

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

BADJI MOKHTAR ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة -

FACULTÉ DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MAGISTER

Intitulé du Mémoire

**Étude par éléments finis du comportement du sol
environnant un pieu sous sollicitation horizontale**

Option : Géotechnique

Par

ALI RACHEDI MOHAMED

DIRECTEUR DE MEMOIRE :

Pr M. MEKSAOUINE

Pr. Université de Annaba

DEVANT LE JURY

PRESIDENT :

Dr Y. HADIDEN

M.C Université de Annaba

EXAMINATEUR :

Dr N. CHELGHOUM

M.C Université de Annaba

EXAMINATEUR :

Dr K. DJEGHABA

M.C Université de Annaba

Année 2011

Remerciements

Je remercie Dieu le Tout Puissant, qui m'a aidé et donné la force et la persévérance de mener à bien ce travail, ma reconnaissance envers Dieu est sans limite.

Mes remerciements vont à :

À mon encadreur, Monsieur MEKSAOUINE MOHAMED

Qui m'a honoré en acceptant d'encadrer mon travail et qui par sa grande compréhension et judicieuses directives m'a été d'une grande aide, ainsi que par une disponibilité sans égal m'a appris à affronter toutes les difficultés qui se sont posées à moi. Comme je le remercie également pour sa générosité et sa collaboration d'avoir corrigé et examiner mon travail.

Mille fois merci Monsieur MEKSAOUINE MOHAMED.

J'exprime, aussi ma reconnaissance et ma gratitude aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer mon travail en y joignant leurs temps, leurs savoirs et leurs expériences.

Je n'oublierais pas tous mes professeurs de l'université de BADJI Mokhtar Département GENIE CIVIL qui m'ont donné le savoir et la formation requise.

À mes parents, père, mère, frère et sœurs qui ont supporté avec moi toutes les difficultés matériels, financières et morales qui se sont posées à moi pendant la période de réalisation de ce travail.

À tous ceux et celles qui m'ont apporté aide et soutenu, j'apprécie toutes vos interventions et vous remercie du fond du cœur.

ALI RACHEDI MOHAMED

ملخص

هذا العمل يتضمن تحليلاً بواسطة العناصر المحددة لسلوك التربة المحيطة بوند تحت تحميل بمساعدة نماذج عددية ثنائية وثلاثية الأبعاد و أجريت الدراسة باستخدام التجارب التي أقيمت علي نماذج مصغرة في المختبر الخاص بالدراسات الجيوتقنية بالمعهد الوطني للعلوم التطبيقية في ليون فرنسا. البرامج التي تم استخدامها لهذه النماذج هي :

- Plaxis v 8.2 : لنماذج ثنائية الأبعاد.
- Plaxis 3D Foundation v 1.1 : لنماذج ثلاثية الأبعاد.

Plaxis v 8.2 هو من البرمجيات المستخدمة تقليدياً في وضع نماذج للمشاكل الجيوتقنية، أما Plaxis 3D Foundation v1.1 فيسمح بتحليل ثلاثي الأبعاد لنماذج الأساسات السطحية المختلطة أو العميقة مع الأخذ بعين الاعتبار طبقات التربة مختلفة السمك و تفاعلات التربة مع الوند و البناء التدريجي للنموذج .

التربة المحيطة بالوند عبارة عن تربة رملية ممثلة بقانون سلوك Mohr-Coulomb. أما الوند المصنوع من الحديد فله مقطع مستطيل وممثل بسلوك مرن.

عملنا ينقسم إلي ثلاثة أجزاء نبدأ من خلال تحليل النماذج ثنائية الأبعاد التي سوف تستخدم كقاعدة للنماذج ثلاثية الأبعاد و التي سوف تمكننا من فهم تطور تشوه النماذج ثنائية الأبعاد. المرحلة الثانية تخص تحليل النماذج ثلاثية الأبعاد ومقارنة النتائج المتحصل عليها مع نتائج النماذج ثنائية الأبعاد. المرحلة الأخيرة هي دراسة ثلاثية الأبعاد لمجموعة من الأوتاد وذلك لنتمكن من الحصول علي المسافة التي يختفي فيها تأثير الجماعة و كل وتد من الأوتاد سوف يتصرف كالوند المنعزل

كلمات البحث

وتد منعزل, سلوك وتد تحت تأثير أفق, تحميل أفقي للأوتاد, تجارب علي الأوتاد, نماذج الأوتاد, مجموعة من الأوتاد.

RESUME

Le présent travail comporte une analyse du comportement par éléments finis du sol environnant un pieu sous sollicitation horizontale à l'aide d'une modélisation numérique en 2&3 dimensions. L'étude est effectuée sur la base d'essais réalisés sur des modèles réduits au laboratoire de géotechnique de l'institut national des sciences appliquées (I.N.S.A) de Lyon (France). Les logiciels utilisés pour cette modélisation sont :

- Plaxis Version 8.2 pour les modèles en 2 dimensions,
- Plaxis 3D Foundation Version 1.1 pour les modèles en 3 dimensions.

Le logiciel Plaxis Version 8.2 est un des logiciels utilisés classiquement dans la modélisation des problèmes en géotechnique. La version Plaxis 3D Foundation version 1.1 permet l'analyse en 3 Dimensions des fondations superficielles, mixtes et offshore, avec prise en compte notamment de couches de sol d'épaisseur variable, des interactions sol-pieu, et du phasage de construction.

Le sol environnant le pieu est un sol sableux modélisé avec la loi de comportement de Mohr-Coulomb. Le pieu est en acier doté d'une section rectangulaire et modélisé avec un comportement élastique.

Notre travail se déroule en 3 parties, il débute par l'analyse des modèles en 2 dimensions qui servira de base pour les modèles en 3 dimensions, et permettra la compréhension de l'évolution des déformations en 2 dimensions. La deuxième partie concerne l'analyse des modèles en 3 dimensions et la confrontation des résultats obtenus avec ceux des modèles en 2 dimensions. La dernière partie est une étude en 3 dimensions d'un groupe de pieux pour pouvoir déterminer l'entre axes pour le quel l'effet de groupe disparaît et chaque pieux du groupe se comportera comme étant un pieu isolé.

Mots-clés : pieu isolé, comportement du pieux latéralement sollicité, chargement latéral des pieux, expérimentations sur les pieux, modélisation des pieux, groupe de pieux.

ABSTRACT

This work includes a finite element analysis of the behavior of soil surrounding a pile under horizontal loading using a numerical modeling in 2 & 3 dimensions. The study is based on tests performed on scale models in the Geotechnics Laboratory of the National institute of applied sciences (I.N.S.A) Lyon (France). The software's used for this model are:

- Plaxis Version 8.2 for the models in 2 dimensions,
- Plaxis 3D Foundation Version 1.1 for the models in 3 dimensions.

The software Plaxis Version 8.2 is a software used conventionally in the modeling of geotechnical problems. Plaxis 3D Foundation Version 1.1 version allows 3-dimensional analysis of shallow foundations, mixed and offshore, with particular consideration of soil layers with varying thickness, interactions soil-pile, and construction phasing.

The soil surrounding the pile is sandy soil, and the Mohr-Coulomb model is used to simulate the behavior law of the soil. The pile is made of steel with a rectangular section and modeled with linear elastic behavior model.

Our work proceeds in 3 parts, it begin with the analysis of the models in 2 dimensions, which will be used as a basis for the models in 3 dimensions, and will allow the comprehension of the evolution of the deformations in 2 dimensions. The second part concerns the analysis of 3 dimensions models and the confrontation of the results obtained with those of the models in 2 dimensions. The last part is a study in 3 dimensions of a pile group to be able to determine the spacing for which the group effect disappears and each pile in the group behaves as a single pile.

Keywords: single pile, behavior of laterally solicited pile, lateral loading of piles, pile on experiments, modeling of piles, pile group.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1 : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'EXPERIMENTATION ET LA MODELISATION DES PIEUX

| | |
|---|----|
| Fig. I- 1: Relation entre le déplacement du pieu et la résistance..... | 3 |
| Fig. I- 2: Ruptures des pieux libres en tête. | 4 |
| Fig. I- 3: Ruptures des pieux liés au chevêtre. | 4 |
| Fig. I- 4: Déformation du pieu et du sol soumis a une charge transversale..... | 5 |
| Fig. I- 5: Vecteur de déplacement du sol. | 5 |
| Fig. I- 6: Comportement d'un groupe de pieux verticaux sous chargement transversal. | 7 |
| Fig. I- 7: Interaction des champs de contraintes des pieux dans les groupes chargés transversalement. | 8 |
| Fig. I- 8: Interaction des champs de contraintes d'un groupe de pieux chargés latéralement. ... | 8 |
| Fig. I- 9: Site de Plancoët. Disposition du groupe et du pieu isolé. | 10 |
| Fig. I- 10: Coupe schématique du groupe de pieux du site de Plancoët, description du massif de sol et du dispositif de chargement. | 11 |
| Fig. I- 11: Configuration du système..... | 12 |
| Fig. I- 12: Vue générale du dispositif..... | 13 |
| Fig. I- 13: Déformation du sol environnant le pieu. | 14 |
| Fig. I- 14: Disposition (3×5) des pieux et Massifs de réaction..... | 15 |
| Fig. I- 15: Dispositif de mesure en tête du pieu. | 15 |
| Fig. I- 16: Vérin hydraulique. | 16 |
| Fig. I- 17: Vue en plan du dispositif de chargement. | 16 |
| Fig. I- 18: Coupe du dispositif de chargement..... | 16 |
| Fig. I- 19: Dispositif de chargement (2 vérin + poutre de réaction + barres). | 17 |
| Fig. I- 20: Groupe de pieux et pieu isolé. | 17 |
| Fig. I- 21: Déformation du sol environnant le pieu. | 18 |
| Fig. I- 22: Centrifugeuse au laboratoire LCPC (dispositif moderne)..... | 22 |
| Fig. I- 23: Détails sur la centrifugeuse. | 23 |
| Fig. I- 24: Chambre de la centrifugeuse. | 23 |
| Fig. I- 25: Dispositif expérimental. | 25 |
| Fig. I- 26: Dispositif d'essai..... | 27 |
| Fig. I- 27: Chambre d'étalonnage. | 32 |
| Fig. I- 28: Maillage utilisé par Brown et Shie..... | 33 |
| Fig. I- 29: Maillage tridimensionnel utilisé pou modéliser un couple de pieux. | 35 |
| Fig. I- 31: Modélisation du système pieu-sol par PLAXIS 3D..... | 36 |

CHAPITRE II : ÉTUDE EXPERIMENTALE SUR PIEUX METALLIQUE RIGIDE

| | |
|---|----|
| Fig. II- 1: Schéma en coupe du modèle réduit. | 40 |
| Fig. II- 2: Relation entre l'angle de frottement interne (γ) et la densité sèche (γ_d/γ_w). | 41 |
| Fig. II- 3: Courbes Effort (F_t) -déplacement (ΔL). | 42 |
| Fig. II- 4: Courbes Coefficient de butée ($K_p\gamma$) - déplacement (ΔL). | 42 |
| Fig. II- 5: Courbes Point d'application (x/F) - déplacement ΔL | 43 |
| Fig. II- 6: Courbes Inclinaison de l'Effort Résultant (δ) - déplacement (ΔL). | 43 |
| Fig. II- 7: Courbe Coefficient de butée ($K_p\gamma$)- Largeur relative (B/f). | 44 |
| Fig. II- 8: Courbe Point d'application relative à la fiche (x/F) - Largeur relative (B/f)..... | 45 |
| Fig. II- 9: Courbes Inclinaison de l'effort résultant (δ) - Largeur relative (B/F). | 45 |
| Fig. II- 10: Prisme de Coulomb & Cône de rupture..... | 46 |
| Fig. II- 11: Abaque $K_p\gamma = f(\varphi, \delta, B/F)$ pour $\delta/\varphi = 0$ | 47 |

| | |
|--|----|
| Fig. II- 12 : Modèle des deux triangles & Emboîtement des cônes. | 47 |
| Fig. II- 13: Abaque $Kp\gamma = f(\varphi, \delta, B/F)$ pour $\delta/\varphi = 0$ | 48 |
| Fig. II- 14: Comparaison expérimentale et théorique avec les modèles de Coulomb et à deux triangles..... | 48 |
| Fig. II- 15: Traces à la surface du massif des prismes de rupture expérimentale et théoriques. | 49 |

CHAPITRE III : PRESENTATION DU CODE DE CALCUL PLAXIS

| | |
|--|----|
| Fig. III- 1: Actions agissant sur le domaine Ω | 54 |
| Fig. III- 2: Domaine Ω discrétisé. | 55 |
| Fig. III- 3: Comportement élastique a- idéal, b- réel. | 56 |
| Fig. III- 4: Modèle unidimensionnel du comportement élastoplastique..... | 56 |
| Fig. III- 5: Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique..... | 56 |
| Fig. III- 6: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage. | 57 |
| Fig. III- 7: Définition des modules $E0$ et $E50$ | 59 |
| Fig. III- 8: Résultats d'essais triaxiaux CD sur un sable dense..... | 60 |
| Fig. III- 9: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$ | 61 |
| Fig. III- 10: Représentation du Hardening Soil Model dans le repère. | 63 |
| Fig. III- 11: Forme de surfaces de charge H.S.M..... | 63 |
| Fig. III- 12: Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol non cohérent..... | 64 |
| Fig. III- 13: Définition du module oedométrique tangent. | 65 |
| Fig. III- 14: Définition de l'angle de dilatance. | 65 |
| Fig. III- 15: différentes représentations de l'essai oedométrique..... | 66 |
| Fig. III- 16: Surface de rupture pour un soft soil model SSM. | 68 |
| Fig. III- 17: Effet du temps sur les essais oedométriques..... | 68 |
| Fig. III- 18: Diagramme de p,q dans le plan p,q | 69 |

CHAPITRE IV : ÉTABLISSEMENT DU MODELE DE REFERENCE

| | |
|--|----|
| Fig. IV- 1: Relation entre l'angle de frottement interne (γ) et la densité sèche (γ_d/γ_w)..... | 73 |
| Fig. IV- 2: Schéma et dimensions du pieu..... | 75 |
| Fig. IV- 3: Schéma du système 2D modélisé..... | 76 |
| Fig. IV- 4: Étapes de modélisation 2D. | 76 |
| Fig. IV- 5: Numéro des nœuds géométriques. | 77 |
| Fig. IV- 6: Maillage 2D pour la fiche = 30 cm. | 78 |
| Fig. IV- 7: Contraintes effectives pour $\varphi = 31^\circ$ et une fiche = 30 cm..... | 79 |
| Fig. IV- 8: Schéma du système 3D modélisé..... | 79 |
| Fig. IV- 9: Etapes de modélisation 3D. | 80 |
| Fig. IV- 10: Numérotation des nœuds pour le modèle du pieu isolé..... | 81 |
| Fig. IV- 11: Maillage 3D pour le Pieu isolé..... | 82 |
| Fig. IV- 12: Numérotation des nœuds pour le modèle du groupe de pieux..... | 83 |
| Fig. IV- 13: Maillage 3D pour le groupe de Pieux..... | 88 |
| Fig. IV- 14: Activation de l'élément de structure et de la sollicitation. | 89 |
| Fig. IV- 15: Activation du pieu et du chargement imposé..... | 89 |

CHAPITRE V : ÉTUDE PARAMETRIQUE ET RESULTATS

| | |
|--|----|
| Fig. V- 1: Allure des déformations que subit le sol pour une hauteur de fiche égale à 12,50 cm. | 92 |
| Fig. V- 2: Allure des déformations que subit le sol pour une hauteur de fiche égale à 30 cm. | 93 |

| | |
|--|-----|
| Fig. V- 3: Affichage de la déformation avec l'échelle réelle (true scale) et l'échelle automatique (auto scale)..... | 94 |
| Fig. V- 4: Direction du déplacement selon x..... | 95 |
| Fig. V- 5: Position de la valeur maximale du déplacement U_x | 95 |
| Fig. V- 6: Direction du déplacement selon y..... | 96 |
| Fig. V- 7: Position de la valeur maximale du déplacement U_y | 96 |
| Fig. V- 8: Graphes $U(x) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 12,50 cm..... | 99 |
| Fig. V- 9: Graphes $U(y) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 12,50 cm..... | 99 |
| Fig. V- 10: Graphes $U(x) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 14,50 cm..... | 99 |
| Fig. V- 11: Graphes $U(y) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 14,50 cm..... | 100 |
| Fig. V- 12: Graphes $U(x) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 19,50 cm..... | 100 |
| Fig. V- 13: Graphes $U(y) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 19,50 cm..... | 100 |
| Fig. V- 14: Graphes $U(x) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 20 cm..... | 101 |
| Fig. V- 15: Graphes $U(y) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 20 cm..... | 101 |
| Fig. V- 16: Graphes $U(x) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 29,50 cm..... | 101 |
| Fig. V- 17: Graphes $U(y) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 29,50 cm..... | 102 |
| Fig. V- 18: Graphes $U(x) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 30 cm..... | 102 |
| Fig. V- 19: Graphes $U(x) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 30cm..... | 102 |
| Fig. V- 20: Diagrammes $F = F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 12,50 cm et un maillage très fin..... | 105 |
| Fig. V- 21: Diagrammes $F = F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 12,50 cm et un maillage grossier..... | 105 |
| Fig. V- 22: Diagrammes $F = F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 14,50 cm et un maillage très fin..... | 106 |
| Fig. V- 23: Diagrammes $F = F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 14,50 cm et un maillage grossier..... | 106 |
| Fig. V- 24: Diagrammes $F = F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 19,50 cm et un maillage très fin..... | 107 |
| Fig. V- 25: Diagrammes $F = F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 19,50 cm et un maillage grossier..... | 107 |
| Fig. V- 26: Diagrammes $F = F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 20 cm et un maillage très fin..... | 108 |
| Fig. V- 27: Diagrammes $F = F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 20 cm et un maillage grossier..... | 108 |
| Fig. V- 28: Diagrammes $F = F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 29,50 cm et un maillage très fin..... | 108 |
| Fig. V- 29: Diagrammes $F = F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 29,50 cm et un maillage grossier..... | 108 |
| Fig. V- 30: Diagrammes $F = F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 30 cm et un maillage très fin..... | 110 |
| Fig. V- 31: Diagrammes $F = F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 30 cm et un maillage grossier..... | 110 |
| Fig. V- 32: Déformations en 2&3 dimensions..... | 113 |
| Fig. V- 33: Formes des déformations subites par le sol..... | 114 |
| Fig. V- 34: bourrelet et creux..... | 114 |
| Fig. V- 35: Déplacement selon x : U_x | 115 |
| Fig. V- 36: Déplacement selon y : U_y | 115 |
| Fig. V- 37: Déplacement selon y : U_y | 116 |
| Fig. V- 38: Graphes Déplacement = fonction (fiche)..... | 117 |
| Fig. V- 39: Graphes $U(y) = F(F)$ des modèles en 2&3 dimensions pour $\varphi = 33.05^\circ$ | 118 |

| | |
|---|-----|
| Fig. V- 40: Graphes $U(y) = F(F)$ des modèles en 2&3 dimensions pour $\varphi = 33.05^\circ$ | 119 |
| Fig. V- 41: Résultats de l'analyse pour les modèles donc l'entre axes est égal à 9 cm et 12 cm. | 122 |
| Fig. V- 42: Résultats de l'analyse pour les modèles donc l'entre axes est égale à 15 cm et à 18 cm. | 123 |
| Fig. V- 43: Résultats de l'analyse pour les modèles donc l'entre axes est égal à 21 cm et 24 cm. | 124 |
| Fig. V- 44: Résultats de l'analyse pour les modèles donc l'entre axes est égal à 27 cm et 28 cm. | 125 |
| Fig. V- 45: Agrandissement pour le modèle avec l'entre axes = 28 cm..... | 126 |
| Fig. V- 46: Résultats de l'analyse pour le modèle dont l'entre axes est égal à 29 cm. | 126 |
| Fig. V- 47: Comparaison entre modèles (entre axes égal de 9 cm et 28 cm). | 127 |
| Fig. V- 48: Déformation du sol environnant un groupe de pieux (entre axes = 9 cm). | 128 |
| Fig. V- 49: Déformation du sol environnant un groupe de pieux (entre axes = 28 cm)..... | 128 |
| Fig. V- 50: Graphe déplacement en fonction de l'entre axes. | 129 |
| Fig. V- 51: Déformation du modèle avec l'effet de bord (entre axes = 28 cm)..... | 131 |
| Fig. V- 52: Déformation du modèle, après augmentation de ces dimensions (entre axes = 28 cm). | 131 |

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1 : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'EXPERIMENTATION ET LA MODELISATION DES PIEUX

| | |
|---|----|
| Tableau. I- 1: Type de modifications engendrées pendant les essais. | 6 |
| Tableau. I- 2: Facteur influençant l'interaction entre pieux. | 9 |
| Tableau. I- 3: Historique des essais en vraie grandeur 1. | 19 |
| Tableau. I- 4: Historique des essais en vraie grandeur 2. | 20 |
| Tableau. I- 5: Historique des essais en vraie grandeur 3. | 21 |
| Tableau. I- 6: Dimensions et performances de la centrifugeuse du LCPC. | 23 |
| Tableau. I- 7: Dimensions de la Nacelle pivotante. | 23 |
| Tableau. I- 8: Conditions de similitude. | 24 |
| Tableau. I- 9: Historique des essais en Centrifugeuse 1. | 30 |
| Tableau. I- 10: Historique des essais en Centrifugeuse 2. | 31 |
| Tableau. I- 11: Caractéristiques du système pieu-sol modélisé. | 37 |

CHAPITRE II : ETUDE EXPERIMENTALE SUR PIEUX METALLIQUE RIGIDE

| | |
|--|----|
| Tableau. II- 1: Caractéristiques physiques du matériau. | 40 |
|--|----|

CHAPITRE III : PRESENTATION DU CODE DE CALCUL PLAXIS

| | |
|--|----|
| Tableau III- 1: Différents paramètres et unités. | 64 |
| Tableau III- 2: Paramètres du modèle de Cam-Clay. | 66 |
| Tableau III- 3: Paramètres SSM. | 67 |
| Tableau III- 4 : Paramètres Avancés SSM. | 68 |
| Tableau III- 5: Paramètres SSCM. | 69 |
| Tableau III- 6: Paramètres Avancés SSCM. | 70 |

