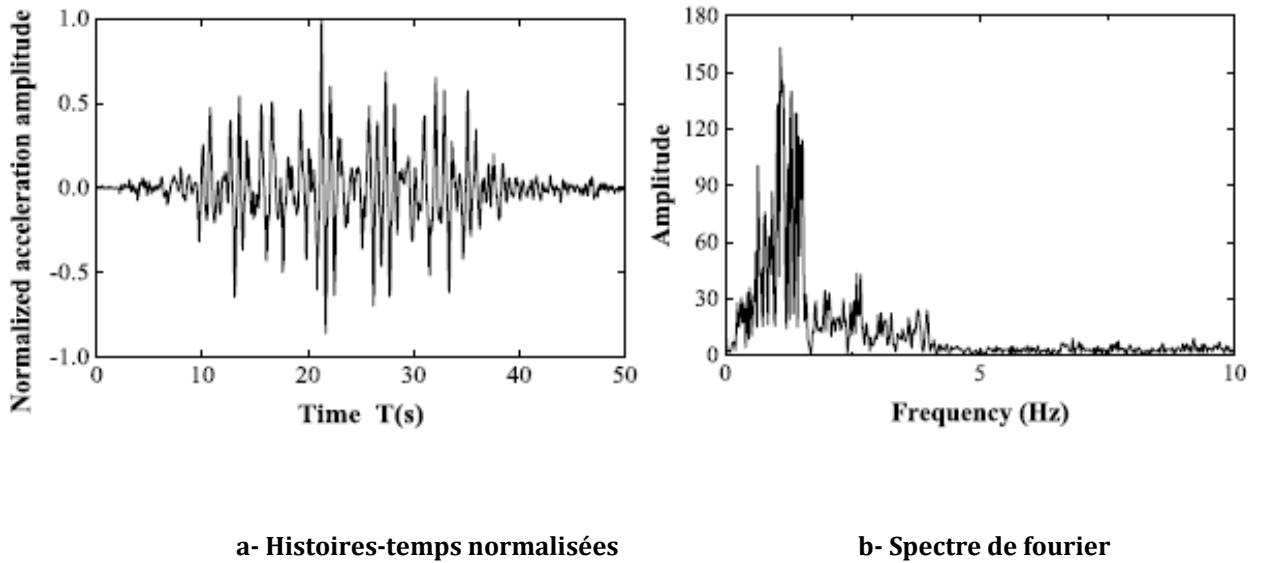


Figure II.16 : Histoires-temps normalisées et spectre de Fourier de l'onde artificiel (Rg) [15]

Les figures suivantes présentent les résultats des essais à différente accélération (0.1g ; 0.15g ; 0.25g et 0.33g) :

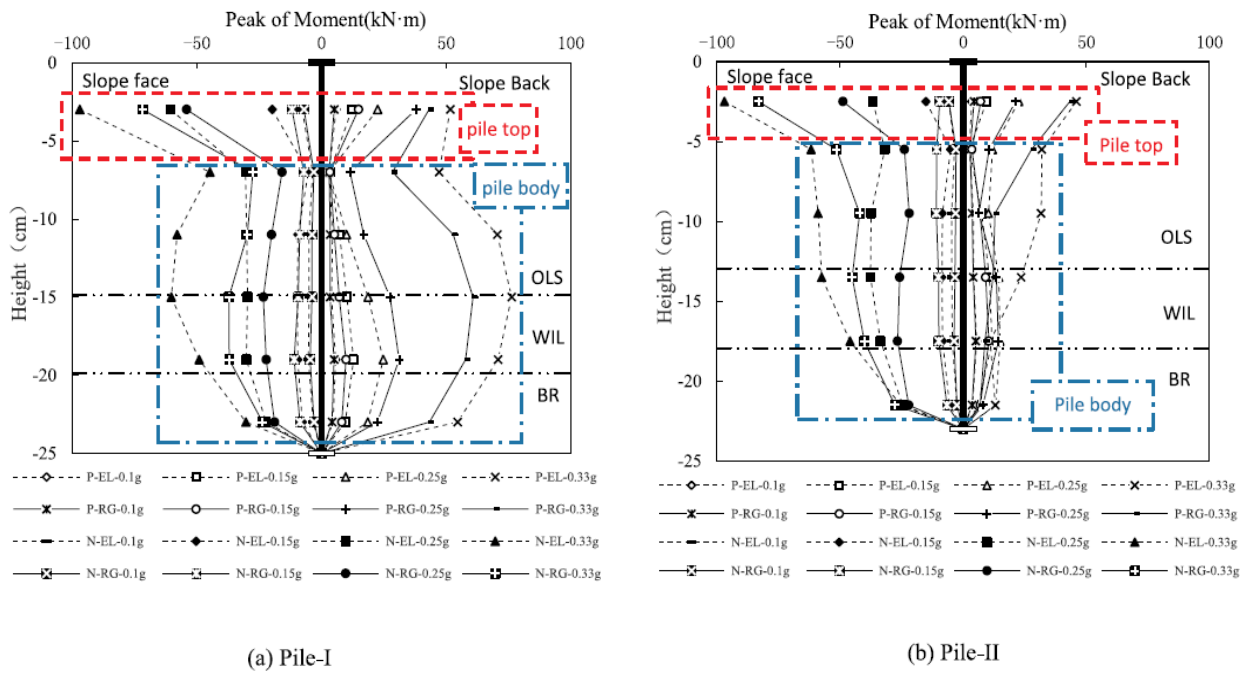


Figure II.17 : Pics des moments fléchissant en fonction de la profondeur
(P : moment positif ; N : moment négatif). [15]

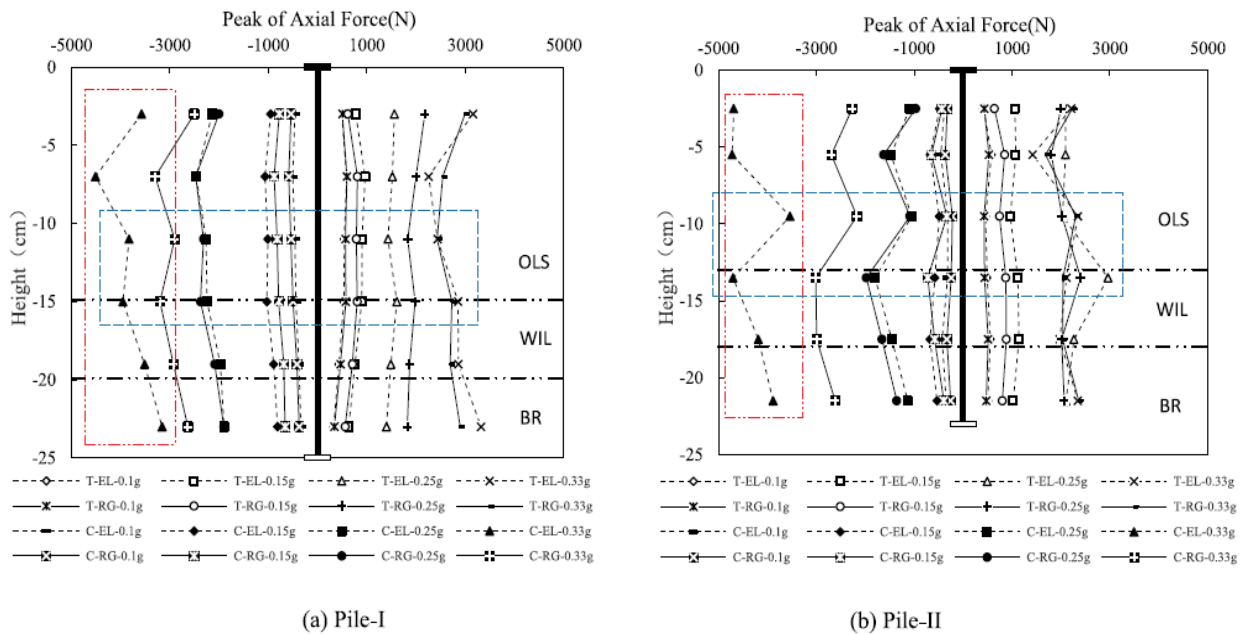


Figure II.18 Pics des forces axiales dynamiques : effort normal « N » valeur positive, « tension » (T) ; valeur négative « compression » (C) [15]

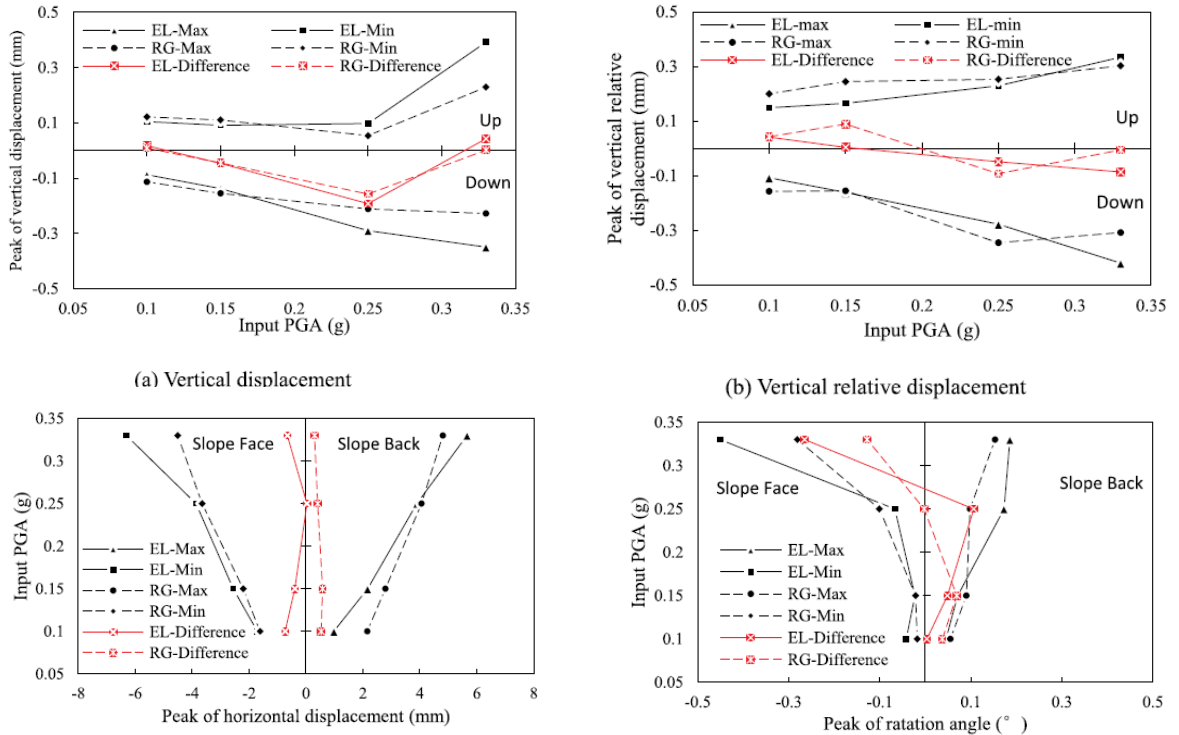


Figure II.19 : Pics et différences de crête des déformations dynamiques du bloc de masse. [15]

Les principales conclusions sont les suivantes :

1. En général, les pics des moments de flexions « **Figure II.14** » et des forces axiales « **Figure II.15** » sont montés avec l'augmentation PGA d'entrée du tremblement de terre. Cependant, les distributions verticales de la force axiale et du moment fléchissant étaient différentes, en particulier lors de tremblements de terre plus forts (PGA 0,15 g). La force axiale était répartie uniformément et linéairement le long du pieu, alors que la distribution du moment de flexion était à peu près ascendante tendance avec l'augmentation de la hauteur de la pile. Les moments de flexion au haut du pieu ont joué un rôle dominant pour les pieux, selon la distribution verticale.
2. Les pics de la force axiale et du moment de flexion étaient déséquilibrés en distribution. Les pics positifs de la force axiale et de la flexion moment étaient quelque peu inégaux à leurs pics négatifs absolus, surtout pour Pile-II et dans les cas sismiques sous intensifs excitations.
3. La plupart des rapports de force axiale et de moment fléchissant de Pile-I à Pile-II étaient dans un écart de 0,5 à 2, à l'exception de quelques cas anormaux. Cela signifiait que les pics de l'un des pieux n'étaient pour la plupart pas plus de deux fois le pic de l'autre dans la fondation sur pieux du groupe.
4. Par rapport à l'angle de rotation du sommet du pieu « **Figure II.16** » **peak rotation angle** représenté par le bloc de masse, le moment de flexion avait une relation plus forte avec son déplacement horizontal. Leurs coefficients de détermination (R^2) étaient supérieurs à 0,97

II.4.6 Comportement sismique non linéaire des groupes de pieux dans de l'argile molle améliorée au ciment

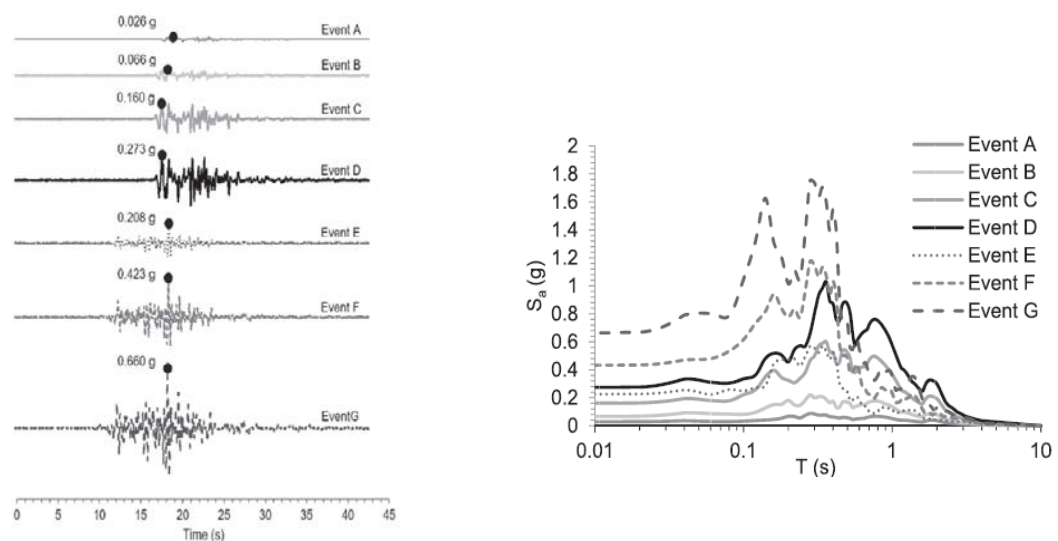
Des tests de centrifugation ont été effectués pour étudier les effets de l'amélioration du sol sur le comportement sismique du pieu groupes en argile molle. Le profil du sol se composait de quatre couches d'argile légèrement surconsolidées recouvrant une couche dense de sable. Les groupes de pieux avaient une disposition symétrique composée de 2×2 pieux espacés de $3,0$ diamètres de pieux et étaient enfoncé à la fois dans de l'argile molle non améliorée et de l'argile molle améliorée par la méthode **CDSM** (Simulated Cement Deep Soil Mixing). Le modèle de centrifugeuse a été soumis à sept tremblements de terre différents avec des accélérations maximales allant de $0,03$ à $0,66$ g. [16]

- Le tableau suivant montre les caractéristiques de l'évènement sismique qu'a subi l'échantillon tel que l'accélération maximale a_{max} , la vitesse maximale v_{max} , déplacement maximale d_{max} et l'intensité d'Arias I_a : [16]

Event	Motion	a_{max} (g)	v_{max} (cm/s)	d_{max} (cm)	I_a (m/s)
A	Kobe	0.026	4.01	0.98	0.009
B	Kobe	0.066	9.26	1.84	0.074
C	Kobe	0.160	22.23	4.66	0.489
D	Kobe	0.273	32.62	7.20	1.226
E	Santa Cruz	0.208	13.04	1.41	0.245
F	Santa Cruz	0.423	22.62	3.38	1.097
G	Santa Cruz	0.660	29.77	4.45	2.825

Tableau II.12 : les caractéristiques de l'évènement sismique

- La figure suivante montre les accélérations des ondes utilisées dans l'essai et le spectre de réponse sous un rapport d'amortissement (damping ratio Zêta « ζ ») égal à 5 % [16]



A. Les accélérations des évènements sismiques.

B. Les spectres des réponses

Figure II.20 : Les accélérations des évènements sismiques et leurs spectres de réponses du sol. [16]

Comme on peut voir dans la figure suivante les accélérations de l'évènement « A » celui à gauche et de l'évènement « D » celui à la droite, dans différentes profondeurs allant de la surface 0,5m jusqu'à la base 17,6 m :

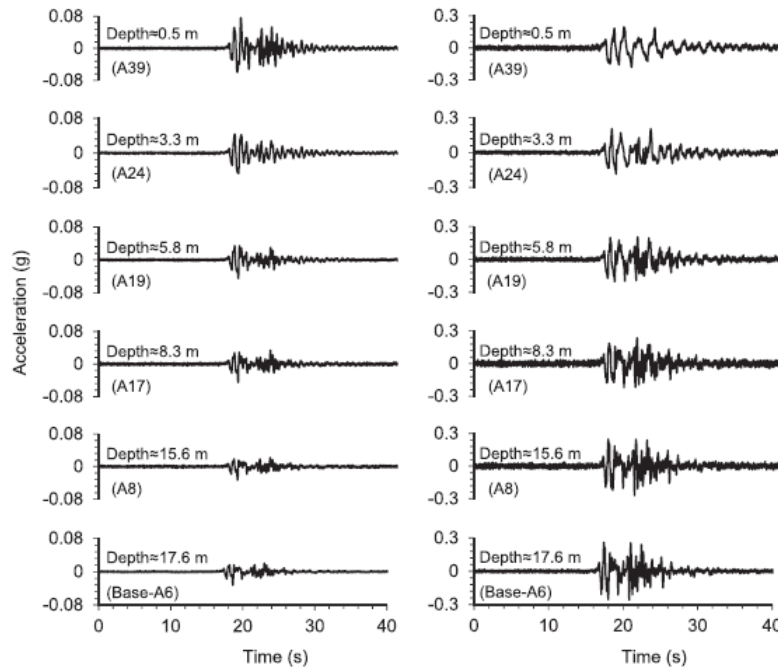
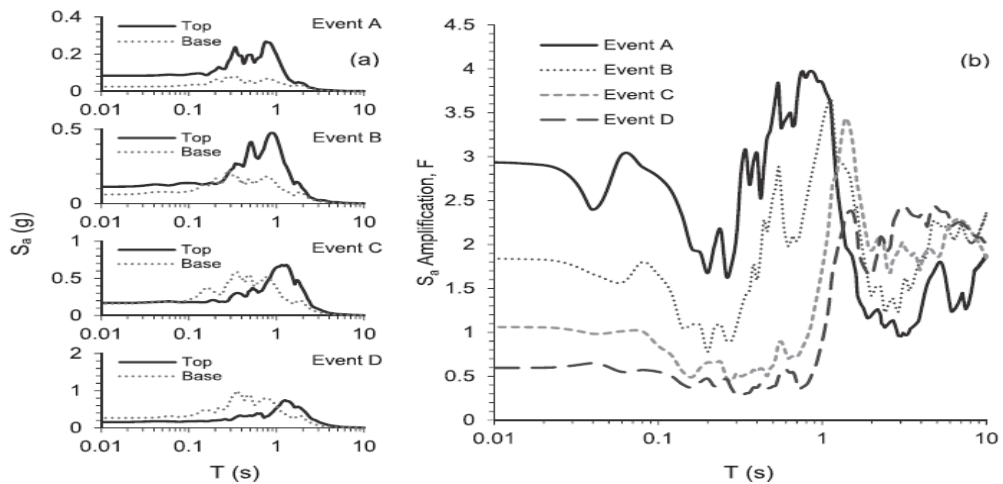


Figure II.21 : Accélérations des évènements « A » et « D » dans différentes profondeurs[16]

On peut voir aussi les accélérations des spectres de réponse des évènements A B C D à la surface et à la base et leurs facteurs d'amplifications dans la figure suivante :



(a) les accélérations des spectres de réponse.

(b) Les facteurs d'amplifications.

Figure II.22 : Spectre de réponse et facteur d'amplification pour les évènements A, B, C, et D. [16]

Maintenant concentrons-nous sur les accélérations à proximité du groupe de pieux GU (groupe de pieu dans un bloc de sol non amélioré) ; GIL (le groupe de pieux dans le bloc de sol le plus amélioré avec CSDM) et GIS (le groupe de pieux dans un bloc de sol non amélioré),

comparées avec celle du champ libre A39 ; et les résultats étaient comme indique les figures suivantes :

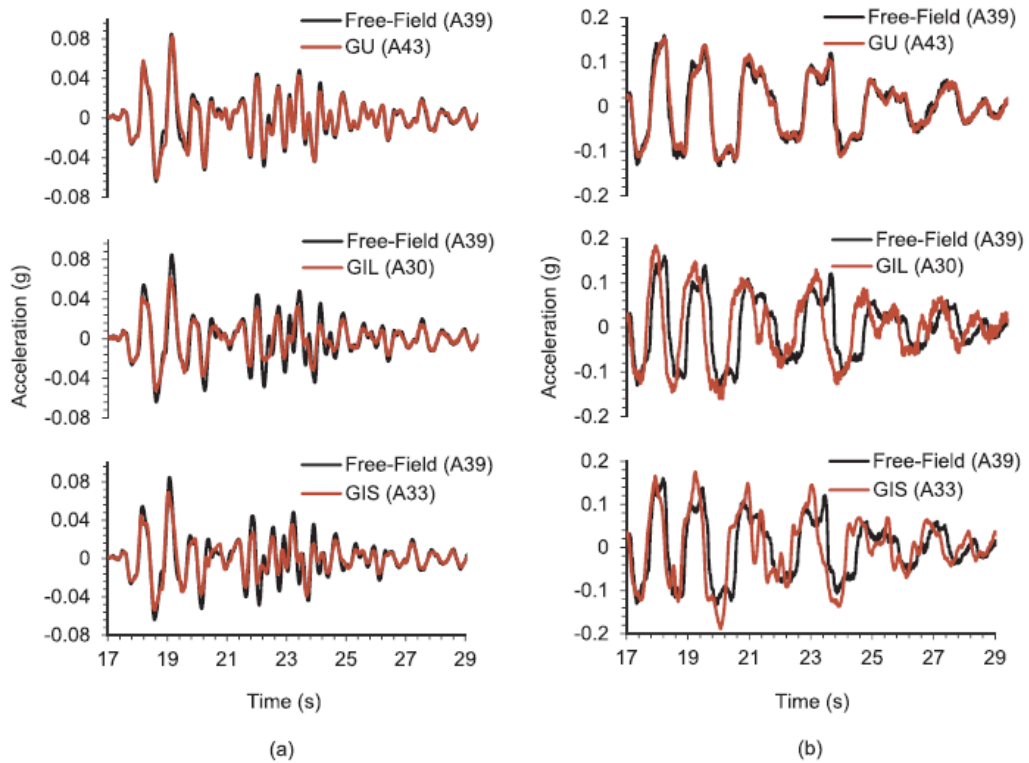


Figure II.23 : Comparaison entre les accélérations des groupes de pieux et celles du champ libre. [16]

Ensuite nous verrons la variation du pic de l'accélération horizontale « PHA » des chapeaux de pieux **Gis GIL et GIS** « PHA », avec « PBA » le pic de l'accélération à la base **sous** Santa Cruz et Kobe earthquakes et les résultats étaient comme indiquent les figures suivantes :

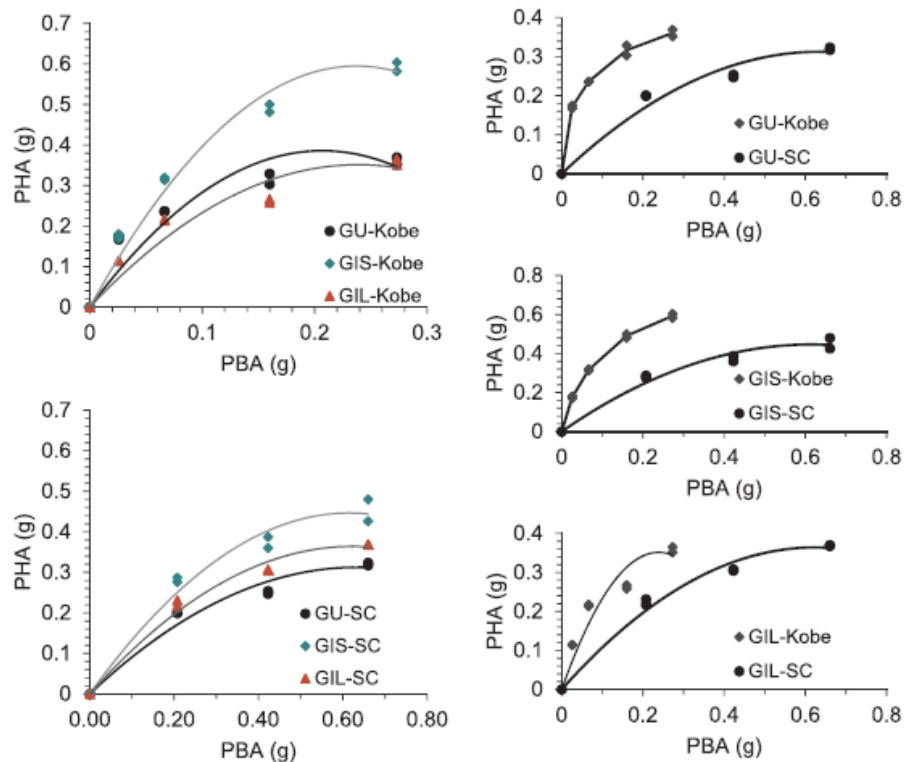


Figure II.24 : Comparaison entre « PHA » et « PBA » des groupes de pieux. [16]

- Comparons maintenant les pics des déplacements latéraux des chapeaux des pieux « PHD » avec les accélérations à la base « PBA » sous l'effet de Kobe et Santa Cruz earthquakes :

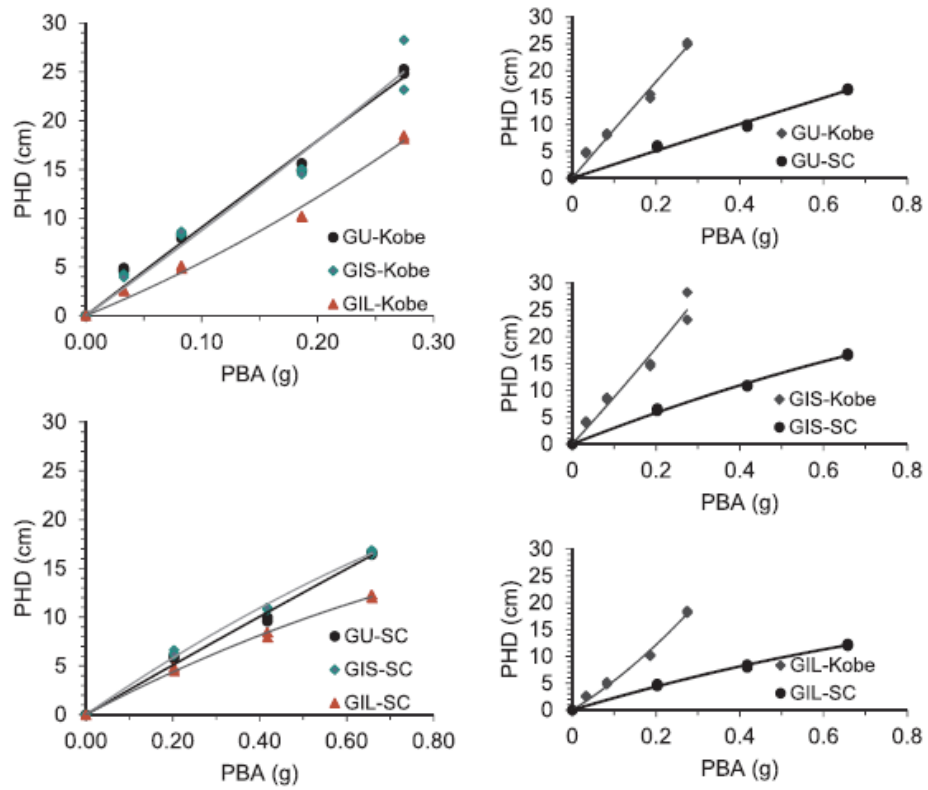


Figure II.25 : Variation de PHD en fonction de PBA des groupes de pieux[16]

- Comparons maintenant les accélérations des chapeaux de pieux des groupe GU, GIS et GIL sous les évènements A, B, C et D les résultats étaient les suivants :

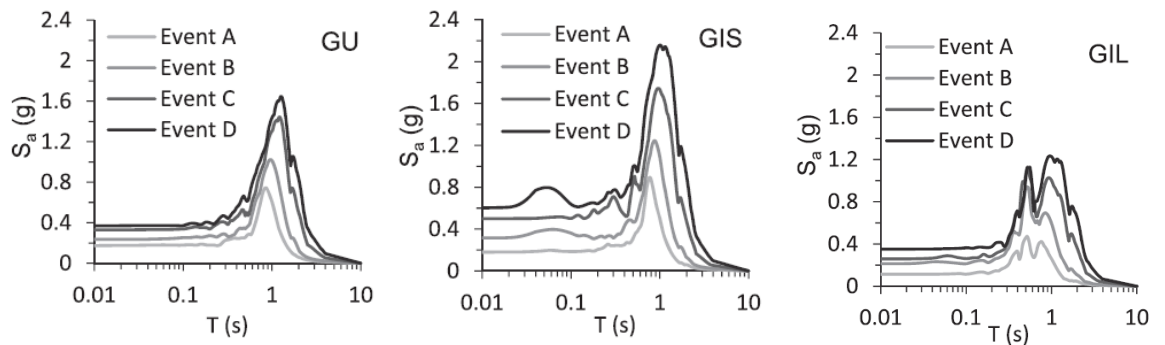


Figure II.26 Accélérations des chapeaux des pieux sous des évènements différents[16]

- Voyons maintenant les spectres de réponses aux évènements : « C » (Kobe earthquake) et « E » (Santa Cruz earthquake) :

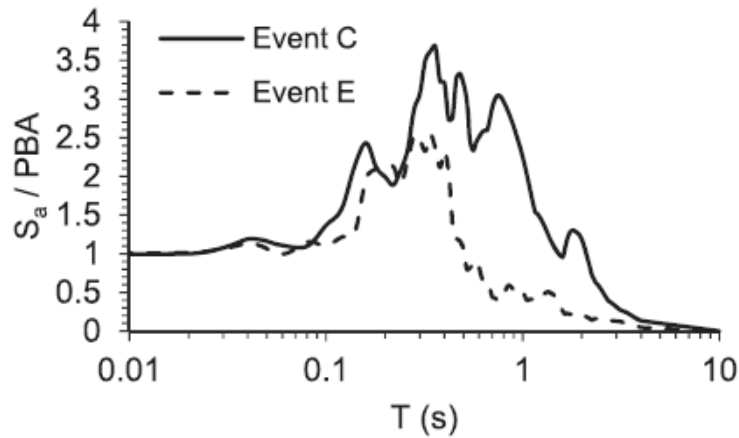


Figure II.27 Spectre de réponse des deux événements sismiques C et E. [16]

- Sous l'événement « G » les accélérations et les déplacements à proximité des trois groupes de pieux sont indiqués dans la figure suivante :

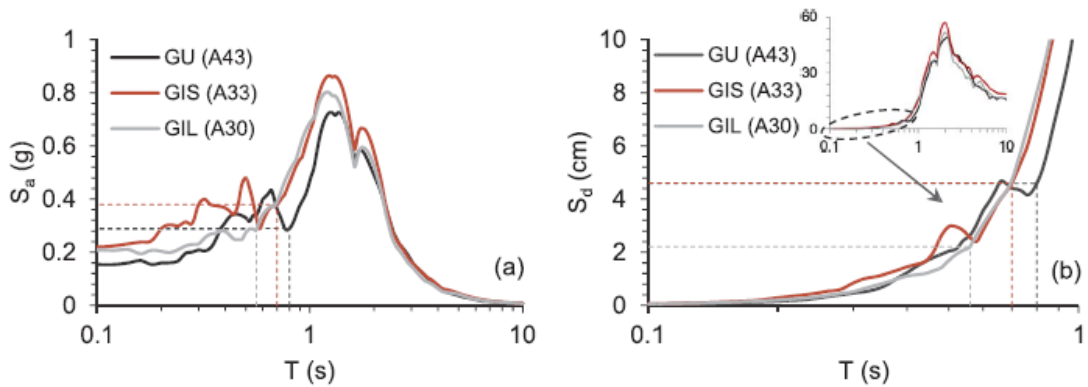


Figure II.28 : Les accélérations et les déplacements à proximité des trois groupes de pieux. [16]

- Voici les déplacements mesurés suite a l'évènement « D » et « G » respectivement, tel que L8 est un capteur en champ libre, L5 à proximité du groupe de pieux GIS, L9 à proximité de GU, L2 au bloc CDSM du GIL et L3 à proximité de GIL :

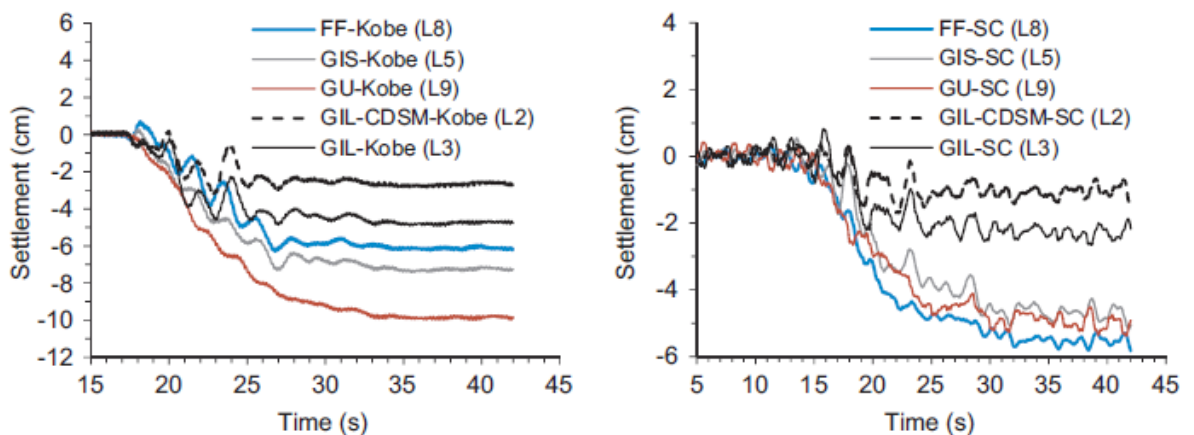


Figure II.29 Déplacements verticaux enregistrés au niveau des groupes de pieux et en champ libre sous les événements sismiques : « D » et « G ». [16]

- Et finalement les courbes des pressions interstitielles de l'évènement « D » et de « G » :

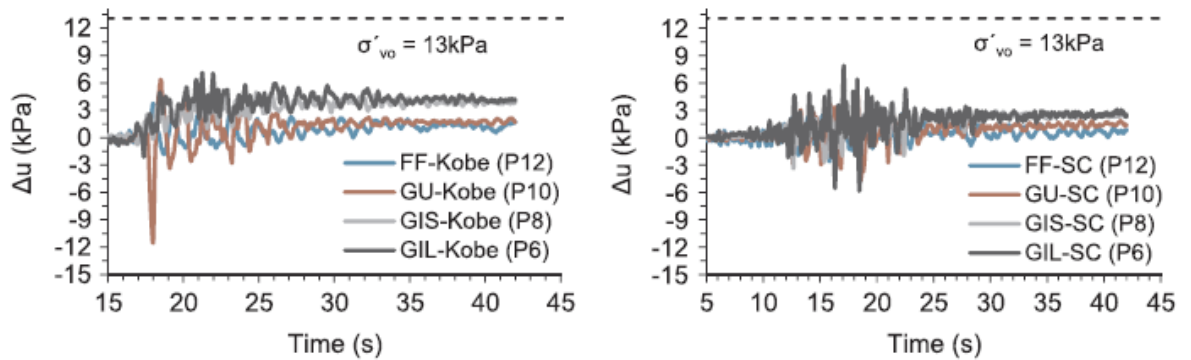


Figure II.30 : Pressions interstitielles sous les évènements sismiques « D » et « G ». [16]

D'après les résultats montrés on tient à tirer les conclusions suivantes :

- L'accélération maximale a été amplifiée à la surface du sol pendant les mouvements de base de faible amplitude, alors qu'elle était atténuée pendant les mouvements de base d'amplitude indiquant un comportement non linéaire du sol profil. L'augmentation de l'accélération de base de pointe a augmenté période du site. « **Figure II.18** » et « **Figure II.19** ».
- Par rapport au mouvement de surface en champ libre, un changement d'amplitude des mouvements au niveau de la fondation du pieu amélioré « **Figure II.20** ».
- Les dimensions du bloc CDSM sont importantes dans la conception sismique de groupes de pieux améliorés. Une accélération de pointe plus élevée a été observée dans le capuchon de pieu GIS comparé aux chapeaux de pieu GIL et GU « **Figure II.21** ».
- Les plus hauts rapports spectraux de la couche de pieu sur la surface du sol ont également été obtenus dans le SIG chapeau de pieu en périodes courtes et longues « **Figure II.25** ». L'amplification spectrale maximale était également plus élevée dans le plafond de pieux GIS. La période où s'est produite l'amplification spectrale maximale (une mesure de la période fondamentale du système sol-pieux) est devenu plus petite à mesure que la taille de sol amélioré augmentait. Les périodes fondamentales estimées étaient de 0,8, 0,7 et 0,56 s pour GU, les groupes de pieux GIS et GIL, respectivement « **Figure II.25** ».
- La réponse du chapeau de pieu dépendait du contenu fréquentiel du mouvement d'entrée. Le spectre de réponse d'accélération du tremblement de terre de Kobe était plus important que le tremblement de terre de Santa Cruz dans la période de 0,1 à 3,0 s « **Figure II.24** ». Cette plage de périodes correspondait à la période fondamentale des pieux et expliquait pourquoi des accélérations plus élevées ont été observées pendant le tremblement de terre de Kobe que le tremblement de terre de Santa Cruz avec la même accélération de base de pointe « **Figure II.21** ». Augmenter le niveau d'agitation a augmenté la période fondamentale du plafond de pieu. Cette augmentation était plus élevée pour le GU et moins pour le capuchon de pieu GIL « **Figure II.23** ».
- CDSM était une méthode efficace pour réduire les déplacements du chapeau de pieu GIL lors de tous les mouvements faibles et forts « **Figure II.22** ». Les déplacements de pointe de la coiffe du pieu SIG sont restés à peu près les mêmes que ceux du capuchon de pieux GU. L'examen du spectre d'accélération et du déplacement s à proximité des groupes de pieux par rapport aux périodes fondamentales des groupes de pieux ont révélé que : bien qu'il soit possible pour les groupes de pieux dans un sol amélioré pour donner des

accélérations plus importantes que celle en terrain non amélioré. En raison des maxima locaux en spectres d'accélération, spectres de déplacement plus lisses, en général, conduit à des déplacements sismiques plus petits pour les pieux dans un sol amélioré « **Figure II.27** ».