CHAPITRE IV : ÉTABLISSEMENT DU MODELE DE REFERENCE

| | |
|--|----|
| Tableau. IV- 1: Caractéristiques physiques du matériau. | 73 |
| Tableau. IV- 2: poids volumique et angle de frottement correspondant. | 74 |
| Tableau. IV- 3: Caractéristiques du sable pour le modèle de base. | 74 |
| Tableau. IV- 4: Paramètres du pieu en 2D. | 75 |
| Tableau. IV- 5: Paramètres du pieu en 3D. | 75 |
| Tableau. IV- 6: Coordonnées pour la fiche = 12,50 cm. | 77 |
| Tableau. IV- 7: Coordonnées pour la fiche = 14,50 cm. | 77 |
| Tableau. IV- 8: Coordonnées pour la fiche = 19,50 cm. | 77 |
| Tableau. IV- 9: Coordonnées pour la fiche = 20,00 cm. | 78 |
| Tableau. IV- 10: Coordonnées pour la fiche = 29,50 cm. | 78 |
| Tableau. IV- 11 : Coordonnées pour la fiche = 30,00 cm. | 78 |
| Tableau, IV- 12: Coordonnées des pieux isolés en plan (X, Z), | 82 |
| Tableau. IV- 13: Plan de travail pour (work plane) pour toutes les Fiches. | 82 |
| Tableau. IV- 14: Coordonnées des nœuds géométriques pour les groupes de pieux en plan (X, Z). | 84 |
| Tableau. IV- 15: Coordonnées des nœuds géométriques pour les groupes de pieux en plan (X, Z). | 85 |
| Tableau. IV- 16: Coordonnées des nœuds géométriques pour les groupes de pieux en plan (X, Z). | 86 |

| | |
|---|----|
| Tableau. IV- 17: Coordonnées des nœuds géométriques pour les groupes de pieux en plan (X, Z)..... | 87 |
| Tableau. IV- 18: Hauteur du plan de travail pour le groupe de pieux..... | 88 |

CHAPITRE V : ÉTUDE PARAMETRIQUE ET RESULTATS

| | |
|---|-----|
| Tableau V- 1: Résultats de la modélisation (valeur des déplacements en fonction des paramètres varie)..... | 97 |
| Tableau V- 2: Résultats de la modélisation (valeur des déplacements en fonction des paramètres varie)..... | 98 |
| Tableau V- 3: Ration entre les résultats du même type de maillage..... | 103 |
| Tableau V- 4: Ratio entre les résultats des deux types de maillage..... | 104 |
| Tableau V- 5: Effort latéral utilisé pour la modélisation en 3 dimensions..... | 112 |
| Tableau V- 6: Valeurs des déplacements pour le sol avec un angle de frottement $\varphi = 33.05^\circ$ | 119 |
| Tableau V- 7: Valeurs des déplacements obtenues en 2&3 dimensions pour $\varphi = 33.05^\circ$ | 120 |
| Tableau V- 8: Valeurs de l'entre axes pour chaque itération..... | 121 |
| Tableau V- 9: Valeur du déplacement (U_y) en fonction de l'entre axes..... | 129 |
| Tableau V- 10: comparaison entre les résultats du pieu isolé et du groupe de pieux sans effet de groupe..... | 130 |

TABLES DES MATIERES

| | |
|--|----|
| Introduction générale | 1 |
| CHAPITRE 1 : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'EXPERIMENTATION ET LA MODELISATION DES PIEUX | |
| Introduction | 3 |
| 1. Le comportement d'un pieu isole sous charge transversale | 3 |
| 1.1. Interaction des pieux lors de leur installation. | 5 |
| 1.2. Le groupe sous charge transversale de travail. | 6 |
| 1.3. Les causes de la complexité du comportement du groupe sous charge transversale. | 7 |
| 2. Essais sur pieux charges latéralement : Essais in-situ | 9 |
| 2.1. Site de Plancoët | 10 |
| 2.2. Salt Lake International Airport | 12 |
| 2.2.1. Pieu isolé | 12 |
| 2.2.1.1. Instrumentation et chargement | 12 |
| 2.2.1.2. Procédure de l'essai | 13 |
| 2.2.1.3. Résultats | 13 |
| 2.2.2. Groupe de 15 pieux : disposition (3×5) | 14 |
| 2.2.2.1. Instrumentation. | 15 |
| 2.2.2.2. Chargement | 15 |
| 2.2.2.3. Résultats | 18 |
| 2.3. Historique des essais in-situ | 18 |
| 3. Essais sur pieux charges latéralement : Essais au laboratoire | 22 |
| 3.1. La centrifugeuse géotechnique | 22 |
| 3.1.1. Définition | 22 |
| 3.1.2. Caractéristiques techniques et domaine d'application:(Centrifugeuse du LCPC) | 23 |
| 3.1.3. Conditions de similitude | 24 |
| 3.2. Pieux sous charges latérales : Étude de l'effet de groupe (1993) | 24 |
| 3.2.1. Dispositif expérimental et programme d'essais | 25 |
| 3.2.2. Méthode. | 26 |
| 3.2.3. Résultats des essais | 26 |
| 3.2.3.1. L'effet de groupe | 26 |
| 3.2.3.2. Efficacité du groupe | 26 |
| 3.3. Étude du comportement d'un groupe de pieux sous chargement latéral monotone (Septembre 2004) | 27 |
| 3.3.1. Étude expérimentale. | 27 |
| 3.3.1.1. Instrumentation des pieux | 27 |
| 3.3.1.2. Massif de sol | 28 |
| 3.3.1.3. Mode d'installation des pieux dans le massif sableux | 28 |
| 3.3.2. Résultats des essais | 28 |
| 3.3.2.1. Moments fléchissant | 28 |
| 3.3.2.2. Courbes de réaction | 29 |
| 3.4. Historique des essais en Centrifugeuse | 29 |
| 3.5. Analyse Du Comportement D'un Pieu En Chambre D'étalonnage | 32 |
| 3.5.1. Description générale | 32 |
| 4. Analyse numérique du comportement des pieux sous chargement latéral | 33 |
| 4.1. Brown & Shie [1991] | 33 |
| 4.2. Ata [1998] | 34 |

| | | |
|-------------------|--|-----------|
| 4.3. | Simulation et analyse d'un pieu sous chargement lateral..... | 36 |
| 4.3.1. | Model Numérique | 36 |
| 4.3.2. | Dimensions du modèle | 36 |
| 4.3.3. | Caractéristiques des matériaux et loi de comportement | 36 |
| 4.3.4. | Problème étudié..... | 37 |
| 4.3.5. | Analyse et Résultats | 37 |
| 4.3.5.1. | Paramètre influençant le comportement du pieu et du sol..... | 37 |
| 4.3.5.2. | Influence de la section et du rapport longueur sur diamètre du pieu (L/B)..... | 37 |
| Conclusion | | 38 |

CHAPITRE II : ÉTUDE EXPERIMENTALE SUR PIEUX METALLIQUE RIGIDE

| | | |
|--|--|-----------|
| Introduction | | 40 |
| 1. Description du modèle d'essai | | 40 |
| 2. Caractéristique physique, granulométrique et mécanique du matériau utilisé | | 41 |
| 3. Les résultats expérimentaux | | 41 |
| 3.1. | Le programme d'essais..... | 41 |
| 3.1.1. | Courbes expérimentales..... | 41 |
| 3.1.1.1. | Courbes effort-déplacement..... | 41 |
| 3.1.1.2. | Evolution du coefficient de butée | 42 |
| 3.1.1.3. | Evolution du point d'application (x/F) et de l'inclinaison (δ) de l'effort résultant Ft | 43 |
| 4. Exploitation des résultats expérimentaux | | 44 |
| 4.1. | Influence de la largeur relative (B/F) du pieu..... | 44 |
| 4.1.1. | Sur le coefficient de butée | 44 |
| 4.1.2. | Sur la position relative à la fiche (x/F) de l'effort résultant | 45 |
| 4.1.3. | Sur l'inclinaison δ de l'effort résultant..... | 45 |
| 5. Modélisation de la butée tridimensionnelle | | 46 |
| 5.1. | Modèle tridimensionnel de Coulomb | 46 |
| 5.2. | Modèle tridimensionnel à deux triangles..... | 47 |
| 6. Comparaisons expérimentales et théoriques | | 48 |
| 6.1. | Comparaison des $K_p \gamma$ théoriques et expérimentaux | 48 |
| 6.2. | Comparaison des formes et des volumes..... | 48 |
| Conclusion | | 49 |

CHAPITRE III : PRESENTATION DU CODE DE CALCUL PLAXIS

| | | |
|--|--|-----------|
| Introduction | | 51 |
| 1. Option par défaut, solution approchées | | 51 |
| 2. Méthode des éléments finis en géomécanique | | 52 |
| 2.1. | Concepts de base | 53 |
| 2.2. | Les éléments finis et la géomécanique | 53 |
| 2.3. | Formulation de la MEF en géomécanique..... | 54 |
| 2.4. | Remarques | 55 |
| 2.5. | Quelques rappels d'élastoplasticité en Géomécanique | 55 |
| 2.5.1. | Comportement élastique | 55 |
| 2.5.2. | Comportement plastique..... | 56 |
| 2.5.3. | Comportement élasto-plastique..... | 56 |
| 3. Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS | | 57 |
| 3.1. | Contraintes totales, effectives, et pressions interstitielles..... | 58 |

| | | |
|-------------------|--|-----------|
| 3.2. | Modélisation d'un comportement d'un sol..... | 58 |
| 3.3. | Modèle élastique linéaire..... | 59 |
| 3.4. | Le modèle de Mohr-Coulomb..... | 59 |
| 3.4.1. | Le module de Young..... | 59 |
| 3.4.2. | Le coefficient de poisson..... | 60 |
| 3.4.3. | L'angle de frottement..... | 60 |
| 3.4.4. | La cohésion..... | 60 |
| 3.4.5. | L'angle de dilatance..... | 60 |
| 3.4.6. | Les contraintes de traction..... | 61 |
| 3.4.7. | Paramètres avancés..... | 61 |
| 3.4.7.1. | Augmentation de la rigidité ($E_{\text{increment}}$)..... | 61 |
| 3.4.7.2. | Augmentation de la cohésion ($C_{\text{increment}}$)..... | 62 |
| 3.5. | Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)..... | 62 |
| 3.5.1. | Courbes effort-déformation..... | 62 |
| 3.5.2. | Les modules..... | 62 |
| 3.5.3. | Les surfaces de charge..... | 63 |
| 3.6. | Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M)..... | 65 |
| 3.6.1. | Paramètres de compressibilité..... | 65 |
| 3.6.2. | La cohésion..... | 66 |
| 3.6.3. | Paramètre de frottement..... | 66 |
| 3.6.4. | Paramètre de dilatance..... | 66 |
| 3.6.5. | Paramètre de contrainte K_0 | 66 |
| 3.6.6. | Coefficient de poisson..... | 67 |
| 3.6.7. | Remarques..... | 67 |
| 3.6.8. | Prise en compte de la sur-consolidation..... | 67 |
| 3.6.9. | Résumé..... | 67 |
| 3.7. | Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model.S.S.C.M) | 68 |
| 3.7.1. | Les paramètres du SSCM..... | 69 |
| 4. | Présentation de PLAXIS 3D FOUNDATION - Version 1.1 | 70 |
| Conclusion | | 70 |

CHAPITRE IV : ÉTABLISSEMENT DU MODELE DE REFERENCE

| | |
|---|-----------|
| Introduction | 73 |
| 1. Caractéristiques du sol | 73 |
| 2. Caractéristiques Des Pieux | 74 |
| 3. Élaboration des modèles | 75 |
| 3.1. Modélisation 2D..... | 75 |
| 3.1.1. Coordonnées des nœuds géométriques 2D..... | 77 |
| 3.1.2. Maillage..... | 78 |
| 3.1.3. Les conditions initiales..... | 79 |
| 3.2. Modélisation 3D..... | 79 |
| 3.2.1. Différence majeure..... | 80 |
| 3.2.2. Coordonnées des nœuds géométriques 3D..... | 81 |
| 3.2.3. Pieu isolé 3D..... | 81 |
| 3.2.3.1. Maillage pour pieu isolé..... | 82 |
| 3.2.4. Groupe de pieux..... | 83 |
| 3.2.4.1. But..... | 83 |
| 3.2.4.2. Maillage..... | 88 |
| 4. Phases de calcul | 88 |

| | | |
|-------------------|-------------------------------|----|
| 4.1. | Modèles en 2 dimensions | 89 |
| 4.2. | Modèles en 3 dimensions | 89 |
| Conclusion | | 89 |

CHAPITRE V : ÉTUDE PARAMETRIQUE ET RESULTATS

| | | |
|---|-------|-----|
| Introduction | | 91 |
| 1. Résultats de la modélisation en 2 dimensions | | 91 |
| 1.1. Déformation et déplacements | 91 | |
| 1.1.1. Description de la déformation..... | 94 | |
| 1.1.2. Direction est valeur du déplacement | 94 | |
| 1.1.3. Déplacements selon x : U_x | 95 | |
| 1.1.4. Déplacements selon y : U_y | 96 | |
| 1.2. Résultats et interprétation | 97 | |
| 1.2.1. Ratio des déplacements | 103 | |
| 1.2.2. Diagrammes effort-déplacement : $F=F(U_x)$ | 104 | |
| 1.2.3. Observation et conclusion..... | 111 | |
| 2. Résultats de la modélisation en 3 dimensions : Pieu isolé | | 112 |
| 2.1. Déformation et déplacements..... | 112 | |
| 2.1.1. Description de la déformation..... | 113 | |
| 2.1.2. Direction est valeur du déplacement | 114 | |
| 2.1.3. Déplacements selon x : U_x | 115 | |
| 2.1.4. Déplacements selon y : U_y | 115 | |
| 2.1.5. Déplacements selon z : U_z | 116 | |
| 2.2. Résultats et interprétation | 116 | |
| 2.2.1. Comparaison entre les résultats obtenus en 2 et 3 dimensions | 117 | |
| 2.3. Observation et conclusion..... | 120 | |
| 3. Résultats de la modélisation en 3 dimensions : groupe de Pieux | | 121 |
| 3.1. Résultats de la modélisation | 121 | |
| 3.1.1. Déplacements..... | 129 | |
| 3.2. Observation et conclusion..... | 130 | |
| 4. Effet de bord | 130 | |
| 4.1. Définition | 130 | |
| 4.2. Observation et conclusion..... | 131 | |
| Conclusion générale et Recommandation | 133 | |
| Références bibliographiques | 137 | |

Introduction générale

Les fondations servent à transmettre au sol les charges dues à un ouvrage. Le pieu, fondation profonde, est une fondation élançée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple). Les 3 parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

Le pieu a pour fonction de transmettre les charges de service provenant de la structure au sol avoisinant. Outre le chargement axial dû au poids et aux charges permanentes de l'ouvrage, il arrive qu'un chargement latéral sollicite le pieu. Le sol réagit pour l'équilibrer, en mobilisant une réaction latérale.

La nature du chargement latéral provenant de la structure est variée. Le chargement peut être statique, comme l'effet de la poussée de terres sur une culée de pont. Il peut être cyclique, comme l'effet de la houle sur les plateformes off shore.

Enfin, le chargement peut être sous forme d'un choc, comme l'accostage des navires sur un quai ou un duc d'albe. Il arrive que le chargement latéral provienne du sol lui même en cas de séisme par exemple, ou lors du déplacement latéral d'une couche d'argile compressible.

Différentes voies de recherches pour la détermination du comportement du pieu sous chargement latéral peuvent être envisagées :

L'approche théorique, où la difficulté réside dans la modélisation du comportement du système sol-fondation. Devant la complexité du problème liée à la multitude des facteurs entrant en jeu d'une part, et la rhéologie mal connue des sols d'autre part, les méthodes actuelles de dimensionnement des fondations profondes sous chargement latéral, se basent sur des hypothèses simplificatrices qui ne représentent pas le comportement réel de la fondation.

L'expérimentation sur des ouvrages en vraie grandeur. Elle est limitée par les coûts, les délais et la quasi-impossibilité d'effectuer des études paramétriques.

L'étude sur des modèles réduits. Les forces de masse sont prépondérantes en mécanique des sols. Or, la réduction des dimensions de l'ouvrage ne doit pas modifier son comportement. La technique actuellement utilisée consiste à centrifuger le modèle.

Avec l'évolution de l'outil informatique et l'arrivée des logiciels de calcul basés sur les éléments finis spécialisés en géotechnique, qui ont donné un second souffle aux recherches concernant le comportement des pieux. Ces logiciels ont permis l'élaboration de modèles représentant des situations de chargement réel avec dimensions et caractéristiques réelles (vraie grandeur), ainsi que la modélisation d'essais au laboratoire réalisés sur modèle réduit.

L'utilisation de l'analyse numérique ne se résume pas à l'étude de cas isolé ou de chargement unidimensionnelle. Elle peut également représenter un groupe de pieux avec différentes directions de chargement et différents types de sollicitations.

CHAPITRE I
ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE
SUR
L'EXPERIMENTATION
ET LA
MODELISATION DES PIEUX

Chapitre I : Étude bibliographique sur L'expérimentation et la modélisation des pieux

Introduction

Le comportement des pieux, même isolés, demeure difficile à analyser, d'autant plus lorsqu'ils sont inclinés et chargés tri dimensionnellement et qu'ils se trouvent dans une configuration plus ou moins complexe de groupe ou de réseau. Aujourd'hui encore, il demeure difficile d'appréhender de façon complète les réactions du sol aux sollicitations des pieux, dans ce but des recherches ont été entreprises afin d'identifier les différents paramètres pouvant influencer sur le comportement des pieux ainsi que l'ampleur de cette influence.

1. Le comportement d'un pieu isole sous charge transversale

Les facteurs relatifs au comportement du sol qui affectent la réponse d'un pieu sont nombreux et encore difficilement appréhendables aujourd'hui. La carence en connaissance s'initie au moment de l'installation du pieu et continue pendant son chargement. Le comportement d'un pieu isolé est compliqué principalement en raison de la nature du matériau dans lequel il est installé : le sol. Ainsi, par exemple lors de l'installation d'un pieu dans du sable, la densité du sol et l'arrangement des grains en fonction de la taille peut se modifier.

Quand le pieu est chargé transversalement, les réactions du sol se développent le long du pieu afin de permettre l'équilibre du système. Le pieu fléchit et le sol est soumis à des déformations. Sous l'augmentation du niveau de chargement, la réaction du sol à une profondeur donnée continuera à croître, alors que le déplacement du pieu à cette profondeur augmente aussi. La relation entre le déplacement du pieu et la résistance est généralement non-linéaire comme le montre la Figure I-1.

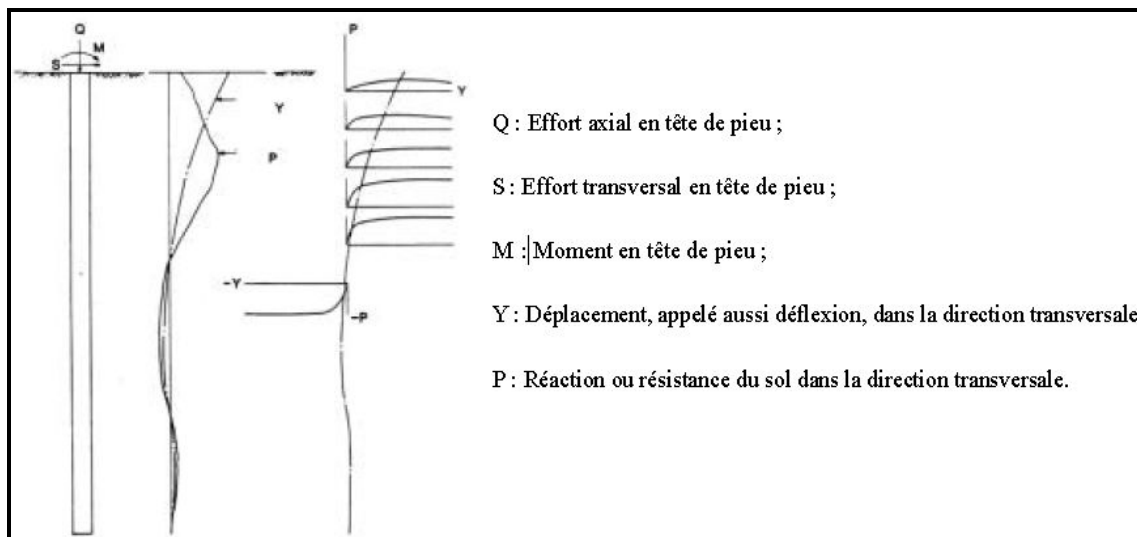


Fig. I- 1: Relation entre le déplacement du pieu et la résistance.

Lorsque la charge continue d'augmenter le système n'est plus en équilibre. En fonction de la longueur du pieu, de la rigidité de la section et des caractéristiques de charge-déformation du sol, le mode de rupture varie. Pour les pieux « libre » en tête :

Figure I-2(a) : Le moment de flexion maximum dans le pieu excède le moment causant le fléchissement ou la rupture de la section du pieu, ce type de rupture arrive plutôt quand la fiche du pieu est relativement grande.

Figure I-2(b) : Les pressions latérales résistantes des terres sont supérieures à la résistance latérale du sol le long du pieu et il tourne autour d'un point localisé à une certaine distance sous la surface du sol, ce type de rupture survient plutôt quand la longueur du pieu et sa profondeur de pénétration est relativement petite. II. Pour les pieux liés au chevêtre.

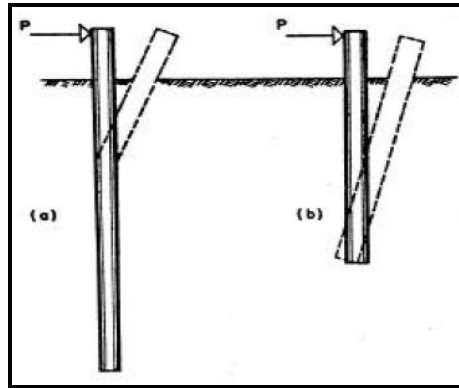


Fig. I- 2: Ruptures des pieux libres en tête.

Figure I-3(a) : Pour des conditions réellement fixes en tête, le moment négatif maximum est plus important que le moment positif maximum, ainsi l'effort seuil de la section du pieu est généralement dépassé en commençant par la tête du pieu. Cependant le pieu est encore capable de résister à des charges transversales supplémentaires.

Figure I-3(b) : La rupture survient aussi après la formation de la première rotule plastique à la tête du pieu si les réactions transversales du sol dépassent la capacité portante du sol le long du pieu, le pieu tourne alors autour du point situé à une certaine profondeur sous la surface du sol, ce mode de rupture survient pour des longueurs de pieu et une profondeur de pénétration Intermédiaire.

Figure I-3(c) : Quand les longueurs de pieu et les profondeurs de pénétration sont petites, les ruptures surviennent au moment où les charges transversales appliquées dépassent la résistance du sol supportant.

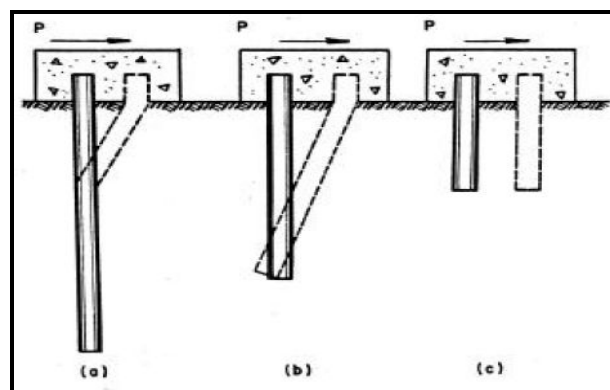


Fig. I- 3: Ruptures des pieux liés au chevêtre.

Une analyse a été effectuée sur un pieu isolé (un demi-pieu circulaire) installé dans un conteneur à face transparente par traitement d'images (Figure I-4.), afin de distinguer clairement les grandes déformations concentrées dans les couches superficielles. A l'avant du pieu, la zone dans laquelle se manifestent des déplacements perceptibles s'étend sur environ 4 diamètres (Figure I-5).

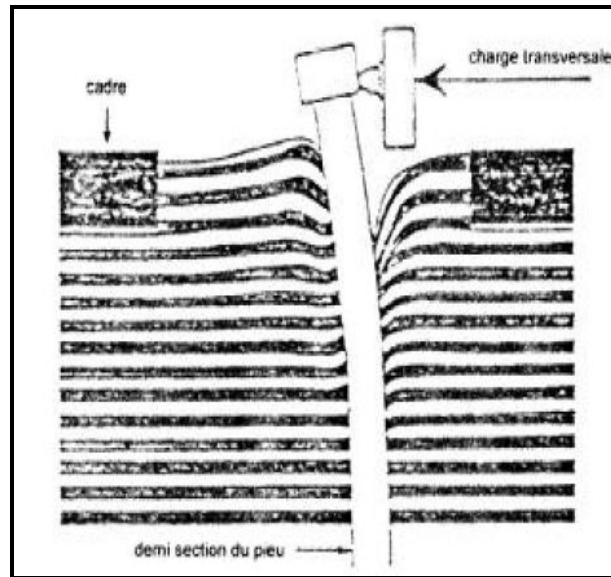


Fig. I- 4: Déformation du pieu et du sol soumis a une charge transversale.

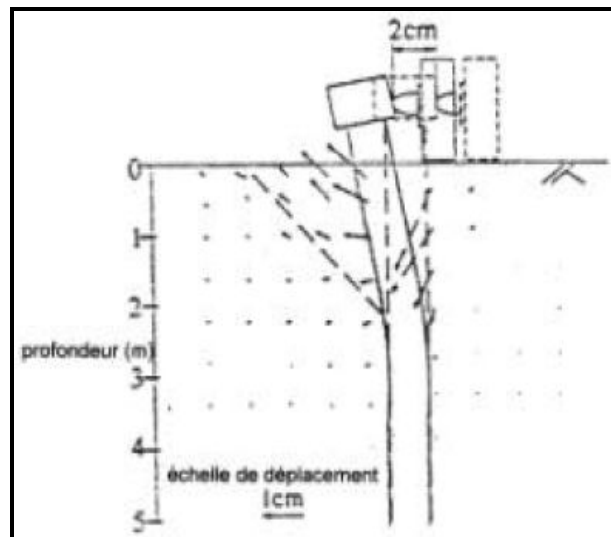


Fig. I- 5: Vecteur de déplacement du sol.

1.1. Interaction des pieux lors de leur installation

Les études concernant les effets d'installation sont très rares. Elles peuvent globalement être classées en trois catégories :

- Les études expérimentales privilégiant la visualisation du sol autour des pieux,
- Les études expérimentales et théoriques où l'attention est portée sur la quantification directe ou indirecte des paramètres d'installation,
- Les études par les éléments finis où l'attention est portée sur le comportement du pieu obtenu par la modélisation.

La complexité du problème et la difficulté d'une approche en grandeur réelle a souvent orienté les études expérimentales vers la réalisation de modèles réduits en laboratoire. Dans le tableau. I-1 suivant, on distingue trois niveaux de modification.

Tableau. I- 1: Type de modifications engendrées pendant les essais.

| | |
|--|---|
| <p>Modification dans le sol des contraintes et de l'état des déformations, de la densité, et peut-être de la distribution des grains en fonction de leur taille.</p> | <p>Ces modifications sont différentes de celles constatées pour un pieu isolé. Par exemple, on peut observer une densification des sables lâches et une augmentation des contraintes latérales effectives.</p> |
| <p>Modification du comportement individuel du pieu en modifiant les propriétés du sol autour du pieu.</p> | <p>Dans le sable, la densification et l'augmentation des contraintes latérales peuvent conduire à une augmentation de la rigidité initiale et de la résistance ultime dans les relations « p-y ».</p> |
| <p>L'effet du renforcement du sol dû à la présence des pieux eux-mêmes peut être considéré comme un effet d'installation.</p> | <p>Les pieux encastrés dans le sol conduisent à un renforcement du sol, augmentant sa capacité portante et modifiant son comportement en déformation de la même manière que l'acier renforce le béton dans le cas de structure en béton armé ou précontraint. Malheureusement, bien qu'une analyse suffisamment soignée des effets de renforcement dans les membres de béton peut être habituellement obtenue par l'adaptation de théories simples de fléchissement la nature continue du sol autour des pieux rend l'analyse correspondant de l'effet de renforcement des pieux bien plus difficile.</p> |

Les effets d'installation sont fortement influencés par :

- L'espacement entre les pieux,
- La technique de construction, incluant la méthode d'installation des pieux, ainsi que la vitesse et l'ordre selon lequel les pieux sont installés,
- La perméabilité, la résistance au cisaillement, la compressibilité, et l'état initial des contraintes effectives du sol,
- L'importance des effets diffère pour chaque pieu du groupe.

1.2. Le groupe sous charge transversale de travail

A la fois l'importance de la charge, l'historique du chargement et la combinaison des charges appliquées affectent la réponse de la fondation. Les déflexions d'un pieu isolé ou d'un groupe de pieux peuvent être considérées comme augmentant approximativement linéairement avec la charge appliquée. La déflexion transversale est causée par la déformation au cisaillement du sol au moment du chargement et par la consolidation et le fluage subséquent au chargement.

En général le groupe de pieux est utilisé pour résister à des charges et des moments de trois degrés de liberté en translation et en rotation. Pour un groupe soumis à des charges transversales et des moments de renversement, le comportement peut être similaire à celui qui est montré sur la figure I-6. Le groupe a tendance à répondre à cette sollicitation simple comme suit :

- Le groupe s'incline dans la direction de la charge et du moment induisant des poussées axiales dans les pieux,
- Les pieux individuels tournent au niveau de leur point de connexion avec la structure,
- Le centre du groupe se déplace au niveau de la connexion avec la superstructure,
- Les pieux se déplacent relativement les uns par rapport aux autres selon ce que leur permet la rigidité de la structure ou du chevêtre,
- Chaque pieu fléchit sur sa longueur, induisant des moments de flexion interne.

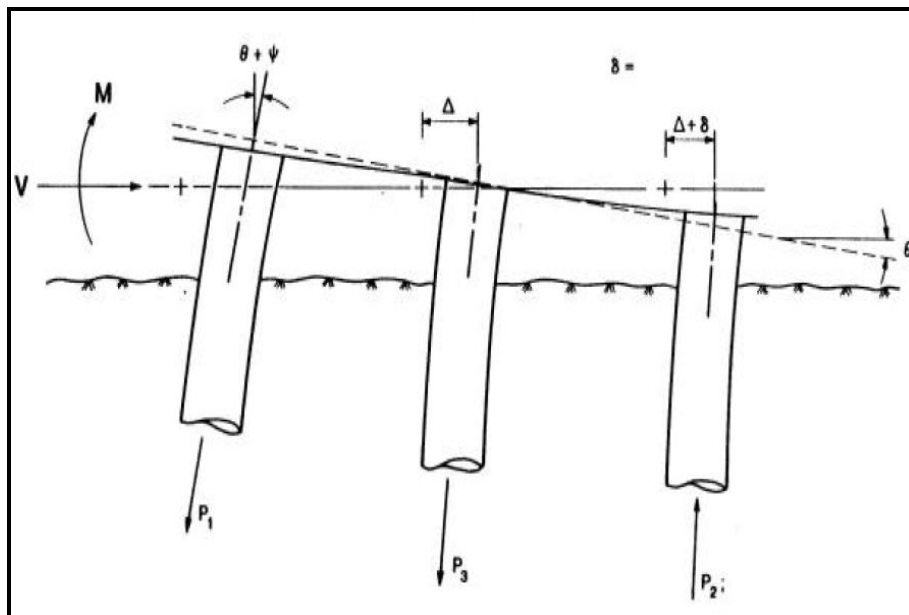


Fig. I- 6: Comportement d'un groupe de pieux verticaux sous chargement transversal.

On peut distinguer trois schémas conduisant à la limitation du chargement transversal :

- La capacité du sol peut être dépassée, il en résulterait un large déplacement horizontal du pieu et une rupture de la fondation,
- Le moment de flexion peut générer d'excessives contraintes de flexion dans le matériau du pieu, ce qui conduirait à une rupture de la structure du pieu,
- Le déplacement de la tête du pieu est trop important pour être compatible avec la superstructure.

1.3. Les causes de la complexité du comportement du groupe sous charge transversale

Le comportement de groupe de pieux verticaux soumis à des charges transversales est fonction de nombreuses variables interdépendantes. On peut distinguer d'une part les facteurs que l'on pourrait considérer comme géométriques ou structurels et ceux à connotations plus mécaniques, conséquences de l'interaction pieu-sol-pieu. Cette interaction résulte de la superposition des champs de contraintes et des champs de déformations (Figure I-7&8).

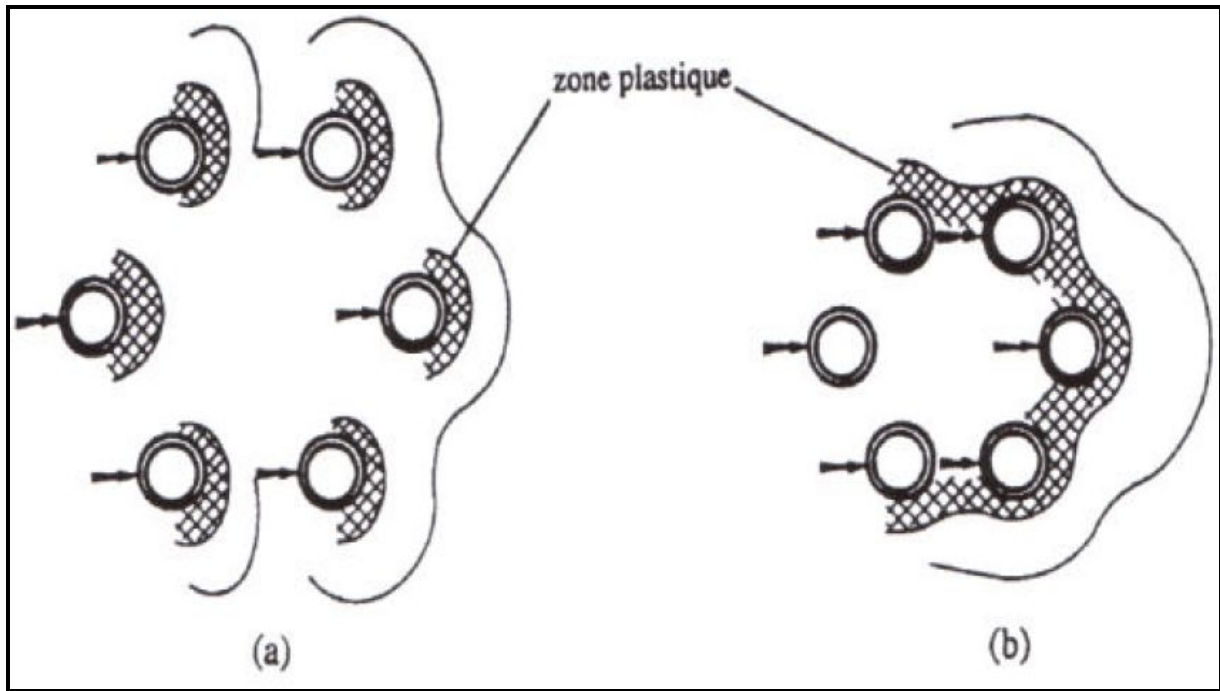


Fig. I- 7: Interaction des champs de contraintes des pieux dans les groupes chargés transversalement.

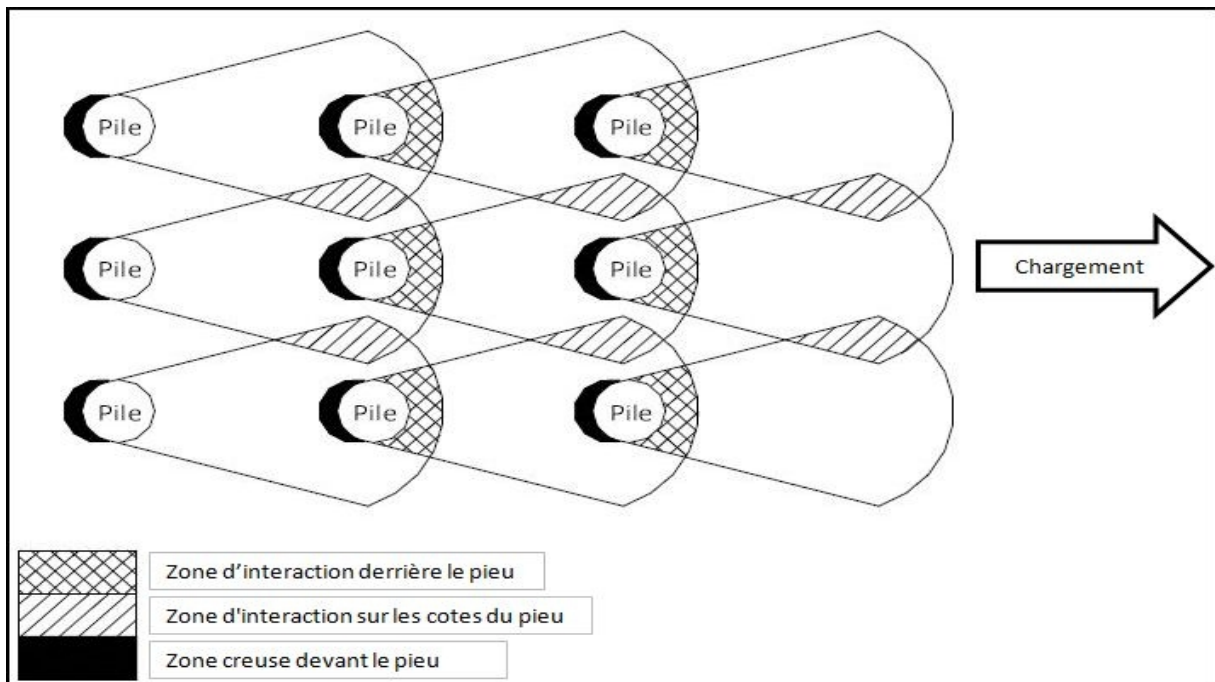


Fig. I- 8: Interaction des champs de contraintes d'un groupe de pieux chargés latéralement.

Dans le cas de groupes de pieux faiblement espacés, on peut distinguer deux conditions de contrainte [TOWNSEND. 1997] :

- Une zone proche soumise à de fortes contraintes et à des déformations plastiques (grands déplacements dans la zone proche du pieu),
- Une zone plus lointaine soumise à de petites contraintes et déplacements entre les pieux.

Actuellement encore de nombreuses études se déroulent dans le but d'appréhender l'influence de ces zones sur le comportement des groupes en raison de son extrême complexité. Afin de définir les différents facteurs influençant le degré d'interaction entre les pieux d'un groupe, un intérêt particulier a été porté sur les résultats issus d'essais en vraie grandeur, et il a été observé que trois facteurs majeurs entrent en jeu, ils sont mentionnés dans le tableau. I-2.

Tableau. I- 2: Facteur influençant l'interaction entre pieux.

| | |
|--------------------------------|---|
| La géométrie du groupe | <ul style="list-style-type: none"> • Influence la proportion relative du moment global auquel résistent les pieux (par frottement latéral et flexion), • Agit sur la résistance à la rotation selon l'emplacement des pieux par rapport à l'axe de rotation, • Influence le degré de modification du comportement du pieu dû à la présence des autres pieux. |
| Les conditions en tête de pieu | Influence à la fois le comportement de chaque pieu dans le groupe, mais aussi le comportement du groupe tout entier. |
| La flexibilité de la structure | <ul style="list-style-type: none"> • Influence la nature et l'amplitude des charges supportées par la fondation, ainsi que la répartition des charges aux différents pieux dans le groupe, • Influence la réponse de la structure aux sollicitations transversales telles que le vent ou l'action des vagues, • Affecte le degré auquel les têtes de pieu du groupe sans contraintes de maintenir constant l'espacement (selon la rigidité du chevêtre) durant le chargement conduisant ainsi à des modifications de la distribution des charges dans les pieux du groupe. |

2. Essais sur pieux chargés latéralement : Essais in-situ

Introduction

La réponse d'un pieu soumis à une charge latérale est influencée par les caractéristiques mécaniques du pieu, par la nature et le comportement du sol et par la loi de chargement. Les paramètres à étudier lors du dimensionnement sont donc variés et nombreux. Ils concernent les conditions limites et initiales, la géométrie, la nature du pieu, Les caractéristiques du sol.

Les essais en vraies grandeurs sont un outil très efficace pour la détermination du comportement réel des pieux soumis à une sollicitation horizontale. Leur avantage majeur se situe dans la prise en compte des paramètres réels influençant le comportement des pieux, comme le mode de mise en place (forage, fonçage, battage ...) et son effet sur le sol, les caractéristiques du pieu et celles du sol ainsi que le type de chargement et le son mode d'application.

Plusieurs essais et compagnie de test avaient pour but de comprendre le comportement du pieu sous sollicitation latérale, étant isolé ou en groupe. Quelques essais sont présentés dans ce qui suit :

2.1. Site de Plancoët

Un premier essai de chargement latéral d'un pieu isolé a été réalisé en 1972 sur la station d'essai de Plancoët (Bretagne, France) [BAGUELIN et JEZEQUEL, 1972]. Plus tard, le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en collaboration avec l'Institut Français du Pétrole a procédé à la mise en place d'un groupe de pieux sur le site, en 1983. Le but recherché était l'étude de l'effet de groupe sous chargement latéral.

Un programme intensif de chargements statiques et cycliques a ainsi été entrepris sur 6 pieux verticaux disposés en deux rangées espacées avec un entre axes de $3B$ et composées chacune de 3 pieux, espacés de $2B$ (figure I-9). Plus tard, en 1984-1985, on a testé un pieu isolé identique aux pieux du groupe.

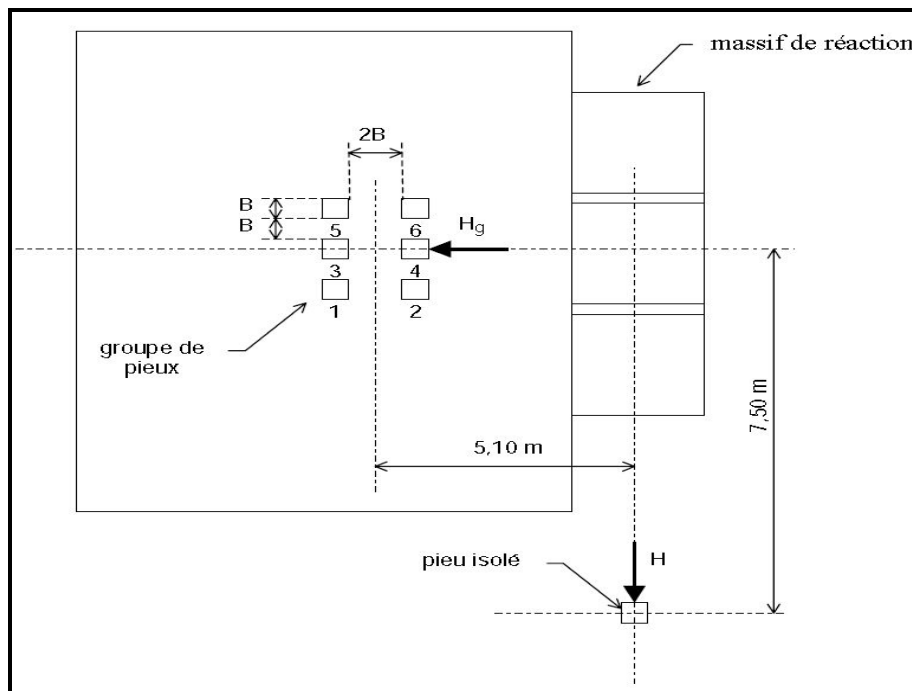


Fig. I-9: Site de Plancoët. Disposition du groupe et du pieu isolé.