- L'adhérence entre l'argile molle et les blocs CDSM a réduit le tassement d'argile à proximité des blocs CDSM par rapport au champ libre et à proximité du groupe de pieux non amélioré. L'augmentation des dimensions du bloc CDSM ont réduit le tassement de l'argile molle dans le voisinage des blocs. Le bloc GIL CDSM a connu moins de tassement par rapport à tous les autres emplacements du modèle où le tassement a été mesuré « **Figure II.26** ». En plus l'EPWP (Excess Pore Water Pressure) résiduel était, cependant, généré à proximité des blocs CDSM par rapport au champ libre et l'emplacement correspondant dans la pile non améliorée groupe. Vibrations des blocs CDSM et allongement du chemin d'infiltration sont considérés comme les facteurs contributifs « **Figure II.27** ».

II.5 Conclusion

Grace aux informations déjà citées ; on peut prédire le tassement des pieux en général dans le cas statique, une chose qui est indispensable pour la stabilité de l'ouvrage ; comme on a pu mieux comprendre leurs comportement sous l'effet d'un séisme avec ou sans amélioration du sol qui contient la fondation profonde dedans et cela grâce aux deux publications scientifique déjà cité.

CHAPITRE III

MODELISATION PAR PLAXIS 3D

III.1 Introduction

Dans cette étude nous avons utilisé un logiciel afin de d'étudier le comportement d'une fondation dans un profil de sol bien défini , c'est Plaxis 3d 2013 .Ce dernier est un logiciel d'élément finis avec trois dimension développé pour l'analyses des déformations , de la stabilité et de l'écoulement des eaux souterraines dans l'ingénierie géotechnique .

Ce logiciel contient une multitude de modèle de comportement intégrés dedans, parmi eux on cite : le modèle linéaire élastique, Mohr Coulomb, Harding Soil, Harddening Soil, modèle des sols mou. Le modèle linéaire élastique et le modèle de Mohr Coulomb qui exigent moins de paramètres mécaniques des sols constituant le site (Mohr coulomb) et du béton constituant les fondations (Modèle linéaire élastique) étaient notre choix pour la simulation vu qu'ils ne demandent pas trop de paramètres mécaniques.

III.2 Présentation de code en élément fini plaxis 3D

III.2.1 Le logiciel Plaxis :

Le code en éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité, avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit en outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrages), le système d'options par défaut du code Plaxis commencent par [20] :

Le Maillage : l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit

nombre de nœuds, avec contrôle permanent à l'écran. Les mailles sont constituées de tétraèdre avec un nombre de point variable selon les préférences de l'utilisateur, plus le nombre de point augmente plus le temps de calcul augmente et vice versa.

Les conditions aux limites en déplacement : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

Les contraintes initiales dues au poids des terres : peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état k_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre k_0 et les autres caractéristiques mécaniques).

Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option k_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

Le coefficient de sécurité : est une notion très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux implique, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : résultats directement utiles au projeteur : déplacements, efforts internes, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect.

Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles : Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume celle-ci est-elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles-ci dépendent des variations de volume. Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recaler par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme. Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai [19].

III.2.2 Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux ; depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous l'aspect du comportement élasto-visco-plastiques des sols. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème à la limite en tenant compte le comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important. La démarche suivie dans le développement du code Plaxis est différente. Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'élément finis, permettant de traiter des problèmes géotechnique réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminé à partir d'une étude géotechnique.

III.2.2.1 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux d'introduction des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν , l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_U = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométrique. On passe de G à E par la relation : $E = 2 G (1 + \nu)$. [19]

III.2.2.2 Le modèle de Mohr-Coulomb (M.C)

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad \text{(III.1)}$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure III-1). Plaxis peut apparaître comme une « règle de calcul » de l'ingénieur géotechnicien.

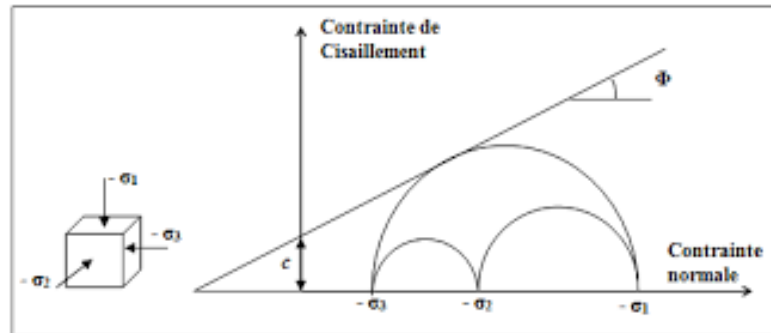


Figure III-1 courbe intrinsèque du modèle Mohr-coulomb

III.2.2.3 Modèle élastique linéaire

Le modèle de sol avec écrouissage (H.S.M) a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques en contraintes-déformation ne sont pas des droites ;
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module de déformation lorsque le Cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

Courbes effort-déformation :

$$\xi_1 = \frac{1}{2 E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{pour } q > q_f \quad (\text{III.2})$$

$$\text{Avec } q_f = C \cot \phi - \sigma'_3 \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{et } q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

III.2.2.4 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model (S.S.M))

Ce modèle est un modèle dérivé du modèle de Cam-Clay. Historiquement le modèle de Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique.

III.2.2.5 Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model (S.S.C.M))

Le SSCM, permet de prendre en compte l'écroûissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps, Elle est caractérisée par le paramètre $C\alpha$ Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps. La figure III.2 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous [18]

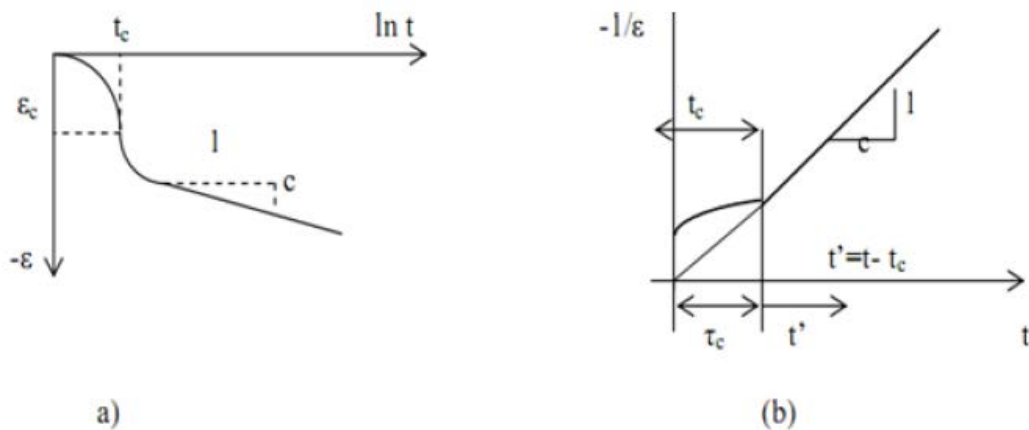


Figure III.2 : effet du temps sur les essais œdométriques.

Ce model élargit ces résultats dans le plan p-q en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope. Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (III.3)$$

$$M = \frac{6 \sin \varphi c v}{3 - \sin \varphi c v} \quad (III.4)$$

$$P_{eq} = \sigma' \left[\frac{1+2 K_0^{NC}}{3} \frac{3 (1-K_0^{NC})^2}{M^2 (1+2K_0^{NC})} \right] \quad (III.5)$$

Conclusion :

D'après ce qu'on vient de voir sur Plaxis , on peut dire qu' il est l'un des meilleur logiciels de modélisation en éléments finis et que la version 3D 2013 rend l'étude numérique en géotechnique plus facile grâce à son interface simplifiée .

III.3 Présentation du projet stade Pierre-Mauroy

Le projet se situe à Villeneuve d'Ascq commune de Lille Région haut de France, d'une capacité de 50157 places assises avec un auvent supérieur escamotable reposant sur quatre méga poteaux à chaque coin. Le profil géométrique et géologique du projet nous a été transmis par une publication dans la journée géotechnique MONT et AUBERT 21 au 23 Septembre 2010 par Les PLÉNIÈRE 2010 du LCPC [20]

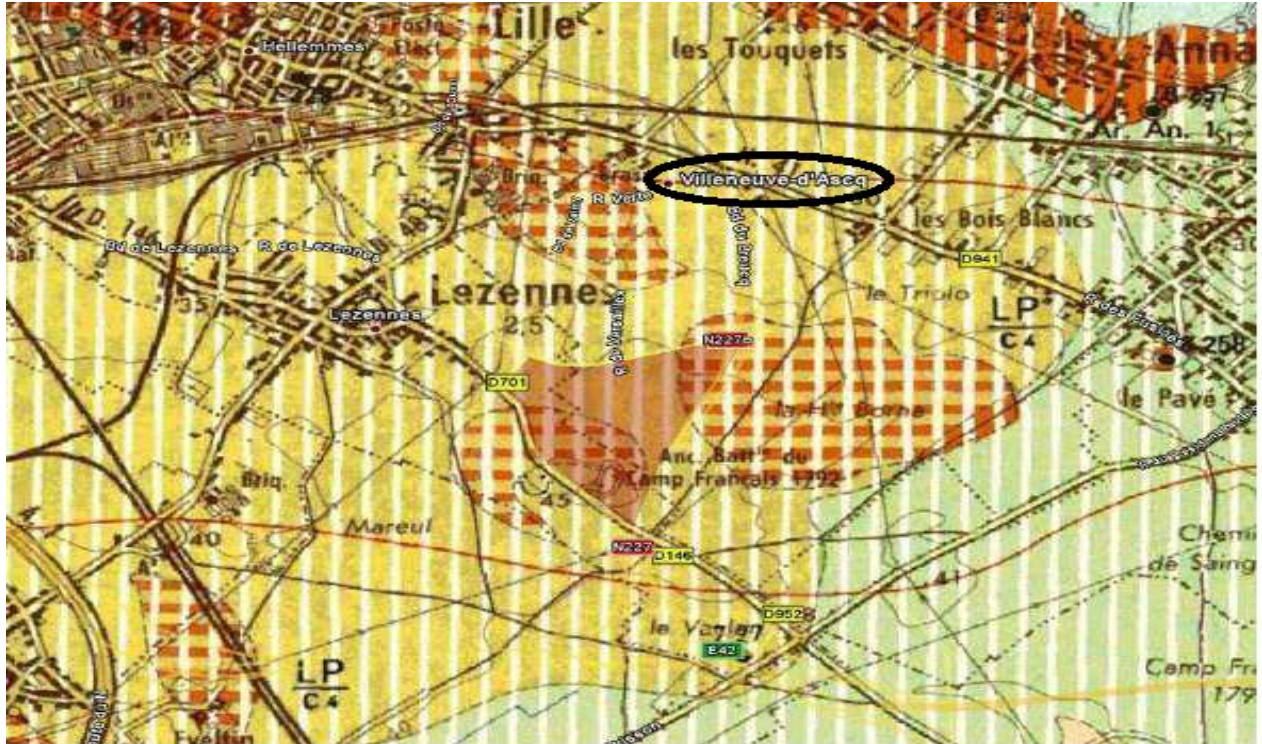


Figure III.3. Villeneuve d'Ascq lieu de réalisation du stade.

III.4 Modélisation numérique de fondation mixte radier-pieux

III.4.1 Présentation du modèle :

Dans cette partie, nous allons étudier le comportement de deux fondations mixtes radier-pieux grâce au logiciel PLAXIS 3D 2020. Le sol du massif est modélisé par une loi de comportement d'un matériau élastique parfaitement plastique du type Mohr-coulomb, les paramètres du sol nécessaires ont été obtenus via un laboratoire et des essais in situ.

Le pieu en béton est modélisé comme un matériau non poreux élastique linéaire avec un module de Young $E_p = 32.0010^6 \text{ KN/m}^2$, et un coefficient de Poisson $\nu = 0.3$ et un poids volumique $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$.

Le radier en béton d'épaisseur 1 m, est modélisé comme des éléments surfaciques, et c'est ce qu'on verra en détails après.

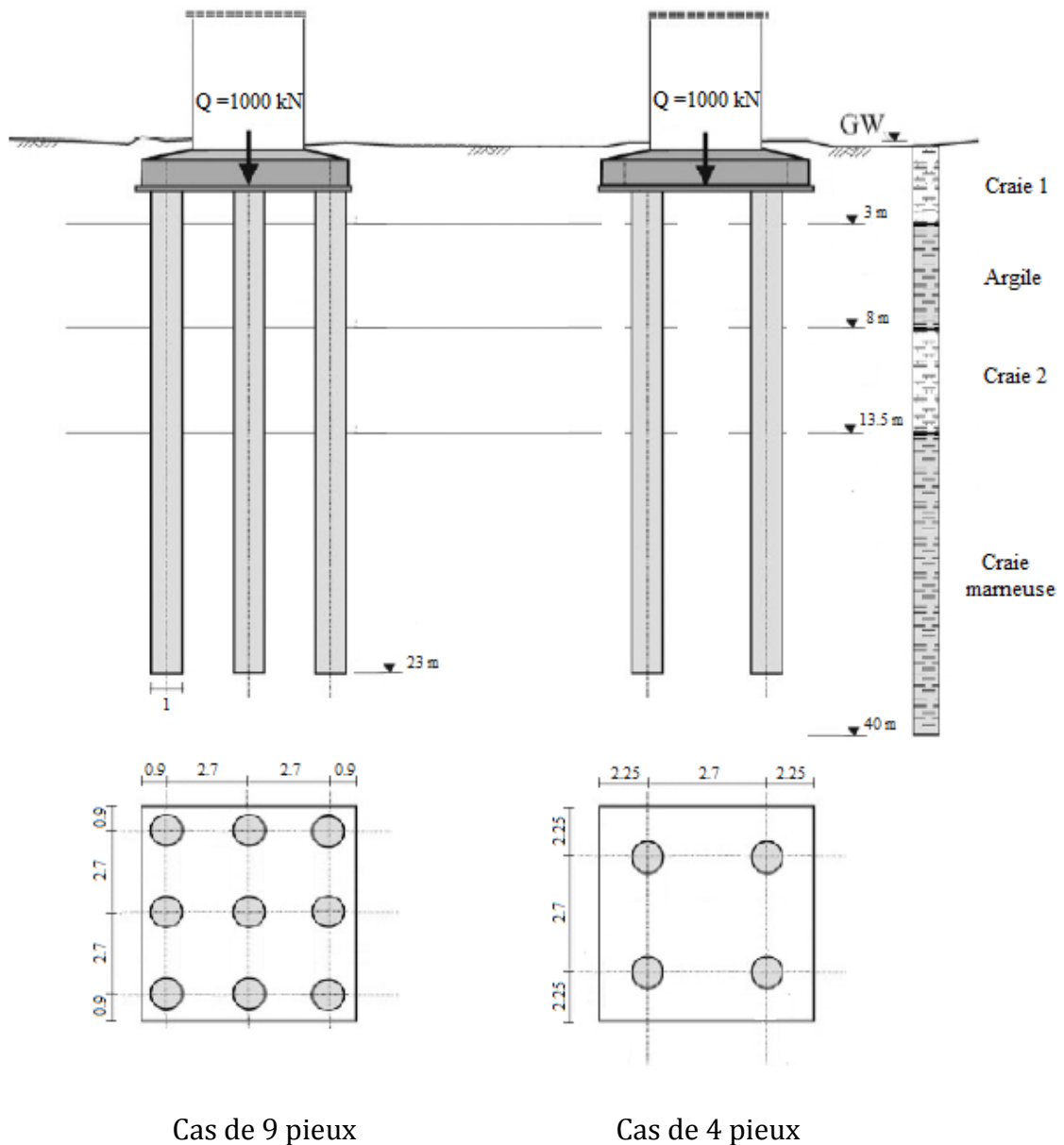


Figure III.3 Disposition de Fondation et le comportement de charge

Les caractéristiques du profil de sol sont résumées dans le tableau suivant :

Matériaux	Caractéristiques							
	Z[m]	γ_{sat} [KN /m ³]	γ_{unsat} [KN /m ³]	$E \cdot 10^3$ [KN /m ²]	C' [KN /m ²]	Φ'	ν	P_1 [MPa]
Craie 1	3	20	10	135	5	35	0,3	2,8
Argile	8	16	6	21	10	38	0,28	0,7
Craie 2	15,5	20	10	135	5	35	0,3	2,6
Craie marneuse	40	21	11	540	7	30	0,2	7

Tableau III.1 : caractéristique du profil de sol.

Dans le logiciel PLAXIS 3D 2020, la génération d'un modèle en éléments finis 3D commence avec la création d'un modèle géométrique. Le modèle géométrique est composé d'un cube qui représente le massif du sol dans lequel se trouve la fondation mixte étudiée.

Pour la semelle le logiciel se contente de créer une surface en haut du cube représentant la semelle auquel il attribue un volume selon un diamètre connu selon le manuel de Plaxis.

Les phases de calcul du modèle dans PLAXIS 3D résume comme suit les phases :

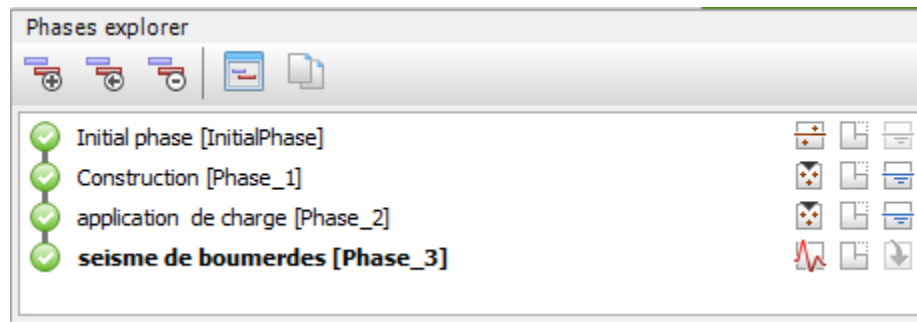


Figure III.4 Les phases de calcul de model

III.4.2 Phase initiale

La phase initiale représente la phase de chargement par gravité du calcul d'éléments finis dans lequel le poids du sol est appliqué par des moyens de chargement par sa pesanteur. Ceci afin de produire les contraintes initiales correctes à ce modèle en faisant appel à la loi qui permet de calculer les contraintes horizontales en fonctions des contraintes verticales (appelé K_0 procédure). Cependant, les déformations calculées dans la phase initiale ne sont pas considérées comme pertinentes pour d'autres calculs. Par conséquent, ces déplacements sont, par défaut, remis à zéro au début de la phase de calcul suivant et ceci dans le volet Soil de plaxis.

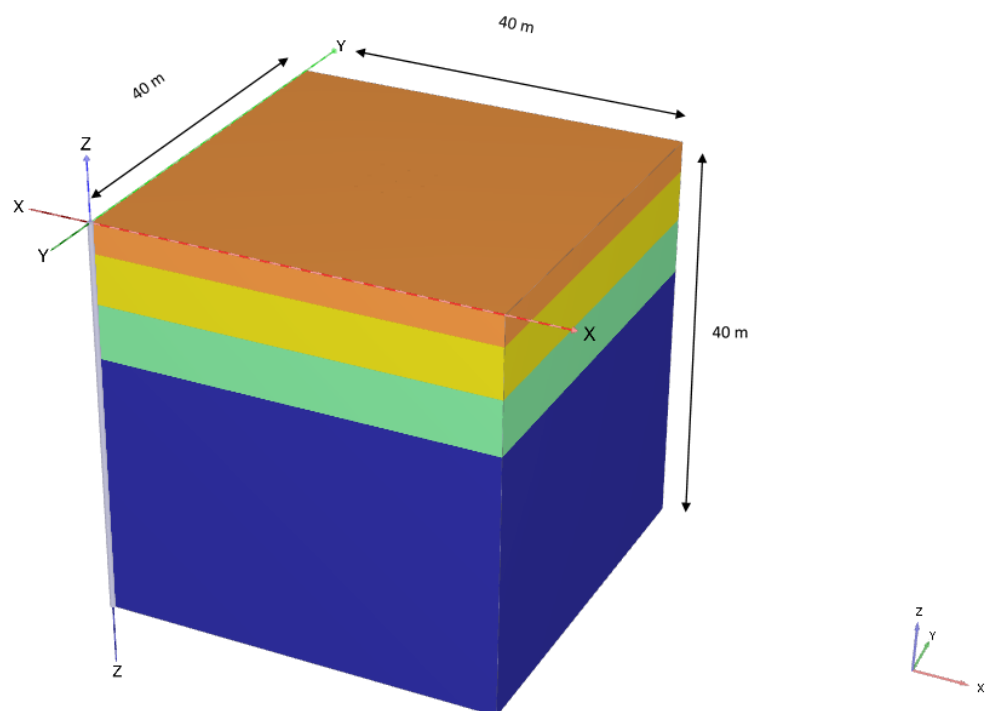


Figure III.5 Modèle 3D du sol

III.4.3 Phase d'installation de la fondation mixte

Dans cette phase, on crée les pieux et la semelle à l'aide des outils prédéfini présents dans Plaxis et ils prennent places et tout cela dans le volet structure inclus dans Plaxis et devra être activés dans le volet (Staged construction)

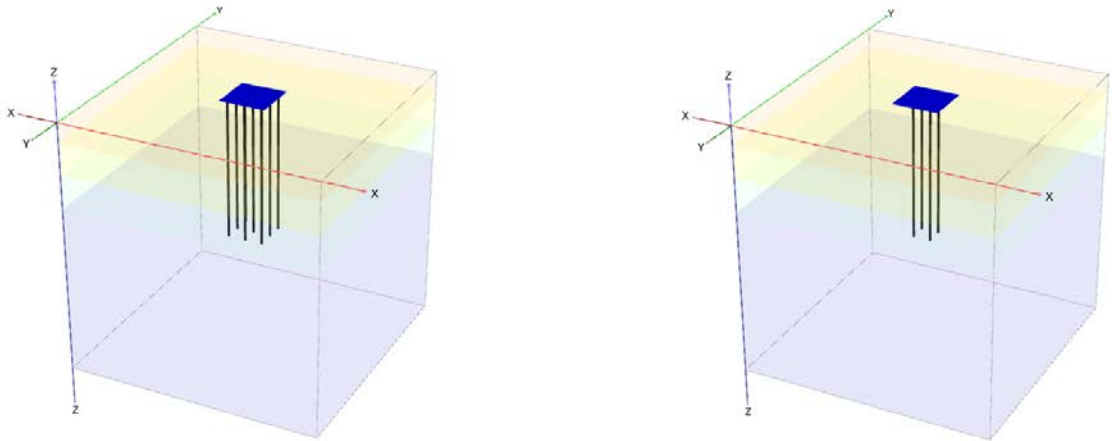


Figure III.6 Modèle 3D de la phase d'installation de la fondation mixte

III.4.4 Phase de chargement

Une charge axiale de 1000 KN/m^2 représente le chargement que la fondation devra subir, ce qui est le cas statique de la fondation et, devra être activé par la suite dans le volet (Staged construction).

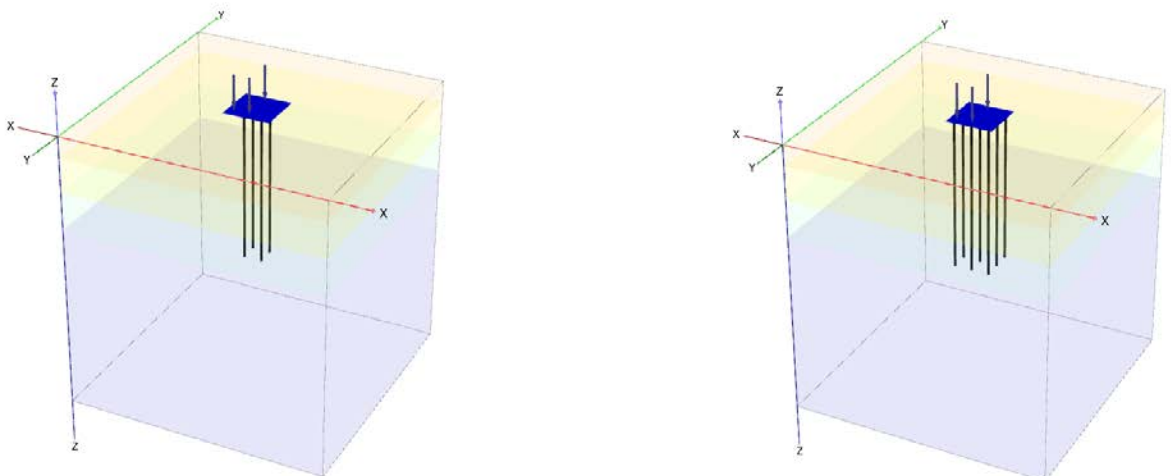


Figure III.7 Modèle 3D de la phase d'installation de chargement

III.4.5 Phase dynamique :

Un déplacement surfacique sur la base du sol qui est régi par les données de l'accélérogramme du séisme de Boumerdes devra être activé, en plus le chargement statique qui représente une fondation soumise au poids statique qu'elle retient et en même temps sous l'effet d'un séisme.

III.4.5.1 Calcul des caractéristiques dynamiques :

IV.4.5.1.1 Calcul des caractéristiques dynamiques du sol

Afin de bien déterminer les coefficients d'amortissement de Rayleigh alpha et beta on a procédé au calcul suivants :

❖ Détermination de la fréquence prédominante du signal « f_P » :

Le spectre de fourrier du séisme de Boumerdes, obtenu par le logiciel Seismosignal est représenté dans la figure suivante.

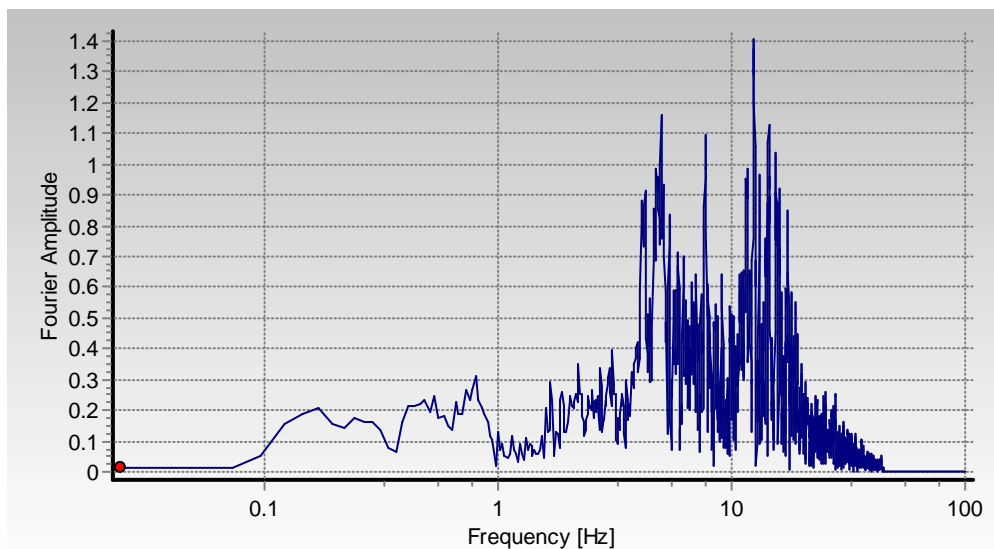


Figure III.8 Spectre de fourrier du séisme de Boumerdes.

Et la valeur ayant la plus grande valeur de l'amplitude qui représente la fréquence prédominante comme son nom l'indique sera :

$$f_P = 12.5 \text{ Hz} \quad (\text{III.6})$$

❖ Calcul de la première fréquence fondamentale de sol « f_m » pour chaque couche :

On sait que la première fréquence fondamentale d'un sol est égale à :

$$f_m = \frac{V_s}{4H} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

$$V_s \text{ est la vitesse des ondes de cisaillement } V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}};$$

$$\text{Le module de cisaillement : } G = \frac{E}{2(1+\nu)};$$

La masse volumique $\rho = \frac{\gamma}{g}$ (« g » étant l'accélération de la gravité terrestre égale à 9,81

m /s² ou bien en N/Kg ; et « γ » le poids volumique du sol)

Donc on obtient les valeurs suivantes pour les couches constituantes du sol étudié :

Pour la couche N°1 :

$$f_m(\text{craie 1}) = \frac{125.6}{4 \times 3}$$

$$f_m(\text{craie 1}) = \mathbf{18.8 \text{ Hz}}$$

Pour la couche N°2 :

$$f_m(\text{argile}) = \frac{115.8}{4 \times 5}$$

$$f_m(\text{argile}) = \mathbf{5.79 \text{ Hz}}$$

Pour la couche N°3 :

$$f_m(\text{craie 2}) = \frac{225.6}{4 \times 5.5}$$

$$f_m(\text{craie 2}) = \mathbf{10.25 \text{ Hz}}$$

Et pour la couche N°4 :

$$f_m(\text{craie marneuse}) = \frac{1416}{4 \times 26.5}$$

$$f_m(\text{craie marneuse}) = \mathbf{13.35 \text{ Hz}}$$

❖ **calcul du rapport « n » :**

Il se calcule comme suit :

$$n = \frac{W_p}{W_m} = \frac{f_p \times 2\pi}{f_m \times 2\pi} = \frac{f_p}{f_m} \quad (\text{III.8})$$

Et le rapport pour chaque couche sera :

Première couche :

$$n(\text{craie 1}) = \frac{12.5}{18.8} = \mathbf{0.664}$$

Deuxième couche :

$$n(\text{argile}) = \frac{12.5}{5.79} = \mathbf{2.158}$$

Troisième couche :

$$n(\text{craie 2}) = \frac{12.5}{10.25} = \mathbf{1.219}$$

Quatrième couche :

$$n(\text{craie marneuse}) = \frac{12.5}{13.35} = \mathbf{0.936}$$

❖ Ensuite, on prend le premier entier impair plus grand que n calculé :
Et les valeurs de ce rapport « n » seront comme suit pour chaque couche :

- Première couche :

$$n(\text{craie 1}) = 1$$

- Deuxième couche :

$$n(\text{argile}) = 3$$

- Troisième couche :

$$n(\text{craie 2}) = 3$$

- Quatrième couche :

$$n(\text{craie marneuse}) = 1$$

❖ La deuxième fréquence fondamentale du sol adoptée ω_n prendra la valeur : $\omega_n = n \omega_m$

Sachant que :

$$\omega = f_m \times 2\pi \quad (\text{III.9})$$

Alors l'expression de la deuxième fréquence fondamentale deviendra comme suit :

$$w_n = n \times f_m \times 2\pi \quad (\text{III.10})$$

Et les résultats pour chaque couche seront :

- **Première couche :**

$$w_n(\text{craie 1}) = 1 \times 18.8 \times 2\pi$$

$$w_n(\text{craie 1}) = 116.23 \text{ rad/s}$$

- **Deuxième couche :**

$$w_n(\text{argile}) = 3 \times 5.79 \times 2\pi$$

$$w_n(\text{argile}) = 109.13 \text{ rad/s}$$

- **Troisième couche :**

$$w_n(\text{craie 2}) = 3 \times 10.25 \times 2\pi$$

$$w_n(\text{craie 2}) = 193.20 \text{ rad/s}$$

- **Quatrième couche :**

$$w_n(\text{craie marneuse}) = 1 \times 13.35 \times 2\pi$$

$$w_n(\text{craie marneuse}) = 83.88 \text{ rad/s}$$

IV.4.5.1.2 Calcul des caractéristiques dynamiques de la fondation mixte

La première fréquence fondamentale est donnée par la relation suivante comme formule générale :

$$\omega_m = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (\text{III.11})$$

Avec K : la raideur et M : la masse en kg

1. La semelle :

- Calcul de la rigidité relative :

Elle se calcule par la relation suivante

$$K_r = \frac{4(1-\nu_p^2)E_p}{3(1-\nu_s^2)E_s} \left(\frac{h}{B}\right)^3 \quad (\text{III.12})$$

avec ν_p^2 coefficient de poisson de la semelle et ν_s^2 coefficient de poisson du sol

Données de la semelle :

$$E_p = 32 \cdot 10^6 \text{ KN/m}^2 ; \nu_p^2 = 0,3$$

Données de la couche porteuse (Craie 1) :

$$E_s = 135 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2 ; \nu_s^2 = 0,3$$

Dimensions de la semelle

$$h = 1 \text{ m} ; B = 7,2 \text{ m}$$

En remplaçant on obtient :

$$K_r = \frac{4(1-0,3^2)32 \cdot 10^6}{3(1-0,3^2)135 \cdot 10^3} \left(\frac{1}{7,2}\right)^3$$

$$K_r = 0,846$$

- La masse est calculée par la relation :

$$m = \frac{\gamma}{g} V \quad (\text{III.13})$$

Avec : γ est le poids volumique

g est la gravité et elle est égale à 9,81 N/Kg

V est le volume de la semelle en m^3

$$m = \frac{25 \cdot 10^3}{9,81} 7,2 * 7,2 * 1$$

$$m = 132110,0917 \text{ Kg}$$

- La première fréquence fondamentale est calculée par la relation déjà citée :

$$\omega_m = \sqrt{\frac{0,846}{132110,0917}}$$

$$\omega_m = 2,53 \cdot 10^{-3} \text{ rad/s}$$

Et puisque la semelle se trouve dans la craie 1 on prend son $n = 1$ et la deuxième fréquence fondamentale sera égale à la première :

$$\omega_n = n \omega_m \quad \text{(III.14)}$$

$$\omega_n = 2,53 \cdot 10^{-3} \text{ rad/s}$$

2. Les pieux

- Le coefficient de raideur du pieu est donné par la relation :

$$K = \frac{E_p R_a}{E_s} \quad \text{(III.15)}$$

Avec : E_p module élastique du pieu

E_s moyenne du module élastique du sol le long du pieu

R_a la fraction entre la surface de la pointe et la surface latéral du pieu

La moyenne se calcule comme suit en prenant l'effet de la hauteur de chaque couche :

$$E_s = \frac{[(2 * 135) + (5 * 21) + (5,5 * 135) + (9,5 * 540)] 10^3}{(2 + 5 + 5,5 + 9,5)}$$

$$E_s = 283,977 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$R_a = \frac{\pi 0,5^2}{2 \pi 0,5^2 22}$$

$$R_a = 113,636 \cdot 10^{-4}$$

Et puisque $E_p = 32 \cdot 10^6 \text{ KN/m}^2$ comme donnée

$$K = \frac{32 \cdot 10^6 \cdot 113,636 \cdot 10^{-4}}{283,977 \cdot 10^3}$$

$$K = 1,28$$

- La masse du pieu :

$$m = \frac{25 \cdot 10^3}{9,81} (\pi \cdot 0,5^2 \times 22)$$

$$m = 44033,53617 \text{ Kg}$$

- La première fréquence fondamentale du pieu sera :

$$\omega_m = \sqrt{\frac{1,28}{44033,53617}}$$

$$\omega_m = 6,393 \cdot 10^{-3} \text{ Rad/s}$$

Et comme le pieu s'étend le long de 22m traversant 4 couches différentes on a opté pour le choix de n le plus défavorable et qui est $n = 3$

Et la deuxième fréquence fondamentale sera :

$$\omega_n = 19,179 \cdot 10^{-3} \text{ Rad/s}$$

NOTE :

Le coefficient d'amortissement ζ pour le sol et le béton a pris les valeurs suivantes :

$\zeta = 5 \%$ pour les sols vu que ζ depend de la deformation de cisaillement dans ce cas
suppose que les deformations sont petites de l ordre de 0,01

$\zeta = 7 \%$ Pour le béton.

Le déplacement surfacique sur la base du sol qui est régi par les données de l'accélérogramme du séisme de Boumerdes devra être activé, en plus le chargement statique qui représente une fondation soumise au poids statique qu'elle retient et en même temps sous l'effet d'un séisme.

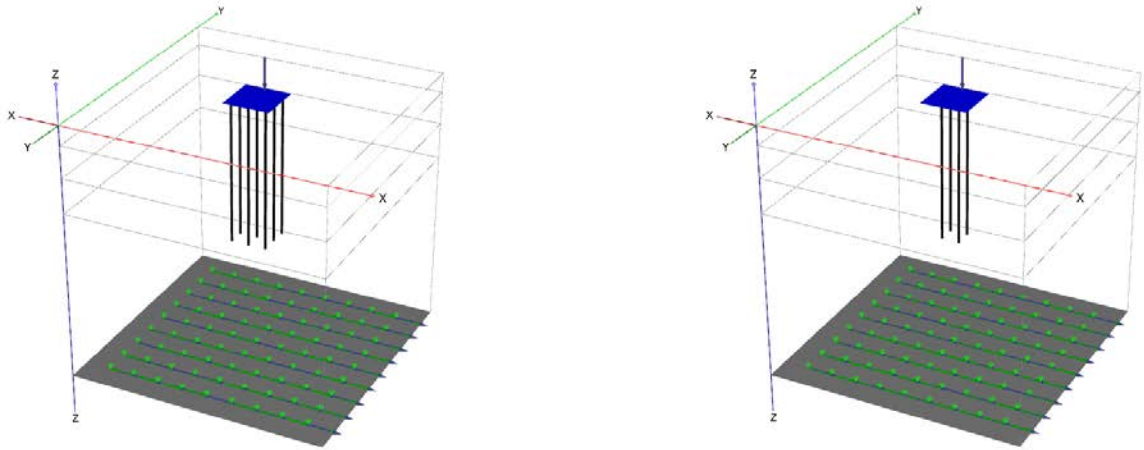


Figure III.9 Modèle 3D du phase dynamique

III.5 Conclusion

On peut dire d'après ce qu'on a vu sur le logiciel utilisé pour la modélisation du sol et la fondation que le logiciel Plaxis est une aide précieuse pour l'étude géotechnique.

Ensuite on a vu les différentes étapes pour le calcul des paramètres dynamiques du sol et de la fondation nécessite le calcul manuel comme la première pulsation propre. La deuxième chose nécessite le calcul des coefficients alpha et beta de Rayleigh pour les sols mais pour la fondation on a fait appel à des lois de la mécanique qui nous a permis le calcul de ces coefficient de Rayleigh. Ces coefficients de Rayleigh seront calculés automatiquement par le logiciel Plaxis qui nécessite la première et la deuxième pulsation ainsi que l'amortissement comme données.

CHAPITRE IV

ETUDE PARAMETRIQUE

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous réaliseront une validation des calculs analytiques de deux logiciel GEO5 et Plaxis, comme nous extractions les données du deuxième logiciel déjà mentionné : déplacements des pieux dans les trois sens du repère cartésien avec leur effort internes.

IV.2 Validation de code PLAXIS 3D :

IV.2.1 Résultat analytique par logicielle geo5 :

Dans cette partie on se focalisera sur le tassement des pieux comme comportement statique, et ceci via les résultats fournis par le logiciel geo5, et cela dans le cas d'une fondation mixte à 4 et 9 pieux.

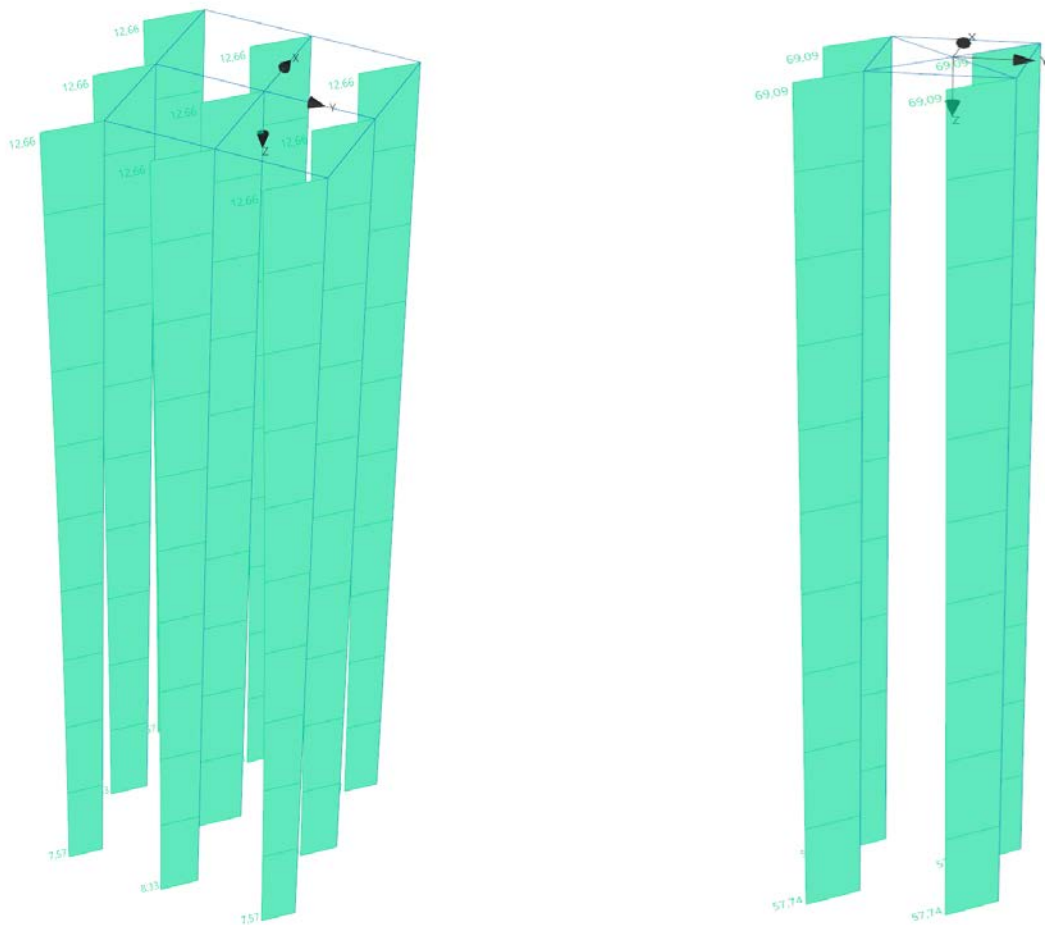


Figure 4.1 Déplacement vertical du chargement statique par logicielle geo5

IV.2.2 Résultat analytiques par logicielle Plaxis3D 2020:

Dans cette partie on se focalisera sur le tassement des pieux comme comportement statique, et ceci via les résultats fournis par le logiciel précédemment cité : Plaxis3D 2020, et cela dans le cas d'une fondation mixte à 4 et 9 pieux.

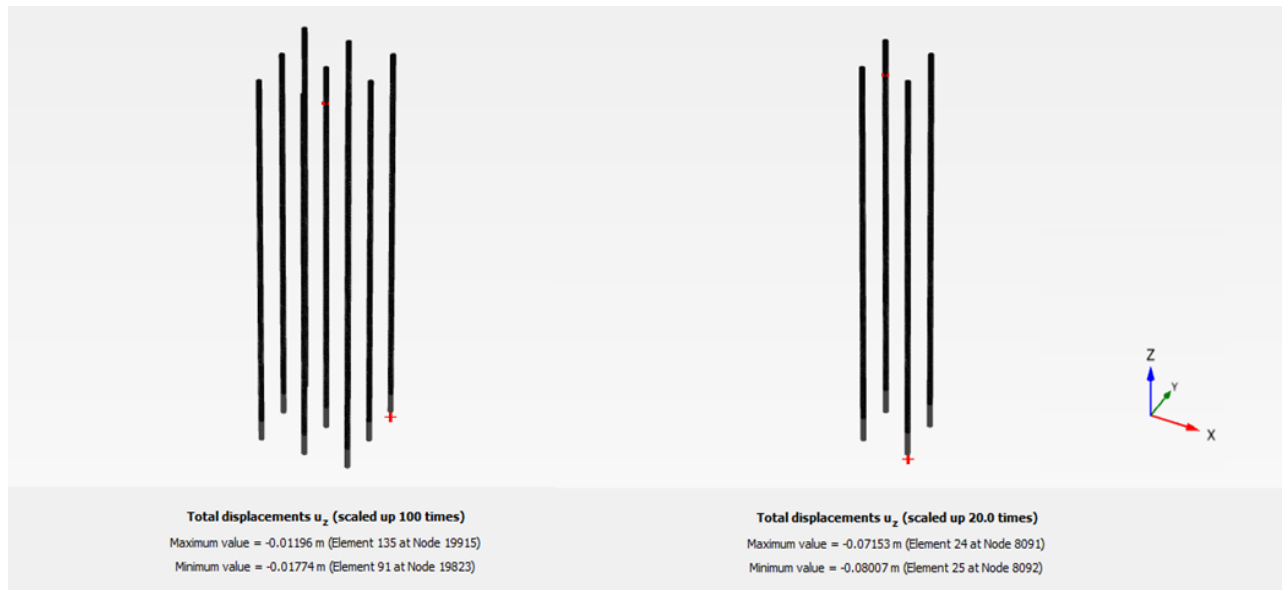


Figure 4.2 Déplacement vertical du chargement statique par logicielle Plaxis 3D

Le tableau suivant résume les résultats des calculs et numérique et analytique et nous facilitera de faire une comparaison :

	Tassement par calcul analytique dans le cas statique (geo5)	Tassement par calcul numérique dans le cas statique (plaxis 3D)
Fondation mixte a 4 pieux	<p>Max : 6,90 cm</p> <p>Min : 5,77 cm</p>	<p>Max : 8,15 cm</p> <p>Min : 7,14 cm</p>
Fondation mixte a 9 pieux	<p>Max : 1,26 cm</p> <p>Min : 0,75 cm</p>	<p>Max : 1,77 cm</p> <p>Min : 1.19 cm</p>

Tableau 4.1 les résultats des calculs et numérique et analytique

Remarque :

D'après les résultats déjà vu dans le tableau on peut dire que les résultats fournis par plaxis sont fiables vu que les deux logiciel nous donne des valeurs de déplacement proches les unes des autres.

IV.3 Etude comportements

Pour l'analyse de fondation radier-pieux on étudie 2 comportements statiques et dynamiques des 2 différents cas de groupe de pieux :

IV.3.1 Fondation mixte a quatre pieux

IV.3.1.1 Cas statique

Le cas statique résume le poids de la superstructure repris par la fondation mixte autrement dit dans ce cas-là les efforts internes et les déplacements des pieux sont être plus objectifs. Et c'est ce que nous allons voir ci-dessous :

IV.3.1.1.1 Effort normal et tassement

Après calcul les résultats de la distribution des efforts normaux sur les pieux était comme suit : une valeur uniforme de 6929 KN au niveau des quatre pieux en communs et des valeurs max et min comme indique la figure suivante :

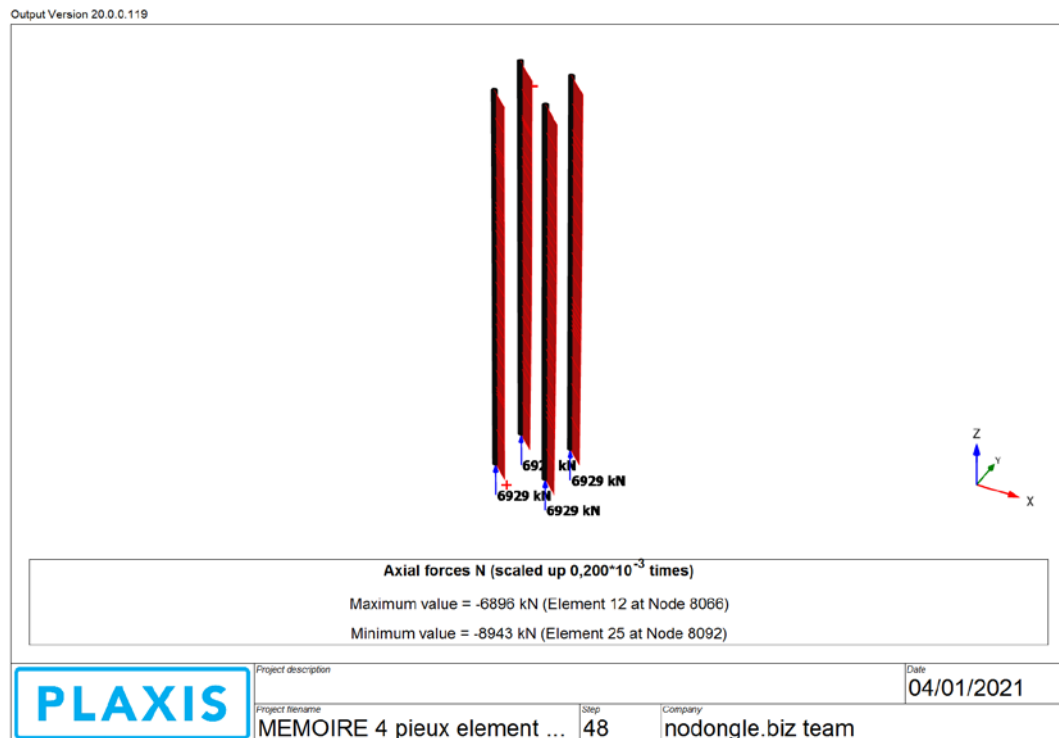


Fig.4.3 : Distribution des Efforts normaux dans les 4 pieux de la fondation mixte dans le cas statique.

Sur cette figure on remarque une distribution uniforme avec une valeur uniforme de 6929 KN au niveau des quatre pieux qui est en communs et une valeur max de 8943 KN et une valeur min de 6896 KN comme la figure précédente l'indique.

- Et le déplacement vertical ou bien le tassement de ces quatre pieux a été supposé le même vu l'égalité de l'effort normal (**Fig.4.3**) traduite par l'égalité de l'effort que repris chaque pieu, ce qui nous a mené à déduire que les quatre pieux auront la même valeur du tassement donc on a opté pour le choix de l'extraction d'un seul diagramme de tassement, qui est représenté sur la figure suivante :

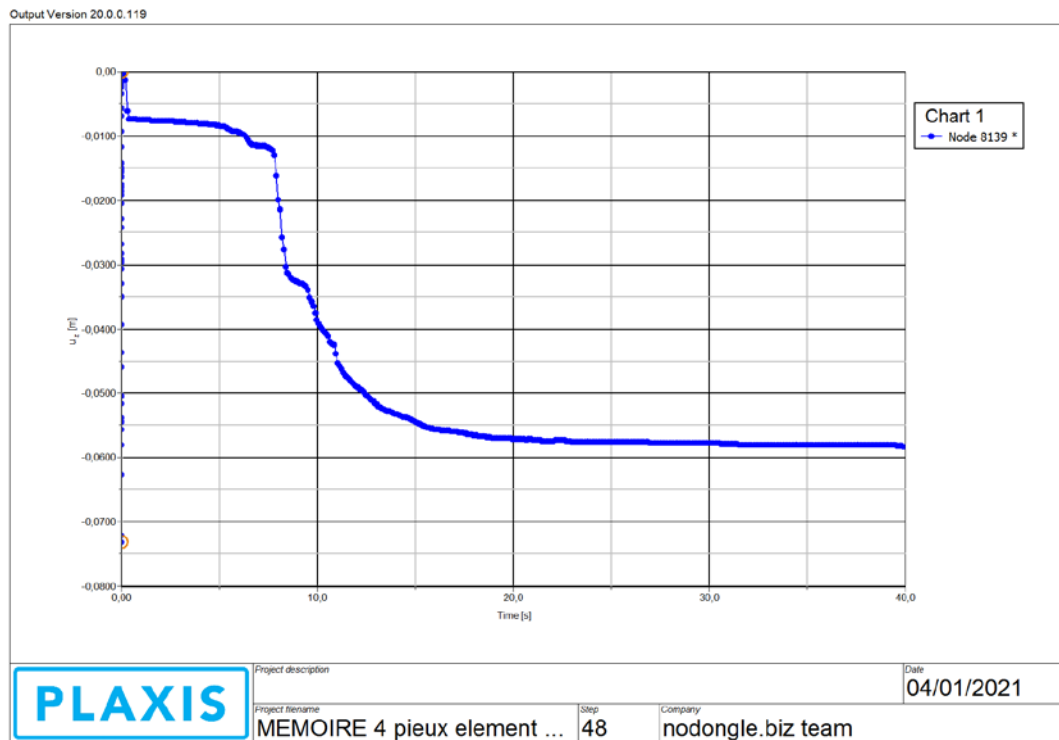


Fig.4.4 : Diagramme des déplacements verticaux en fonction du temps du chargement dans le cas statique.

On remarque que le tassement augmente de 0 sec pour se stabiliser aux alentours de 20 secs à une valeur de 0,067 m.

IV.3.1.1.2 Effort tranchant et déplacements horizontal

Le logiciel Plaxis grâce à la fonctionnalité de trois dimensions nous permet d’avoir deux efforts tranchants sur l’axe des x et sur l’axe des y :

A. Sur l'axe X : La distribution de l'effort tranchant est représenté la figure suivante

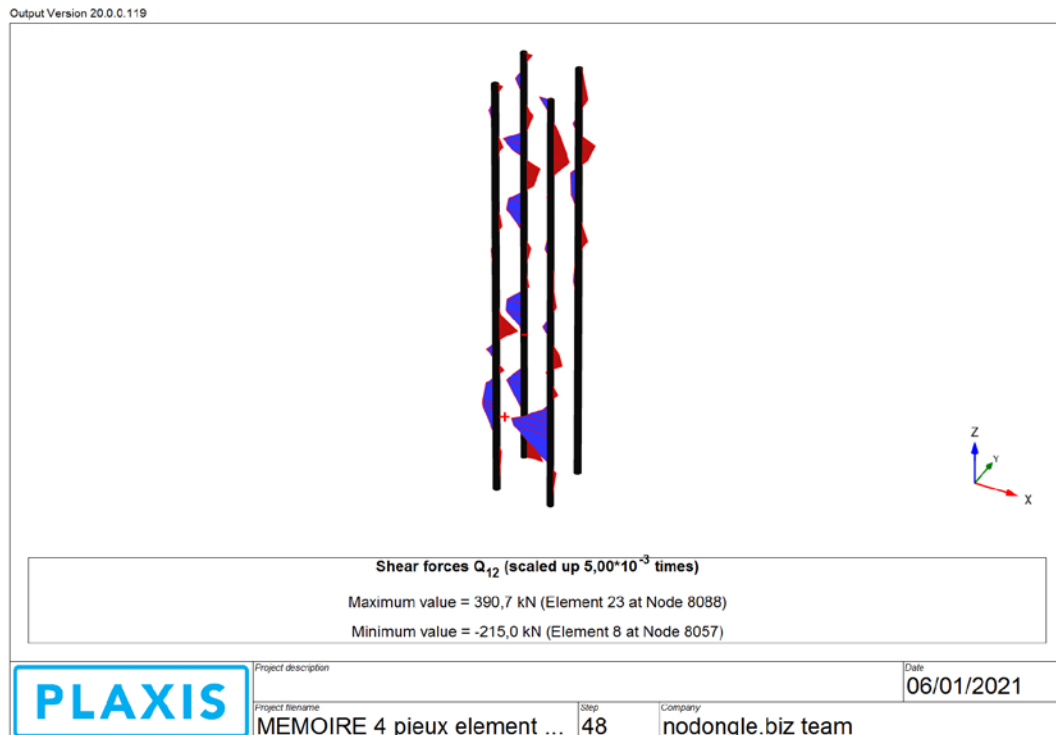


Fig.4.5 Effort tranchant selon l'axe X des 4 pieux de la fondation mixte dans le cas statique.

Aparté la distribution monotone de l'effort tranchant sur cet axe, on remarque deux valeurs une maximale de 390KN et l'autre minimale, -215KN.

- Et les déplacements horizontaux étaient comme suit sur cet axe :

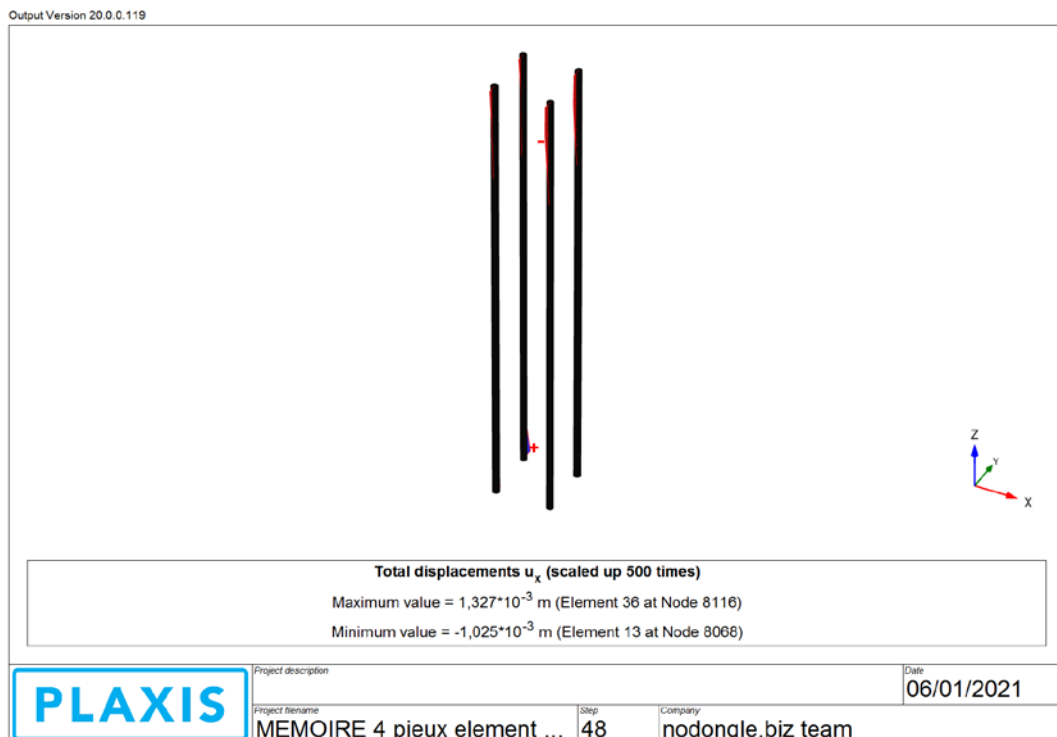


Fig.4.6 : Déplacements totaux des 4 pieux sur l'axe X dans le cas statique.

A partir de la figure précédente on remarque : un déplacement négligeable sur cet axe de l'ordre de 0,001 m.

B. Sur l'axe Y : La distribution de l'effort tranchant sur cet axe est comme suit

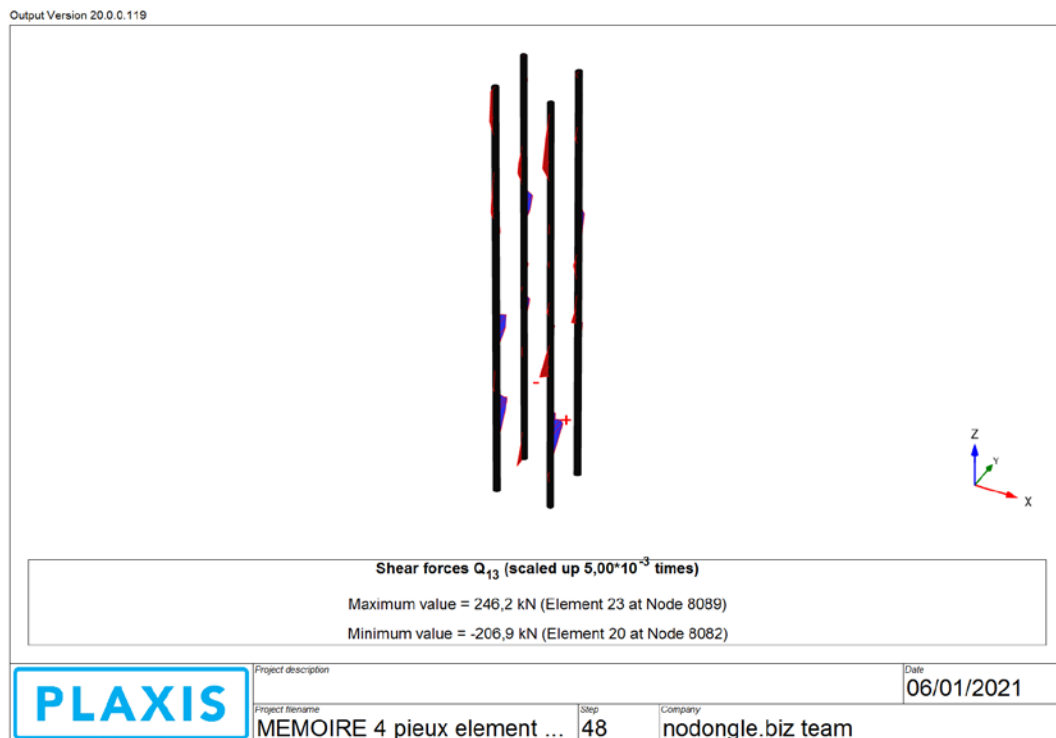


Fig4.7 Effort tranchant sur l'axe y des 4 pieux de la fondation mixte dans le cas statique

La figure précédente nous indique que la distribution de l'effort tranchant sur l'axe des abscisses est non monotone le long des pieux avec des valeurs maximales positives (qui représentent la majorité des valeurs).

- Et le déplacement horizontal sur cet axe devient :

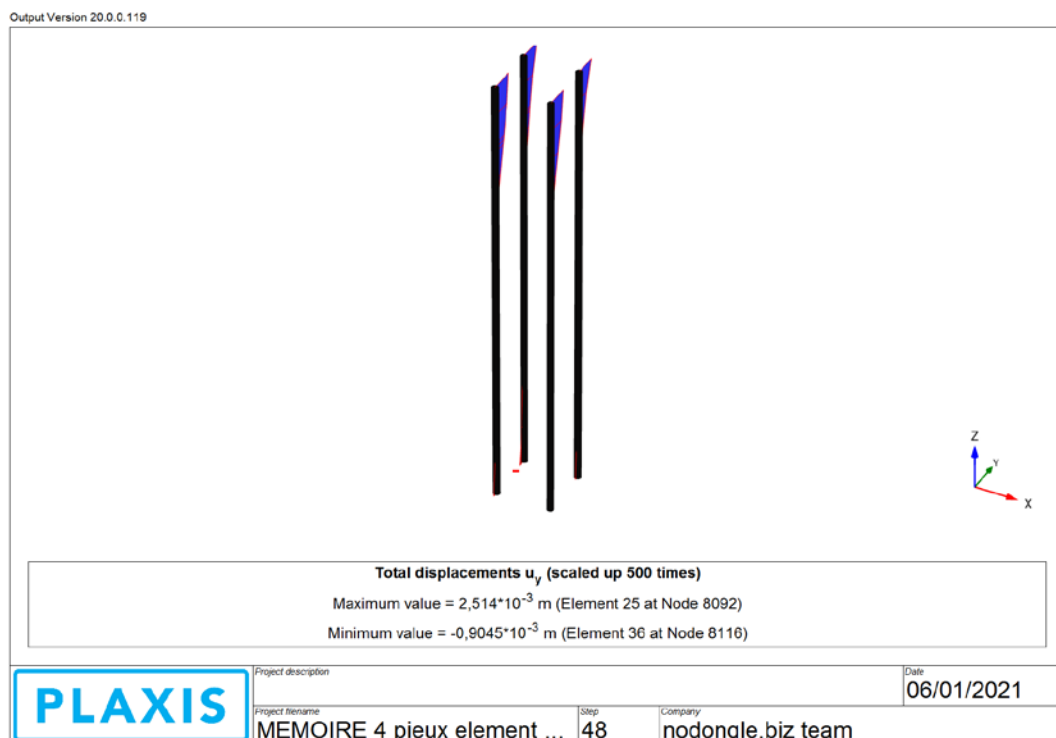


Fig.4.8 : Déplacements totaux des 4 pieux de la fondation mixte sur l'axe y dans le cas statique

Le déplacement minimale est au niveau de la tête du pieu est de l'ordre de 0,0025 m, et une autre valeur maximale de 0,904 m au niveau de la tête.