Une campagne de reconnaissance a permis d'établir le profil géotechnique du massif de sol concerné. Une première couche d'argile très plastique de 1 m d'épaisseur, suivie d'une seconde couche d'argile peu plastique de 4 m d'épaisseur, surmontent une couche de sable de 4 m d'épaisseur. Le pieu est donc fiché dans une bicouche argile sable. (Figure I-12)

Les pieux sont des poutrelles en acier sur lesquelles ont été fixées deux plaques latérales en acier. La section est donc rectangulaire de largeur frontale $B=0,284$ m et de hauteur $h=0,27$ m. La longueur L du pieu est de 9 m et sa fiche en sol D de 6,5 m. Dans les deux essais (isolé et groupe), les pieux ont été mis en place par battage.

Le pieu isolé est équipé de 28 paires de jauges de contraintes espacées de 0,25 m les deux premières paires étant hors sol. Pour certains essais, un inclinomètre a été utilisé pour mesurer les pentes et en déduire les déformées des pieux.

Dans le groupe, pour des raisons de symétrie, seuls les pieux 1, 2, 3 et 4 ont été instrumentés dans la même configuration. Les pieux 5 et 6 ne sont équipés que de trois paires de jauges en tête pour obtenir l'effort repris par le pieu ainsi qu'à 1,25 m de profondeur où on suppose situés les moments fléchissant maximaux.

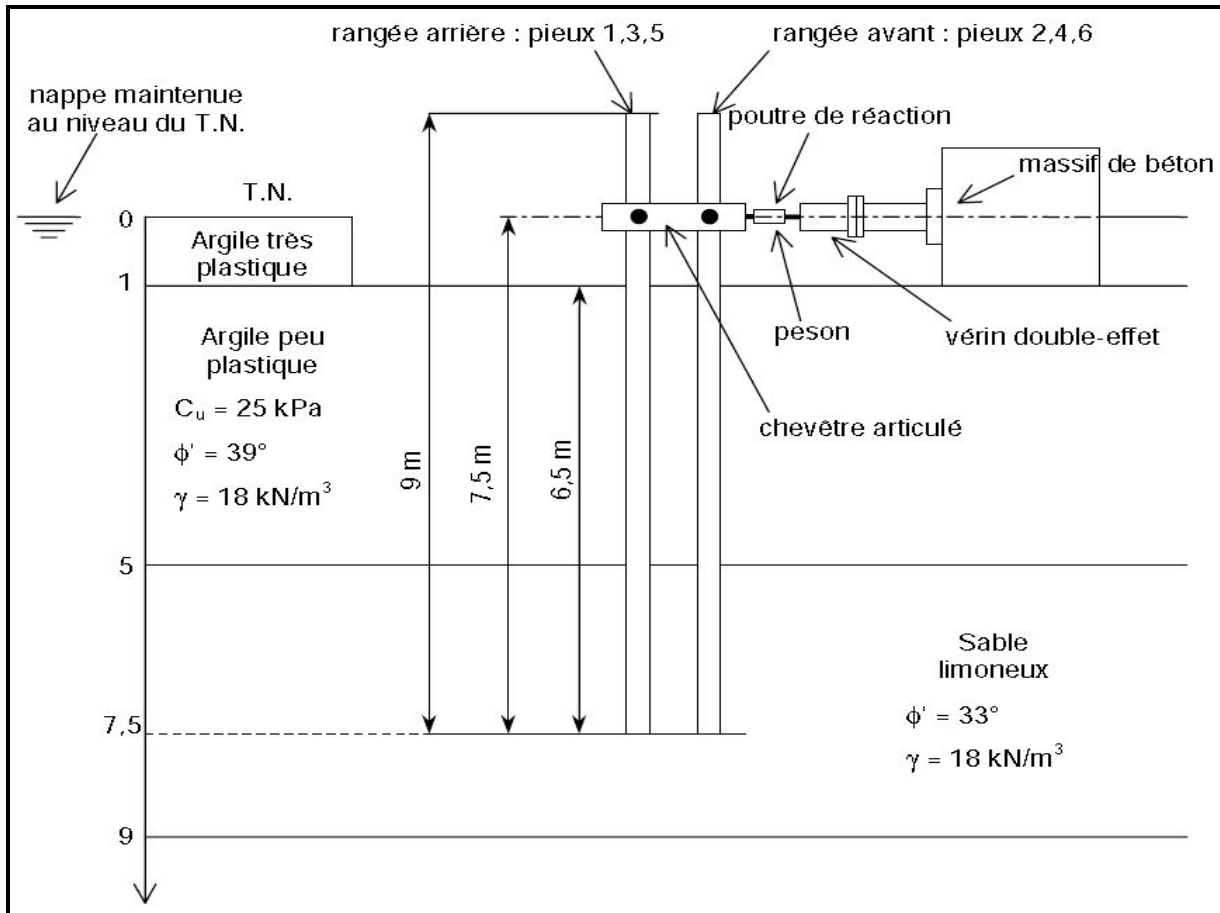


Fig. I- 10: Coupe schématique du groupe de pieux du site de Plancoët, description du massif de sol et du dispositif de chargement.

Le comportement du pieu isolé a été étudié à partir des données de moments fléchissant [JEZEQUEL et SAINTILAN, 1986, HADJADJI, 1993]. Pour obtenir des déplacements, les moments fléchissant ont été lissés par un polynôme de degré 7. Puis ils ont été intégrés deux fois en prenant pour hypothèses d'intégration :

- Que la rotation du pieu en pointe est nulle,
- Que le déplacement du pieu est nul à la profondeur où la réaction du sol est nulle.

Un calcul PILATE utilisant les courbes P-y définies par MENARD a permis de caler le comportement du pieu sous chargement statique [HADJADJI, 1993]. Les conclusions suivantes ont été établies :

- la courbe de réaction de Ménard doit être limitée à la pression de fluage,
- la valeur du module de réaction E_s préconisée par Ménard doit être divisée par 3.

La même méthode d'exploitation des données expérimentales a été adoptée pour l'étude du groupe de 6 pieux [HADJADJI, 1993]. La rangée de pieux avant reprend plus d'effort que la rangée arrière, c'est l'effet d'ombre. Dans une même rangée, le pieu central reprend moins d'effort, c'est l'effet de voûte. Le groupe de pieux a subi de nombreux chargements au cours de son histoire. Les réductions purement empiriques proposées sont donc spécifiques au site HADJADJI [1993].

2.2. Salt Lake International Airport

Plusieurs essais de chargements cycliques et statiques ont été réalisés sur un groupe de pieux à l'aéroport de Salt Lake City Rollins et Peterson. [1998]. Le site d'essai se situe approximativement à 300 m au nord de l'aéroport, il est constitué sur une profondeur variante de 1,5 m ÷ 1,7 m de sable gravelé dense recouvrant une couche d'argile et de silice. La couche de sable a été enlevée pour que l'essai soit effectué sur les couches restantes. Seize pieux ont été mis en place sur le site remanié (excavation de la couche de sable gravelé), séparé en un groupe de pieux (3×5) et un essai sur un pieu isolé pour comparaison des résultats. Ce dernier doit être assez loin du groupe pour ne pas subir l'effet des essais avoisinants et assez près pour avoir les mêmes caractéristiques du sol.

2.2.1. Pieu isolé

Une campagne d'essais sur le comportement d'un groupe de pieux sous chargement latéral a été entreprise sur le site de l'aéroport de SALT LAKE city, le but de cette campagne a été de comprendre le mécanisme des déformations et les distributions de charge entre les pieux. Ce but ne peut être atteint que par la comparaison avec le comportement du pieu isolé soumis à la même charge et avec les mêmes caractéristiques que le groupe. C'est pour cela qu'un essai sur un pieu isolé s'avère indispensable.

Le pieu isolé a les mêmes caractéristiques que le groupe de pieux, sa section est en pipe avec un diamètre extérieur de 324 mm (12,75 in) et une épaisseur de 9,5 mm (0.375 in). Il a été implanté à une distance de 6 fois le diamètre ($6 \times \text{diamètre}$) du groupe de pieux (3×5), cette distance a été choisie de manière à avoir les mêmes caractéristiques du sol et éviter l'interaction entre le groupe de pieux et celui isolé. Le mode de mise en place est le même pour tous les pieux de cette campagne d'essais. Le pieu est enfoncé à une profondeur de 11,6 m (38 feet), laissant environ 2,1 mètre (7 feet) au dessus de la surface du sol.

2.2.1.1. Instrumentation et chargement

Le pieu est muni de plusieurs jauges de mesure des contraintes et des déformations, elles sont protégées par des plaques en aciers soudées entre elle en forme d'angle. La sollicitation est assurée par un système de mise en charge se composant d'un vérin hydraulique et d'une poutre de réaction (figure I-11).

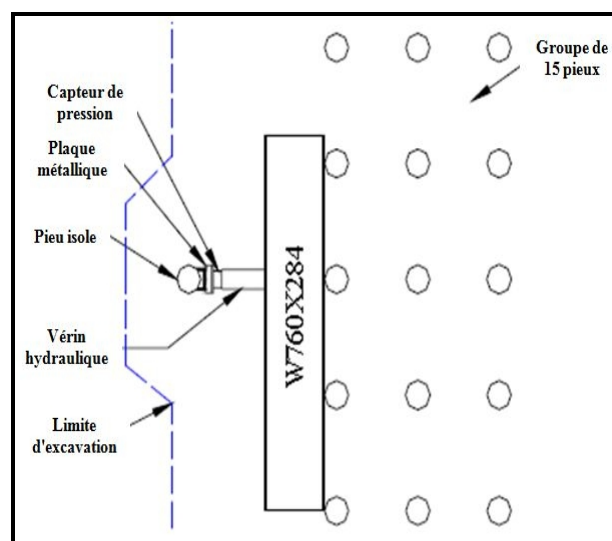


Fig. I- 11: Configuration du système.

Cette poutre est en acier profilé W760×284 et elle est prévue pour reprendre l'effort du vérin et le stabiliser pendant la phase de chargement en s'appuyant sur la dernière rangée du groupe de pieux avoisinant. En ce qui concerne le vérin, il est alimenté par une pompe hydraulique dotée d'une capacité de 150 tonnes, son positionnement se situe entre la poutre de réaction et le pieu (figure I-12). La charge est appliquée à une hauteur de 495 mm (19,5 in) au-dessus de la surface du sol. Une plaque en acier avec une forme de demi-sphère a été dotée d'une articulation, son rôle est d'assurer la transmission de la charge depuis le vérin. Elle se situe entre le pieu et le vérin fixé par l'articulation au bras de ce dernier. Cette disposition a pour objectif de remédier au problème de moment provoqué par l'excentricité créée lors de la mise en place du système par l'autorisation de la rotation.



Fig. I- 12: Vue générale du dispositif.

2.2.1.2. Procédure de l'essai

L'essai effectué sur le pieu isolé a débuté au jour du 14 aout 2002, après l'achèvement des tests sur le groupe de pieu. Le processus de mise en charge du pieu est identique à celui du groupe. Le pieu est chargé latéralement jusqu'à atteindre une valeur de déplacement égale à 4 mm (0,156 in) cette étape permet la vérification des instruments de mesure et de chargement. Vérification faite, Le chargement est appliqué suivant une direction fixée jusqu'à atteindre 8 valeurs de déplacement en tête préalablement définies (6, 13, 19 ,25 ,38 ,51 ,64 et 89 mm) indiquées par le jauge de déformation placée en tête du pieu. Pour toutes les valeurs du déplacement en tête le premier cycle de chargement est tenu pendant cinq (5) minutes cela permet la correction manuelle de la valeur de chargement (appliquer par le vérin hydraulique) et aussi la vérification des instruments (de chargement, et mesure). En plus cela permet d'observer les déformations du sol, l'effet de fluage et la diminution de la résistance, quatorze (14) autres cycles sont appliqués de la même manière. Pour les deux dernières valeurs de déplacements en tête, seulement neuf (09) cycle sont appliqués. Pour les valeurs élevées du déplacement en tête la durée du cycle varie de 30 ÷ 40 minutes. Le chargement est directement arrêté après que les valeurs du déplacement fixé ont été atteintes et qu'elles se sont stabilisées sur les capteurs de déplacement (jauge de déformation).

2.2.1.3. Résultats

Les résultats obtenus lors des essais sur le pieu isolé sont indispensables pour l'achèvement de la campagne d'essais sur le comportement d'un groupe de pieux sous sollicitation latérale. Le chargement a été appliqué jusqu'à attendre les neuf valeurs de déplacement préalablement définies, il a été observé qu'après l'arrêt de phase de chargement

et la déformation du pieu il n'est pas retourné à sa position originale. Dans son mouvement de translation latérale, le pieu a engendré deux formes de déformation sur la surface du sol l'environnant. La première forme de la déformation est la formation de creux à l'aval du pieu, dans la direction opposée à celle du chargement (figure I-13). La seconde forme est la création de bourrelet à l'avant du pieu suivant la direction de chargement. Cependant le bourrelet en lui-même comporte des fissures, cela s'explique par la naissance de contrainte de cisaillement dans le sol. La création de ces déformations a été observée et suivies durant tous les cycles de chargement. Elles se sont formées en même temps, et elles sont le résultat du déplacement latéral du pieu est son effet sur le sol environnant.

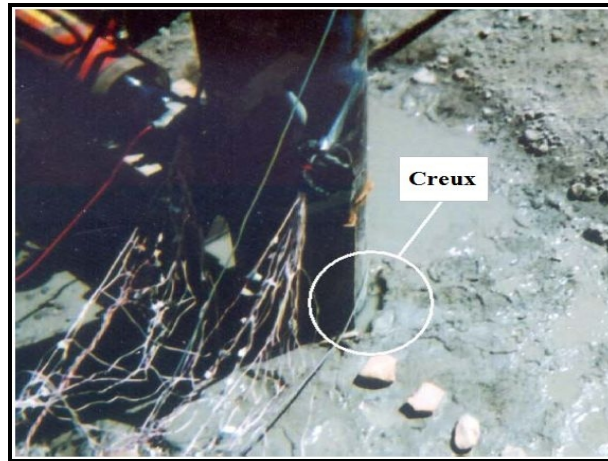


Fig. I- 13: Déformation du sol environnant le pieu.

Les résultats obtenus pendant les essais sur le pieu isolé servent de base pour la comparaison avec ceux obtenus pour le groupe de pieux et permettant de mieux comprendre le comportement des pieux vis-à-vis des sollicitations latérales.

2.2.2. Groupe de 15 pieux : disposition (3×5)

Un essai de chargement statique a été conduit sur un groupe de 15 pieux (3×5) Jeffrey I. Snyder. [2004] disposés dans des rangées avec un espacement égale à 3,92 fois le diamètre du pieu ($3,92 \times D$: entre axes des pieux) dans la direction de chargement. Le but de l'essai est la comparaison entre le comportement du pieu isolé et celui en groupe. Sur la base de cette comparaison l'interaction des pieux et l'effet de groupe pour cet espacement peuvent être déterminés. Les pieux sont enfoncés à une profondeur approximative de 11,6 m (38ft) et dépasse la surface du sol de 2,1 m (7ft), cette distance est raisonnablement respectée pour chaque pieu.

Deux massifs circulaires en béton armé de 1,22m (4ft) de diamètre ont été réalisés par forage à une distance de 7,92 m de la première rangée du groupe de pieux (figure I-14). Ces massifs ont 2 objectifs l'un est de développer une réaction assez importante pour résister à l'effort de chargement transmis par le vérin (le chargement doit se poursuivre jusqu'à ce que les déformations du sol soient visibles), et le second objectif est la comparaison entre le comportement du pieu et celui d'une fondation massive (Puits) vis-à-vis du chargement latéral. La configuration adoptée du réseau de pieux est de cinq rangées de trois lignes. Dans la direction de chargement l'espacement entre axes des pieux est de $3,92 D$ soit 1,27 m (50 in), dans le sens perpendiculaire au chargement l'espacement entre axes est de $3.29 D$ soit 1,07 m (3,05ft). La configuration du réseau est représentée sur la figure I-14.

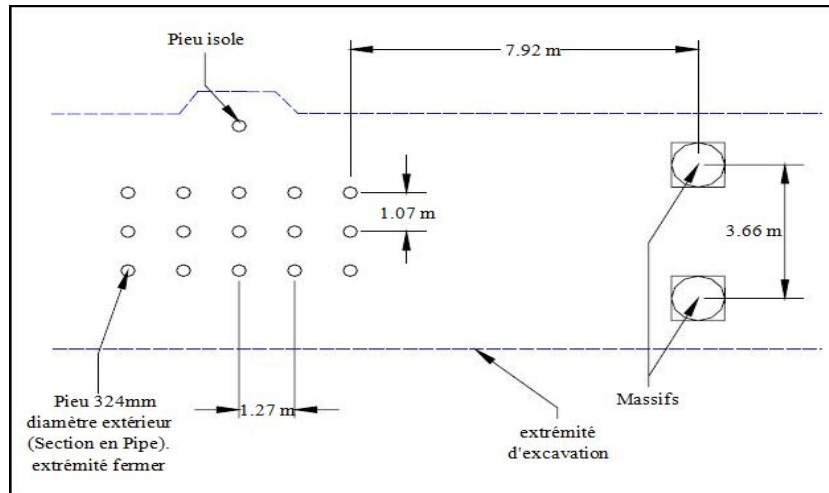


Fig. I- 14: Disposition (3×5) des pieux et Massifs de réaction.

2.2.2.1. Instrumentation

Les pieux sont munis d'appareillage essentiel pour la mesure des déformations (rotation, déplacement) et contraintes en tête figure I-20, l'emplacement des jauges et leur positionnement est le même que pour le pieu isolé. Des jauges sont placées sur les tiges reliées à chaque pieu et pour la mesure du chargement transmis. Les deux vérins hydrauliques sont aussi équipés de jauges avec une capacité de 150 tonnes (1.50 MN) pour la mesure du chargement développé. En plus des capteurs de contraintes chaque pieu du système est muni d'une jauge de déformation pour la mesure du déplacement et contrainte (figure I-15) en tête. Les pieux centraux des cinq rangées sont spécialement équipés de jauges qui sont collées sur chaque face le long de ces derniers et qui sont au nombre de 15.

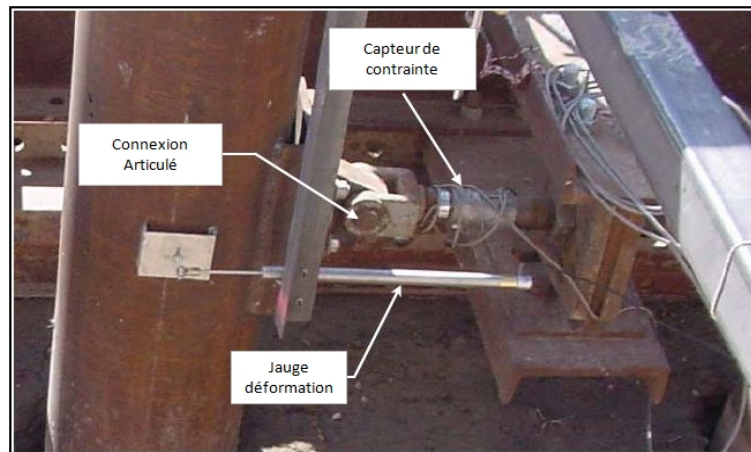


Fig. I- 15: Dispositif de mesure en tête du pieu.

2.2.2.2. Chargement

Le chargement est appliqué par deux vérins hydrauliques identiques (figure I-16) alimentés par une pompe avec une pression maximale de 69000 Kpa. Des plaques avec une forme hémisphérique et reliées au vérin par l'intermédiaire de rotules qui ont pour rôle de remédier à l'excentricité de la charge appliquée (généralement due à l'imperfection de mise en place du système) en éliminant les moments par la permission des rotations.

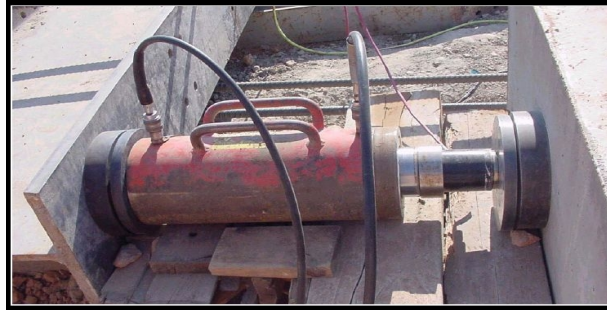


Fig. I- 16: Vérin hydraulique.

Chacun des vérins est placé entre le massif, et une poutre de réaction en profilé W760×284 (figure I-17). Le chargement développé par les vérins est transmis aux pieux par l'intermédiaire de la poutre de réaction qui les transmet à un réseau de poutres de chargement (section en profilé) par l'intermédiaire de barres en acier. Ces barres sont au nombre de 8 avec un diamètre de 32 mm. Les poutres de chargement sont soudées entre elles et reliées aux pieux par le moyen de tiges. Ces dernières sont reliées aux pieux par l'intermédiaire de chevilles métalliques soudées à une hauteur de 0.495 m (19.5 in) au dessus du niveau de la surface du sol. Les poutres de chargement sont munies de roues pour diminuer l'effet de frottement et la perte de charge qui en résulte. (Figure I-18).

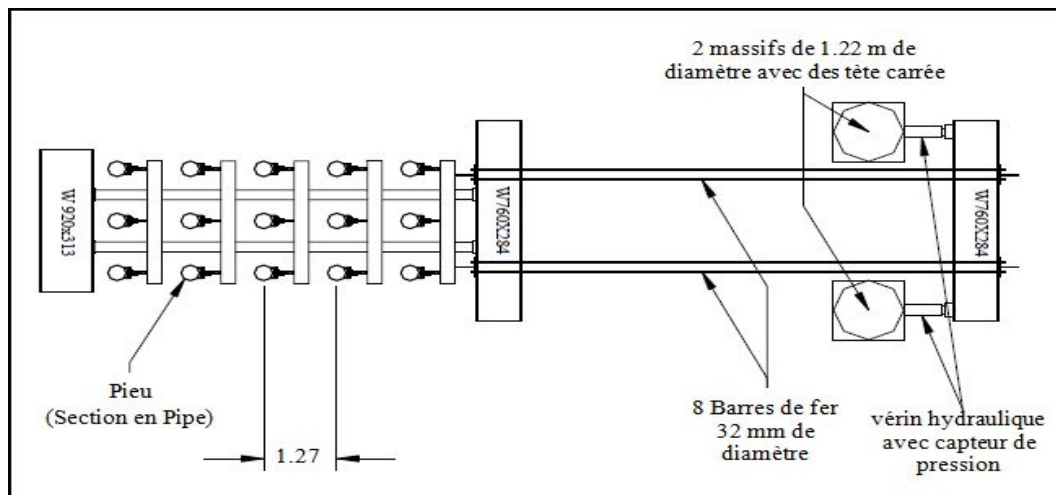


Fig. I- 17: Vue en plan du dispositif de chargement.