IV.3.1.1.3 Moments fléchissant

A. Sur l'axe x : La distribution du moment fléchissant au niveau de cet axe est comme la figure suivante le montre :

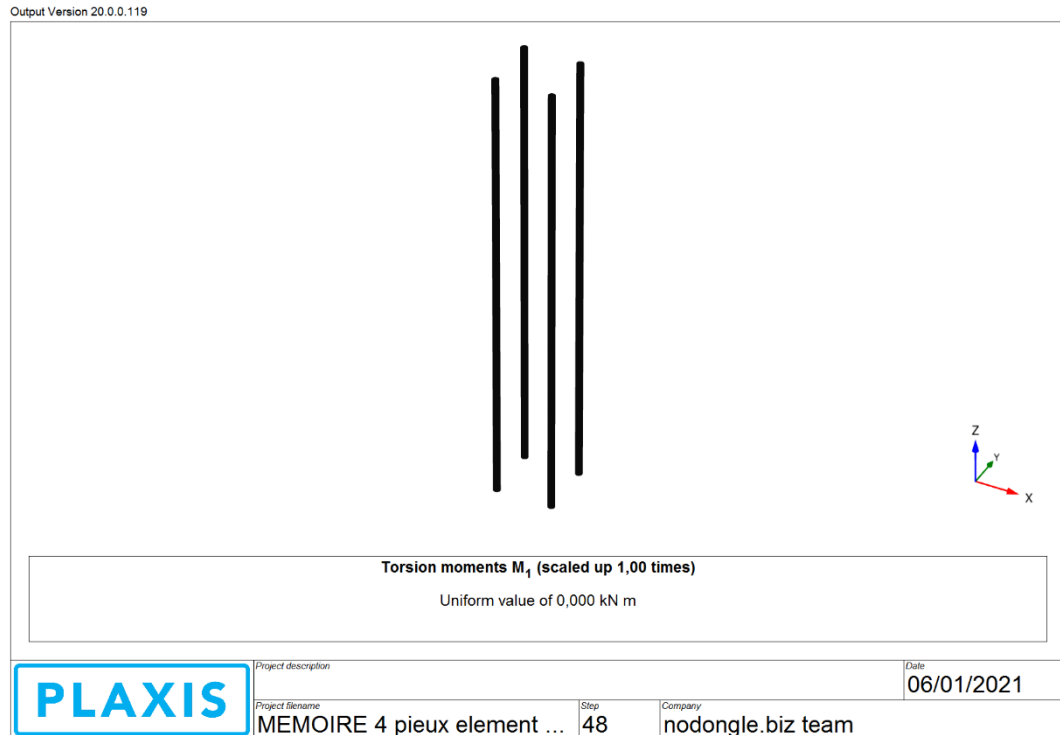


Fig.4.9 : Distribution des moments fléchissant sur les 4 pieux dans l'axe X dans le cas statique

On remarque d'après la figure que le moment est nul le long des quatre pieux

B. Sur l'axe Y : La distribution du moment sur cet axe est comme la figure suivante l'indique

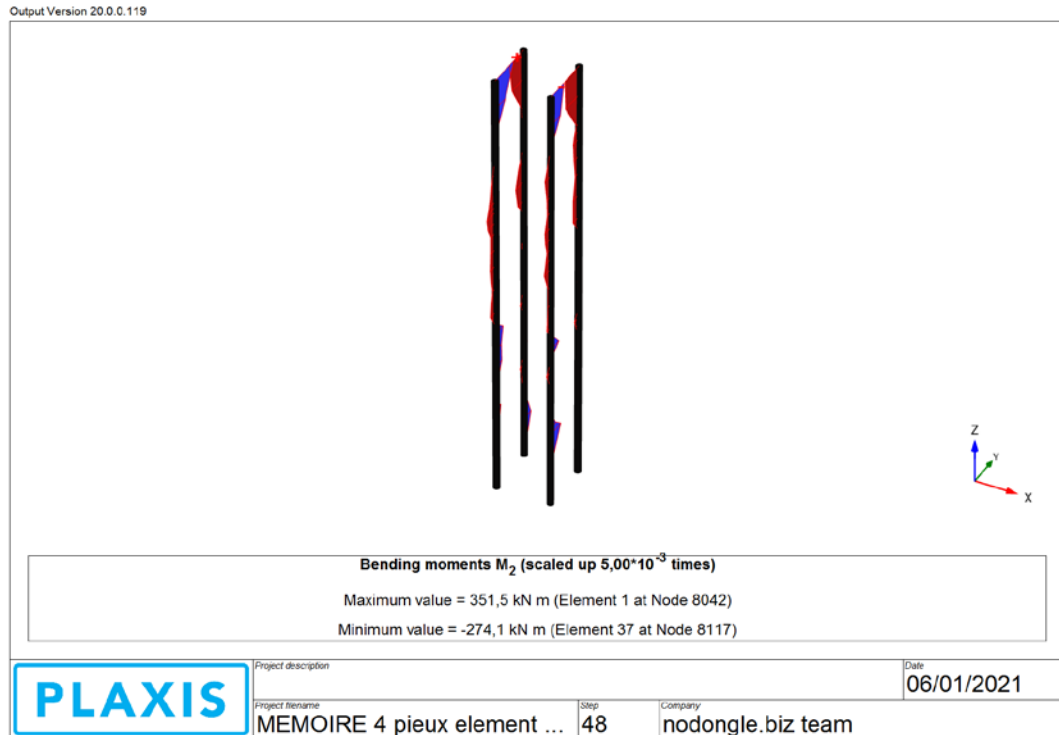


Fig.4.10 : Distribution des moments fléchissant sur les 4 pieux dans l'axe Y dans le cas statique

On remarque que la concentration est haute du moment au niveau de la tête du pieu.

C. Sur l'axe Z : Les moments sur cet axe ne sont pas négligeables et ne sont pas de distribution monotone comme la figure suivante l'indique :

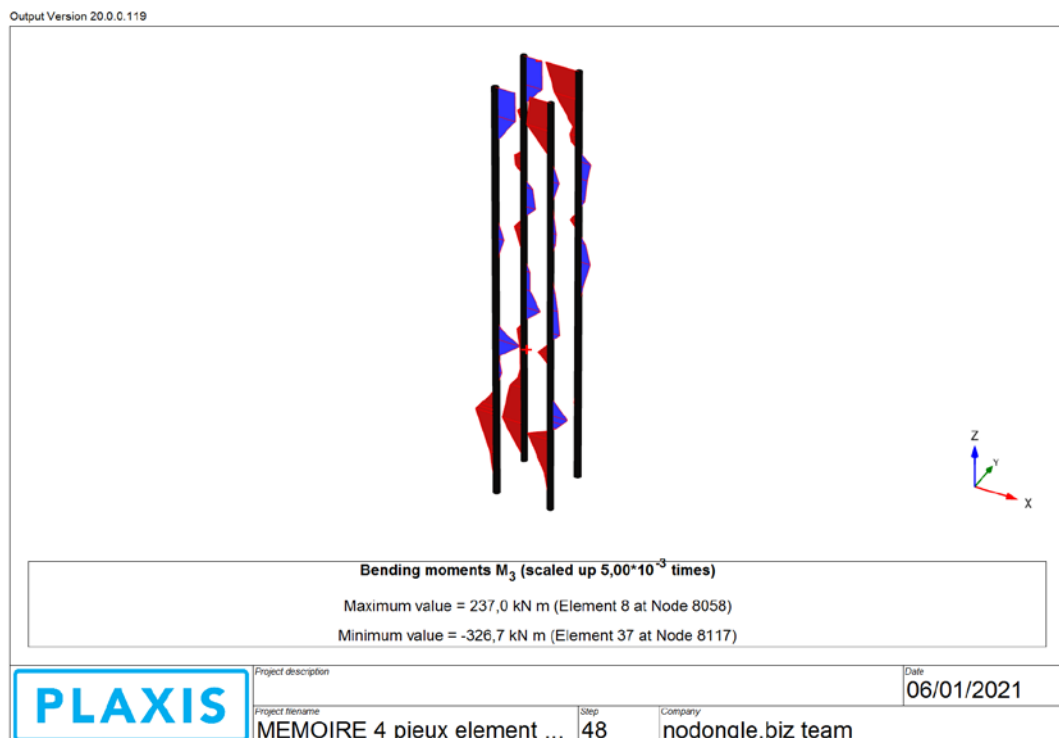


Fig. 4.11 : Distribution des moments fléchissant sur les 4 pieux dans l'axe Z dans le cas statique

D'après la figure précédente, la concentration du moment, est haute au niveau de la tête du pieu et sur trois pieux en pointe.

IV.3.1.2 Cas dynamique

Ce cas-là représente un cas réel d'une fondation soumise à un chargement axial, plus un séisme qui est celui de Boumerdes dans notre étude, les résultats de cette dernière sont présentés au-dessous :

IV.3.1.2.1 Effort normal et tassement

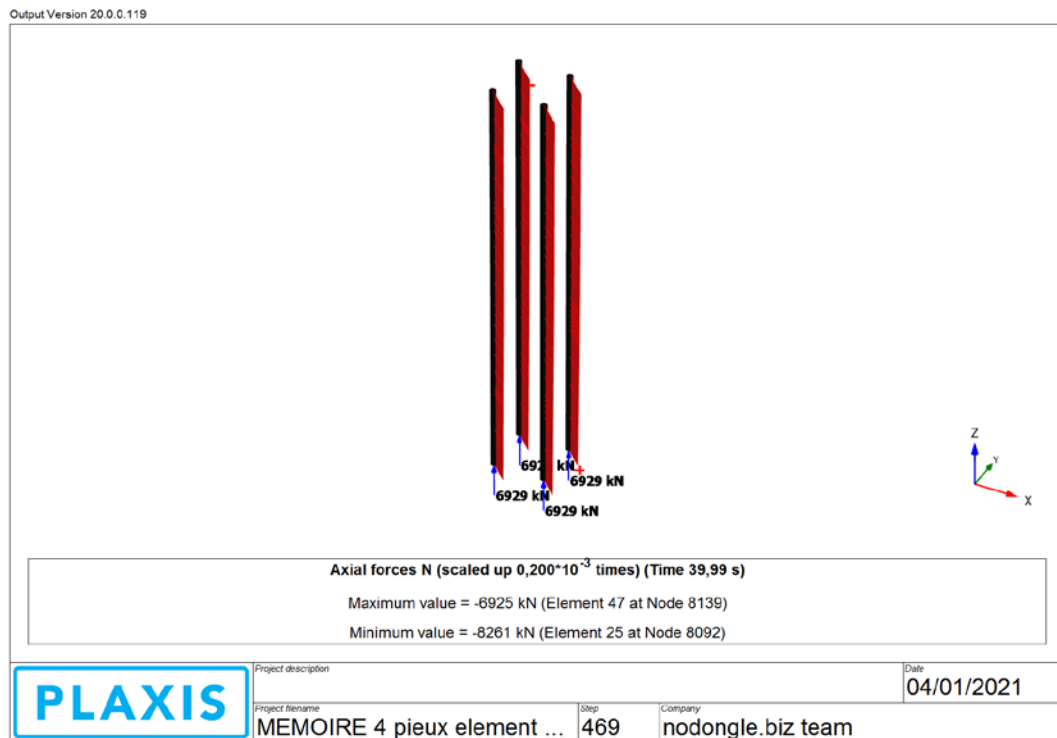


Fig. 4.12 : Distribution des Efforts normaux dans les 4 pieux de la fondation mixte dans le cas dynamique

La valeur de l'effort normal en commun entre les quatre pieux n'a pas été affectée par le séisme comme la figure indique en le comparant par celle du cas statique, avec une valeur de 8261 KN comme valeur maximale de compression.

- Le déplacement des quatre pieux a été enregistré comme suit sur le logiciel :

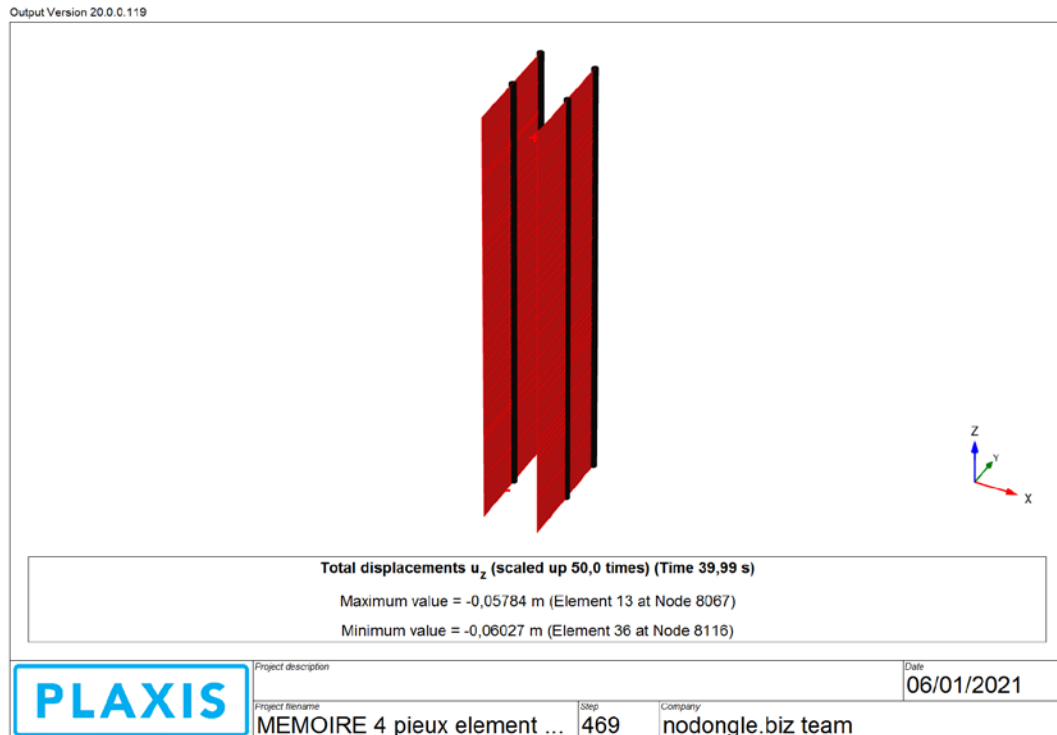


Fig .4.13 : Déplacements totaux des quatre pieux sur l’axe Z dans le cas dynamique

On remarque que le tassement est de l’ordre de 5 à 6 cm .une chose qui est acceptable en comparaison avec les normes du congrès international de mécanique des sols en 1956 qui limites une valeur de tassement uniforme de 8 à 30 cm pour les fondations de radier qui est une norme applicable pour les fondations en générale .

- Dans ce qui suit-on remarque la variation du déplacement en fonction du temps du séisme :

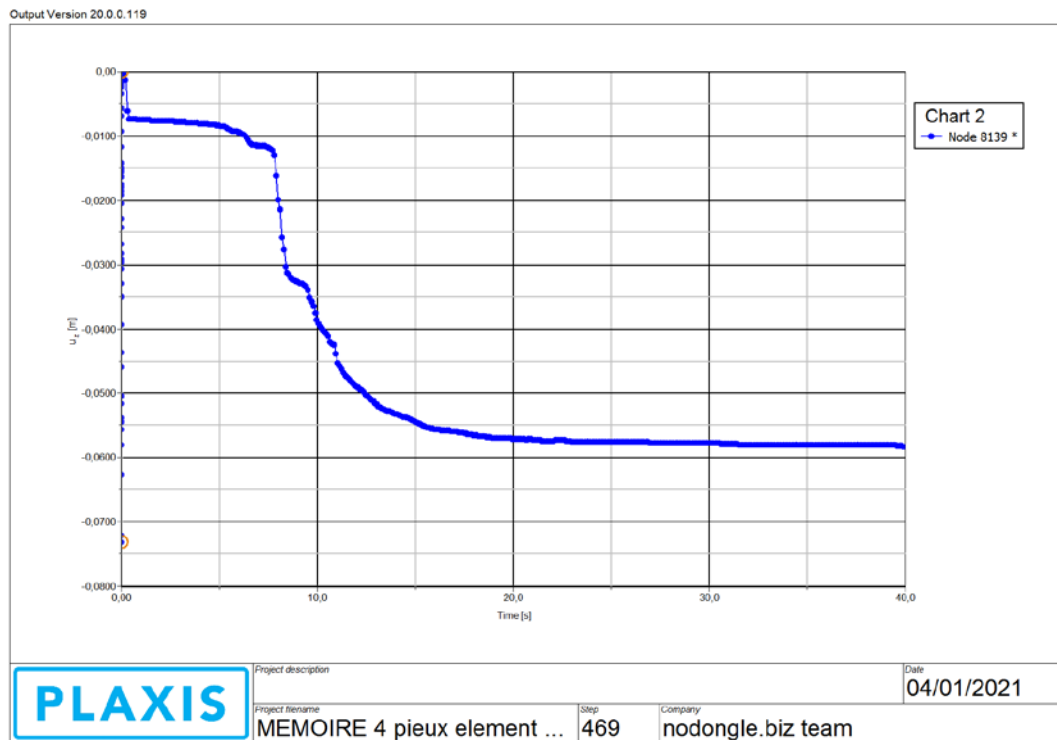


Fig.4.14 : Diagramme des déplacements verticaux en fonction du temps dans le cas dynamique, séisme de Boumerdes

La variation du déplacement à la même allure de diagramme que celle du cas statique une augmentation de la valeur du tassement graduelle jusqu'à la valeur maximal indiqué sur la figure précédente qui est de l'ordre de 0,06m.

IV.3.1.2.2 Effort tranchant et déplacements horizontal

A. Sur l'axe x :

L'effort tranchant dans cet axe n'est pas grande chose en ce qui concerne la distribution le long des pieux mais en valeur il est fort présent en comparaison avec le cas statique comme la figure suivante l'indique :

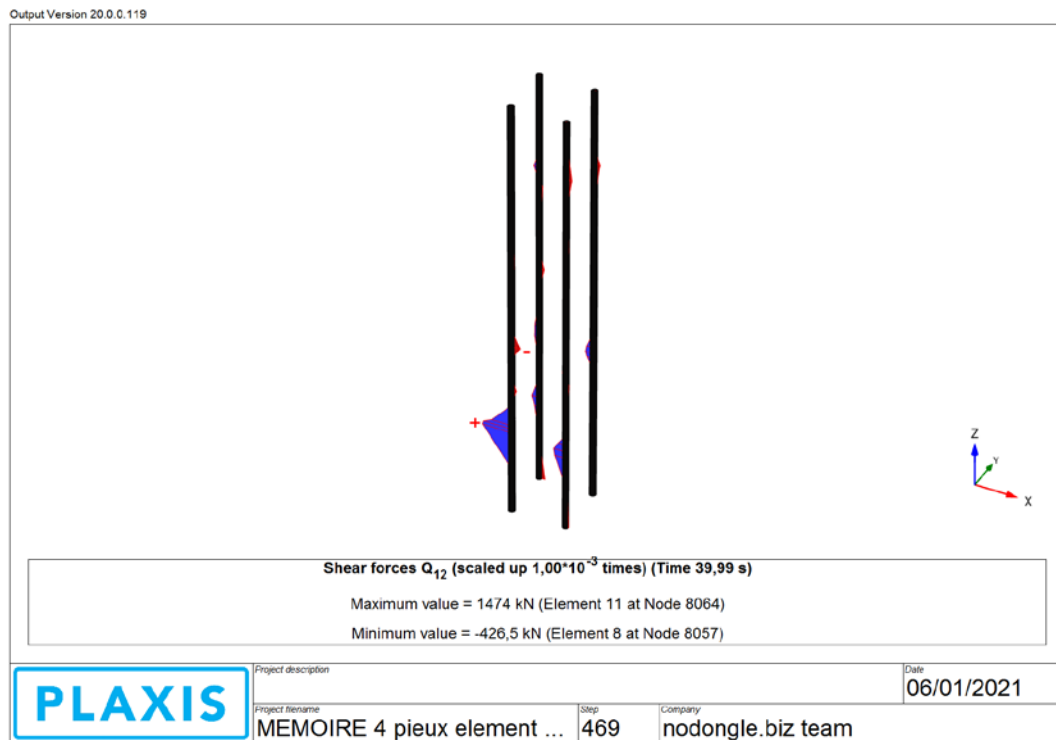


Fig.4.15 : Distributions des efforts tranchants dans l'axe x dans le cas dynamique, séisme de Boumerdes

On remarque une faible présence de l'effort tranchant sur cet axe dans la tête des pieux avec une valeur maximale de 1474 KN et une valeur minimale de -426,5 KN.

- Les déplacements sur cet axe sont comme suit :

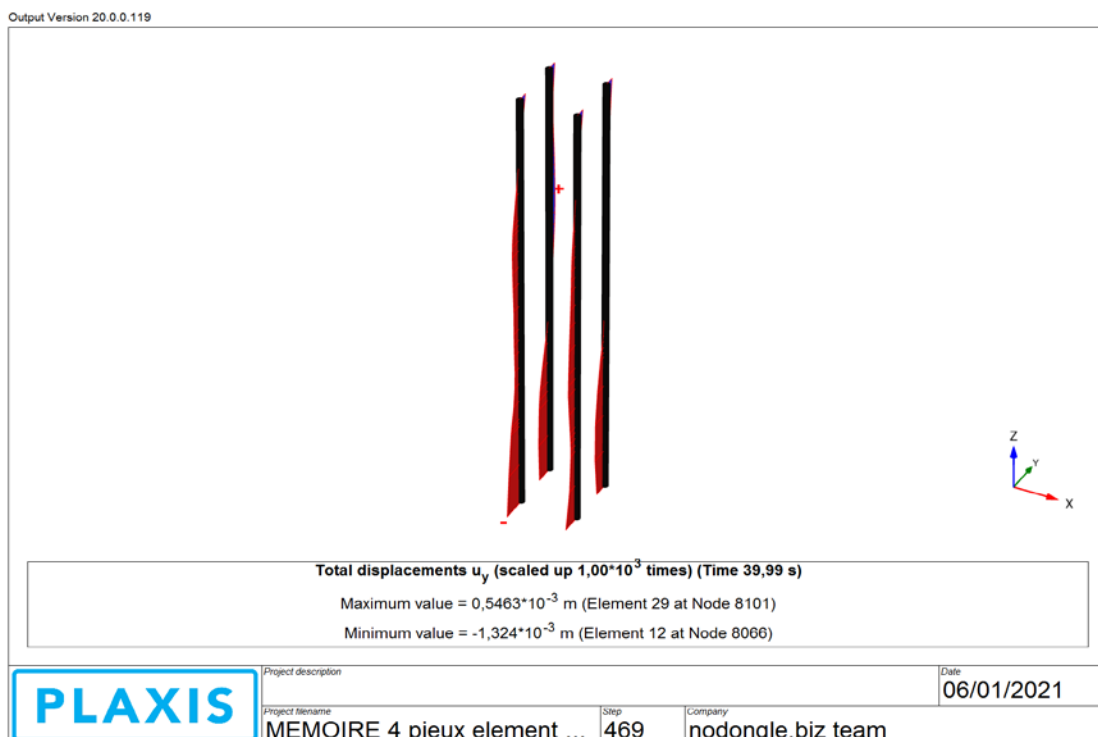


Fig.4.16 : Déplacements totaux de quatre pieux sur l'axe y dans le cas dynamique séisme de Boumerdes

On remarque que les déplacements sont en croissance en allant vers la pointe du pieu avec un déplacement maximal de 0,001324 m et un déplacement minimal de 0,000546 m.

IV.3.1.2.3 Moments fléchissant

A. **Sur l'axe X** : La distribution du moment fléchissant sur cet axe est comme suit, comme la figure l'indique :

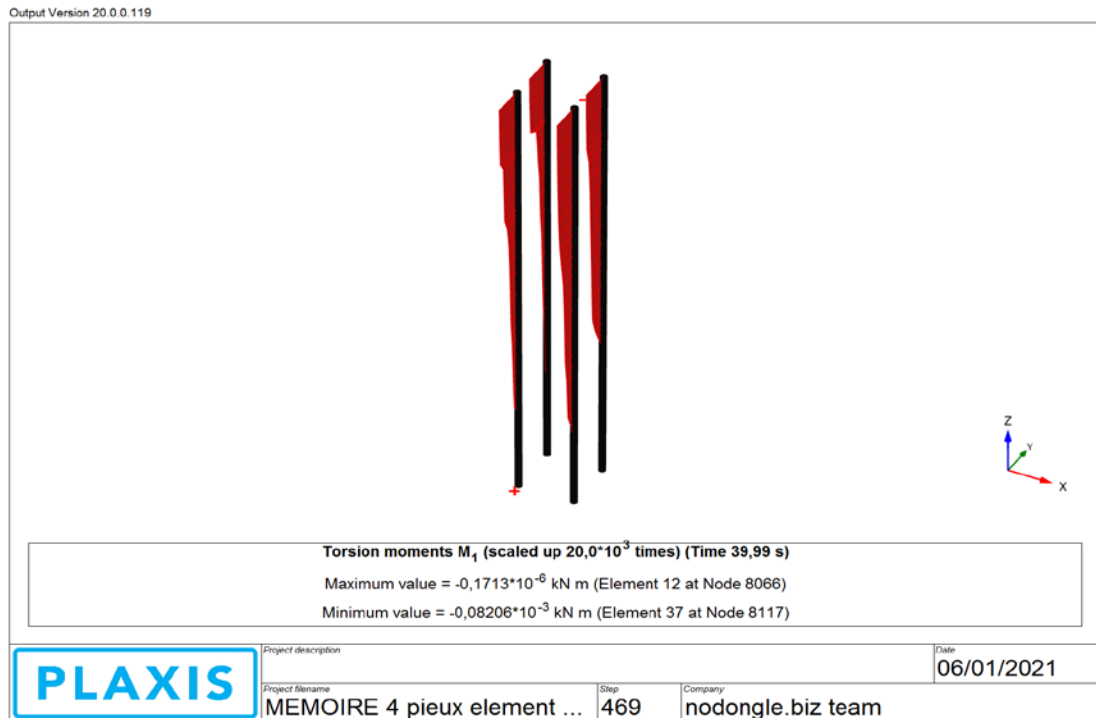


Fig.4.17 : Distributions des moments fléchissant autour de l'axe x des quatre pieux dans le cas dynamique séisme de Boumerdes

On remarque que le moment de flexion est en décroissance en allant vers la pointe du pieu avec une valeur maximal de $0,082 \cdot 10^{-3}$ KN.m et une valeur minimal de $0,171 \cdot 10^{-6}$ KN.m.

B. **Sur l'axe Y** : La figure suivante montre comme il faut la distribution du moment fléchissant M_2 sur les pieux dans axe :

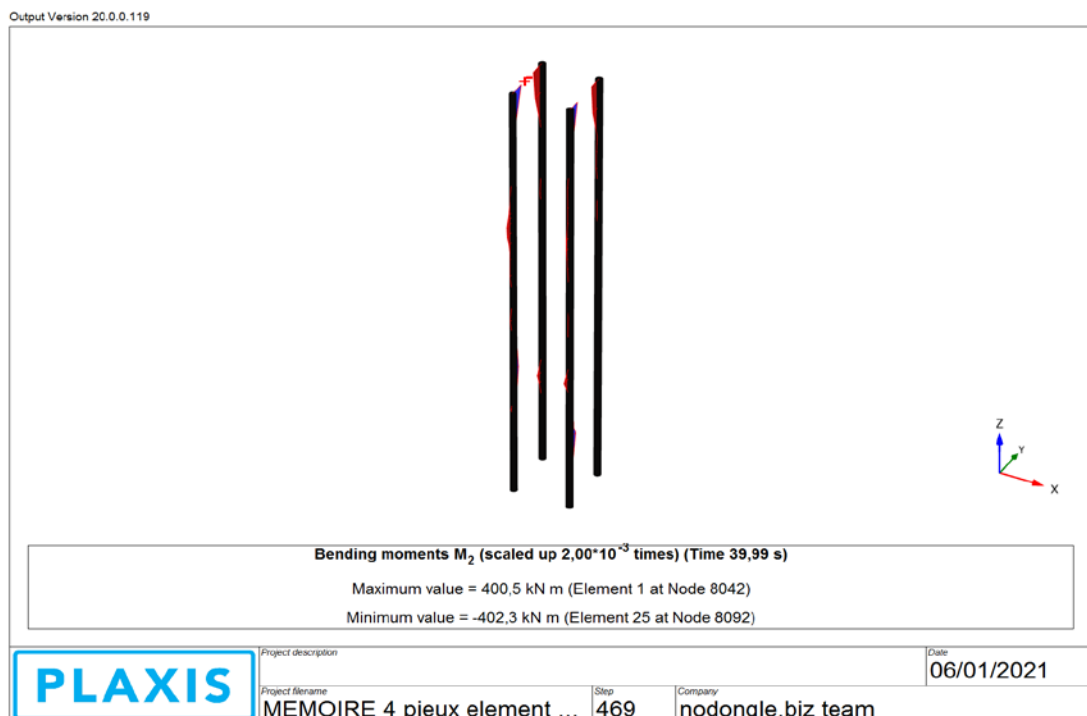


Fig.4.18 : Distributions des moments fléchissant autour de l'axe y des quatre pieux dans le cas dynamique

On remarque une présence faible du moment au niveau de la tête avec une valeur maximal de 402,3 et 400,5 KN.m comme valeur minimal.

C. Sur l'axe Z :

La distribution sur cet axe est comme suit :

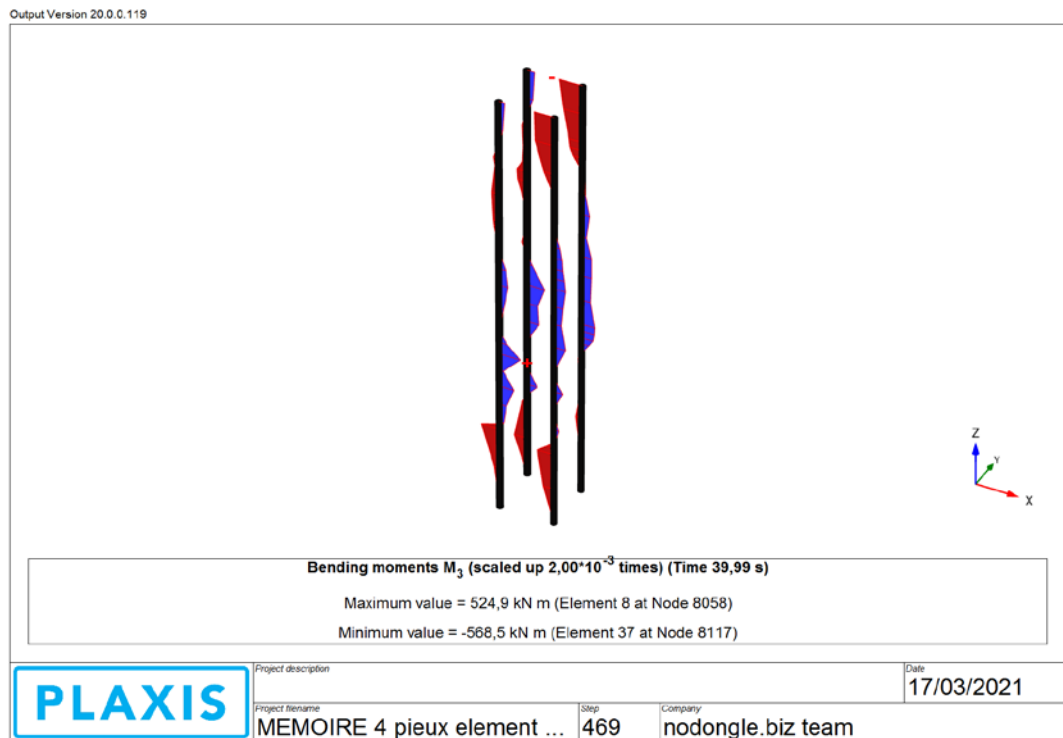


Fig.4.19 : Distributions des moments fléchissant autour de l'axe z des quatre pieux dans le cas dynamique séisme de Boumerdes

On remarque une distribution non monotone du moment fléchissant autour de l'axe z avec -568,5 KN.m comme valeur minimale et 524,9 KN.m comme valeur maximale.

IV.3.2 Fondation mixte a neuf pieux

IV.3.2.1 Cas statique

Dans ce cas statique le comportement des pieux devra être mieux que celui de la fondation mixte à quatre pieux et c'est ce que nous allons voir par la suite

IV.3.2.1.1 Effort normal et tassement

La figure suivante montre la distribution de l'effort normal le long des pieux de la fondation étudiée :

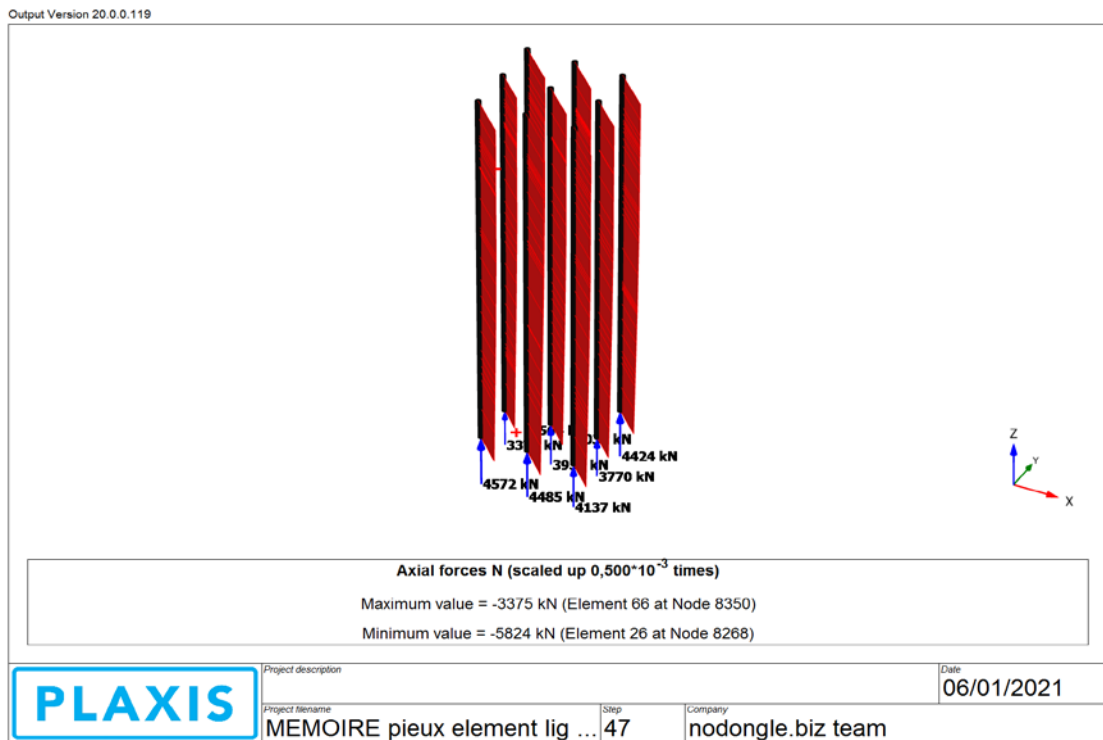


Fig.4.20 : Distribution des efforts normaux des neuf pieux dans le cas statique

On remarque une distribution quasi-monotone au niveau de chaque pieu, avec une valeur maximal de compression de 5824 kN et une valeur minimale de compression de 3375 kN

- Les déplacements sur ces derniers sont comme suit :

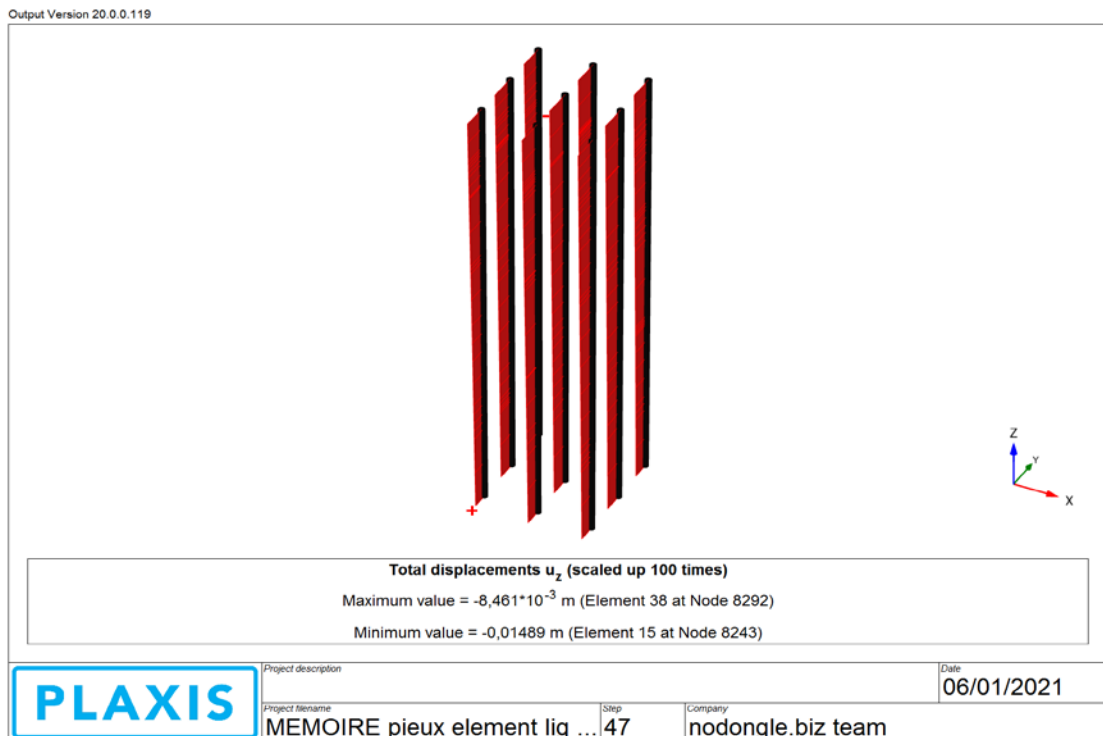


Fig.4.21 : Déplacements des 9 pieux selon l'axe Z, vertical ou bien le tassement dans le cas statique

On remarque un déplacement de tous les pieux sans exception vu l'uniformité des couches constituant, tassement uniforme. Comme on remarque aussi que le tassement est de l'ordre de

0,01m chose qui est acceptable selon la norme jadis cité.