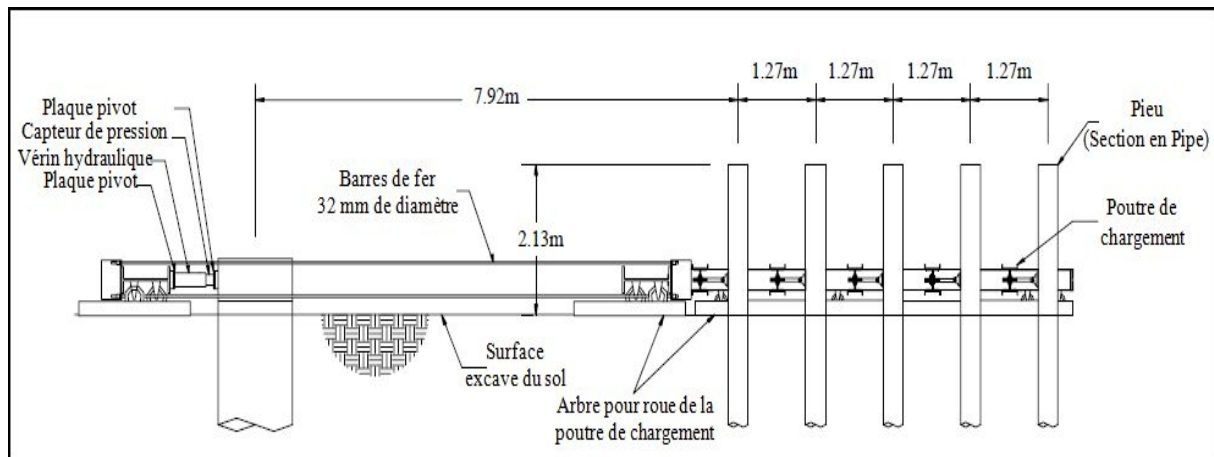


Fig. I- 18: Coupe du dispositif de chargement.

Les figures I-19 et I-20 sont des photographies prises sur le site pendant la mise en place du réseau de pieux et du système de chargement.



Fig. I- 19: Dispositif de chargement (2 vérin + poutre de réaction + barres).



Fig. I- 20: Groupe de pieux et pieu isolé.

2.2.2.3. Procédure de l'essai

Les pieux sont chargés latéralement jusqu'à atteindre 8 valeurs de déplacement en tête préalablement définie (6, 13, 19, 25, 38, 51, 64 et 89 mm). Le chargement est appliqué suivant une direction fixe jusqu'à atteindre la valeur des déplacements définie ultérieurement indiquée par la jauge de déplacement placée en tête du pieu. Pour toutes les valeurs du déplacement en tête le premier cycle de chargement est tenu pendant cinq (5) minutes cela permet la correction manuelle de la valeur de chargement (appliquer par le vérin hydraulique) et aussi la vérification des instruments (de chargement, et mesure). En plus cela permet d'observer les déformations du sol, l'effet de fluage et la diminution de la résistance. Quatorze (14) autres cycles sont appliqués de la même manière. Pour les deux dernières valeurs de déplacements en tête, seulement neuf (09) cycles sont appliqués. Pour les valeurs élevées du déplacement en tête la durée du cycle varie de 30 ÷ 40 minutes. Le chargement est directement arrêté après que les valeurs du déplacement fixées ont été atteintes et qu'elles se sont stabilisées sur le capteur de déplacement.

2.2.2.4. Résultats

Distribution de l'effort

Les résultats obtenus lors de ces essais ont démontrées que la distribution de l'effort n'est pas la même pour toutes les rangées, comme elle n'est pas la même pour les pieux de chaque rangée. En effet la variation de l'effort entre les pieux de la même rangée est d'environ 5%, elle est due à l'hétérogénéité du sol et au remaniement qu'il subit lors de la mise en place des pieux. Un effort moyen est calculé pour chaque rangée de pieux, et après comparaison avec les résultats obtenus pour les essais sur pieu isolé les conclusions suivantes ont été constatées :

- Le comportement de la première rangée est distinctement le plus proche de celui du pieu isolé,
- La plus grande partie de l'effort est reprise par la première rangée ensuite la seconde jusqu'à la cinquième respectivement.

Déformations : formation de bourrelet et de creux à l'aval et l'amont des pieux

Les mesures des déformations sont prises après que les essais ont été achevés, la figure I-21 montre la formation du bourrelet à l'amont du pieu et celui du creux à l'aval. Ce mouvement de sol est accompagné de fissures (représentées en rouge sur la figure I-21) qui sont causées par les déformations dues aux contraintes de cisaillement qui se crée dans le sol.

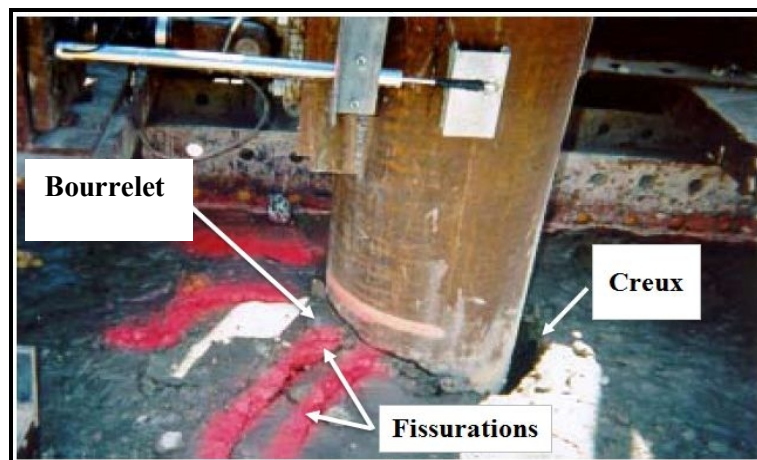


Fig. I- 21: Déformation du sol environnant le pieu.

La comparaison des mesures du bourrelet et du creux pour chaque rangée du groupe de pieux avec ceux du pieu isolé a conduit au résultat suivant : Les pourcentages de comptabilité avec les résultats du pieu isolé sont de 31% pour la première rangée, 20 % pour la deuxième et troisième, 12 pour la quatrième et 15 pour la cinquième.

2.3. Historique des essais in-situ

Les tableaux suivants regroupent les principaux essais en vraie grandeur réalisés sur les pieux sous sollicitation latérale.

Tableau. I- 3: Historique des essais en vraie grandeur 1.

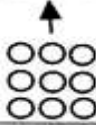



| AUTEURS | PIEUX | | | | | | TYPE DE RESULTATS OBTENUS |
|--|--|----------|--|---------------|------------|---|--|
| | Nombre /configuration | Longueur | Type | Mise en place | Espacement | Condition en tête | |
| BROWN & MORRISSON [1987, 1988] Université de Houston | 9 pieux (3 x 3)  | | Pieux tubulaires en acier | | 3B | | Comparaison avec un pieu isolé Déplacements horizontaux en tête Rotations horizontaux en tête Moments fléchissant |
| FEAGIN [1937] | 4 pieux (2x2)  | | Pieux de béton et de bois installés par lancement jusqu'à une certaine profondeur, puis par fonçage. | | | Pieux encastres dans une dalle en béton | Comparaison avec un pieu isolé |
| HOLLOWAY & al [1981] STEVENS & al [1979] HOLLOWAY & al [1982] WOODWARD-CLYDE Consultants [1979, 1981] MATSUJI [1993] | 8 pieux  | 25 m | Bois (sapin) non traité Fonçés Pieux en forme de cône tronqué | fonçage | | Pieux encastres dans une dalle en béton | Déplacements horizontaux en tête Mouvements verticaux Déformée des pieux Moments fléchissant Effort tranchant |
| | 2 pieux  | | Pieux en béton armé | | | | Comparaison avec un pieu isolé Déplacement horizontal en tête Déplacement vertical en tête Rotation le long des pieux Déplacement latéral et vertical de la surface du sol Déplacement latéral du sol |

Tableau I-3 Historique des essais en vraie grandeur.

Tableau. I- 4: Historique des essais en vraie grandeur 2.





| AUTEURS | PIEUX | | | | | Espacement | Condition en tête | SOL | CHARGE | TYPE DE RESULTATS OBTENUS |
|--|--|--------------------|--------------------------------------|---------------|------------------|---|---|---|--|---------------------------|
| | Nombre /configuration | Longueur | Type | Mise en place | | | | | | |
| ROLLINS & al. [1998] Salt lake International Airport | 9 pieux (3 x 3)  | Fiche : 9,1 m ↑ | Tubes en acier clos à leur extrémité | foncés | 3B | | Couches d'argiles et de limons recouvrant une couche de sable | Série de chargements statiques et cycliques | Comparaison avec un pieu isolé Ordre de mise en place Courbes de chargement Déplacement horizontal le long du pieu Rotation le long des pieux Moments flechissant | |
| SCHMIDT [1981, 1985] | 2 et 3 pieux 2 pieux en ligne  3 pieux en ligne  | 8,5 m | | foncés | 2B 3B 2,2B | | Sable dense | Chargement latéral | Répartition de la charge totale en tête des pieux du groupe. Comparaison avec le comportement du pieu isolé Moments flechissant | |
| TOWNSEND & al. [1997] RUESTA & al. [1997] Roosevelt Bridge | 2 groupes de 16 pieux (4 x 4)  | ↑ | | foncés | 3B | 1 groupe encastré en tête 1 groupe libre en tête | Immergé sous 2 m d'eau 0 à 1,5 m : sable fin, légèrement limoneux à partir de 1,5 m : sable | | Comparaison avec un pieu isolé Déplacement horizontal en tête Rotation le long des pieux Courbes de chargement Moments flechissant Séquence de fonçage des pieux | |

Tableau I-4 Historique des essais en vraie grandeur.

Tableau. I- 5: Historique des essais en vraie grandeur 3.

| AUTEURS | PIEUX | | | | | | SOL | CHARGE | TYPE DE RESULTATS OBTENUS |
|------------------------------------|--|--------------------------------|---|--|---------------------------------------|--------------------------------------|--|---|---|
| | Nombre /configuration | Longueur | Type | Mise en place | Espacement | Condition en tête | | | |
| BAGUELIN & al [1978] | 2 pieux ○○ | 9 m | Poutrelle acier à section H sur laquelle ont été soudées 2 plaques latérales en acier, base obturées par une embase plane | battus | 3B | Libres, articulés ou encastrés | 0 à 1 m : Argile très plastique, retirée par la suite ; 1 à 5 m : Argile peu plastique (gouverne principalement le comportement des pieux) ; 5 à 9 m : Sable limoneux. | Séries d'essais statiques (courte et longue durée) et cycliques | Moments fléchissant Réactions du sol Déplacements horizontaux le long de certains pieux Répartition de la charge totale en tête des pieux du groupe. Comparaison avec un pieu isolé |
| MEIMOUN & al [1986] | 6 pieux ○○○○○○ | 9 m fiche 6,5 m | | | 2B (largeur frontale) entre 2 rangées | Articulés dans un chevétre rigide | | | |
| HADJADI [1993] | 6 pieux ○○○○○○ | | | | 1B entre les pieux d'une même rangée | | | | |
| Essais de Plancoët | | | | | | | | | |
| MORRISON [1986] | 9 pieux (3 x 3) ○○○○○○○○○ | | | | 3B | | Couche d'argile dure à très dure surmontée d'une couche de sable mis en place après excavation d'une couche d'argile. Suite aux essais le sable s'est densifié comme si les pieux avaient été foncés | Essais statique et cyclique de chargement latéral | Comparaison avec un pieu isolé Moments fléchissant Déplacements horizontaux en tête |
| PLUMELLE [1994] | 2 groupes de 4 micro-pieux (2 x 2) ○○○○ | longueur de scellement de 5 m. | Diamètre final d'environ 100 mm L'armature des micropieux est constituée d'un tube d'acier | Forés avec ou non injection répétitive | 2B | Micropieux liés à une dalle en béton | Sable fin de Fontainebleau | Essais statiques de chargement axial ou transversal | Comparaison avec un pieu isolé Déplacements verticaux en tête Mesures des forces en tête |
| PLUMELLE & RAYNAUD [1996] | 2 groupes de 4 micro-pieux (2 x 2) ○○○○ | | 2 types de micropieux : (voir partie C) type II et assimilé type IV | | | | | | |
| Essais de Saint REMY-LES-CHEVREUSE | | | | | | | | | |

Tableau I-5 Historique des essais en vraie grandeur.

3. Essais sur pieux chargés latéralement : Essais au laboratoire

Introduction

Pour mieux comprendre le comportement des pieux sous chargement horizontal, les essais modèles présentent l'avantage de permettre la modification de plusieurs facteurs tout en conservant le même but et sous les mêmes conditions ils sont partagés en 2 types d'essais sur modèle réduit en cuve (gravité 1 g) et essais sur modèle réduit en centrifugeuse (gravité réglable).

3.1. La centrifugeuse géotechnique

3.1.1. Définition

En 1985, la mise en service d'une centrifugeuse (figure I-22) au Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) représentait une innovation majeure et remarquable dans le cadre d'études et de recherches en macro-gravité. Aujourd'hui, la modélisation physique d'ouvrages géotechniques en centrifugeuse est une approche expérimentale répandue. Elle permet d'étudier le comportement d'ouvrages géotechniques comme les fondations, les ancrages off-shore, les tunnels, les remblais ou les soutènements, en modèles réduits. Elle est utilisée régulièrement pour obtenir des données expérimentales difficiles à acquérir in situ ou résultant d'études paramétriques principalement dans des problématiques d'interaction sol-structure.



Fig. I- 22: Centrifugeuse au laboratoire LCPC (dispositif moderne).

La centrifugation des modèles réduits permet de reproduire des états de contrainte semblables à ceux régnant dans l'ouvrage prototype en vraie grandeur. Les conditions de similitude mécanique étant satisfaites, les résultats expérimentaux peuvent être extrapolés directement du modèle réduit vers l'ouvrage prototype, ou être comparés avec des modèles numériques. Les efforts sont exercés en vol à l'aide de vérins ou du téléopérateur, ou du simulateur de séismes, pilotés à distance depuis la salle de commande. Le facteur de réduction d'échelle est égal à l'accélération centrifuge qui lui est appliquée, au maximum 200 g. Des applications multiples à la fois dans le domaine géotechnique mais aussi dans d'autres domaines pour des recherches sur différents phénomènes physiques influencés par la gravité.

Les figures I-23 & I-24 donnent des détails sur la centrifugeuse géotechnique de LCPC.

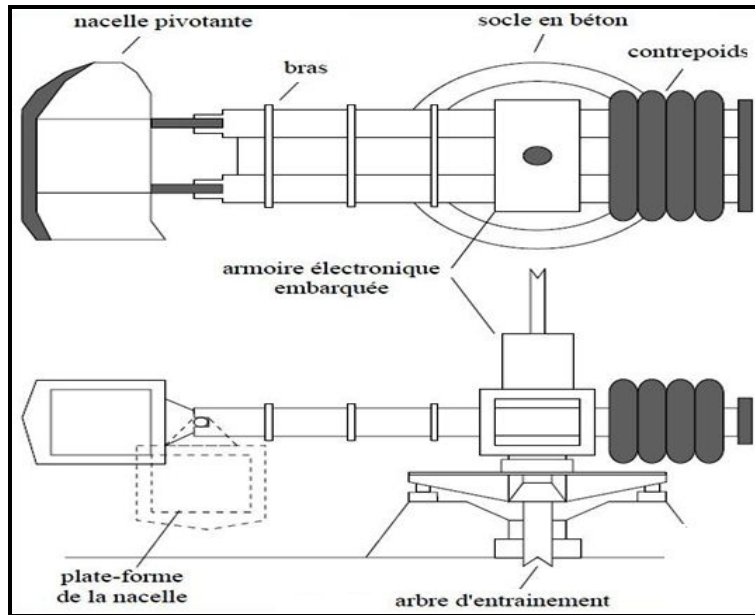


Fig. I- 23: Détails sur la centrifugeuse.

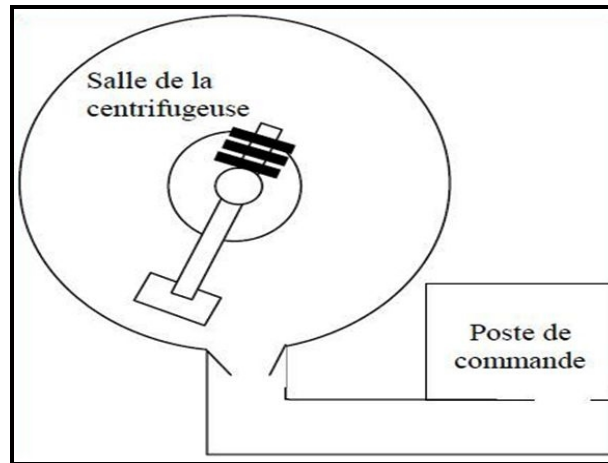


Fig. I- 24: Chambre de la centrifugeuse.

3.1.2. Caractéristiques techniques et domaine d’application : (Centrifugeuse du LCPC)

Les dimensions ainsi que des détails techniques sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Tableau. I- 6: Dimensions et performances de la centrifugeuse du LCPC.

| Dimensions | | Performances | |
|------------------------------------|---------|-------------------------------|------------|
| Distance axe à plate-forme nacelle | 05,50 m | Masse du modèle (max) | 2 000 kg |
| Longueur du rotor | 06,80 m | Accélération maximale (à 5 m) | 200 G |
| Diamètre salle de centrifugation | 13,50 m | Balourd admissible | +/- 100 kN |
| Hauteur salle de centrifugation | 03,90 m | Temps de montée à 200G | 360 s |

Tableau. I- 7: Dimensions de la Nacelle pivotante.

| | |
|------------------------|---------|
| ▪ longueur plate-forme | 01,40 m |
| ▪ largeur plate-forme | 01,15 m |
| ▪ hauteur libre | 01,50 m |

Des applications multiples à la fois dans le domaine géotechnique mais aussi dans d'autres domaines pour des recherches sur différents phénomènes physiques influencés par la gravité :

- Ancrages à effet de succion de plates-formes off-shore,
- Fondations profondes marines,
- Fondations superficielles,
- Fondations superficielles sur sols non saturés,
- Fondations profondes sous sollicitation statique ou cyclique,
- Micro-pieux et pieux vissés,
- Renforcement des sols,
- Tunnels à faible profondeur,
- Soutènements,
- Érosion des digues,
- Barrières anti-vibrations,
- Simulation de séismes,
- Contraintes et écoulement de matériaux granulaires.

3.1.3. Conditions de similitude

Les conditions de similitude d'un phénomène sont des relations entre les différentes échelles des paramètres, qui sont déduites de la conservation des équations régissant le phénomène en prototype et en modèle. Dans le problème du chargement latéral des pieux. Les conditions usuelles de similitude sont rappelées dans le tableau. I-8, pour un modèle réduit à l'échelle géométrique $1/N$.

Tableau. I- 8: Conditions de similitude.

| Grandeur physique | Échelle |
|--------------------|---------|
| Contrainte | 1 |
| Déformation | 1 |
| Rotation | 1 |
| Déplacement | $1/N$ |
| Dimension | $1/N$ |
| Force | $1/N^2$ |
| Moment fléchissant | $1/N^3$ |
| Rigidité Ep. Ip | $1/N^4$ |

3.2. Pieux sous charges latérales : Étude de l'effet de groupe [1998]

Ces essais ont été réalisés au : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées LCPC Nantes par :

D. Remaud, J. Garnier : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées(LCPC) France

R. Frank : CERMES (ENPC-LCPC), Paris, France

Introduction

Le comportement d'un pieu isolé chargé latéralement a été le sujet de nombreuses recherches tant théoriques qu'expérimentales. En pratique cependant, les pieux sont en groupe : piles de pont, murs de quais ou fondations de plate-forme offshore. Dans ces cas, l'interaction pieu-sol-pieu est difficile à établir à cause de la réponse complexe et non linéaire du sol à des charges latérales. L'interaction est en effet tridimensionnelle et de nombreux paramètres

doivent être pris en compte pour établir une loi de comportement. Les modèles théoriques et numériques sont inadaptés pour une telle recherche. Étant donné le nombre d'essais nécessaires, les essais in-situ sur pieux en grandeur réelle ne sont pas non plus envisageables. Ainsi la modélisation en centrifugeuse est une approche pratique pour l'étude d'un tel problème

3.2.1. Dispositif expérimental et programme d'essais

Les essais de la présente étude ont été réalisés à 40g (modèles réduits au 1/40^{ème}). Les pieux modèles sont conçus à partir de tubes d'aluminium de diamètre extérieur $D = 18$ mm, d'épaisseur $e = 1,5$ mm et de longueur totale $L = 380$ mm. La fiche en sol est de 300 mm. Ainsi ils simulent des pieux prototypes de 720 mm de diamètre avec une fiche de 12 m : ce sont des pieux longs et flexibles ($EI = 514 \text{ MN.m}^2$). Ils sont équipés de 20 paires de jauges, placées tous les 15 mm sur sa longueur en fiche. La première paire est située à la surface du sol. La dernière à la profondeur de 285 mm (11,4 m en prototype).

Le matériau utilisé pour le massif de sol expérimental est un sable fin de Fontainebleau. Le rapport entre le diamètre des pieux et la taille des grains est environ de 900, ce qui est très supérieur à la valeur minimale de 40 généralement acceptée comme limite pour les effets de taille.

Les pieux sont mis en place à lg. Le massif de sol est reconstitué par pluviation sèche de sable autour des pieux suspendus dans le conteneur de dimensions : 1200 mm \times 800 mm et une hauteur $h = 360$ mm. La pluviation est réalisée au moyen d'une trémie automatique conçue au L.C.P.C., elle produit un massif de sol très homogène avec une densité contrôlée (moins de 1% de déviation). Le poids volumique obtenu est dans le cas présent de 16,3 kN/m³.