- Nous nous penchons ensuite sur le développement du déplacement en fonction du temps de chargement de chaque pieu comme les figures suivantes l'indique :

D'abord nous affectons des noms à chaque pieu :

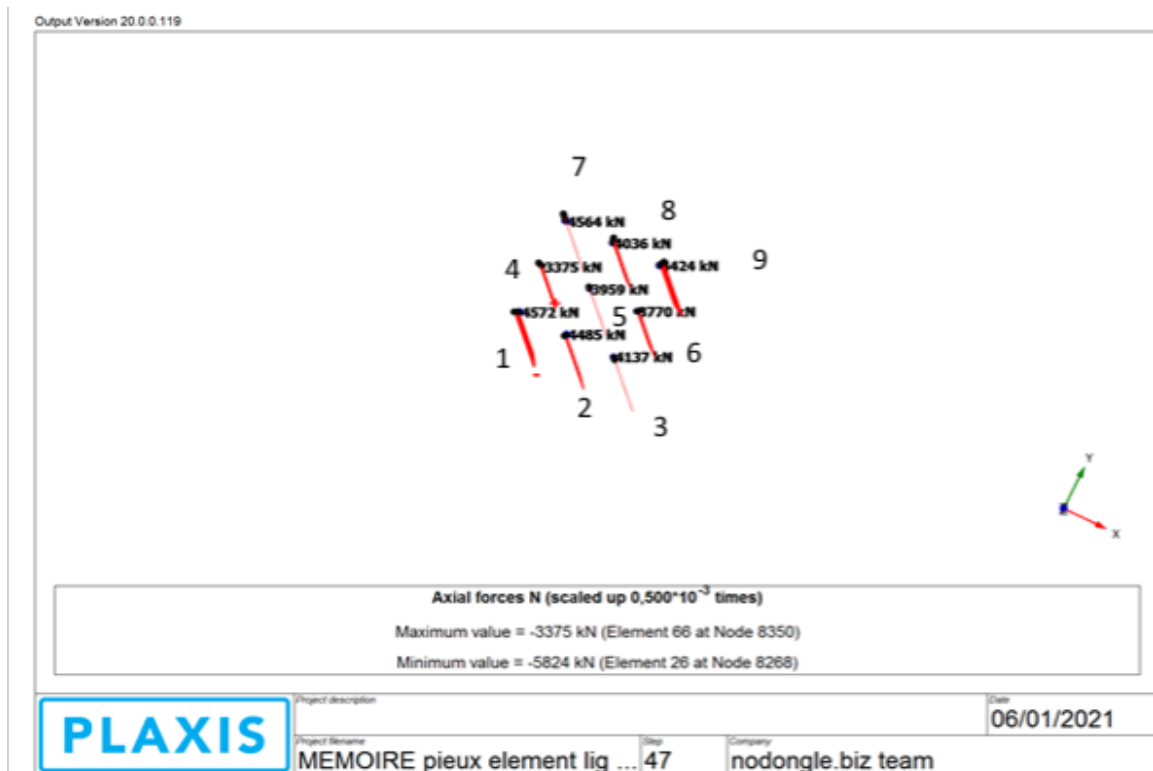


Fig.4.22 : Noms des pieux et les valeurs d'efforts normaux dans le cas statique

Les figures suivantes montrent la variation du déplacement en fonction du temps de chaque pieu déjà nommé de 1 à 9 :

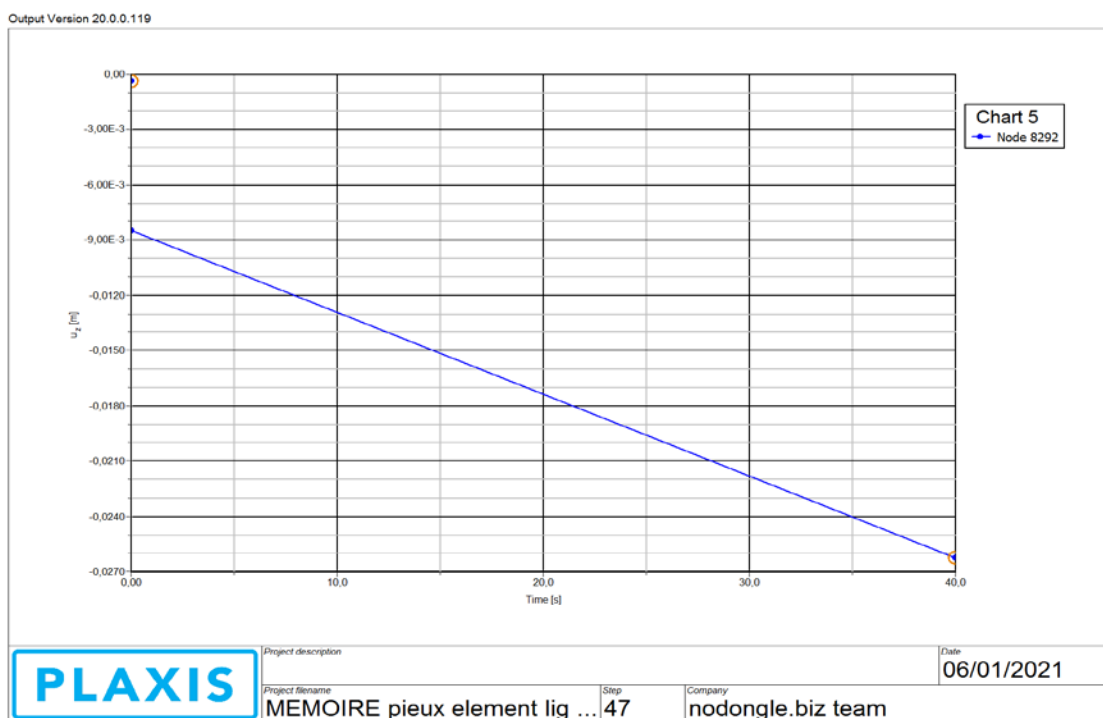


Fig.4.23 : Déplacement du pieu 1 au fil du temps de chargement dans le cas statique

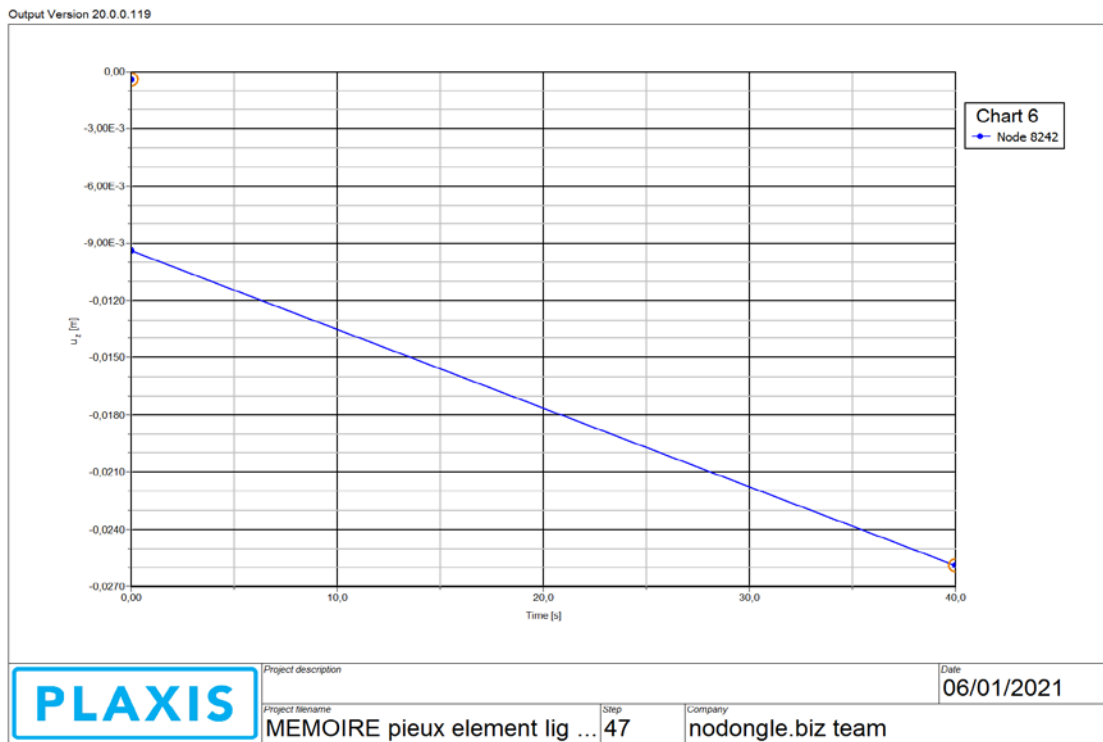


Fig.4.24 : Déplacement du pieu 2 au fil du temps de chargement dans le cas statique

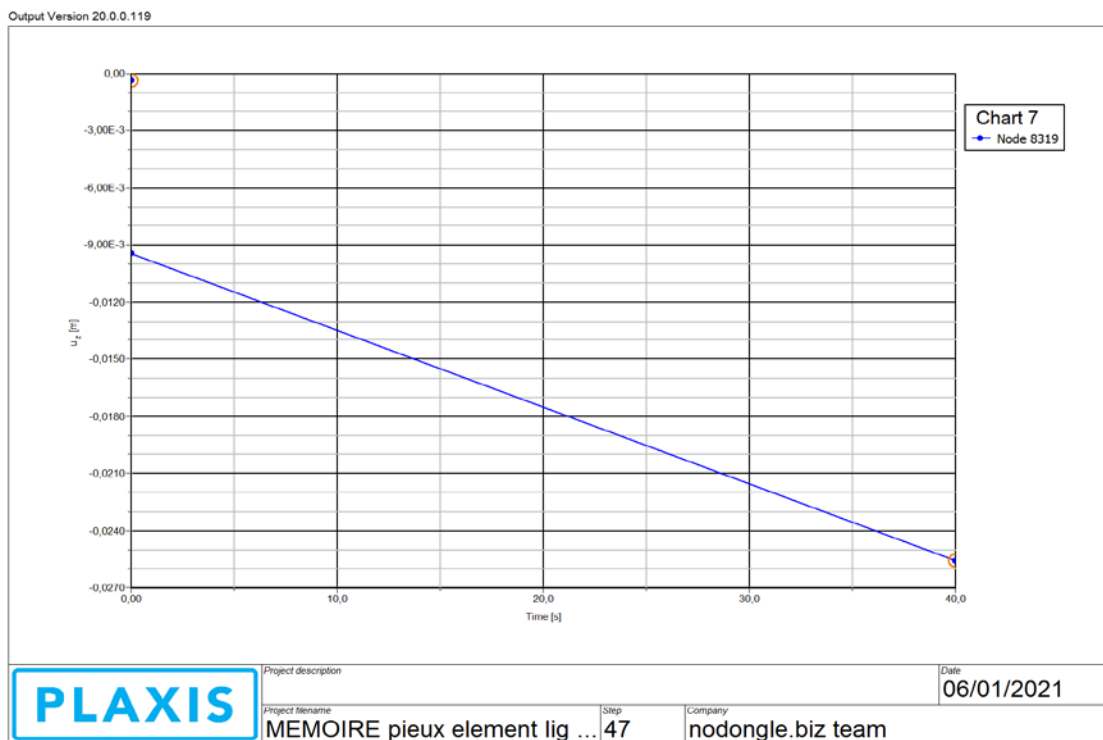


Fig.4.25 : Déplacement du pieu 3 au fil du temps de chargement dans le cas statique

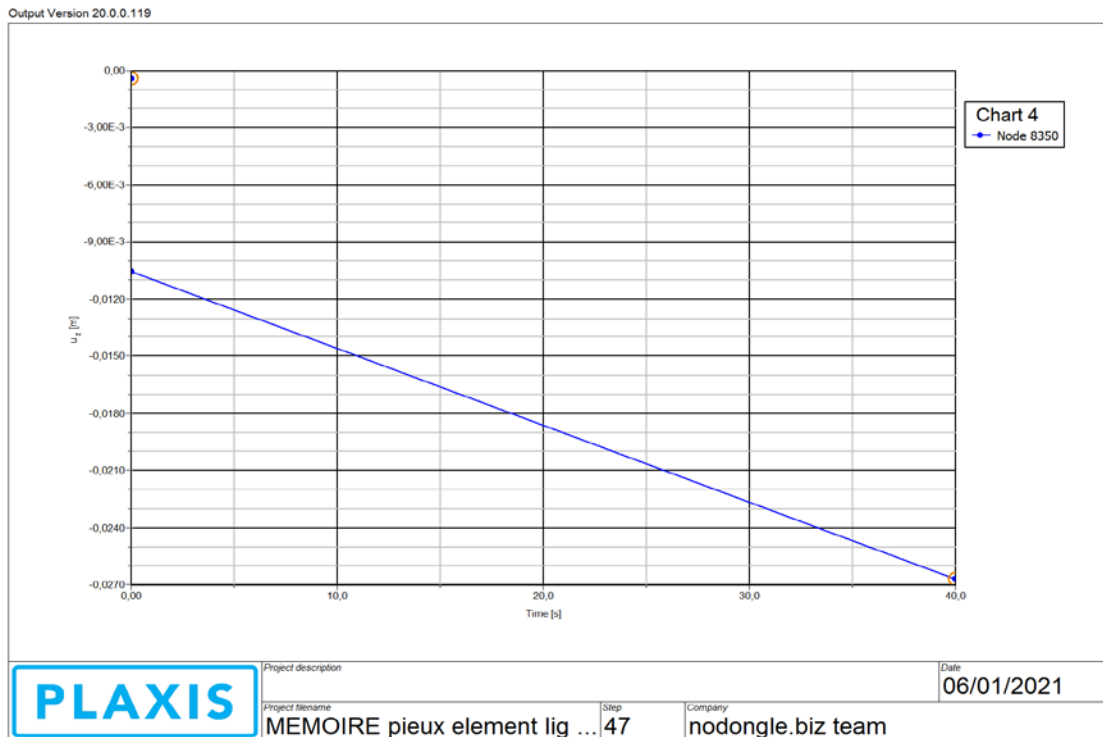


Fig.4.26 : Déplacement du pieu 4 au fil du temps de chargement dans le cas statique

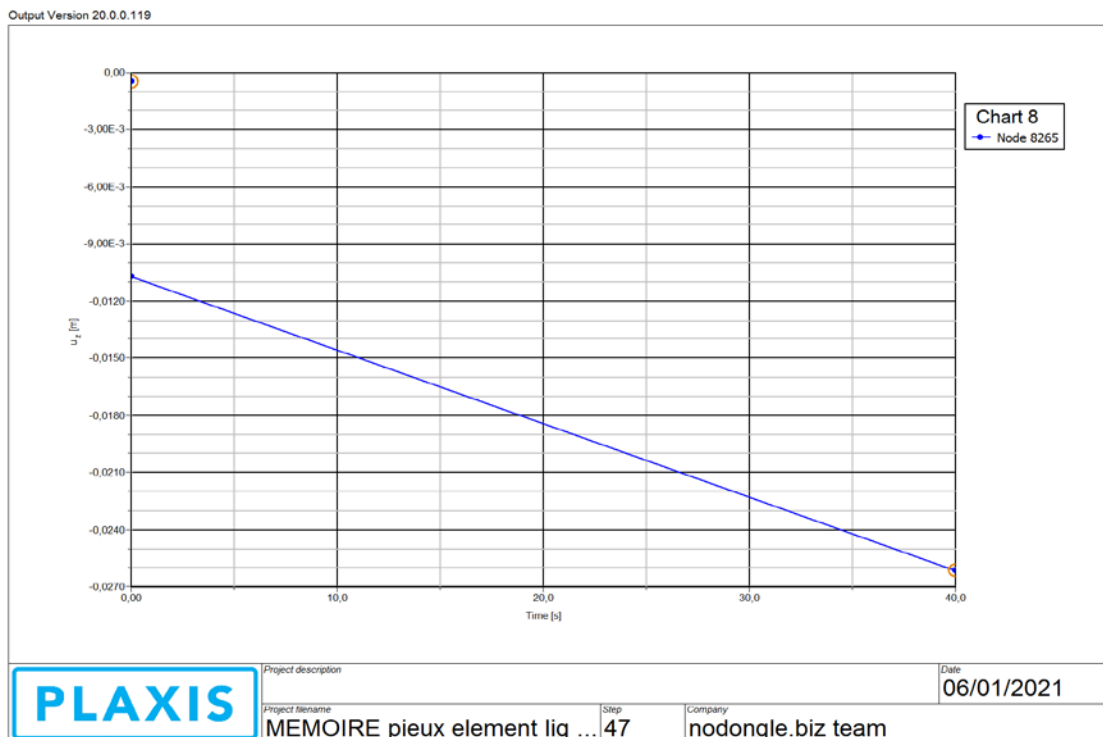


Fig.4.27 : Déplacement du pieu 5 au fil du temps de chargement dans le cas statique

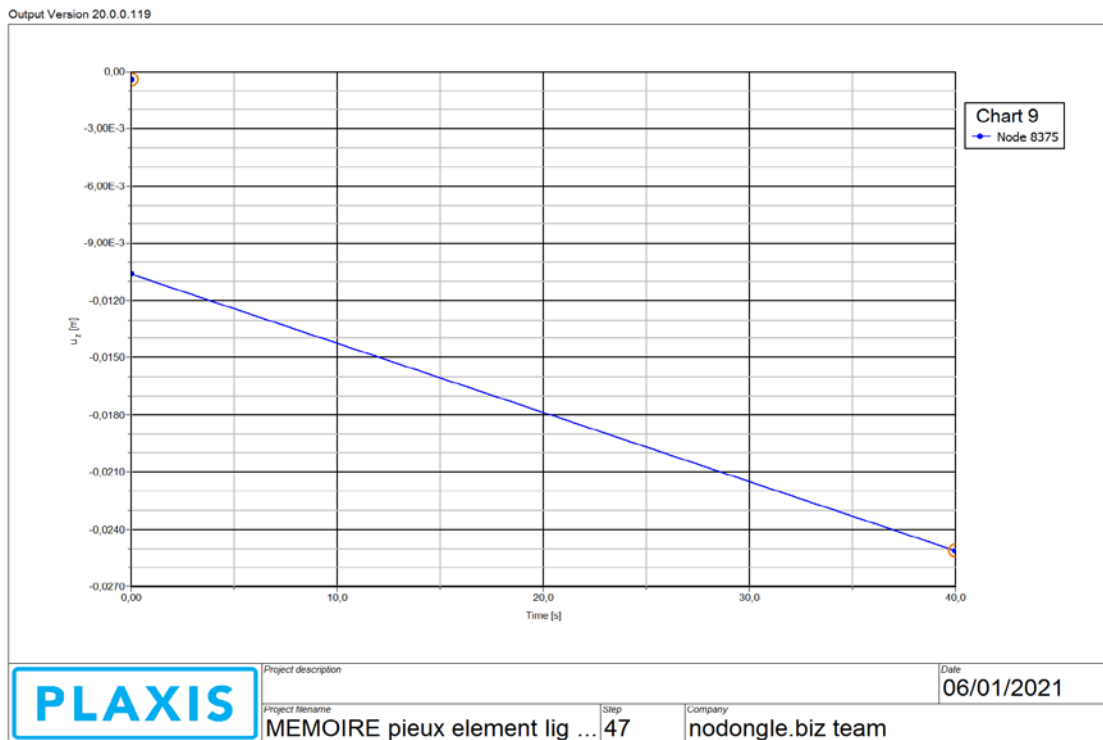


Fig.4.28 : Déplacement du pieu 6 au fil du temps de chargement dans le cas statique

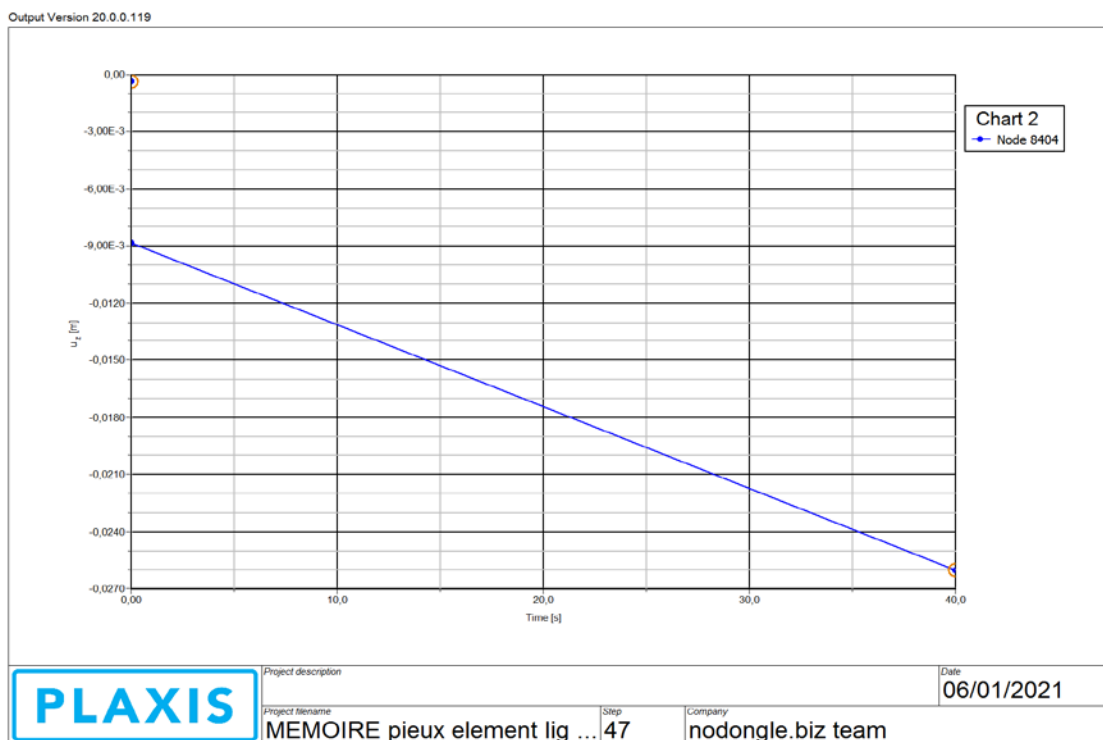


Fig.4.29 : Déplacement du pieu 7 au fil du temps de chargement dans le cas statique

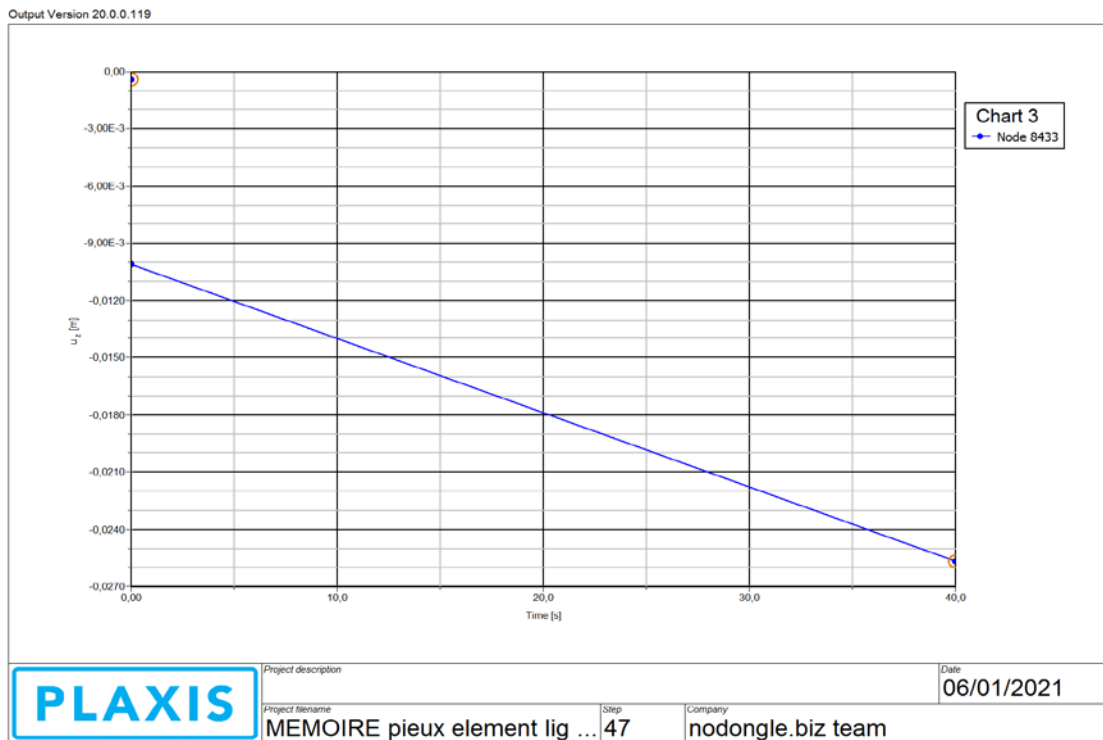


Fig.4.30 : Déplacement du pieu 8 au fil du temps de chargement dans le cas statique

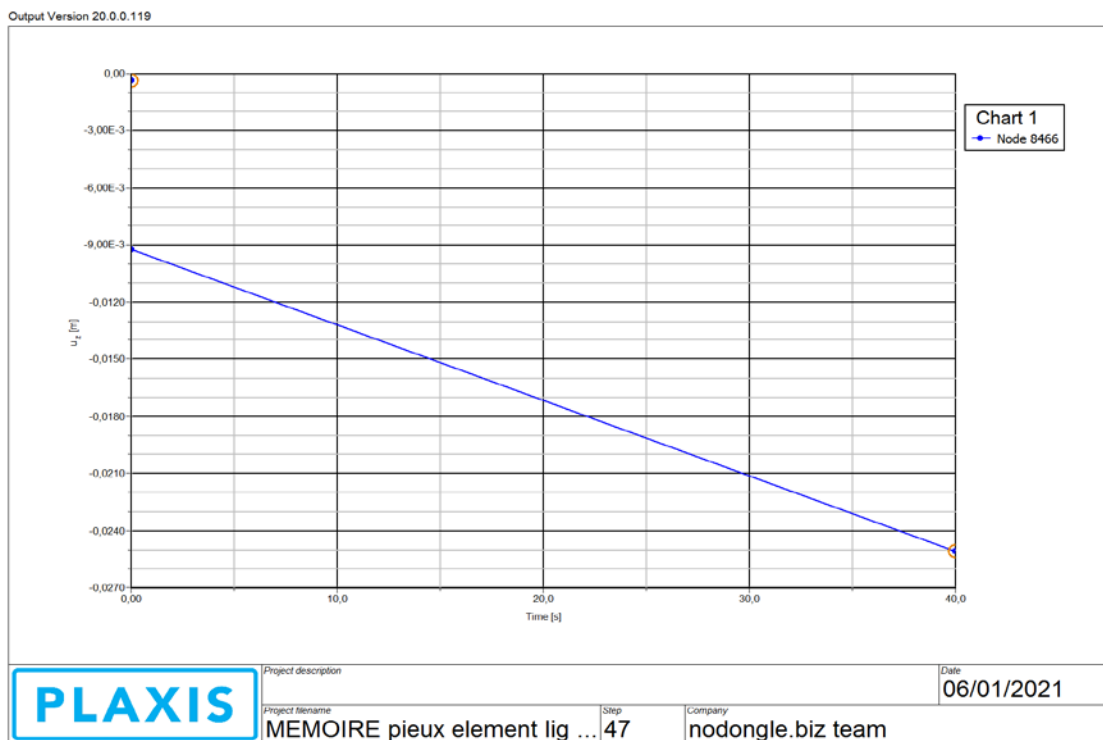


Fig.4.31 : Déplacement du pieu 9 au fil du temps de chargement dans le cas statique

D'après les figures déjà vu de Fig.4.23 jusqu'à Fig.4.31 on remarque que le déplacement du pieu 1 est similaire aux autre pieux : une droite en croissance [tous les diagramme démarrent aux alentours de -0,009 m et se penche vers une valeur finale aux alentours de -0,007 m]

IV.3.2.1.2 Effort tranchant et déplacements horizontal

A. Sur l'axe X :

La figure suivante montre bien la distribution de l'effort tranchant le long des 9 pieux avec leur nom référentiels pour montrer leur déplacement

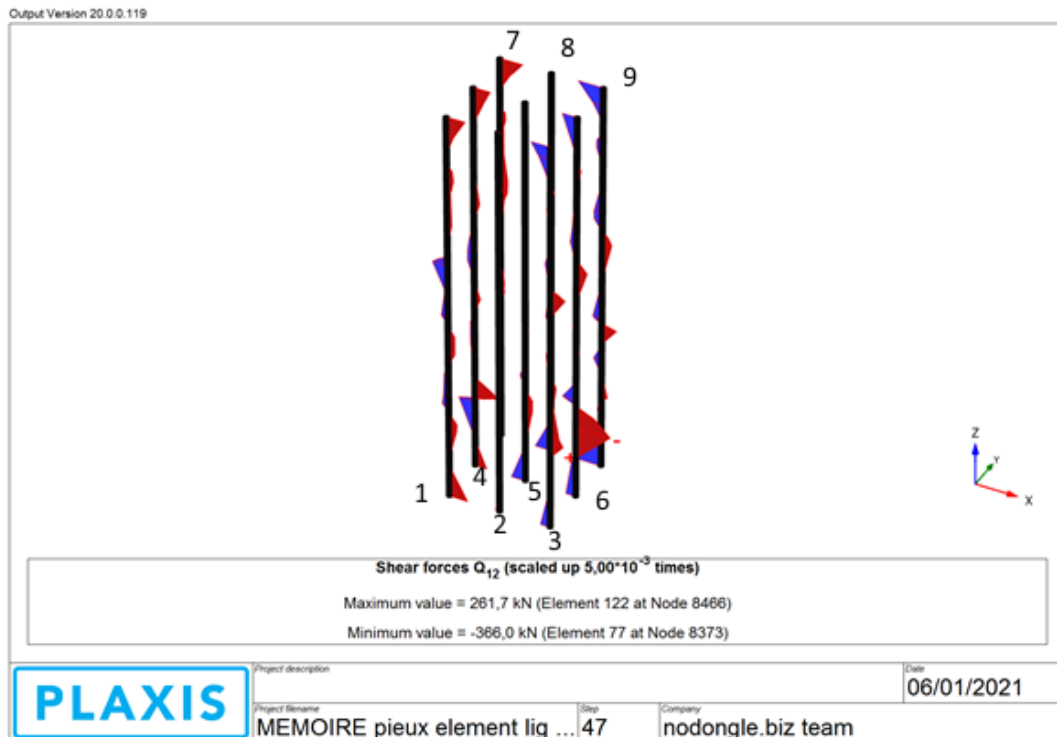


Fig.4.32 : Effort tranchant selon l'axe des x des pieux et leurs noms dans le cas statique

On remarque la présence de l'effort tranchant d'une façon chaotique le long des pieux mais ce qui est sûr est sa présence au niveau de la tête et la pointe avec -366 kN comme valeur maximale et 261,7 kN comme valeur maximale.

- Le déplacement le long des pieux est comme suit :

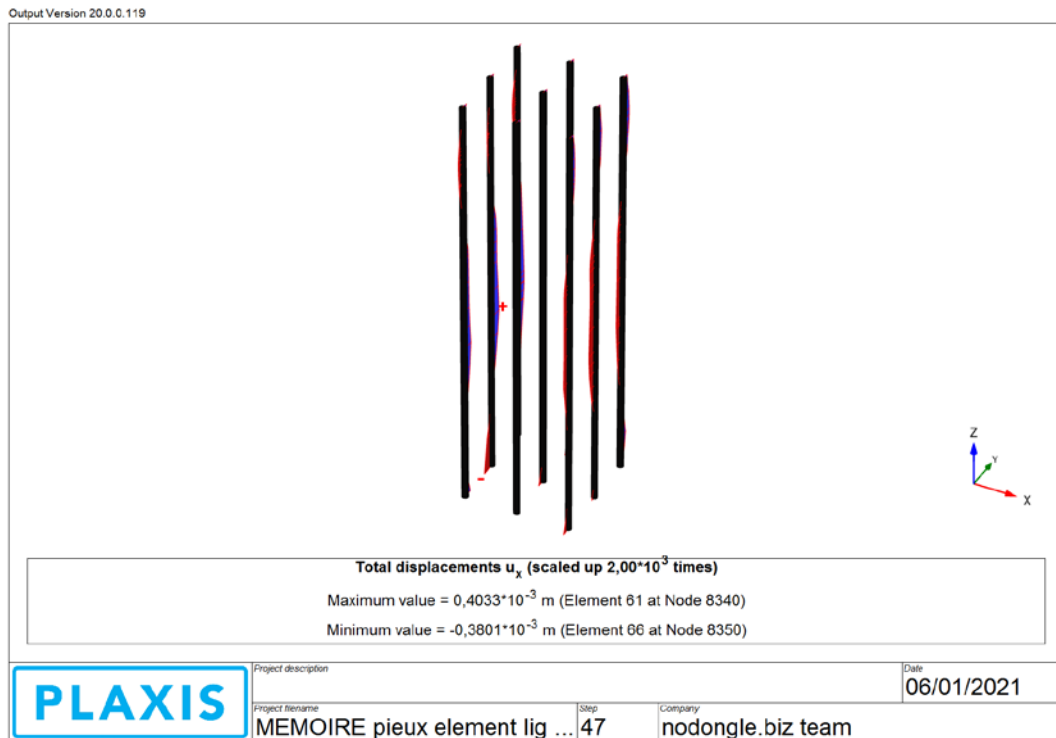


Fig.4.33 : Déplacements des 9 pieux selon l'axe des X de la fondation mixte dans le cas statique

Le déplacement sur cet axe est maximal au fut de pieu avec 0,004 m comme valeur maximale et -0,0038 m comme valeur minimale.