Cette procédure simule une installation in-situ de pieux forés, sans refoulement du sol. L'étude se limite au cas de pieux forés, pour lesquels on peut penser que l'effet du placement à lg sur le comportement latéral du pieu est limité. Avec le dispositif expérimental embarqué (Figures I-25), différentes configurations expérimentales sont testées : pieu isolé ou couple de pieux chargé en ligne avec des entre-axes de 2B, 4B et 6B, la tête des pieux restants libres.

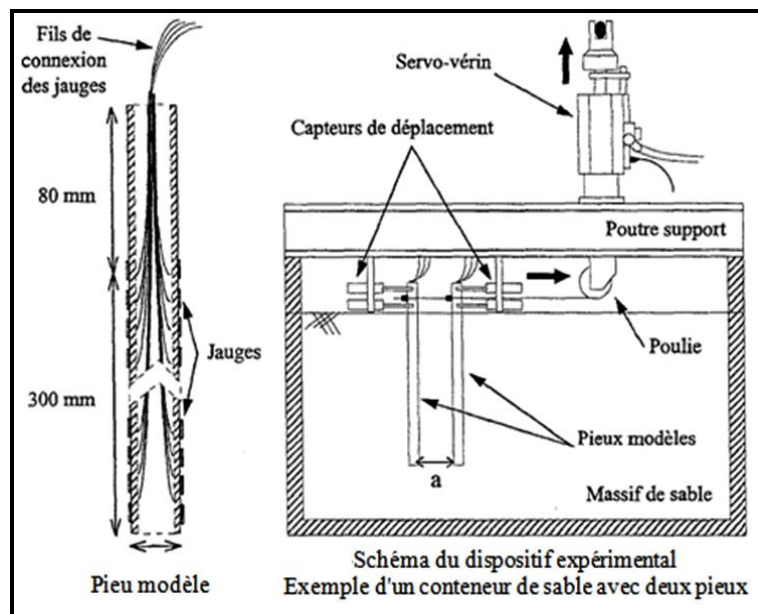


Fig. I- 25: Dispositif expérimental.

3.2.2. Méthode

Les jauges de déformation donnent les profils de moments fléchissant au cours du chargement latéral. L'étude est basée sur l'interprétation de ces mesures de moment. Pour un effort latéral donné, la mesure de la distribution du moment fléchissant M , suivant la profondeur z , est utilisée pour obtenir le profil des réactions du sol P . Il n'est pas possible d'obtenir de mesure de moment en pied ($z=12$ m). Le pieu étant long et flexible, on suppose que ce moment est nul. Cette valeur est ajoutée aux données expérimentales pour optimiser la procédure de double dérivation. Pour la double intégration un polynôme de degré 7 est utilisé, les constantes sont déterminées à partir du déplacement mesuré en tête et du déplacement nul en pied.

3.2.3. Résultats des essais

3.2.3.1. L'effet de groupe

L'entre-axe entre pieux est le facteur principal de l'effet de groupe. La réaction du sol sur les pieux arrière est réduite par rapport à celle du pieu avant en raison d'un effet d'ombre.

3.2.3.2. Efficacité du groupe

L'efficacité du groupe est un moyen pour quantifier l'effet de groupe. Elle est calculée pour les différentes configurations et pour le même déplacement au niveau du point de chargement comme suite :

$$\text{Efficacité} = \frac{\text{charge totale sur le groupe de pieux pour un } y \text{ donnée}}{n * \text{charge sur un pieu isolé pour un } y \text{ identique}}$$

On a obtenu 0,81, 0,87 et 0,95 respectivement pour des entre-axes de 2B, 4B et 6B. On montre ainsi que les interactions dans le groupe réduisent la charge reprise pour un déplacement donné.

La distribution des efforts dans le groupe est déterminée à partir des moments calculés au niveau du sol. Le pieu avant reprend 59% de l'effort horizontal appliqué si l'entre-axe est 2B, 56% pour 4B et 51% pour 6B.

Ces conclusions sont cohérentes avec celles de t MEZAZIGH (1995). Les essais montrent aussi que l'effet de groupe n'est plus sensible à partir d'un entre-axes dans le groupe supérieur à 6B.

Les moments dans le pieu avant sont très proches de ceux du pieu isolé. Dans le pieu arrière au contraire, les moments sont plus faibles que ceux du pieu isolé. Ils tendent à se rapprocher du pieu isolé avec l'augmentation de l'entre-axes des pieux du groupe. L'étude des moments fléchissant confirme aussi que l'effet de groupe est négligeable à partir d'un entre-axes supérieur à 6B.

Conclusion

En évidence l'effet de groupe est significatif pour des entre-axes entre pieux inférieurs ou égaux à 6B , à déplacement identique, l'effort total repris par le groupe comparé à l'effort appliqué au pieu isolé est diminué (d'environ 20% pour un entre axe de 2B),

Les efforts et moments fléchissant sur le pieu arrière sont réduits. Pour un entre-axes de 2B, le pieu arrière supporte 40% de l'effort total et le moment maximum est inférieur à celui du pieu isolé d'environ 20%.

Pour un entre-axes de $2B$, la réaction du sol mobilisée sur le pieu arrière ne représente que environ 50% de celle du pieu isolé. De plus, la réponse du pieu avant apparaît proche de celle du pieu isolé.

3.3. Étude du comportement d'un groupe de pieux sous chargement latéral monotone [2004]

Ces essais ont été réalisés au Centre de Géomorphologie, UMR 6143 CNRS, 24, rue des Tilleuls, 14000 CAEN par : **S.Mezazigh, D.Levacher**

Introduction

Même si le nombre de publications relatives à ces travaux sur ce sujet est important, aucune méthode d'application pratique n'a encore été dégagée. Les essais sur modèles réduits centrifugés constituent l'une des approches retenues car ils présentent les mêmes avantages que les essais sur modèles en laboratoire (répétitivité, contrôle rigoureux des conditions expérimentales, études paramétriques possibles, étalonnage de la réponse des pieux instrumentés avant essai, ...).

3.3.1. Étude expérimentale

3.3.1.1. Instrumentation des pieux

Les pieux utilisés dans cette campagne d'essais sont des tubes en aluminium. Ils ont une longueur totale de 380 mm, un diamètre externe de 18 mm, une épaisseur de 1 mm et une rigidité de 201 N.m^2 . La fiche dans le sol est fixée à 300 mm. Les deux pieux ont été équipés identiquement par 20 paires de jauges de déformation régulièrement espacées de 15 mm le long des pieux.

Les essais ont été conduits à une accélération centrifuge de 40g. Ceci permet donc de simuler des pieux prototypes de 720 mm de diamètre externe et de 12 m de fiche. La rigidité du pieu réel est de 514 MN.m^2 . Chaque pieu du couple a été instrumenté en tête par deux capteurs de déplacement inductifs de type HBM de course $\pm 10 \text{ mm}$ (figure I-26).

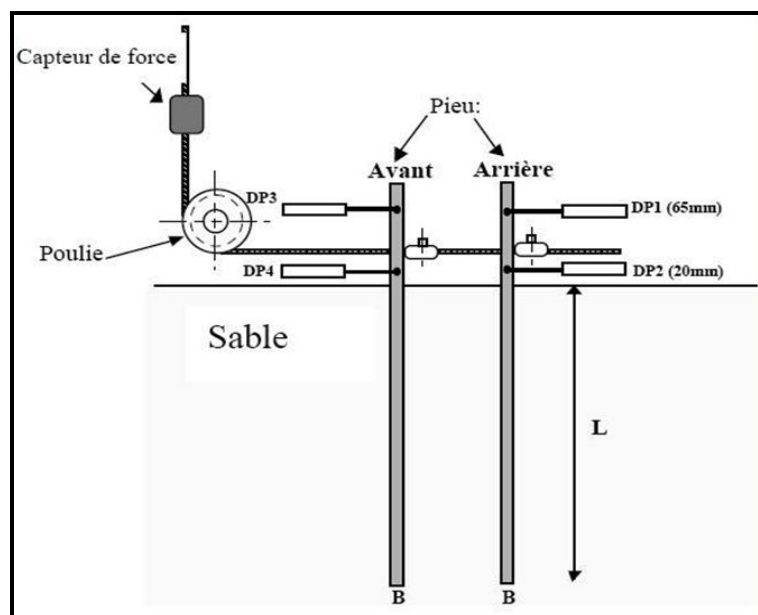


Fig. I- 26: Dispositif d'essai.

L'application de l'effort latéral est obtenue à l'aide d'un dispositif de chargement spécial (Mezazigh, 1995), et est transmis aux pieux grâce à un câble métallique passant par une poulie et traversant les deux pieux comme le montre la figure I-26. Les précisions de mesure des capteurs de déplacement sont de ± 0.02 mm et de ± 2 N pour le capteur de force.

Le programme réalisé dans ce but comporte 40 essais sur des couples de pieux identiques disposés à différents espacements variant de 2 à 8B et répartis sur 5 conteneurs. Plusieurs modes et ordres de mise en place des pieux dans le massif de sable ont été testés. Les distances entre pieux sont comptées d'axe à axe ($S=2B$ correspond donc à un entre-axe de 2B, par exemple).

3.3.1.2. Massif de sol

Le massif de sable est constitué de sable fin blanc de Fontainebleau déposé dans des conteneurs rectangulaires (1,20 m x 0,80 m) par pluviation à l'aide d'une trémie automatique. Ce système de remplissage permet de confectionner un massif de sable homogène, avec des écarts sur les densités inférieures à 1%. Deux poids volumiques différents ont été considérés ($16,2$ kN/m³ et $15,4$ kN/m³) correspondant respectivement à des indices de densité de 0,81 et 0,63. Il s'agit d'un sable fin siliceux propre dont le diamètre moyen des grains est de $200\mu\text{m}$. Pour le modèle des pieux retenus, le rapport entre le diamètre du pieu et celui des grains est d'environ 90%.

3.3.1.3. Mode d'installation des pieux dans le massif sableux

Plusieurs modes de mise en place des pieux ont été utilisés, soit par pluviation du sable autour du pieu, ce qui peut être assimilé à l'installation d'un pieu dans un forage (sans refoulement de sol), soit par battage avec refoulement de sol ou par fonçage avec refoulement de sol. Les paramètres étudiés sont la distance entre les pieux du couple, le mode de mise en œuvre (avec ou sans refoulement) et l'ordre de mise en œuvre (pour les pieux avec refoulement). Les deux pieux utilisés dans le couple sont récupérés, après chaque essai, pour être réutilisés dans les groupes suivants. Afin d'éviter les interactions, les pieux ont été disposés de telle façon que la distance entre les bords du conteneur et entre chaque zone d'essai soit supérieure à 10B. D'abord, l'analyse des réponses des couples a révélé que ces derniers sont très peu affectés par l'ordre de mise en place. L'effet de groupe, le plus net, a été observé sur les pieux forés. Par conséquent, on se limitera ici à la présentation de l'analyse des courbes P-y liée uniquement à ce mode d'installation.

3.3.2. Résultats des essais

3.3.2.1. Moments fléchissant

L'analyse des moments fléchissant relatifs aux pieux forés montre une influence plus marquée de l'espacement entre les pieux sur leur comportement sous charge latérale. Cette influence se manifeste d'abord sur la répartition de la charge latérale appliquée en tête. En effet, pour les faibles espacements on constate que le pieu avant du couple reprend une plus large part de l'effort latéral total appliqué en tête. Ainsi, le pourcentage de l'effort repris par le pieu avant est de l'ordre de 60% pour un espacement de 2B. La répartition de la charge s'équilibre entre les deux pieux du couple au fur et à mesure que leur espacement augmente et atteint 50% sur chacun des pieux à partir d'un espacement de 8B.

Par ailleurs, on note également une influence de l'espacement sur les moments maxima ainsi que sur leur position en profondeur. En effet, le moment maximum sur le pieu avant à des

espacements de 2B et 4B est environ 20% fois supérieur à celui du pieu arrière du couple. Par contre, la position du moment maximum est plus profonde sur les pieux arrières pour les faibles espacements (2B et 4B) mais elle est la même sur les deux pieux pour $S=8B$.

3.3.2.2. Courbes de réaction

Les déformées de chacun des pieux du couple ont été déterminées par une double intégration des courbes des moments fléchissant et ce, pour les différents espacements variant de 2B à 8B. De même, les courbes de pression le long de chacun des pieux ont été obtenues par une double dérivation des courbes des moments fléchissant.

Conclusion

Les essais avaient pour but de quantifier l'effet de groupe, en particulier sur les courbes de réactions P-y, dans le cas d'un couple de pieux. L'influence de plusieurs paramètres sur le comportement du couple de pieux disposés en ligne a été étudiée en utilisant toujours les mêmes pieux et le même sable.

Pour les pieux sans refoulement (pieux forés), les résultats des essais montrent clairement l'influence de l'espacement sur le comportement des pieux. Comme ces pieux sans refoulement ne peuvent pas avoir fait évoluer les caractéristiques du massif, l'augmentation des efforts de groupe présentés ci-dessus proviennent d'interactions géométriques, uniquement liées à la proximité des pieux du couple.

L'étude a ainsi montré que l'effet de groupe est essentiellement géométrique (interaction des pieux entre eux à travers le massif de sol). La composante pouvant provenir de l'évolution du massif du fait de la mise en place des pieux n'est pas perceptible dans les configurations testées. Il convient cependant de rappeler que les pieux ont été mis en place à 1g, avant la centrifugation des modèles et que les essais n'ont porté que sur des massifs de sable.

L'effet de groupe observé sur certains couples de pieux battus pourrait se révéler encore plus important si les contraintes géostatiques avaient été simulées pendant la mise en place des pieux. Les travaux présentés portent sur l'étude directe de l'effet de groupe sur les courbes de réaction P-y.

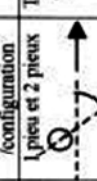
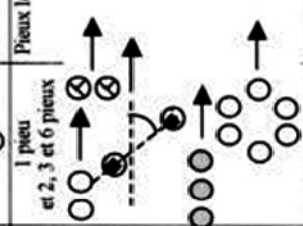

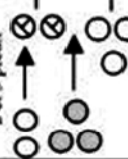
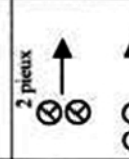
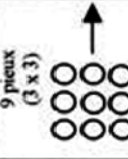
L'instrumentation des pieux du groupe par des jauges de déformations a donné la possibilité de construire les courbes P-y de chaque pieu et d'en déduire ensuite l'influence de l'espacement sur ces courbes de réaction. On a pu d'abord mettre en évidence, pour les faibles espacements (2B et 4B), la forte pression exercée sur le pieu avant et d'autre part une nette réduction des pressions sur les pieux arrières.

Les résultats ont démontré qu'à un espacement de 2B, la résistance du sol au niveau du pieu arrière est réduite d'environ 50% par rapport à celle du pieu isolé. A partir de 8B l'effet de groupe disparaît et les courbes P-y du pieu arrière et du pieu isolé sont identiques.

3.4. Historique des essais en Centrifugeuse

Les tableaux suivants regroupent les principaux essais en centrifugeuse réalisés sur les pieux sous sollicitation latérale.

Tableau. I- 9: Historique des essais en Centrifugeuse 1.

| AUTEURS | PIEUX | | SOL | CHARGE | PARAMÈTRES ETUDIÉS |
|----------------------------|--|---|--|----------|---|
| | Nombre /configuration | Type | | | |
| ADACHI & al [1994] | 1 pieu et 2 pieux  | Tubes en aluminium de 15 mm de diamètre et de 450 mm de fiche | Sable sec de Toyoura (Japon) déposé par pluviométrie | Cyclique | Espacement : 2B, 2,5B, 3B, 4B Niveau d'accélération : 40g Orientation par rapport à l'orientation de la charge : 0°, 30°, 45°, 60°, 90° |
| BARTON [1982] | 1 pieu et 2, 3 et 6 pieux  | Pieux longs et flexibles | Sable fin, dense et saturé | | Espacement : 2B, 4B, 8B Orientation par rapport à l'orientation de la charge : 0°, 45°, 90° Niveau d'accélération : 40g, 60g, 100g (influence de la rigidité du sol sur le comportement des pieux) Diamètre des pieux : 9,5 mm, 12,7 mm, 16 mm |
| KOTTHAUS & al [1994] | 3 pieux  | Tubes en aluminium longs et flexibles de 60 cm de fiche, de 3 cm de diamètre externe et de 2,5 cm de diamètre externe. | Sable très dense et fin déposé par pluviométrie | | Espacement : 3B, 4B Niveau d'accélération : 50g |
| KULKARNI & al [1985, 1986] | 2 et 3 pieux  | Tubes en acier de 25 mm de diamètre et de 330 mm de longueur avec une fiche de 180 mm reliés par un chevrete rigide en aluminium | Sable sec, fin et uniforme, d'un poids volumique de 16 kN/m³ | | Espacement : 2B, 3B Orientation par rapport à l'orientation de la charge : 2 pieux : 0°, 90° 3 pieux : disposés en « T » |
| LEVACHER & al [1989] | 2 pieux  | Tubes en acier de 300 mm de longueur, de 8 mm de diamètre externe et de 6 mm de diamètre interne, fermés à leur base | Sable de Fontainebleau blanc, dense, Mise en place par pluviométrie présentant un indice de densité de 70. | | Orientation par rapport à l'orientation de la charge : 0°, 90° Espacement : 1B, 2B, 4B, 6B, 8B, 10B, 12B Niveau d'accélération : 40g |
| McVAY & al [1994, 1995] | 9 pieux (3 x 3)  | Tubes en aluminium d'environ 280 mm de longueur, 9,5 mm de diamètre externe et 7,7 mm de diamètre interne, enfoncés au cours de la centrifugation | Sable Resid-Beaford dense et sec dispose par pluviométrie | | Influence de la densité du sable : Moyennement lâche de 14,51 kN/m³ de poids volumique Moyennement dense de 15,18 kN/m³ de poids volumique Niveau d'accélération : 45g Espacement : 3B, 5B |

Problèmes plausibles d'effet de bord lors de la réalisation des essais

Tableau I-9 Historique des essais en Centrifugeuse.

Tableau. I- 10: Historique des essais en Centrifugeuse 2.



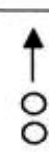
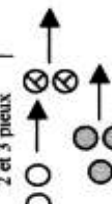
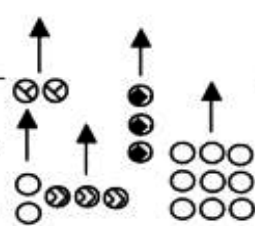
| AUTEURS | PIEUX | | SOL | CHARGE | PARAMETRES ETUDIÉS |
|----------------------|--|--|--|--|--|
| | Nombre /configuration | Type | | | |
| McVAY & al [1998] | 9, 12, 15, 18 et 21 pieux  | Pieux de 9,5 mm de diamètre et de 305 mm de longueur, enfoncés au cours de la centrifugation | Sable de Fontainebleau blanc, dense. Mise en place par pluviation présentant un indice de densité de 70. | | Espacement : 3B Influence de la densité du sable : Moyennement fiche de 14,05 kN/m ³ de poids volumique Moyennement dense de 15,18 kN/m ³ de poids volumique Niveau d'accélération : 45g |
| MEZAZIGH & al [1990] | 2 pieux  | Tubes en acier de 300 mm de longueur, de 8 mm de diamètre externe et de 6 mm de diamètre interne, fermés à leur base | Sable de Fontainebleau de 16,2 kN/m ³ de densité | | Orientation par rapport à l'orientation de la charge : 0° Espacement : 1B, 2B, 4B, 6B, 8B Niveau d'accélération : 40g |
| MEZAZIGH [1995] | 2 pieux  | Tubes en aluminium de 380 mm de longueur (fiche 300 mm), 18 mm de diamètre externe, 1 mm d'épaisseur, d'environ 201 N.m ² de rigidité | | | Espacement : 1B, 2B, 4B, 6B, 8B Mode de mise en œuvre des pieux Sans refoulement (pluviation du sable autour des pieux) Avec refoulement (battage ou vérinage) |
| NUNEZ & al [1988] | 1 pieu, 2 et 3 pieux  | | Sable calcaire | Chargements monotone et cycliques | Ordre de mise en place pour les pieux avec refoulement Espacement : 3B Orientation par rapport à l'orientation de la charge : 2 pieux : 0°, 90° |
| REMAUD [1999] | 1 pieu, 2, 3 et 9 pieux  | Pieux identiques à ceux de MEZAZIGH [1995] | Sable de Fontainebleau de 16,36 kN/m ³ de poids volumique moyen mis en place par pluviation | Chargement par palier (arrêt avant la rupture) | Type de sol : sable du site de « Halibut » sable du site de « Kingfish B » Niveau d'accélération : 40g et 60g Méthode de chargement : Chargement avec « chariot » Chargement avec « servo-verin » Mode de mise en œuvre des pieux : Sans refoulement (pluviation du sable autour des pieux) Avec refoulement (battage ou vérinage) Orientation par rapport à l'orientation de la charge : 0° et 90° Espacement* : 2B, 4B, 6B, 8B *(pour le groupe de 9 pieux, l'espacement est de 3B) |

Tableau I-10 Historique des essais en Centrifugeuse.

3.5. Analyse Du Comportement D'un Pieu En Chambre D'étalonnage

3.5.1. Description générale

La chambre d'étalonnage est un outil expérimental fréquemment utilisé pour le recours à des expériences sur modèles réduits permettant l'analyse du comportement mécanique des fondations profondes.

Le dispositif d'essai en chambre d'étalonnage permet la reconstitution d'un massif de sol de forme cylindrique (diamètre 524 mm, hauteur 680 mm). Avec un sol granulaire la reconstitution du massif est effectuée à une densité donnée par pluviation. Dans le cas d'un pieu « moulé », le modèle est installé au préalable, avant la pluviation. Le massif est donc reconstitué autour du pieu. Cela permet de s'affranchir des effets dus à l'installation. La configuration de la chambre d'étalonnage avec le pieu installé, avant chargement, est montrée sur la figure I-27. Grâce à un système permettant l'application simultanée et indépendante d'une pression verticale et horizontale aux frontières du massif, il est possible de recréer au sein du volume de sol des conditions de consolidation isotrope ou anisotrope.