- La variation du déplacement au cours du chargement des pieux est représenté par les figures Fig.4.34 ~ Fig 4.42 :

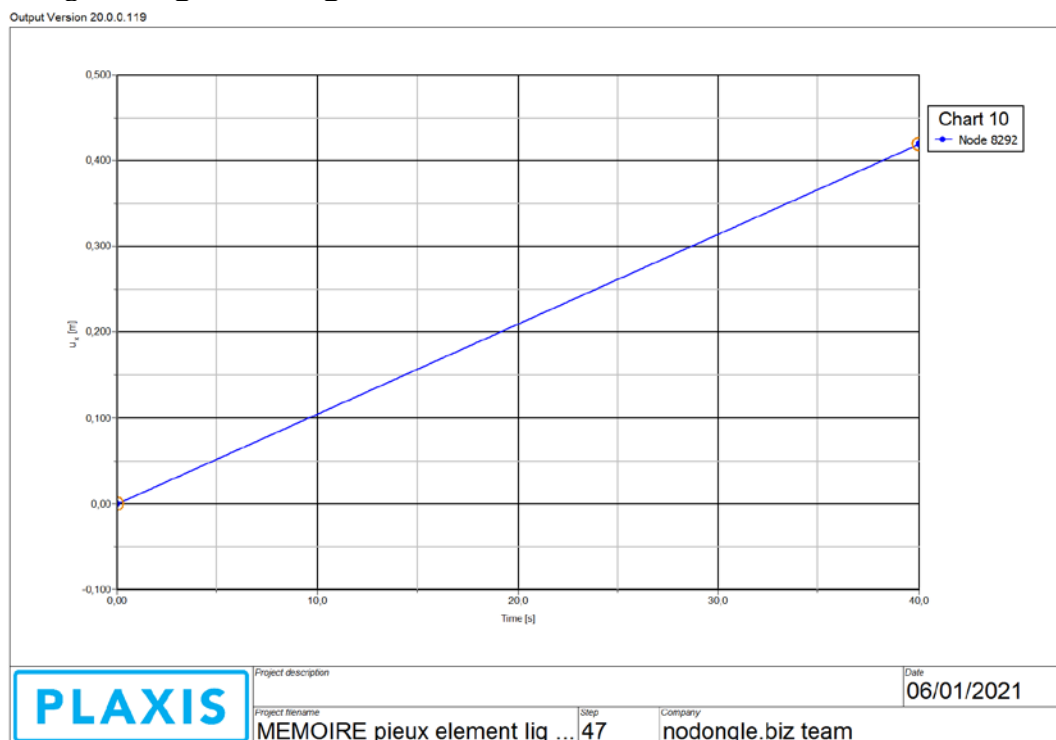


Fig.4.34 : Déplacement du pieu N° 1 au fil du temps de chargement

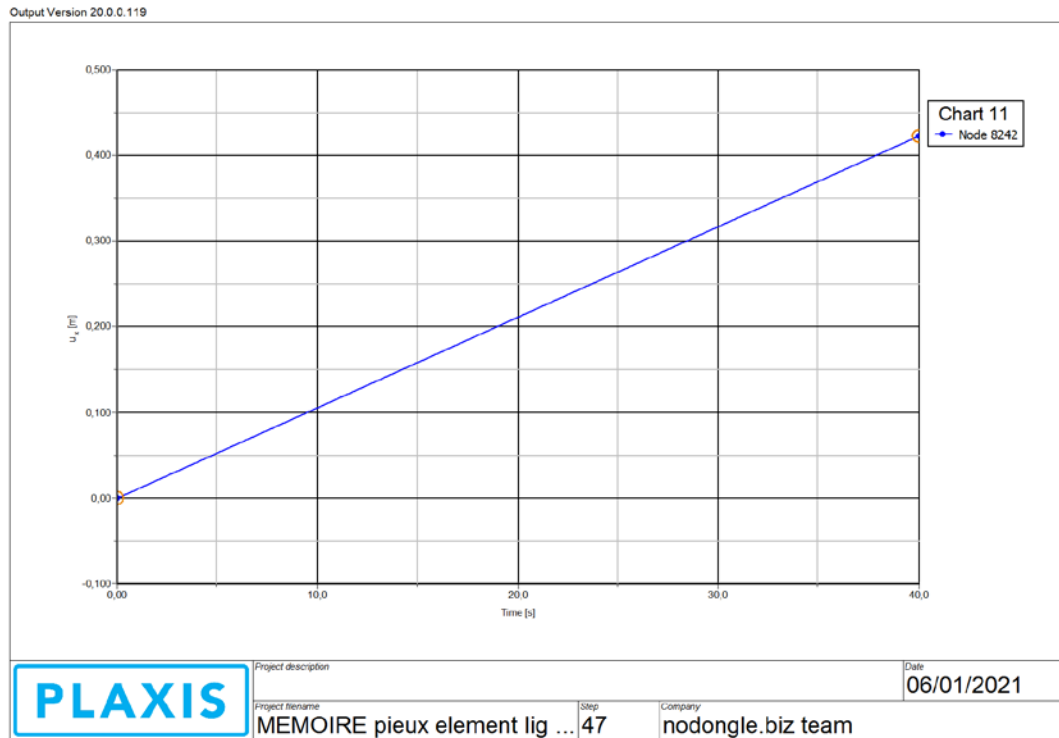


Fig.4.34 : Déplacement du pieu N° 2 au fil du temps de chargement

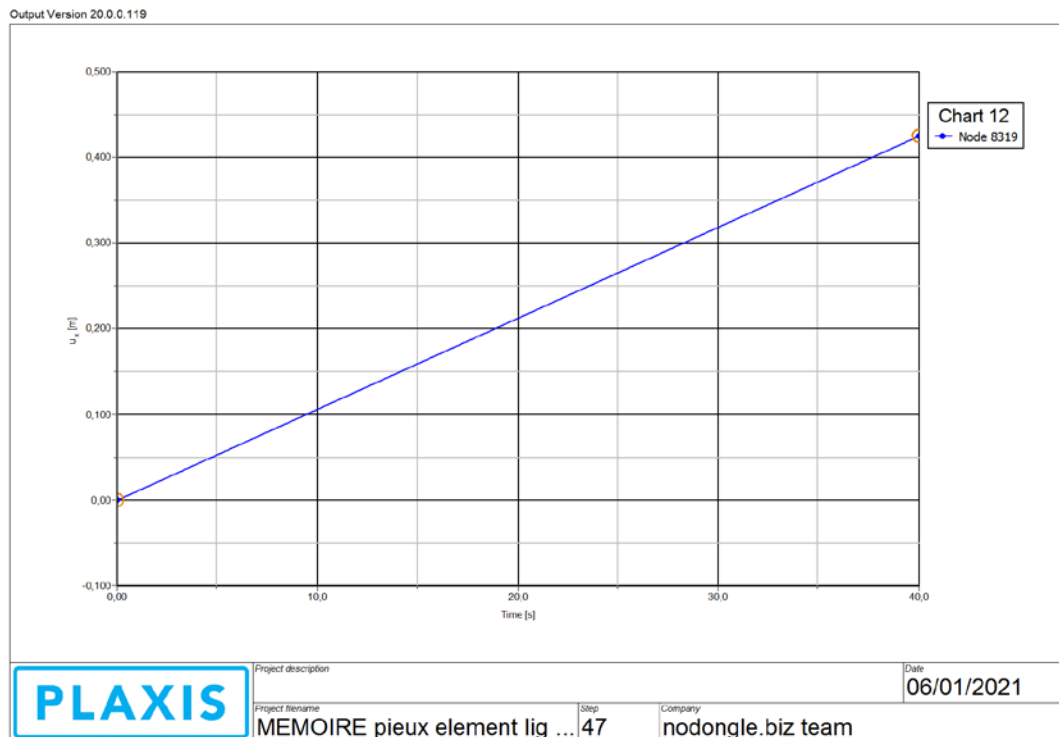


Fig.4.36 : Déplacement du pieu N° 3 au fil du temps de chargement

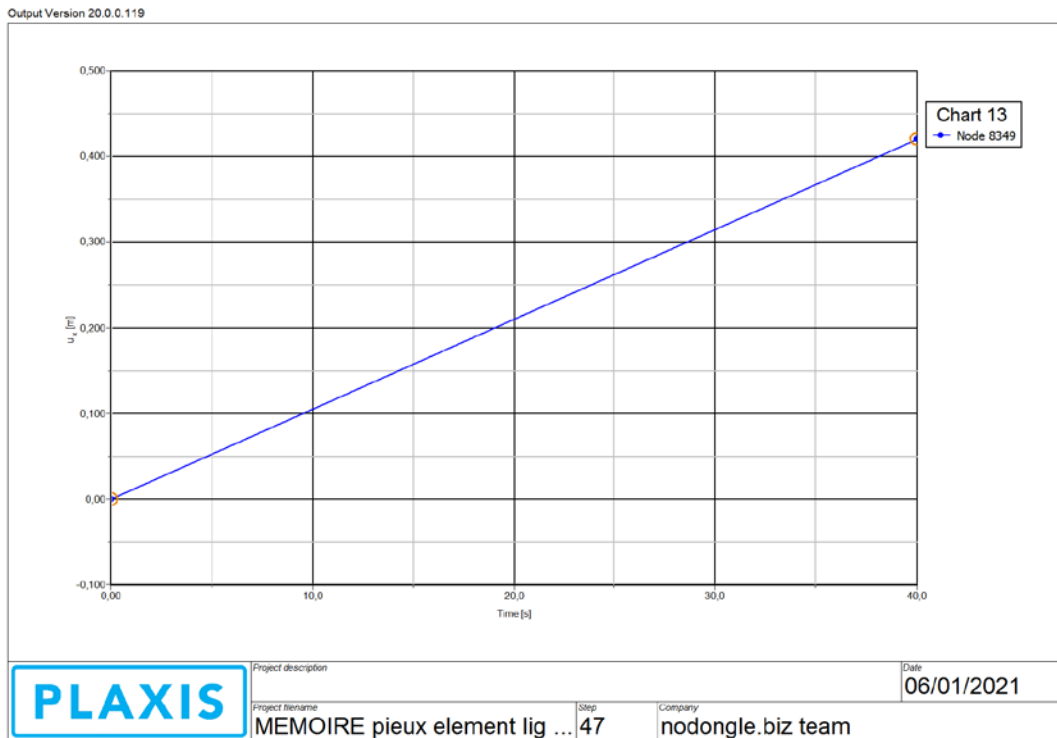


Fig 4.37 : Déplacement du pieu N° 4 au fil du temps de chargement

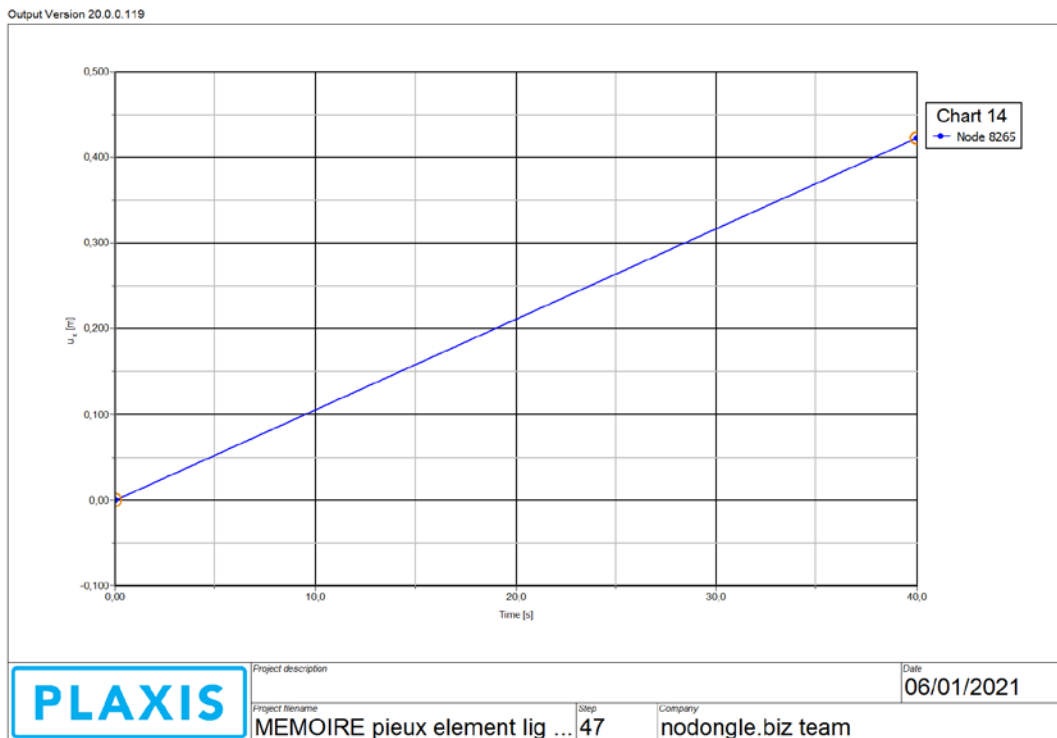


Fig.4.38 : Déplacement du pieu N° 5 au fil du temps de chargement

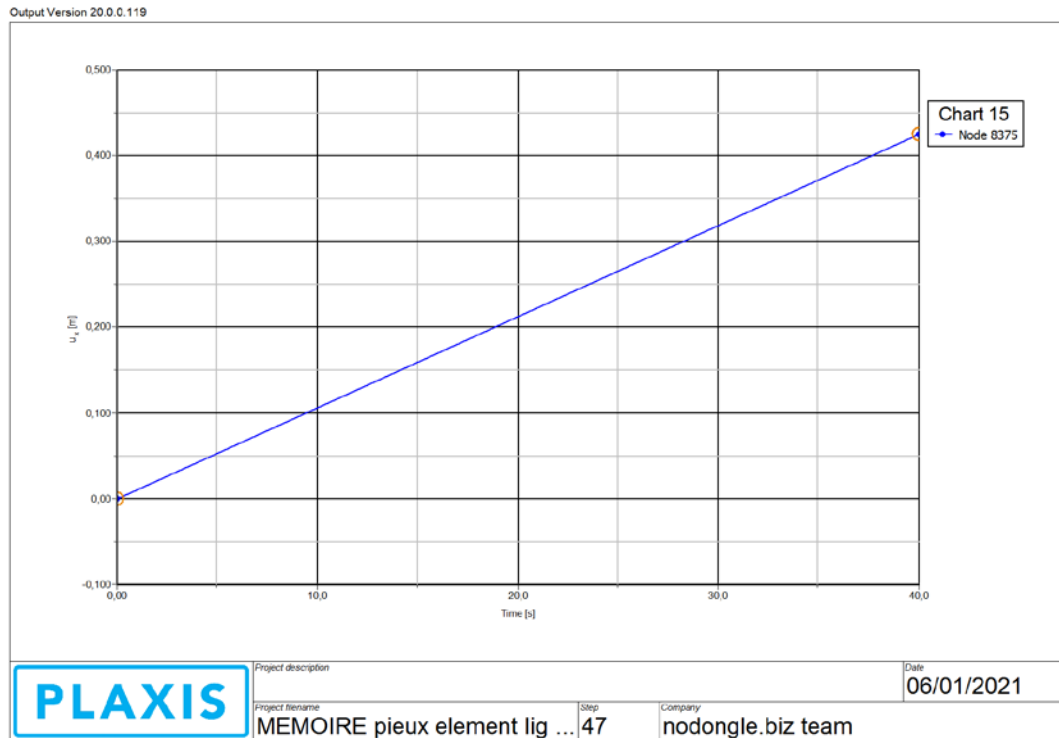


Fig.4.39 : Déplacement du pieu N° 6 au fil du temps de chargement

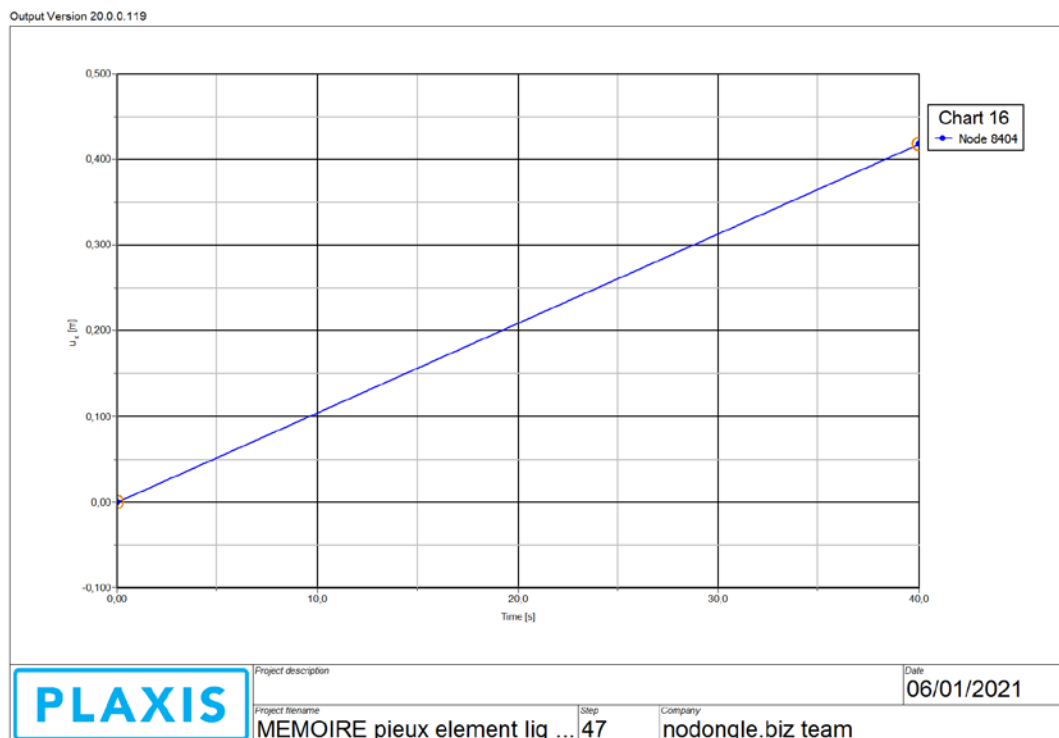


Fig.4.40 : Déplacement du pieu N° 7 au fil du temps de chargement

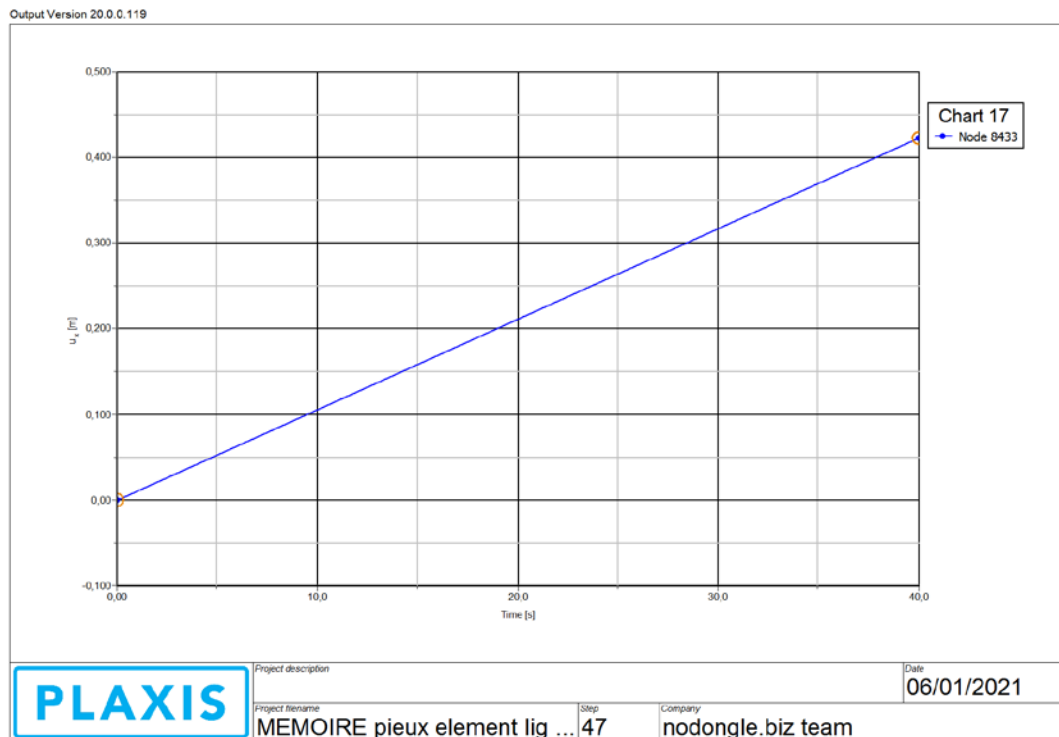


Fig.4.41 : Déplacement du pieu N° 8 au fil du temps de chargement

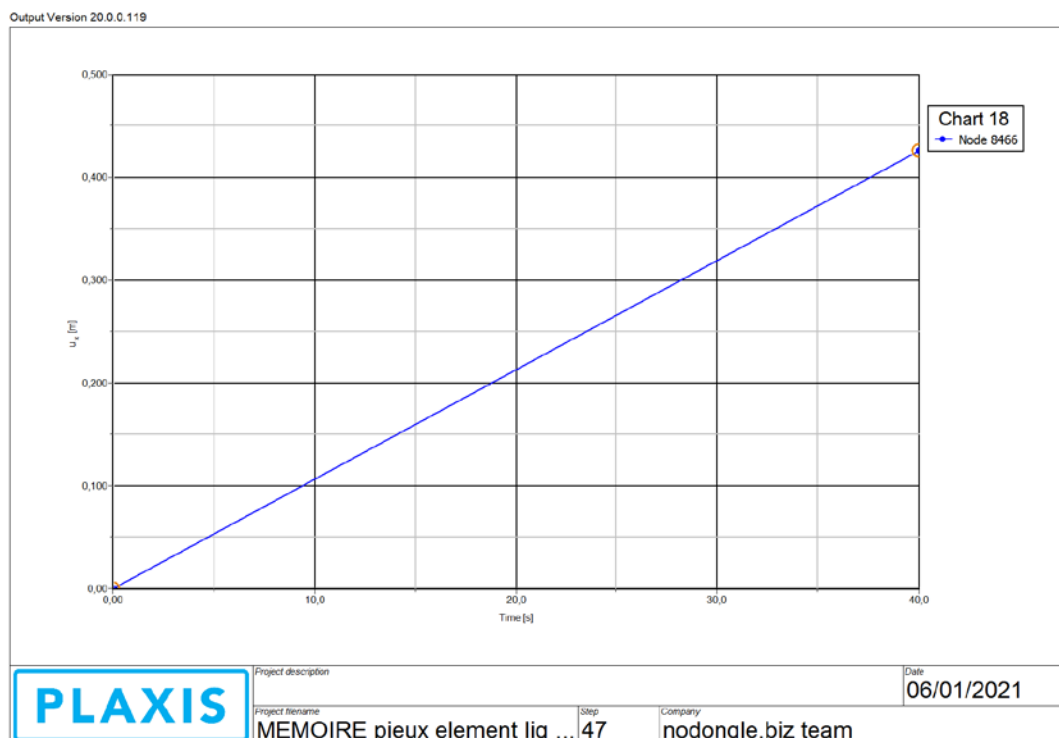


Fig.4.42 : Déplacement du pieu N° 9 au fil du temps de chargement

Les figures Fig.4.34 ~ Fig. 4.42 nous montrent que les diagrammes des déplacements ont la même allure [diagramme croissant] et les mêmes bornes sauf le dernier diagramme qui a une borne inférieure différente des autres diagrammes.

B. Sur l'axe Y : On remarque une distribution faible de l'effort tranchant sur cet axe comme la figure l'indique

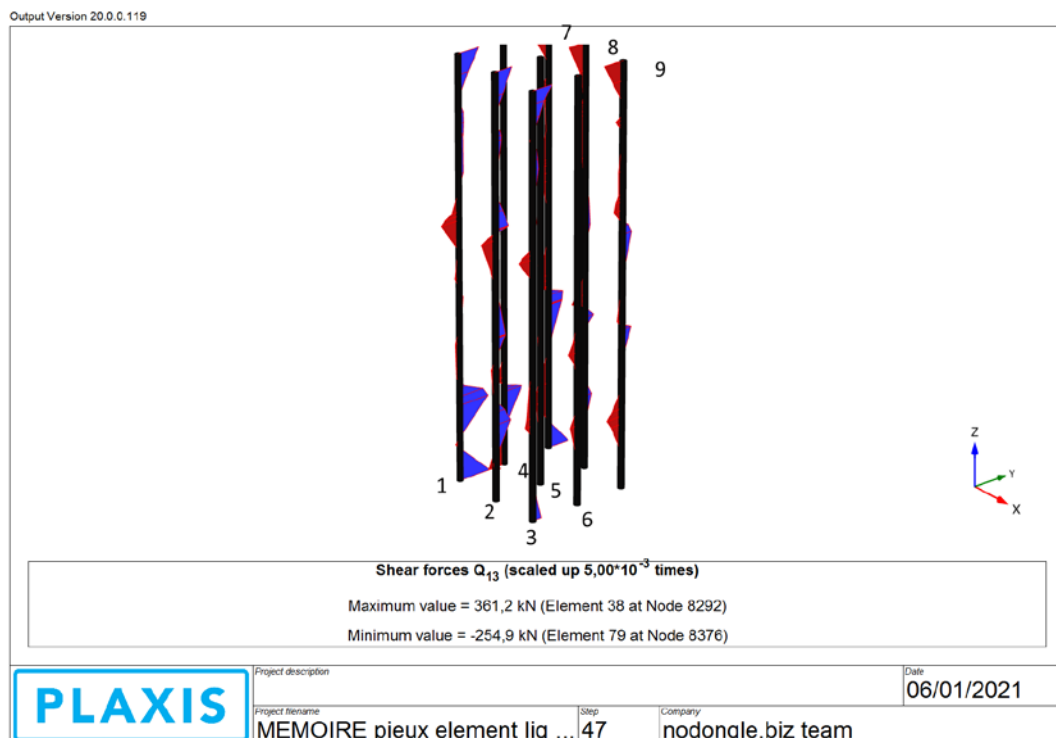


Fig.4.43 : Effort tranchant selon l'axe Y et les noms des pieux dans le cas statique de la fondation mixte a 9 pieux

La figure nous montre une présence de l'effort tranchant sur la pointe et la tête des pieux, même au niveau du fut avec une valeur maximale de 361,2 kN et une valeur minimale de -254,9 kN.

- Les déplacements relatifs aces effort sont comme suit :

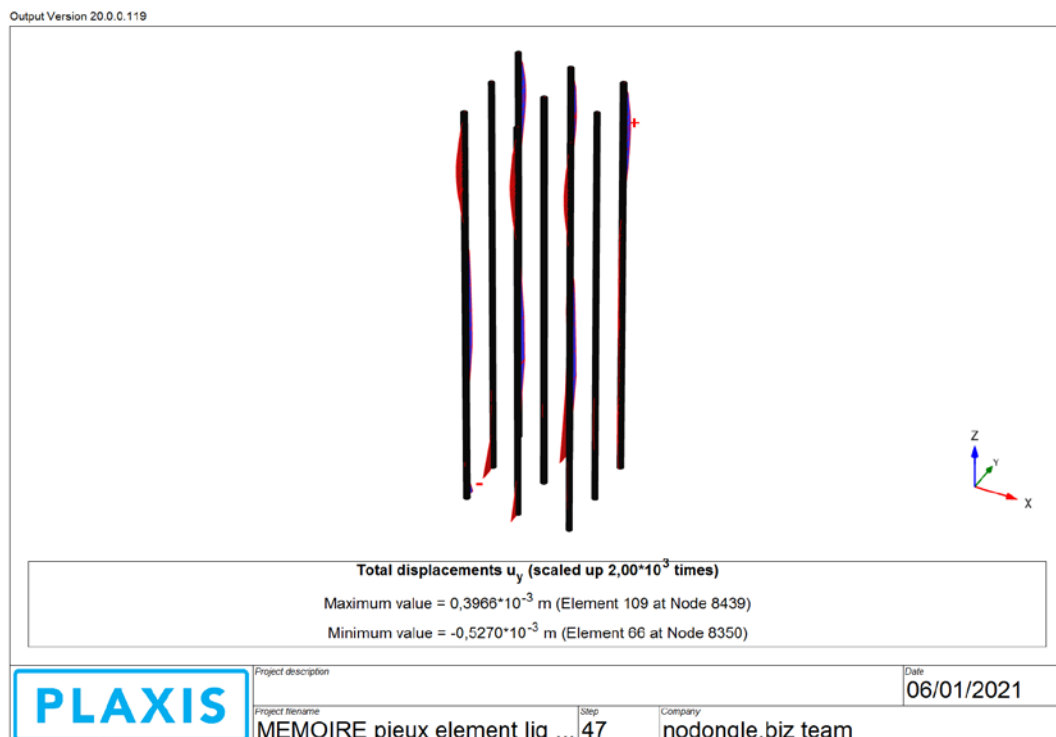


Fig.4.44 : Déplacement dans l'axe des Y des 9 pieux de la fondation mixte dans le cas statique

La figure nous montre que le déplacement horizontal est au niveau de la pointe et la tête du pieux, même au niveau du fût avec - 0,0005 m comme valeur minimal et 0,00039 m comme valeur maximale.

La variation en fonction du temps de chargement des trois pieux 1 ,3 et 7 est comme les figures suivantes l'indique :

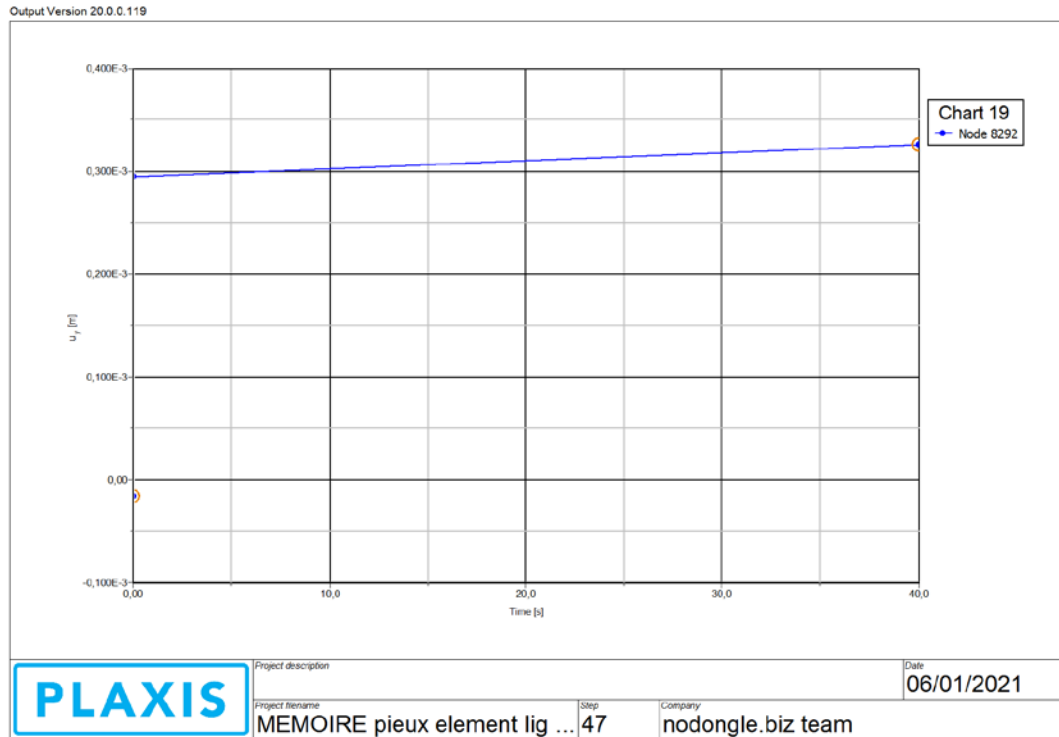


Fig.4.45 : Déplacement du pieu 1 selon l'axe Y au fil du temps de chargement dans le cas statique

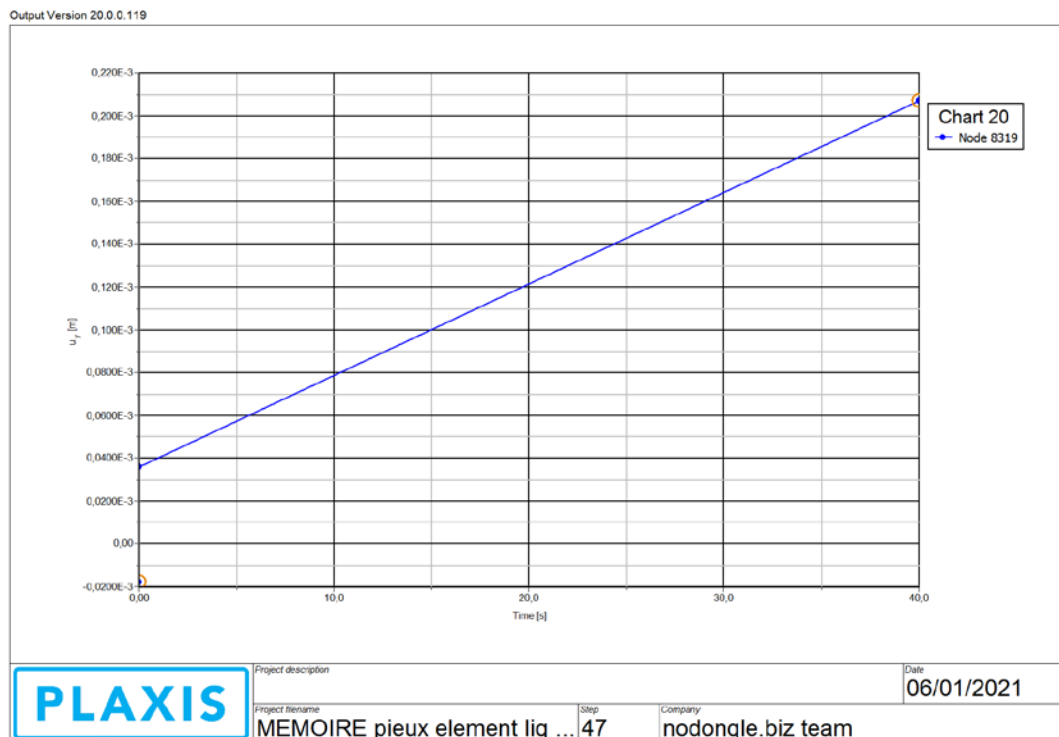


Fig.4.46 : Déplacement du pieu N° 3 selon l'axe Y au fil du temps de chargement dans le cas statique

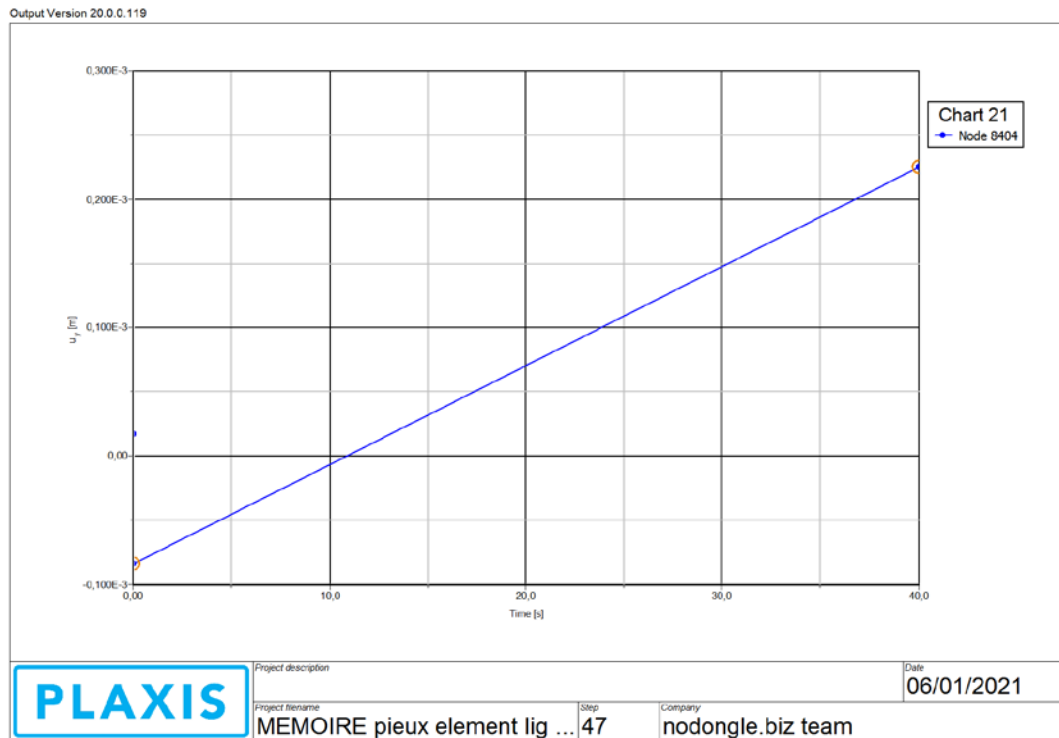


Fig.4.47 : Déplacement du pieu N° 7 selon l’axe Y au fil du temps de chargement dans le cas statique

Les trois figures précédentes des diagrammes de déplacement ont les trois des allures croissante avec des valeurs de bornes différentes.

IV.3.2.1.3 Moments fléchissant

A. Autour de l’axe X :

On remarque une distribution quasi similaire dans les 9 pieux comme la figure l’indique :

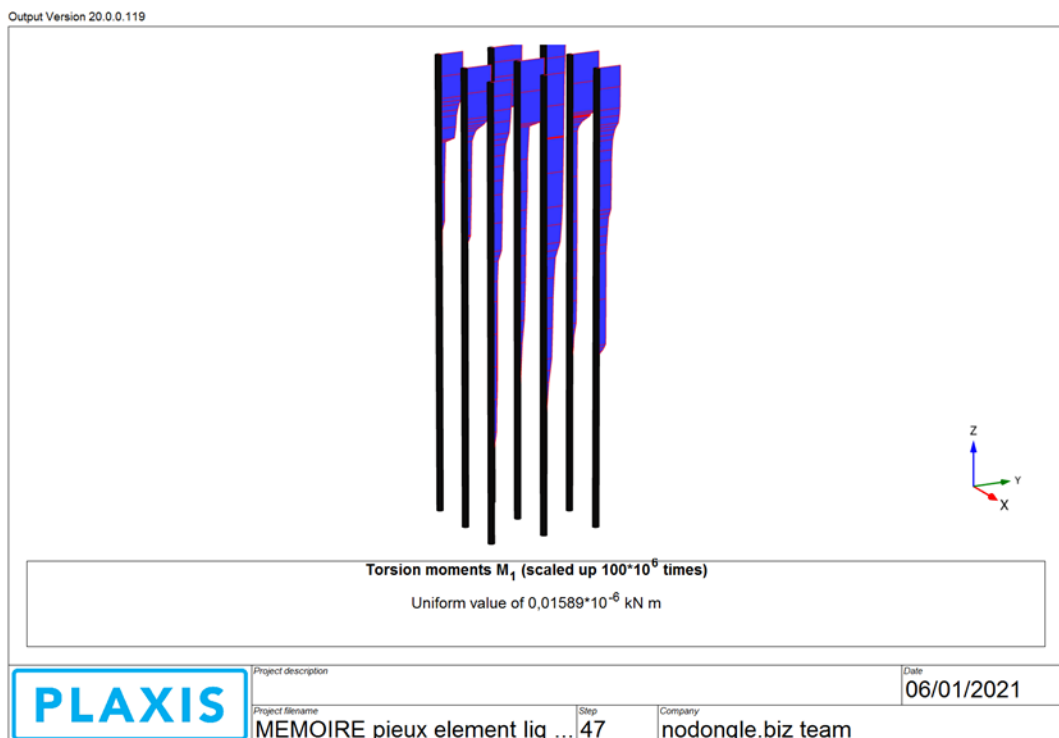


Fig.4.48 : Distribution du moment de flexion Mx le long des pieux dans le cas statique

On remarque la présence du moment fléchissant sur cet axe au niveau de la tête des pieux avec des valeurs décroissantes en allant vers le fut, avec une valeur uniforme de $0,01 \cdot 10^{-6} \text{KN.M}$ sur tous les 9 pieux

B. Autour de l'axe Y : La présence du moment dans cet axe est réservée à la tête des pieux comme la figures l'indique :

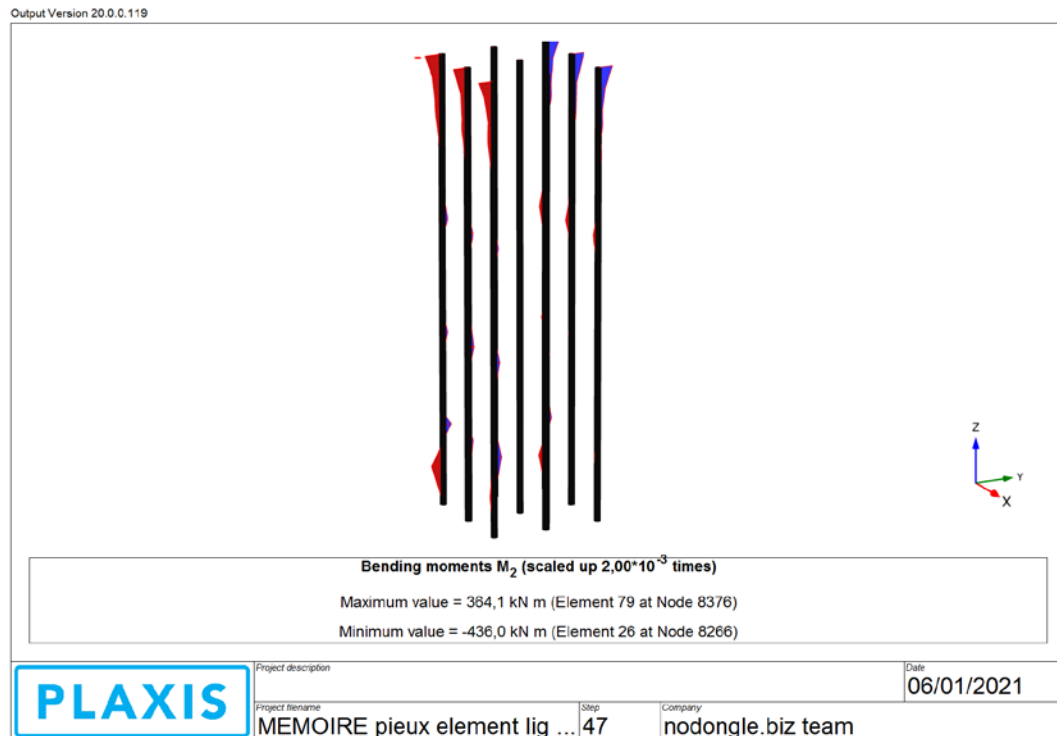


Fig.4.49 : Distribution du moment de flexion M_y le long des pieux dans le cas statique

On remarque la présence du moment fléchissant au niveau de la tête du pieu avec des valeurs maximales au niveau de la tête du pieu, et avec des valeurs quasi - nulles au fur et à la tête des pieux. La valeur maximale sur cet axe est de 364,1 KN.m et la valeur minimale est -436KN.m.

C. Autour de l'axe Z : La distribution est dans ce réservé à la tête et au pointe seulement le moment au fut du pieux

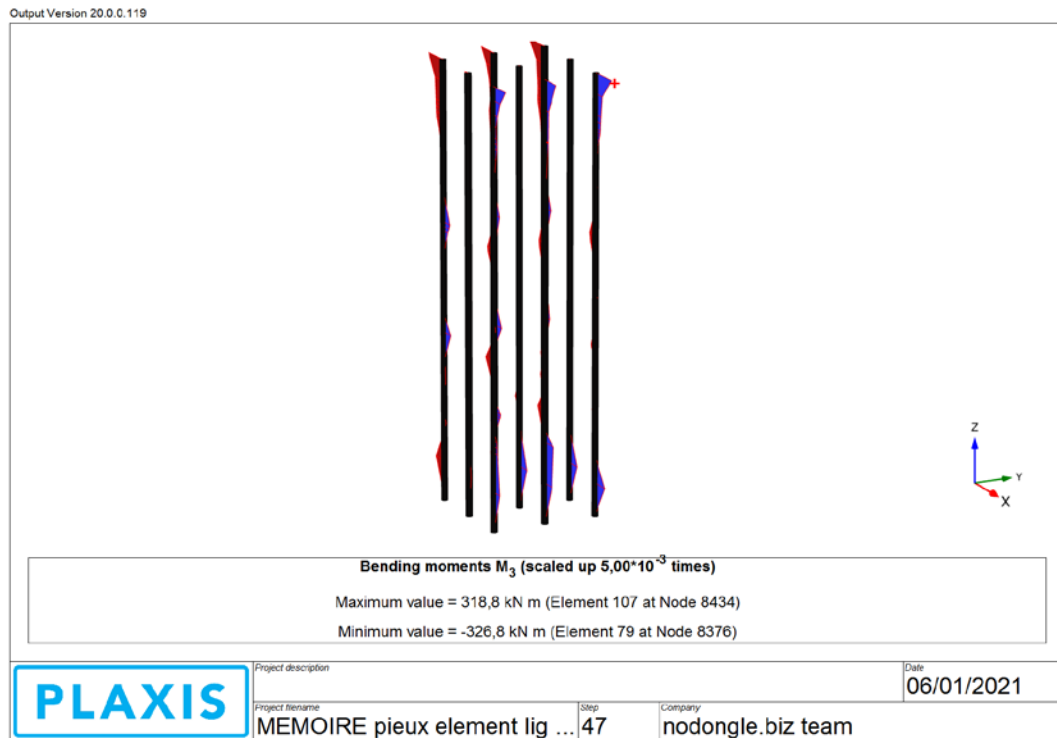


Fig.4.50 : Distribution du moment de flexion M_z le long des pieux dans le cas statique

La figure nous montre la même chose que la figure précédente : présence avec des valeurs maximales a la tête et des valeurs quasi-nulles au niveau du fut et de la pointe.

IV.3.2.2 Cas dynamique

IV.3.2.2.1 Effort normal et déplacement vertical

La distribution de l'effort normal dans ce cas est comme suit :

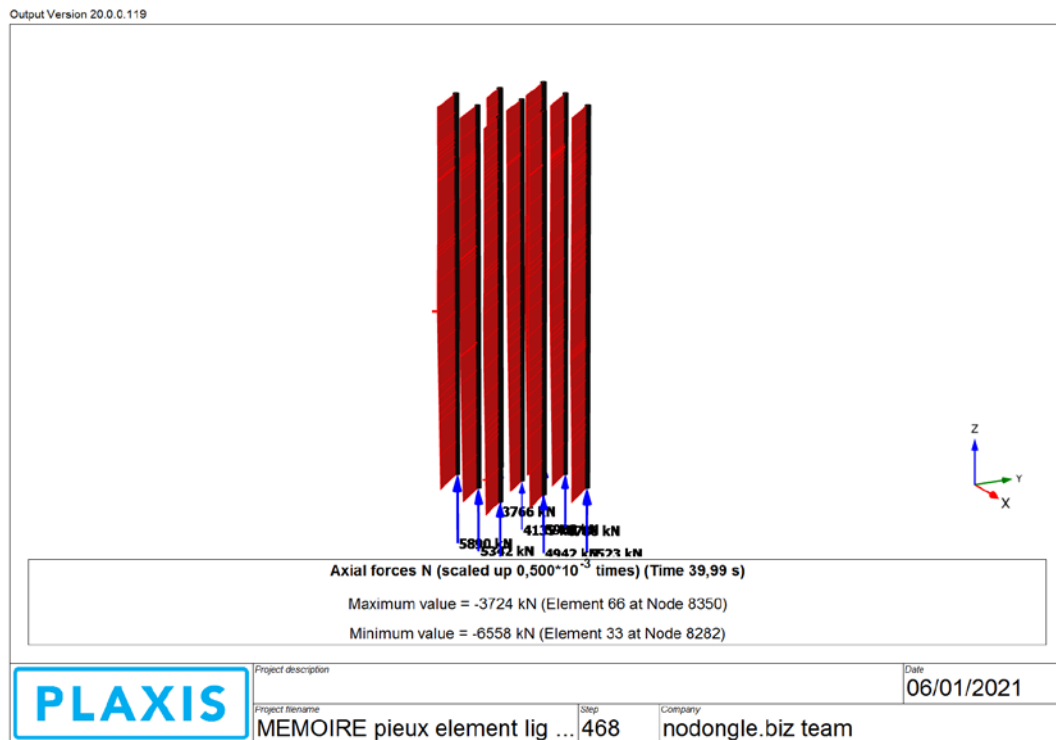


Fig. 4.51 : Distribution des efforts normaux dans les 9 pieux de la fondation mixte dans le cas dynamique

La distribution d'effort normal inégale sur les 9 pieux vu la répartition de l'effort de compression et pourtant tous les 9 sont fondé sur les même couches du sol avec des caractéristique caractéristique proportionnelle à la profondeur.

Les valeurs invisibles au-dessus qui représentent la moyenne de l'effort normal de chaque pieu sont présentées dans la figure suivante :

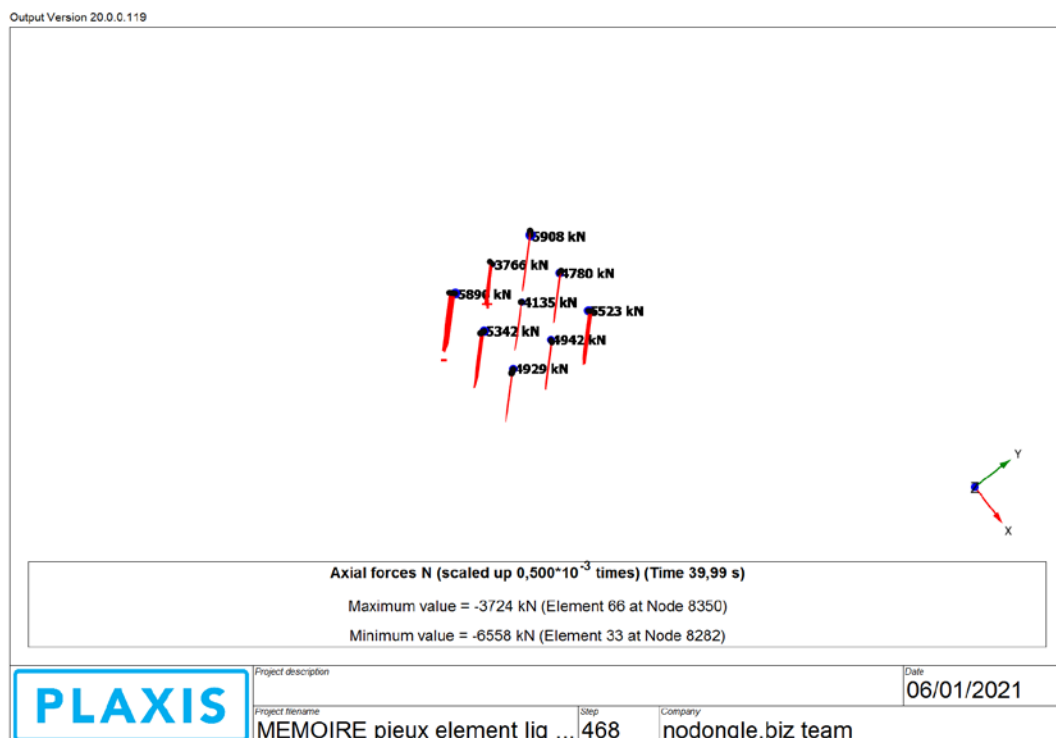


Fig.4.52 : Valeur des efforts normaux dans chaque pieu dans le cas dynamique

- Les déplacements maximale et minimale des pieux sont présentés dans les figures suivantes :

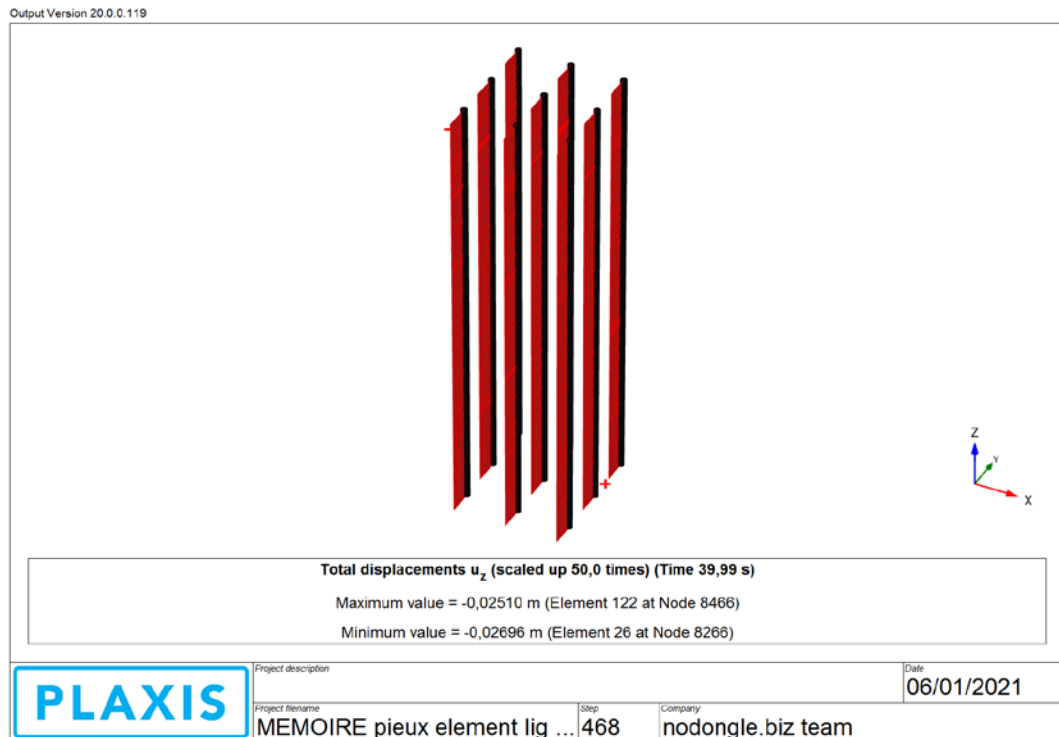


Fig.4.53 : Déplacements des 9 pieux dans l’axe z dans le cas dynamique

Une petite différence entre le déplacement des pieux d’ordre négligeable.

L’évolution du déplacement en fonction du temps du séisme est comme suit :

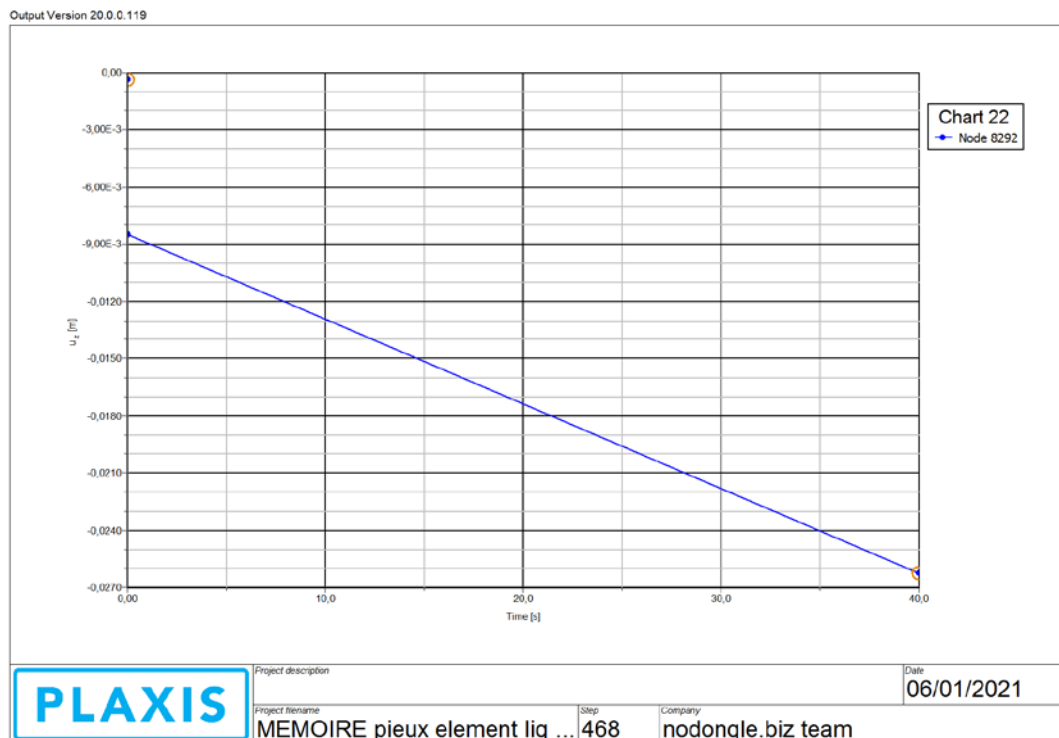


Fig.4.54 : Variation du déplacement vertical du pieu N° 1 sous l’effet du séisme de Boumerdes

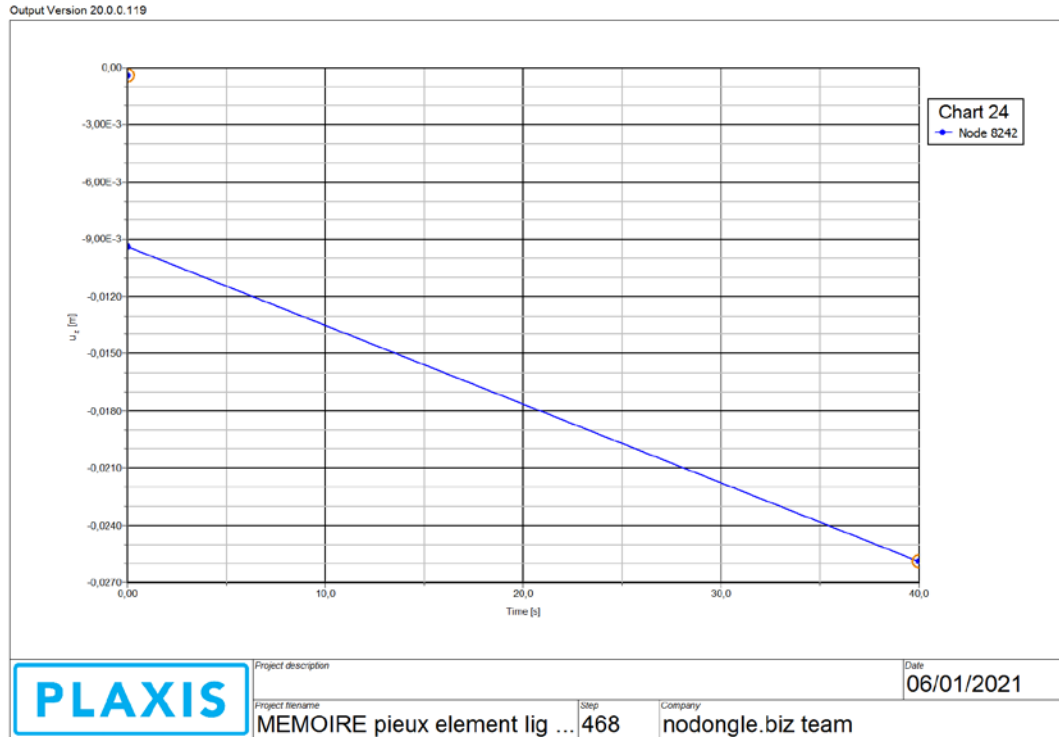


Fig4.55 : Variation du déplacement vertical du pieu N° 2 sous l'effet du séisme de Boumerdes

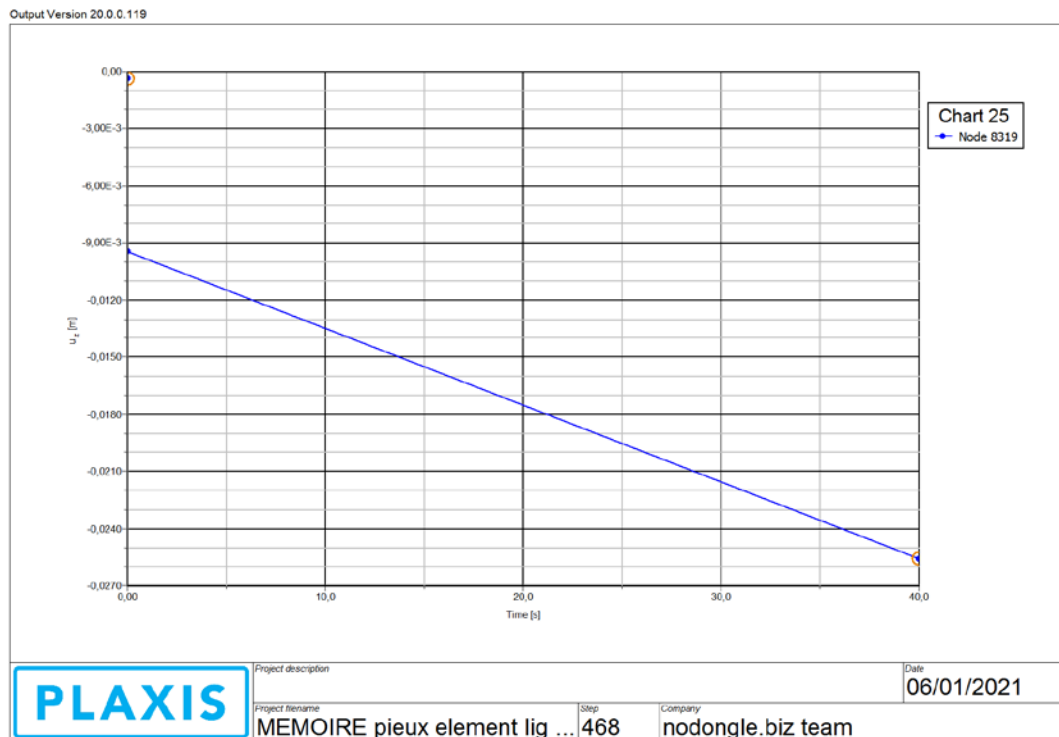


Fig4.56 : Variation du déplacement vertical du pieu N° 3 sous l'effet du séisme de Boumerdes

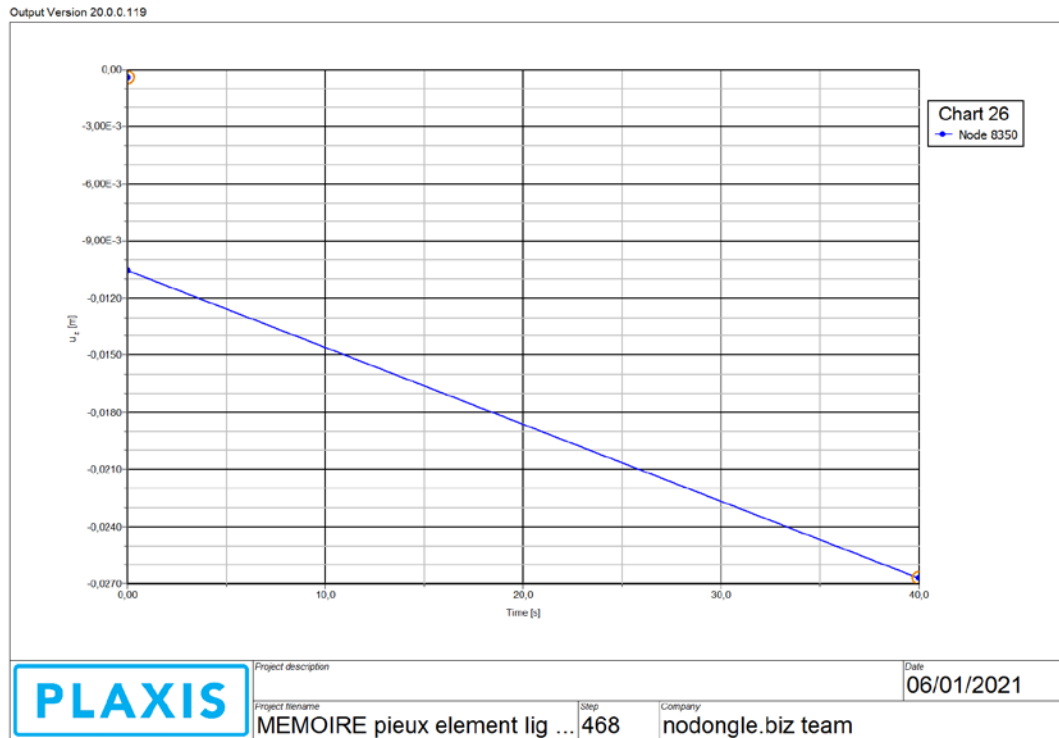


Fig.4.57 : Variation du déplacement vertical du pieu N° 4 sous l'effet du séisme de Boumerdes

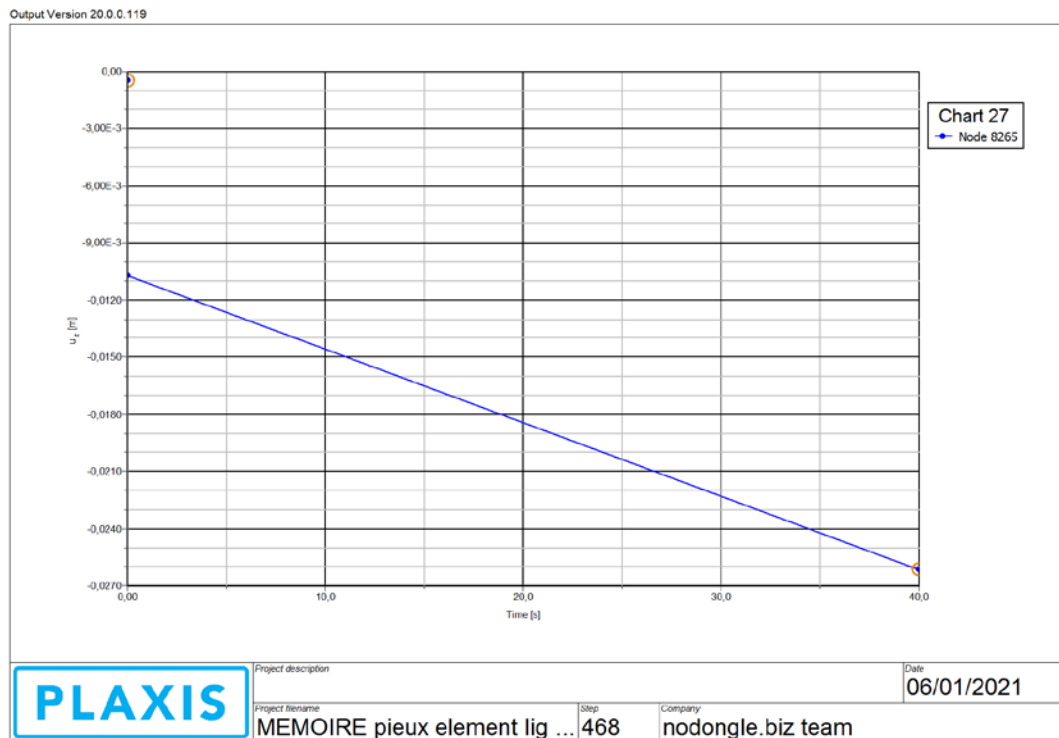


Fig.4.58 : Variation du déplacement vertical du pieu N° 5 sous l'effet du séisme de Boumerdes

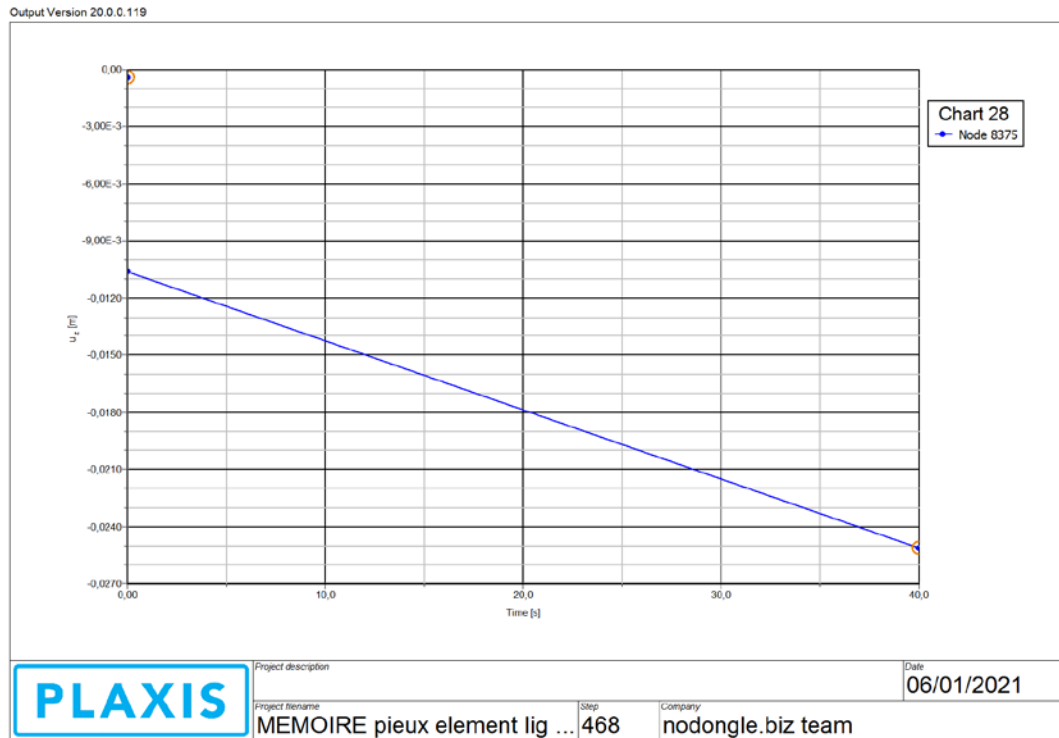


Fig.4.59 : Variation du déplacement vertical du pieu N° 6 sous l'effet du séisme de Boumerdes