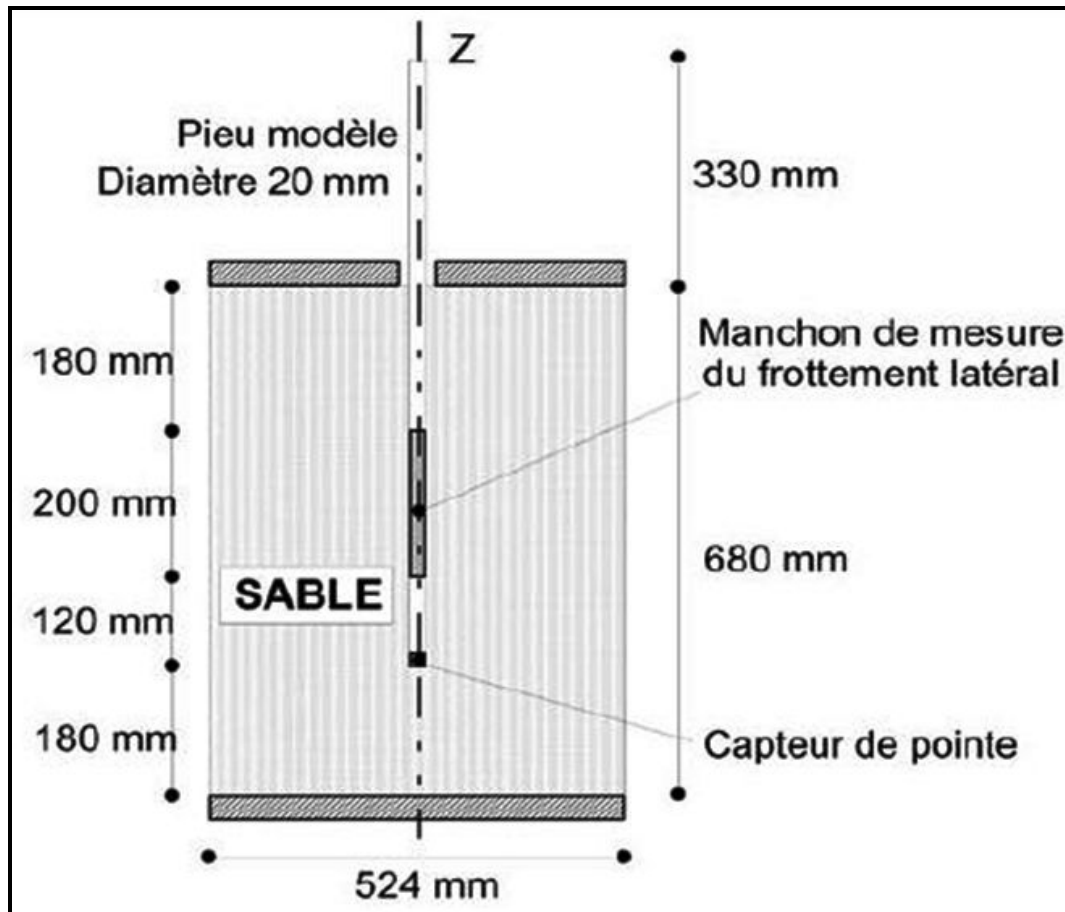


Fig. I- 27: Chambre d'étalonnage.

Le pieu instrumenté a un diamètre $B = 20$ mm et une hauteur totale de 830 mm. Le dispositif permet de réaliser des mesures de charge totale en tête, ainsi que des mesures découplées de résistance en pointe et frottement latéral.

4. Analyse numérique du comportement des pieux sous chargement latéral

Introduction

L'arrivée des logiciels de calcul basés sur les éléments finis, a donné un second souffle aux recherches concernant le comportement des pieux. Ces logiciels ont permis l'élaboration de modèles représentant des situations de chargement réel avec dimensions et caractéristiques réelles (vraie grandeur), ainsi que la modélisation des essais au laboratoire réalisés sur modèles réduits. Pour le cas des pieux, l'utilisation de l'analyse numérique ne se résume pas à l'étude de cas isolé ou de chargement unidimensionnelle. Un modèle utilisant la méthode des éléments finis peut également représenter un groupe de pieux avec différentes directions de chargement et différents types de sollicitations.

4.1. Brown & Shie [1991]

Ces auteurs proposent une analyse tridimensionnelle d'un groupe de pieux chargés latéralement modélisés par éléments finis. Utilisant les symétries et les conditions limites du problème, celui-ci est réduit au chargement latéral de deux pieux (figure I-28).

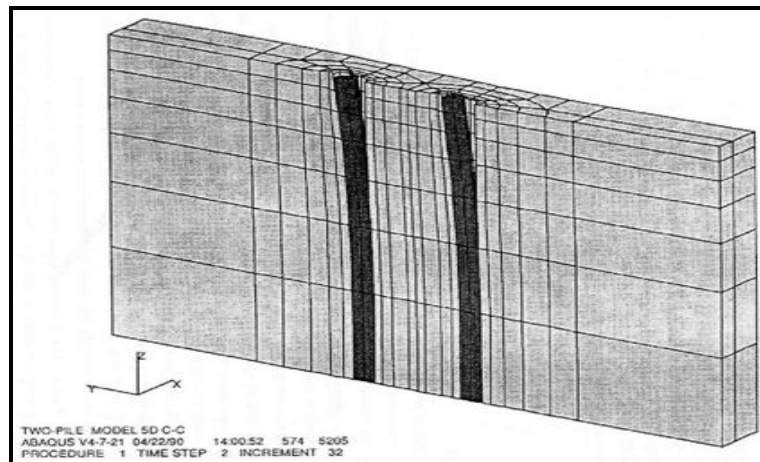


Fig. I- 28: Maillage utilisé par Brown et Shie.

Ces deux "demi" pieux modélisent deux rangées infinies de pieux encastés en tête. Pour modéliser le chargement d'un pieu isolé avec les mêmes conditions aux limites, un espacement entre les pieux de 10 diamètres ($s/B = 10$) est choisi. L'effet de groupe est étudié pour un espacement entre axes de 3 et 5 diamètres. Les pieux sont circulaires. Le module d'Young est sélectionné pour modéliser un pieu circulaire en acier de 273 mm de diamètre et de 9,5 mm d'épaisseur.

Deux types de sol sont modélisés :

- un sol cohérent (argile saturée) qui a pour loi de comportement associée le modèle élasto-plastique de Van Mises ($2c_u = 55$ kPa, $E = 110$ MPa, $\nu = 0,45$),
- un sol pulvérulent (sable sec) avec pour loi de comportement le modèle de Drucker-Prager étendu avec une loi d'écoulement non associée ($c = 13,8$ kPa, $\phi = 23^\circ$).

On notera que la cohésion utilisée pour le sable est uniquement un artifice de calcul pour que les éléments proches des pieux ne plastifient pas immédiatement au début du chargement et pour éviter des problèmes de convergence. Des éléments d'interface sont placés pour modéliser l'interaction sol-pieu.

Les temps de calcul sont longs du fait du grand nombre de degrés de libertés et de la non linéarité des lois de comportement choisies. Plusieurs calculs sont cependant réalisés avec pour paramètre l'espacement (entre axes) des pieux.

Une première analyse porte sur une unique rangée de pieux. Le chargement latéral est perpendiculaire à cette rangée. Les courbes de chargement établies à partir de ce modèle pour plusieurs entre axes (2 ; 3 ; 5 et 10 diamètres) ne mettent pas en évidence une modification de comportement significative. Pour l'argile, seul un entre axe de 2B donne une réponse moins raide du groupe. Pour le sable le groupe à 5B a un comportement similaire au pieu isolé. Pour les autres configurations (2B et 3B) une réduction de la raideur du groupe, plus importante que pour l'argile, est observée.

Les profils de moments fléchissant conduisent aux mêmes conclusions. Ces profils dérivés deux fois permettent la construction de courbes de réaction P-y. Les courbes des pieux du groupe sont comparées à celles du pieu isolé ($s/B = 10$). Pour l'argile, un comportement analogue est obtenu pour les groupes avec un entre axes des pieux de 3B et 5B.

La réaction du sol pour les pieux à $s/B = 2$ est par contre réduite. Des remarques du même ordre s'appliquent pour les groupes dans le sable, où le groupe à $s/B = 3$ a un comportement distinct du pieu isolé.

On observe que l'effet de groupe est nettement mis en évidence sur les pieux arrières pour s/B variant de 3 à 5. Ces pieux ont un comportement proche du pieu isolé à partir d'un espacement d'entre axes de 3B.

Conclusion

La méthode de modélisation en 3D de groupes de pieux chargés latéralement présentée semble donner des résultats satisfaisants. Des améliorations, prônées par les auteurs, apportées aux lois de comportement utilisées permettraient une modélisation encore plus exacte.

4.2. Ata [1998]

Ata reprend le principe de modélisation du pieu sous chargement latéral, décrit par des tronçons (disques) enfouis dans une couche de sol. Seul un micro-pieu isolé est modélisé dans un premier temps. Une méthodologie numérique en contraintes planes ou déformations planes est validée. Ce calcul utilise la méthode des courbes de réaction p-y. On donne à celles-ci une expression de la forme :

$$p = \frac{a \cdot y/B}{b + y/B}$$

Où les paramètres a et b varient linéairement avec la profondeur :

$$\begin{aligned} a &= a_1 \cdot (z/B) + a_2 \\ b &= b_1 \cdot (z/B) + b_2 \end{aligned}$$

Une estimation de ces paramètres est réalisée par interprétation de calcul du micro-pieu dans le sable ou dans l'argile. Les résultats des calculs avec la méthode p-y sont confrontés à des calculs bidimensionnels et tridimensionnels réalisés avec le logiciel PECPLAS3D (Laboratoire de Mécanique de Lille 1992). Le maillage utilisé comprend 2904 éléments hexaédriques (à 20 nœuds) représentant 13341 nœuds (figure I-29).

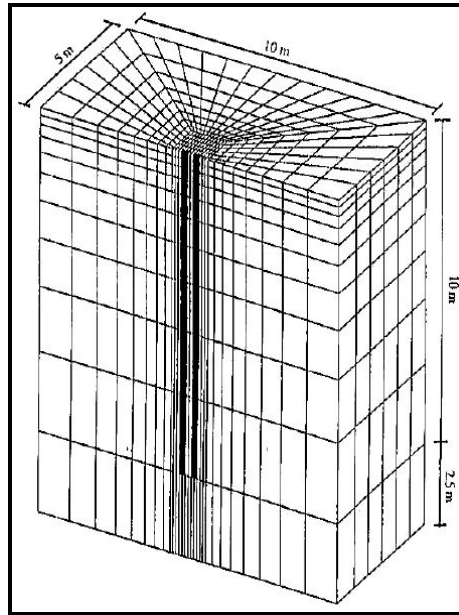


Fig. I- 29: Maillage tridimensionnel utilisé pour modéliser un couple de pieux.

Pour le sable, un ajustement de la méthode est nécessaire : on suppose des conditions de déformations planes jusqu'à une profondeur de $3B$, puis de contraintes planes pour des profondeurs supérieures. Dans tous les cas considérés, le calcul par la méthode p-y donne pour de grands déplacements en tête des valeurs plus importantes que le calcul 3D, les moments fléchissant sont par contre assez concordants.

Dans le cas de l'argile, le calcul en contraintes planes donne les résultats les plus en accord avec ceux du calcul 3D (déplacements et moments fléchissant). Le calcul en déformation plane sous-estime les déplacements et surestime les moments fléchissant.

Cette méthodologie (confrontation des calculs par la méthode p-y en déformation plane ou déformation plane avec des calculs tridimensionnels) est généralisée à des couples de pieux d'espacements entre axes de $2B$ et $5B$.

Les principaux résultats obtenus caractérisant l'effet de groupe sont les suivants :

- répartition de la charge appliquée au groupe de 60% sur le pieu avant et de 40% sur le pieu arrière pour $s/B = 2$, (respectivement 57%-43% pour $s/B = 5$),
- réduction de la réaction de 10 à 20% pour le pieu avant et de 65% pour le pieu arrière à $s/B = 2$. Pour un espacement plus important ($5B$) le pieu avant se comporte comme un pieu isolé et la réaction du sol du pieu arrière est diminuée de 35%.

Un groupe de trois pieux à $s/B = 2$ a également été étudié sous chargement latéral de direction parallèle à la rangée de pieux. L'effet de groupe sur ces pieux se traduit par :

- une répartition de la charge appliquée de 44% pour le pieu avant, de 30% pour le pieu central et de 26% pour le pieu arrière.
- Réduction de la réaction de l'ordre de 25% pour le pieu avant, de 73% pour le pieu central et de 80% pour le pieu arrière.

Pour les pieux arrières et milieux du groupe de 3 pieux, les valeurs de réaction sont inférieures de 60 à 70% par rapport au pieu isolé. Elles sont plus faibles que celles généralement proposées dans la littérature.

4.3. Simulation et analyse d'un pieu sous chargement latéral [2008]

La résistance vis-à-vis du chargement latéral du pieu est très importante et essentielle pour la conception des fondations de structure soumise aux effets du séisme, mouvement du sol et choc des vagues. La section rectangulaire est la plus communément utilisée pour le dimensionnement des pieux, cette dernière ainsi que la forme octogonale sont les plus désavantagées surtout pendant la mise en place du pieu, comme elle s'avère très complexe pour les cas de gros diamètres et de grandes profondeurs.

4.3.1. Model numérique

L'analyse en éléments finis a été réalisée avec l'utilisation du logiciel de géotechnique **Plaxis 3d Foundation 1,1**. Selon le principe des éléments finis le volume de sol continu a été divisé en nombre d'éléments, chaque élément est constitué d'un nombre de nœuds, et chaque nœud a un degré de liberté correspondant au nombre d'inconnue permettant la résolution du problème des conditions aux limites.

4.3.2. Dimensions du modèle

Le volume du sol à modéliser est en fonction des dimensions du pieu (figure I-31), ses dimensions pour la section horizontale sont égales à $40B$ (B étant la largeur du pieu, pour la section circulaire B est le diamètre). La hauteur du volume du sol prise est égale à $L+20B$ (L étant la hauteur de pieu).

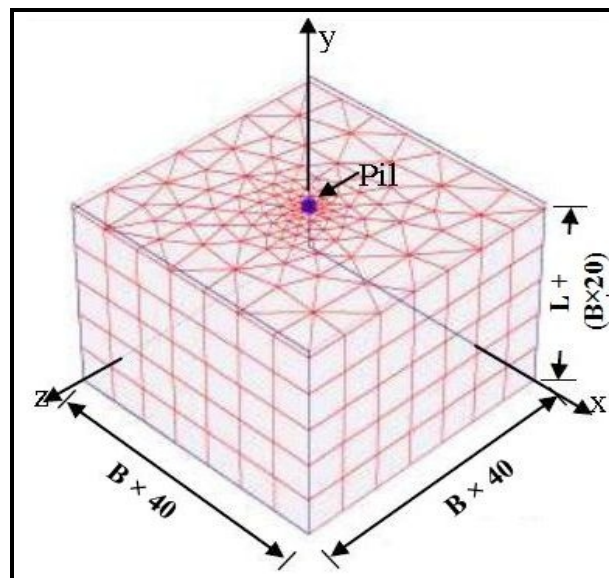


Fig. I- 30: Modélisation du système pieu-sol par PLAXIS 3D.

4.3.3. Caractéristiques des matériaux et loi de comportement

En ce qui concerne la modélisation du pieu la loi de comportement utilisée est une loi isotrope linéaire qui définit la relation contrainte déformation. Ce modèle est défini par deux paramètres élastiques, le module de YOUNG E et le coefficient de POISSON ν .

La loi adoptée pour définir le comportement du sol à modéliser est la loi la plus communément utilisée : celle de MOHR-COULOMB, cette loi est définie par le coefficient de cohésion C et l'angle de frottement interne du sol, on ajoute à ces paramètres le module de YOUNG E , le coefficient de Poisson ν et l'angle de Dilatance ψ .

4.3.4. Problème étudié

Les pieux étudiés font, partie d'un projet de réalisation d'un tronçon de route de 2.2 km de long situé à Port-Klang et relie la partie West du port à Kuala Lumpur, Malaysia, Ces pieux forés mesurent 1,20 m de diamètre et 75 m en profondeur, ils sont conçus pour résister à des charges variant de 300 kN ÷ 600 kN. Le comportement du pieu soumis à une sollicitation latérale et l'interaction entre ce dernier et le sol environnant est en fonction de plusieurs facteurs :

- Le chargement appliqué : augmentation graduelle jusqu'à rupture,
- La forme de la section du pieu : carre, cercle,
- La relation entre la longueur (L) et le diamètre (B) du pieu (dimension de la section).

L'analyse consiste à définir grâce à des modèles de pieux le comportement de ces derniers quand ils sont soumis à un chargement latéral. Le nombre de modèles s'élève à huit repartis équitablement en 2 sections carre et circulaire. Le diamètre du pieu est fixe à 1,2 m pour les pieux circulaires et 1,2 m de coté pour les pieux carres, le rapport longueur-diamètre (L/B) est varie de 8,30 (pieu court) ÷ 12,8 (pieu long). En ce qui concerne le chargement applique il varie de 50 kN ÷ 400 kN.

Le type de sol utilisé pour cette analyse est du sable, ces caractéristiques en plus de celle des pieux sont exposées dans le tableau I-11.

Tableau. I- 11: Caractéristiques du système pieu-sol modélisé.

| Paramètres | Pieu | | Sol | |
|------------------------|------------|---------|---------------------------------|----------------------|
| | Circulaire | Carré | Paramètres | Valeur |
| Dimension | 1200 mm | 1200 mm | Angle de frottement | 30° |
| Longueur | 10 | 10 | Angle de dilatance | 0 ÷ 10° |
| Type du pieu | béton | béton | Poids volumique | 18 kN/m ³ |
| Module de Young | 25000 | 25000 | Module de Young | 20 MPa |
| Grade du béton | M 25 | M 25 | Pression des terres au repos Ko | 0,5 |
| Coefficient de Poisson | 0,15 | 0,15 | Coefficient de Poisson | 0,3 |

4.3.5. Analyse et Résultats

4.3.5.1. Paramètre influençant le comportement du pieu et du sol

Cette analyse se déroule en deux étapes, la première consiste dans l'analyse du pieu sous charge latérale avec une section circulaire, et la seconde à refaire l'analyse on adoptant une section carrée. Le chargement pour ces deux phases commence avec une valeur minimale de 50 kN, puis il est augmenté jusqu'à atteindre la valeur maximale utilisée lors de la conception des pieux vis-à-vis du chargement latéral.

4.3.5.2. Influence de la section et du rapport longueur sur diamètre du pieu (L/B)

Les déformations et déplacements en têtes des pieux sont influencées par le chargement appliqué, en plus de la forme du pieu. Dans cette analyse la comparaison entre les deux sections analysées à montrer que la section circulaire est moins résistante et subit un déplacement en tête plus important. Tendis que la section rectangulaire est plus résistante et cela est due à une plus grande surface de contact entre le pieu et le sol environnant.

La déformation du pieu est aussi influencée par le rapport longueur/diamètre, pour les pieux courts donc le rapport $L/B=8.3$ le déplacement en tête du pieu est moindre que celui dans le cas de pieu long (rapport $L/B>8.3$). Les déformations le long du pieu sont toujours dans la direction du chargement. En ce qui concerne la forme du pieu, il a été remarqué que la section circulaire subit un déplacement en tête moindre que celui subit par la section carrée cela s'explique par la différence de rigidité entre les sections.

Observation

Base sur les résultats de la modélisation numérique des pieux sous chargement latéral, il a été constaté que la grandeur de chargement a un effet direct sur le taux de déformation. Pendant la première phase de chargement la réponse le long du pieu vis-à-vis de la sollicitation horizontale est uniforme et faible. Pendant l'augmentation du chargement la réponse change et devient non-uniforme. Il a été observé que la section rectangulaire est plus résistante que la section circulaire car elle a une plus grande surface de contact avec le sol environnant.

Conclusion

Les essais en vraie grandeur produisent les résultats les plus représentatifs, cependant, ils sont limités en raison d'une part du coût dû à l'ampleur des essais et d'autre part aux problèmes occasionnés notamment par leur instrumentation, leur durée et l'hétérogénéité des sols naturels. De plus, pour toutes ces raisons pratiquées des études paramétriques (portant sur la géométrie de la structure, les caractéristiques du sol,...) sont difficilement réalisables.

Les essais modèles présentent l'avantage de permettre la modification de plusieurs facteurs tout en conservant le même but et sous les mêmes conditions. Cependant, afin d'appliquer ces résultats d'essais dans le dimensionnement de groupe de pieux, des règles de similitude doivent être définies, ce qui est rarement le cas en raison de la multitude de paramètres et de la difficulté à les reproduire tous. C'est pourquoi les résultats des essais modèles sous la gravité (1g) ne fournissent que des résultats qualitatifs. Les essais en centrifugeuse pallient partiellement au problème de gravité en permettant de faire des essais sous une gravité supérieure à 1g, tout en offrant les mêmes avantages que les essais sur modèles en laboratoire (répétitivité, contrôle rigoureux des conditions expérimentales, études paramétriques possibles, étalonnage de la réponse des pieux instrumentés avant essai, ...). Cependant, une des limites de cette modélisation réside dans la reproduction du mode de mise en place des pieux prototypes (fonçage ou forage). Car l'état de contraintes du massif avant le chargement transversal du groupe, n'est pas le même si les pieux sont mis en place à 1g ou en gravité reconstituée. Certains dispositifs ont été développés pour permettre la mise en place des pieux au cours de la centrifugation. Ainsi cette approche permet de reproduire un mode de mise en place plus représentatif des conditions du prototype.

L'analyse par les éléments finis en plus de leur coût réduit, permet la modélisation des essais en vraie grandeur ainsi que les essais sur modèles réduits tout en permettant d'effectuer des études paramétriques par simple modification des paramètres du sol modélisé ou option du logiciel. Son principal inconvénient est le choix de l'utilisateur en matière de maillage et lois de comportement en plus de la validation des résultats obtenus.