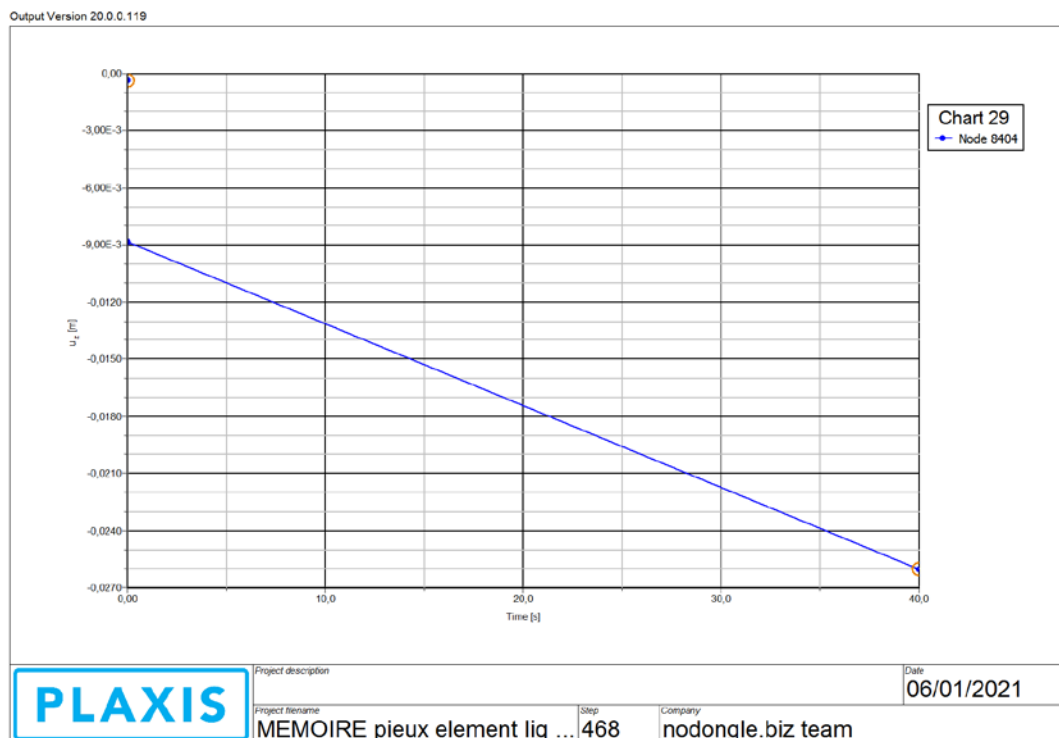


Fig.4.60 : Variation du déplacement vertical du pieu N° 7 sous l'effet du séisme de Boumerdes

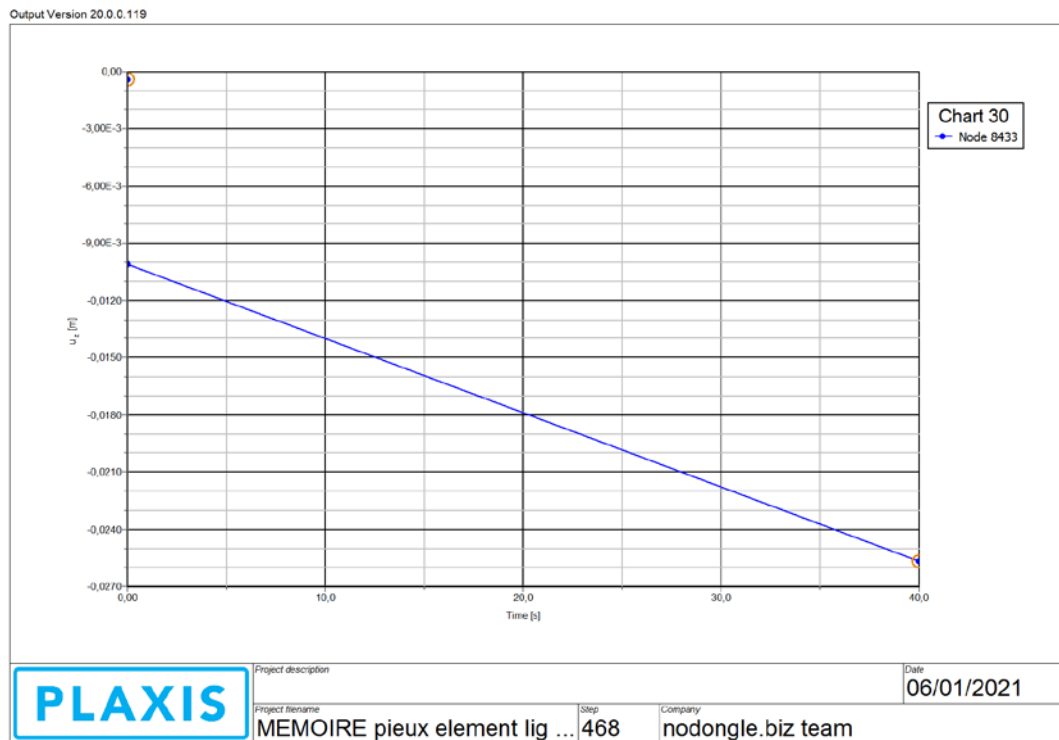


Fig.4.61 : Variation du déplacement vertical du pieu N° 8 sous l'effet du séisme de Boumerdes

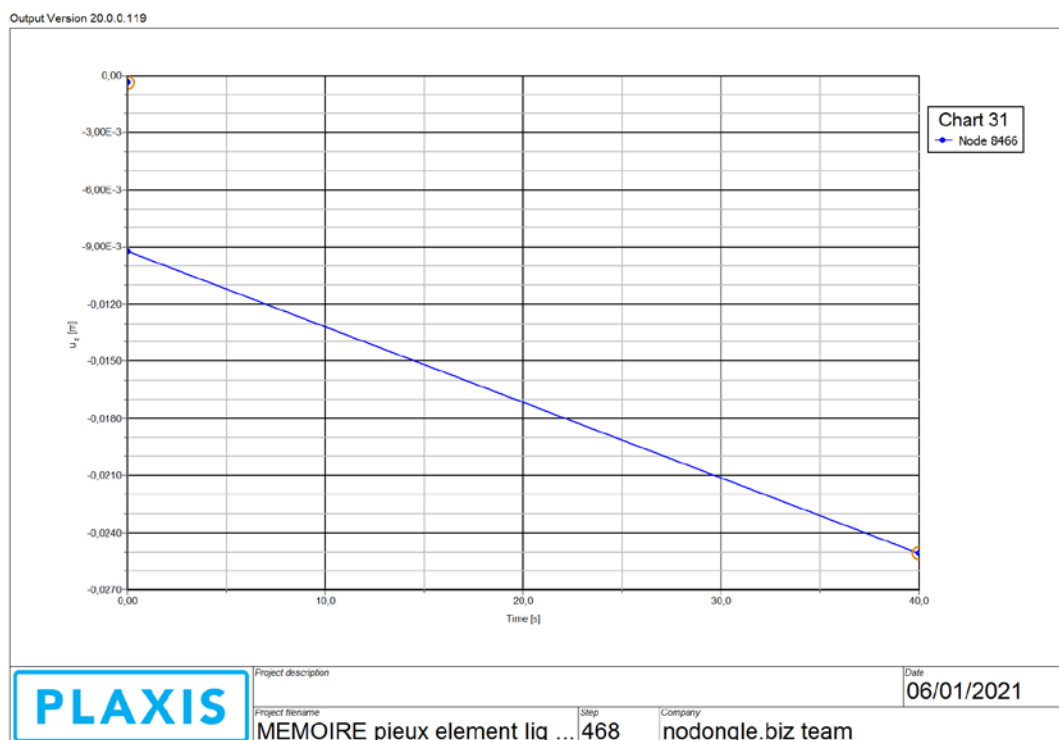


Fig.4.62 : Variation du déplacement vertical du pieu N° 9 sous l'effet du séisme de Boumerdes

Les figures Fig.4.54~ Fig.4.62 nous montre que les évolutions du déplacement de chaque pieu ont la même allure concernant les diagrammes mais avec des bornes supérieures et inférieures différentes.

IV.3.2.2.2 Effort tranchant et déplacements horizontal

A. Sur l'axe X :

Sa présence est quasiment nulle dans ce là comme la figure l'indique :

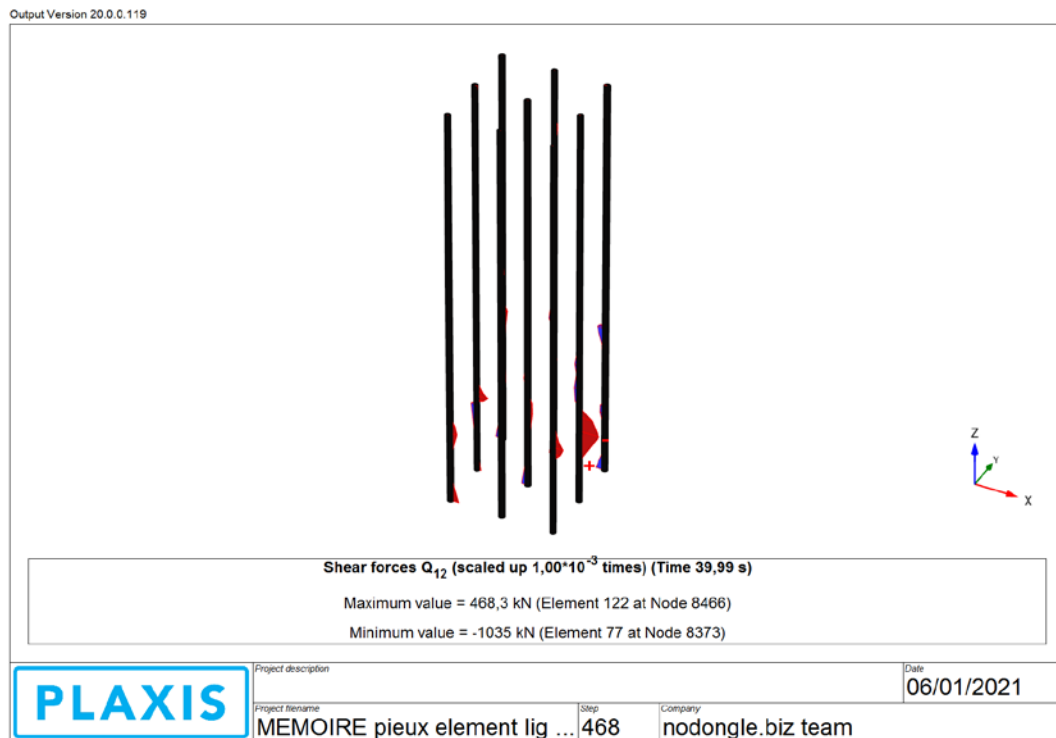


Fig.4.63 : Distribution des efforts tranchants selon l'axe des abscisses des 9 pieux de la fondation mixte dans le cas dynamique

On remarque une présence très faible de l'effort tranchant sur les pieux.

- Les déplacements horizontaux sur cet axe sont comme suit :

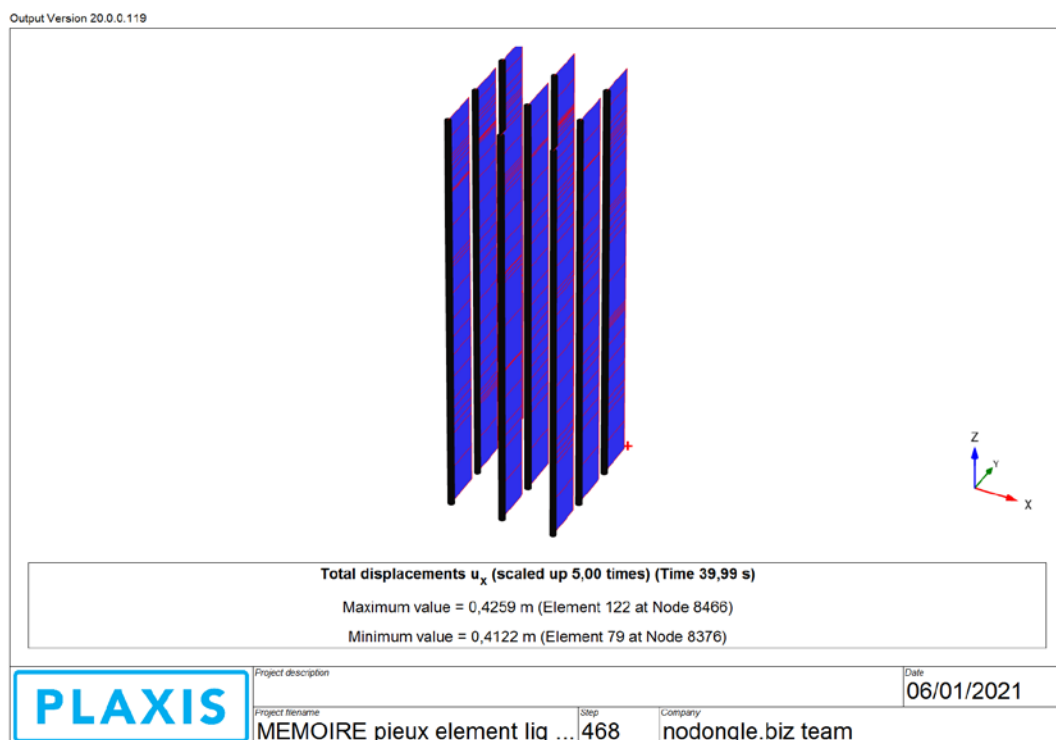


Fig.4.64 : Déplacement des Pieux de la fondation mixte à 9 pieux dans le cas dynamique

On remarque un Déplacement dévastateur dans les 9 pieux sur l'axe horizontal X.

B. Sur l'axe Y : Dans ce cas, le pieu 1, et 2 ont marqué la présence de cet effort comme la figure l'indique

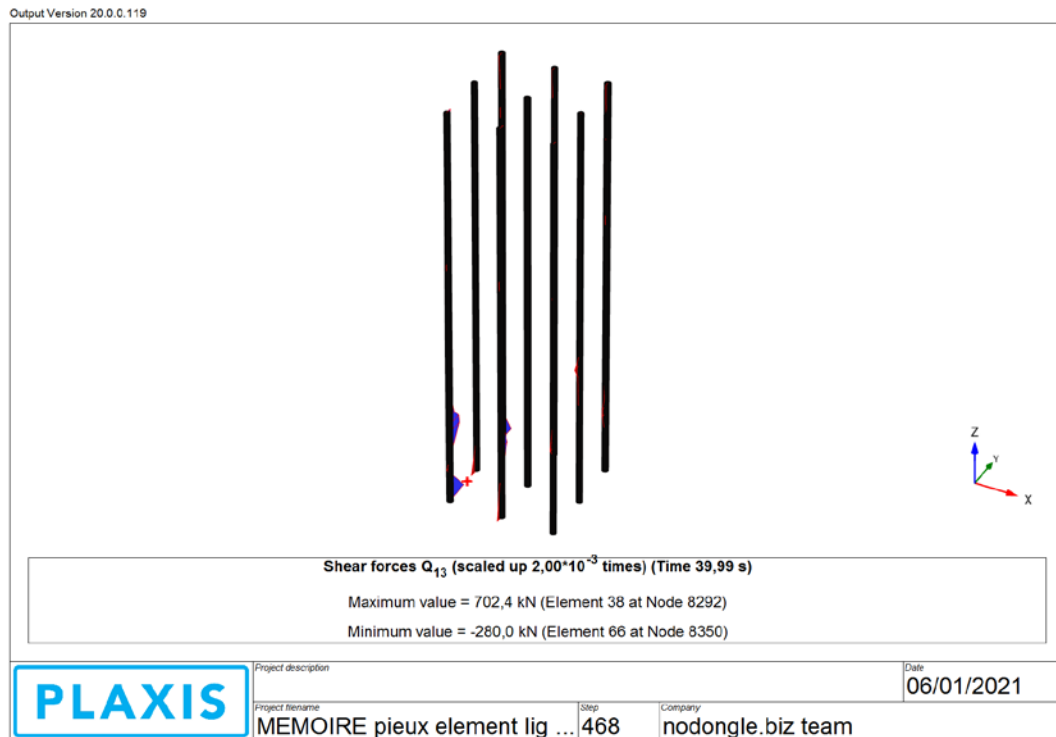


Fig.4.65 : Distribution des efforts tranchants des 9 pieux de la fondation mixte selon l'axe Y dans le cas dynamique
On remarque que l'effort tranchant est quasi nulle dans les 9 pieux.

- Les déplacements sont comme suit dans ce cas comme la figure suivante le montre :

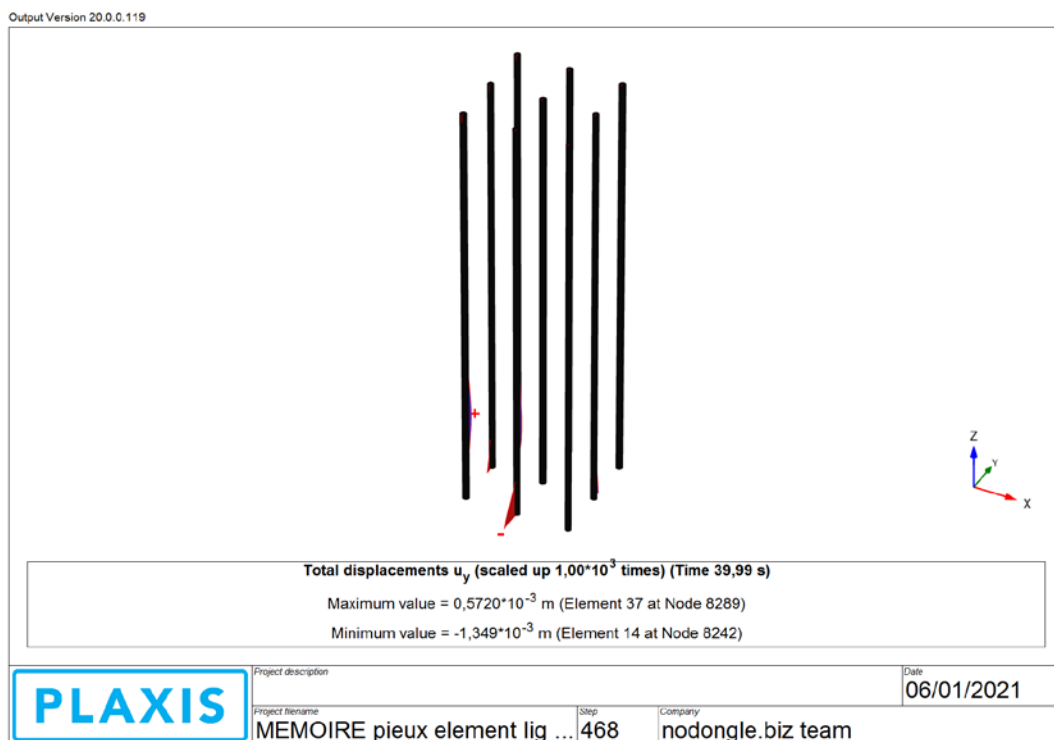


Fig.4.66 : Déplacements des pieux dans l'axe des coordonnées de la fondation mixte à 9 pieux dans le cas dynamique

On remarque que le déplacement est presque nul sur cet axe.

IV.3.2.2.3 Moments fléchissant

A. Autour de l'axe des abscisses :

Le moment est présent que sur les pieux 3 et 4, l'un s sur le milieu du fut et l'autre sur la tête.

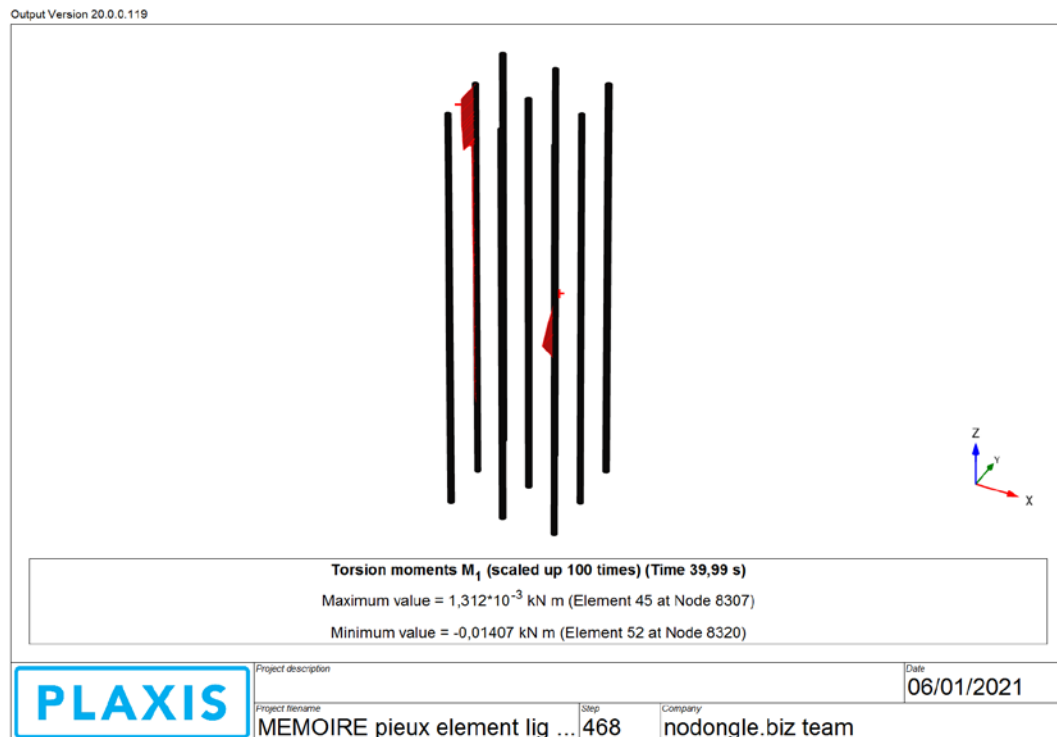


Fig.4.67 : Distributions des moments fléchissant autour de l'axe X de la fondation mixte à 9 pieux dans le cas dynamique

On remarque que le moment fléchissant est presque nulle sur cet axe.

B. Autour de l'axe des coordonnées :

La figure suivante nous montre la distribution du moment sur cet axe :

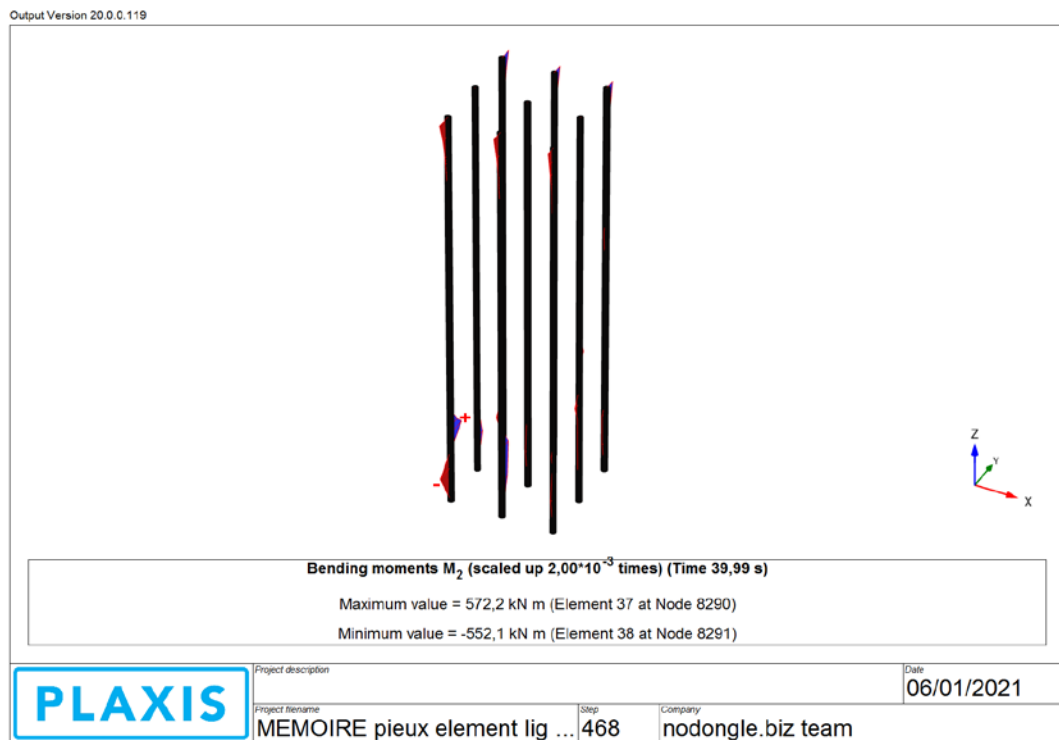


Fig.4.68 : Distribution des moments fléchissant autour de l'axe Y de la fondation mixte à 9 pieux dans le cas dynamique

On remarque une présence faible au niveau des têtes des pieux ; en plus une présence remarquable au niveau des pointes du pieu 1 et 2.

C. Autour de l'axe z :

La distribution du moment fléchissant autour de cet axe est comme la figure suivante l'indique :

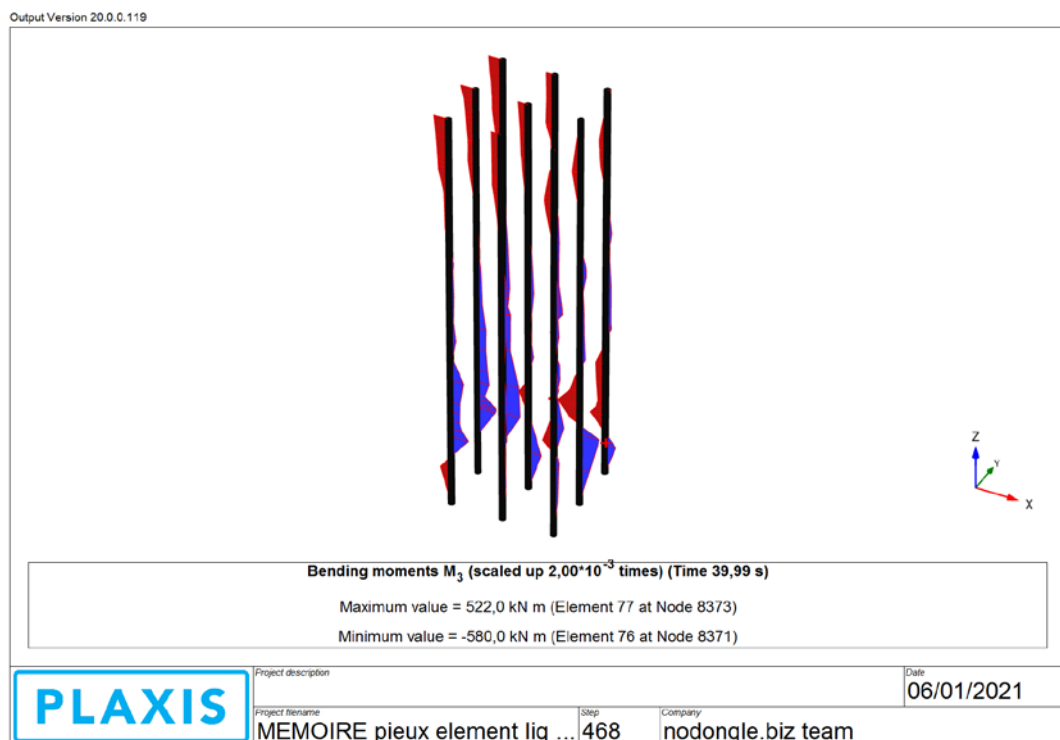


Fig.4.69 : Distribution des Moments fléchissant autour de l'axe Z de la fondation mixte à 9 pieux dans le cas dynamique

On remarque que c'est sur cet axe que l'on trouve les moments au max de ces valeur, sa présence est sur tout le long du pieu, sa tête et sa pointe aussi comme la figure l'indique.

IV.3.3 Comparaison entre le cas statique et dynamique de la fondation mixte à 4 pieux

- Concernant l'effort normal, on remarque que l'effort normal n'a pas été affecté par le séisme mais ce dernier a affecté le déplacement vertical (le tassement) qui a augmenté de 0,067 à 5 cm.
- En ce qui concerne l'effort tranchant : il y'a une différence de répartition de cet effort entre le cas statique et dynamique. On remarque une présence remarquable dans le cas statique, alors que dans le cas dynamique il se présente faiblement au niveau des têtes des pieux.
- En ce qui concerne le moment fléchissant :
 - **sur l'axe ox** : absence de ce dernier dans le cas statique et présence dans le cas dynamique.
 - **sur l'axe oy** : forte présence dans le cas statique, par contre dans le cas dynamique presque négligeable au niveau de la tête
 - **sur l'axe oz** : haute présence dans le cas statique et faible présence dans le cas dynamique.

IV.3.4 Comparaison entre le cas statique et dynamique de la fondation mixte à 9 pieux

- Concernant l'effort normal, une inégalité de répartition de cet effort dans le cas statique et même dans le cas dynamique avec un déplacement vertical de l'ordre de 1 cm au niveau statique et 2 cm dans le cas dynamique qui sont les deux négligeables.
- L'effort tranchant a une présence très faible au niveau du cas dynamique avec une existence au niveau de la tête et de la pointe dans le cas statique
- concernant le moment fléchissant
 - **sur l'axe ox** : présence au niveau du cas dynamique et quasi absence dans le cas statique.
 - **sur l'axe oy** : différence d'emplacement des valeurs maximale l'un au niveau de la tête l'autre cas au niveau de la pointe.
 - **sur l'axe oz** : présence dans le cas statique au niveau de la tête avec des valeurs maximale, par contre dans le cas dynamique sa présence est maximale le long de tout le pieu.

IV.4 Conclusion

Nous constatons une différence entre le cas statique et le cas dynamique de chaque fondation, une chose qui saute aux yeux, comme on peut déduire que l'utilisation du logiciel Plaxis nous a été de grand aide pour l'analyse du comportement de la fondation et ses déplacements.

Comme on peut constater que le séisme était de grande influence par rapport au chargement axial vu les résultats de la simulation, ceci revient à la grande magnitude 6,8 du séisme de Boumerdes.

Le tassement dans le cas statique des deux fondations était acceptable vu la norme du congrès

international de mécanique des sols en 1956 qui le tolère, et qui limite la valeur maximale entre 8 à 30 cm pour les fondations de radier qui est applicable pour les fondations en générale.

La fondation mixte que ce soit à quatre ou à neuf pieux sont solide face au chargement axial repris par eux, par contre elles ne sont pas résistante face au séisme de Boumerdes qui a généré des déformations colossale au niveau des pieux allant jusqu'à 42 cm, vu la puissance de ce dernier.

Le logiciel nous a permis d'accéder aux différentes caractéristiques mécaniques du sol et des pieux et de la semelle aussi, sauf que la simulation prend un peu de temps vu la difficulté de calculs. Pourtant il s'agit de l'effort axial seulement chose qui n'est pas parfaite comme dans le cas de l'étude d'un auvent qui reprend des efforts horizontaux venant du vent.

CONCLUSION GENERALE

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le comportement mécanique des interfaces sol-structure et celui de pieux sous chargement statique et dynamique sous un chargement axial et latéral. Il s'agit d'un problème aux limites de l'interaction sol-structure où l'interface joue un rôle essentiel.

A travers l'étude bibliographique, nous avons décrit le comportement de l'interface sol-structure, d'après les modèles rhéologiques. On constate qu'une bonne modélisation nécessite, d'une part, un bon modèle de comportement basé sur la caractérisation expérimentale de l'interface et, d'autre part, une mise en œuvre numérique appropriée de l'élément d'interface.

A cet effet, pour l'étude d'une fondation mixte contenant des pieux isolés, plusieurs modèles ont été réalisés avec les logiciels Plaxis 3D. Des comparaisons ont été faites et les résultats ont montré que :

- Les déplacements du pieu dans un sol élastoplastique sont minimes dans le cas statique par rapport à ceux observés dans le cas dynamique.
- Les déplacements obtenus avec le calcul numérique sont très proches à ceux obtenus avec le calcul analytique.

L'étude du groupe a quatre pieux :

Cas statique :

Le déplacement maximal en tête des pieux n'a pas excédé les 8.16 mm

Les pieux ont subis une flexion suivant la direction des sollicitations latérales causés par l'effort tranchant.

Cas dynamique :

- Le déplacement maximal en tête des pieux est de 7.7 mm
- La contrainte maximale est de l'ordre 8.261MPa,
- Les pieux ont subis une flexion simple suivant la direction des sollicitations latérales, le comportement des pieux est correctement reproduit.
- La modélisation en et 3D en utilisant PLAXIS 3D nous a permis de bien visualiser les différents comportements des pieux, et plus important les déformations verticales et horizontales.

L'étude du groupe a neuf pieux :

Cas statique :

- Le déplacement maximal en tête des pieux n'a pas excédé les 1.48 mm

- Les pieux ont subis une flexion suivant la direction des sollicitations latérales causés par l'effort tranchant.

Cas dynamique :

- Le déplacement maximal en tête des pieux est de 7.7mm
- La contrainte maximale est de l'ordre 6.558 MPA,
- Les pieux ont subis une flexion simple suivant la direction des sollicitations latérales, le comportement des pieux est correctement reproduit.
- La modélisation en utilisant PLAXIS 3D nous a permis de bien visualiser les différents comportements des pieux, et plus important les déformations verticales et horizontales.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Site internet : <http://www.planete-tp.com/>
- [2] Site internet : www.technique-ingenieur.fr
- [3] Cour de l'Université de Sherbrooke « GCI 315 Mécanique des sols II » présenté par « Mourad Karray », ing, Ph.D
- [4] Melbouci Bachir Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènements 1954-2009.
- [5] MENARD L : Le pressiomètre MENARD. Notice générale. D-60
- [6] (Roger FRANK, (Juin 2003), calcul des fondations superficielles et profondes édition technique de l'ingénieur.
- [7] Cours PGC Master 1 Géotechnique de l'université de Boumerdes
- [8] Cours de fondation profondes version 2008 Lycée Pierre Caraminot , Egeltons
- [9] Ali Bouafia les essais in-situ dans les projets de fondation 3eme édition dépôt légal 585/200413
- [10] SALAH MESSASR Thèse de doctorat Calcul des déplacements d'un pieu soumis à des charges dynamiques en 2007 UNIVERSITE BADJI-MOKHTAR-ANNABA.
- [11] COMBARIEU (O.) –calcul d'une fondation mixte semelle-pieux sous charge verticale centrée Note d'information technique, Labo. Cent. des P. et Ch. Paris 1988
- [12] Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. « PLAXIS version 8, material model manual»,
- [13] JNGG Nancy 2016 modélisation d'un système d'interaction sol pieux structure sur un groupe de pieux géothermiques PDF. DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003
- [12] Poulos (H.G) et Davis-pile foundation analyse and design. 1980.
- [14] Amorissement de Rayleigh Solidworks 2019
- [15] Kongming Yan , Junsong a, Qiangong Cheng , Gang Fan , Zhijia Wang , Jianjing Zhang :
A centrifugal experimental investigation on the seismic response of group-pile foundation in a slope with an inclined weak intercalated layer.
- [16] Amirata Taghavi., Kanthasamy K. Muraleetharan, Gerald A. Miller : Nonlinear seismic behavior of pile groups in cement-improved soft cla.
- [17] ALI BOUAFIA : Conception et calculs des ouvrages géotechniques
- [18] Manuel du logiciel plaxis 3D 2013
- [19] Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. « PLAXIS version 8, material model manual », DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [20] Article publié en journée géotechnique MONT et AUBERT 21 au 23 Septembre 2010 par Les PLÉNIÈRE 2010 du LCPC.