CHAPITRE II
ÉTUDE EXPERIMENTALE
SUR
PIEUX METALLIQUE RIGIDE

Chapitre II : Étude expérimentale sur pieux métallique rigide

Introduction

Divers ouvrages (soutènements discontinus, pieux sollicités horizontalement ...) sollicitent le sol suivant un mécanisme de butée tridimensionnelle. Les insuffisances des méthodes de calculs existantes (BLUM 1961, DEMBICKI et ODRUBINSKI 1984, HOUY 1986) et des travaux de certains auteurs (WEISSENBACH 1961, HORN 1967), ont conduit à effectuer une campagne expérimentale sur modèle et à élaborer plusieurs modèles théoriques suivant la théorie de la borne supérieure en analyse limite.

1. Description du modèle d'essai

Le professeur MEKSAOUINE MOHAMED (1993) a mis au point, au Laboratoire de Géotechnique de L'institut national des sciences appliquées (I.N.S.A.) de Lyon (France), un modèle réduit (figure II-1) composé de :

- Une cuve contenant le massif de sable, où l'on mobilise la butée au contact du pieu,
- Un bâti permettant la mise en translation d'un écran sur lequel est fixé le pieu,
- Une chaîne de mesure permettant de déterminer l'action du massif sur le pieu.

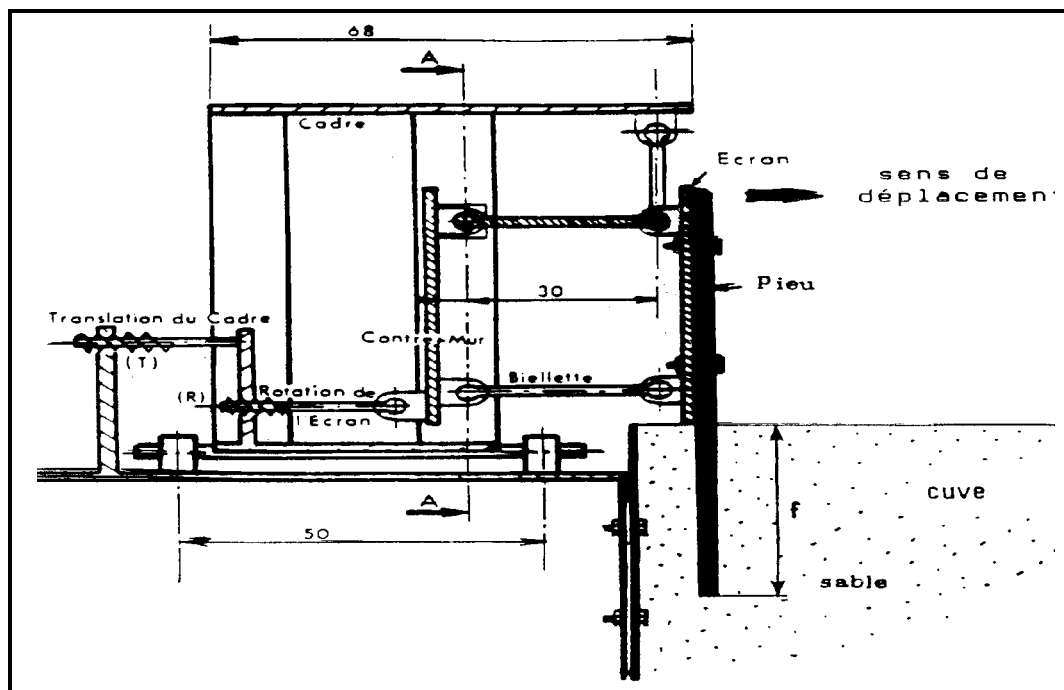


Fig. II- 1: Schéma en coupe du modèle réduit.

2. Caractéristique physique, granulométrique et mécanique du matériau utilisé

Le sol utilisé pour la série d'essais, un sable, à granulométrie serrée (Tableau II-1), provenant des carrières d'Hostun (Drôme), dans la vallée du Rhône (France).

Tableau. II- 1: Caractéristiques physiques du matériau.

| Désignation | Dimensions (mm) | | Indice des vides | |
|-------------|-----------------|-------|------------------|-------|
| | d-min | d-max | e-min | e-max |
| Sable | 0,30 | 1,00 | 0,607 | 0,885 |

La relation entre l'angle de frottement interne φ et la densité sèche (γ_d/γ_w) de ce sable à l'état sec a été déterminé à la boîte de CASAGRANDE (BOURDEAU 1977) (figure II-2).

Dans la cuve, le sable a été compacté par piquetage pour obtenir une gamme de densités allant d'un état moyennement dense ($\gamma_d/\gamma_w=1.51$) à dense ($\gamma_d/\gamma_w=1.63$) ce qui correspond à des angles de frottement allant de 31° à 38° .

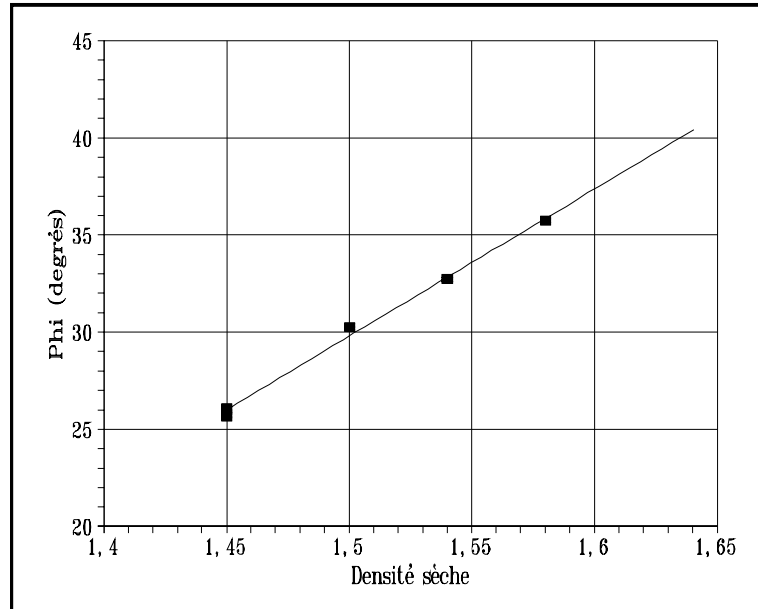


Fig. II- 2: Relation entre l'angle de frottement interne (γ) et la densité sèche (γ_d/γ_w).

3. Les résultats expérimentaux

3.1. Le programme d'essais

Pour l'ensemble des essais, nous avons utilisé des pieux rigides en acier, à surface lisse, d'épaisseur « a » égale à 30 mm, en faisant varier :

- La forme des pieux (carrée, rectangulaire),
- La fiche "F" (12.5, 14.5, 19.5, 20, 29.5, 30 cm),
- La largeur "B" des pieux (1.5, 3, 5, 6, 9, 10 cm),

La densité sèche (γ_d/γ_w) du sable ; bien sûr en fonction de la granulométrie du sable, recommandé, pour l'effet d'échelle, par KERISEL (1972).

3.1.1. Courbes expérimentales

3.1.1.1. Courbes effort-déplacement

Pour les écrans élancés (lorsque le rapport de largeur de l'écran B à sa fiche F est inférieur à 0.25), la courbe, après une augmentation rapide de l'effort, présente une pente toujours montante, sans palier, dans les limites des déplacements que nous avons explorés figure II-3a).

Pour les écrans plus larges ($B/F > 0.25$), les courbes présentent un pic suivi d'un palier (figure II-3b).

L'examen de l'ensemble des courbes avec pic montre que celui-ci survient généralement pour des valeurs du déplacement relatif ($\Delta L/F$) voisin de 10%. C'est cette valeur de 10% que nous retiendrons comme critère pour définir le seuil de rupture dans le cas des écrans élancés.

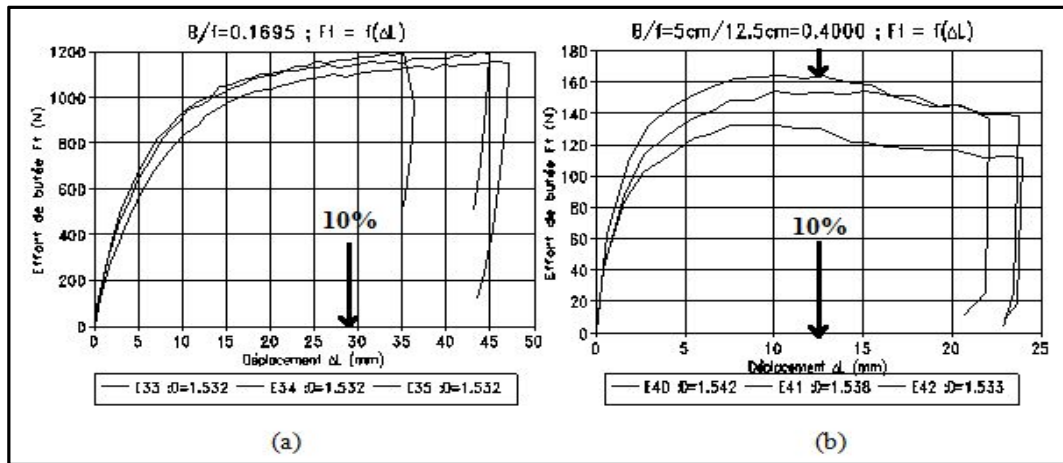


Fig. II- 3: Courbes Effort (F_t) -déplacement (ΔL).

3.1.1.2. Evolution du coefficient de butée

Rappelons que celui-ci est calculé en supposant que la répartition des contraintes sur la hauteur de l'écran est triangulaire, comme on l'admet généralement pour les écrans continus. On retrouve donc (figure II-4 a et figure II-4 b) deux comportements bien différents, fonction de la largeur relative de l'écran B/F :

Cette différence correspond :

- Pour $B/F > 0.25$ au développement d'un prisme de rupture sur toute la hauteur de l'écran,
- Pour $B/F < 0.25$ à une zone plastifiée plus localisée.

Dans ce qui suit, ces deux types d'essais seront qualifiés respectivement d'essais avec rupture franche, et d'essais sans rupture franche. Notons que ces résultats rejoignent ceux de WEISSENBACH (1961), pour qui une rupture franche apparaît pour une largeur relative B/F de l'écran supérieure à 0.3.

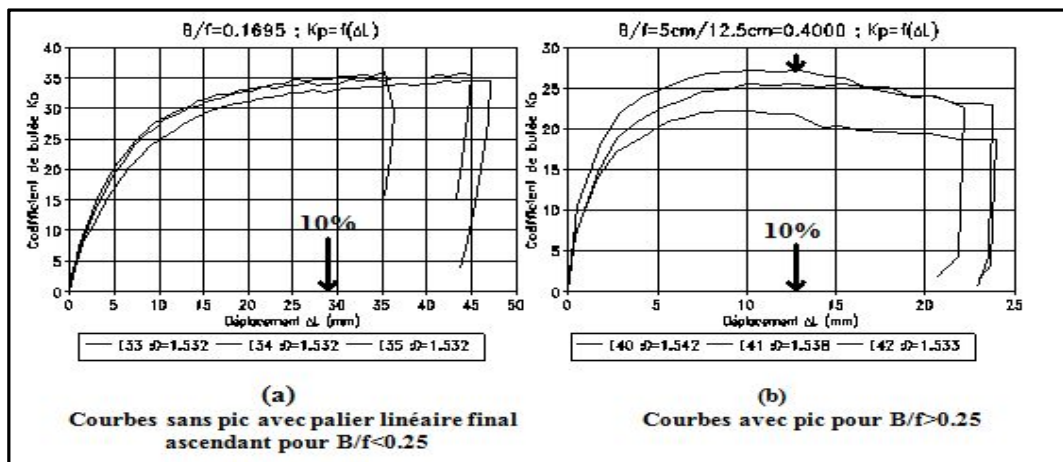


Fig. II- 4: Courbes Coefficient de butée ($K_p\gamma$) - déplacement (ΔL).

3.1.1.3. Evolution du point d'application (x/F) et de l'inclinaison (δ) de l'effort résultant F_t

Le point d'application relatif (x/F) s'abaisse avec le déplacement ΔL du pieu dans le cas des essais sans rupture, alors qu'il reste sensiblement constant et égal à 30% de la fiche F dans les essais avec rupture franche (figure II-5).

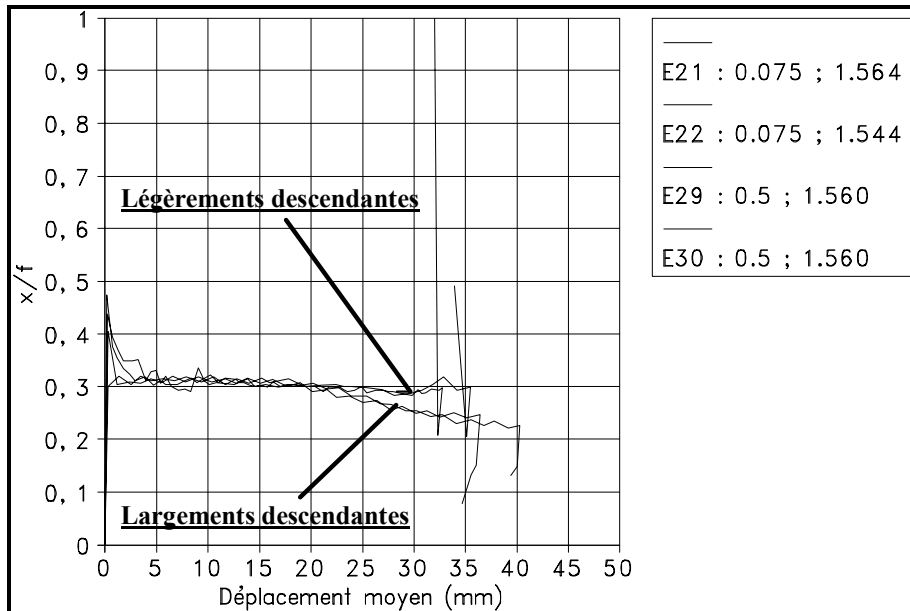


Fig. II- 5: Courbes Point d'application (x/F) - déplacement ΔL .

Pour l'inclinaison δ de la butée en fonction du déplacement du pieu (figure II-6), on obtient, pour les essais sans rupture, dans tous les cas l'allure Type 1 (courbe décroissante avec palier final), alors que pour les essais avec rupture, on obtient les courbes du Type 2 (courbe croissante). La différence entre les deux comportements observés survient pour une largeur relative B/F égale à 0,25.

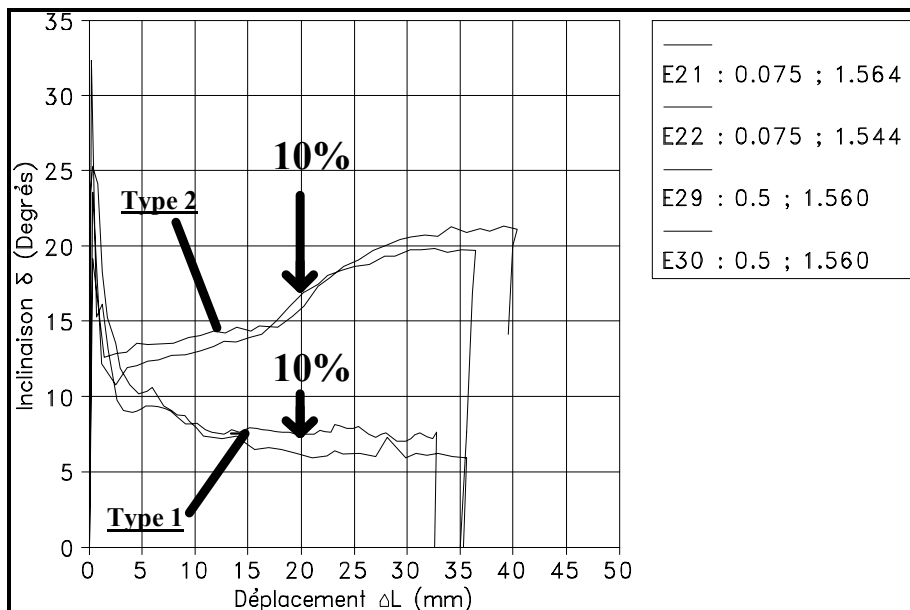


Fig. II- 6: Courbes Inclinaison de l'Effort Résultant (δ) - déplacement (ΔL).

La signification physique de ces courbes peut être vue de la manière suivante :

Type 1 : à la rupture, l'écran élané provoque un refoulement du sol dans un plan horizontal, ce qui explique que les efforts tangentiels soient faibles et se stabilisent en un palier.

Type 2 : nous avons un mécanisme de rupture par prisme avec un mouvement ascendant comparable à celui qui est observé dans le cas d'un écran bidimensionnel ; cela explique une valeur de δ croissante et élevée.

4. Exploitation des résultats expérimentaux

4.1. Influence de la largeur relative (B/F) du pieu

4.1.1. Sur le coefficient de butée

Nous avons repris ici ce qui a été énoncé comme critère de rupture pour l'effort total (10% sans rupture, pic pour rupture), pour examiner l'évolution du coefficient de butée K_{py} avec la largeur relative B/F (figure. II-7).

L'ensemble des résultats se répartit suivant un faisceau d'allure hyperbolique, partant de la valeur bidimensionnelle du coefficient de butée pour augmenter très rapidement lorsque la largeur relative B/f est inférieure à 10% (figure. II-7).

La dispersion constatée est liée en partie aux légères variations de densité de mise en place du matériau.

Mais, il convient de noter également que pour une largeur relative de 0,3, où deux longueurs de fiche différentes ont été utilisées, il apparaît que la valeur de la fiche F n'est pas sans influence sur le résultat.

Il est possible que cette variation de K_{py} avec F, pour B/F constant, soit due à l'effet d'échelle.

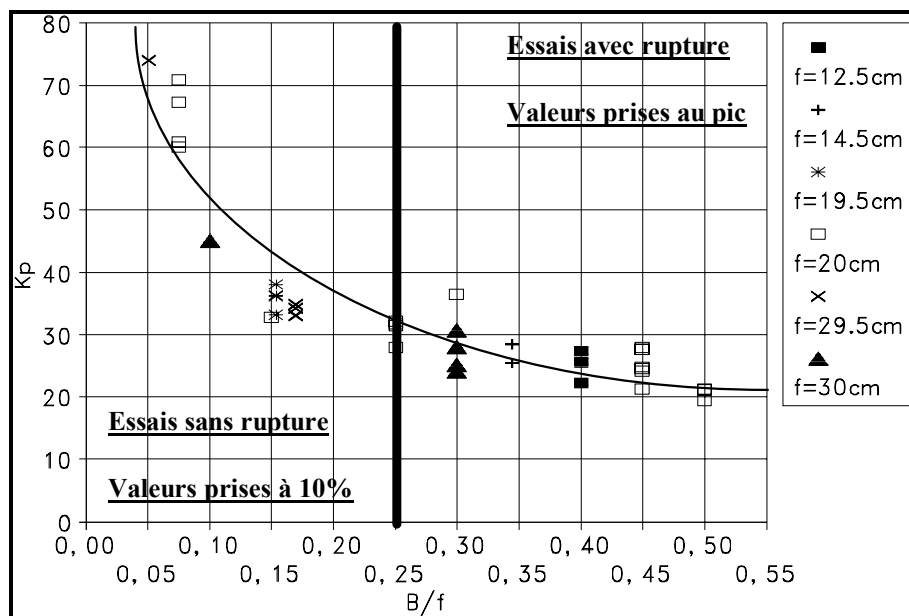


Fig. II- 7: Courbe Coefficient de butée (K_{py})- Largeur relative (B/f).

4.1.2. Sur la position relative à la fiche (x/F) de l'effort résultant

Sans rupture, on a une position relative (x/F) du point d'application de 0.294 (extrêmes : 0.250 et 0.361) avec rupture franche, on a une valeur moyenne de 0.313 (extrêmes 0.280 et 0.351). On peut penser que le poinçonnement du sol par un pieu isolé élancé ou non ne s'apparente pas totalement à la butée bidimensionnelle, qui correspond à une valeur théorique de x/F égale à 0.333, l'écart apparaît d'autant plus élevé que l'écran est élancé figure II-8.

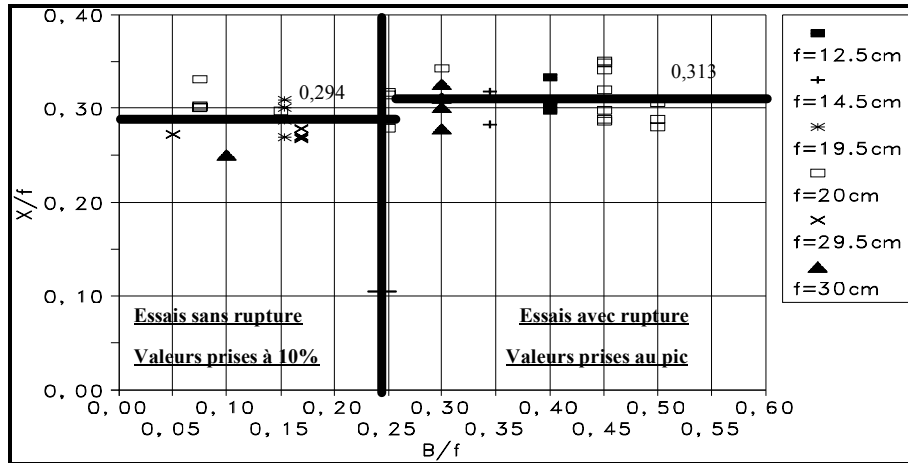


Fig. II- 8: Courbe Point d'application relative à la fiche (x/F) - Largeur relative (B/f).

4.1.3. Sur l'inclinaison δ de l'effort résultant

δ Atteint près de 20° pour des écrans larges (soit δ/ϕ de l'ordre de 0,5 à 0,6) ; par contre chute rapidement avec B/F pour descendre à 5° lorsque B/F est égal à 0,05 (fig.II-9).

Ce résultat est assez logique, les écrans très élancés déplaçant relativement peu de sol dans un mouvement ascendant. Il est vraisemblable que dans la partie basse de tels écrans, le sol est refoulé horizontalement de part et d'autre de l'écran ainsi que le suggère BRINCH-HANSEN (1961).

Le sol ne remontant que devant la partie supérieure de l'écran, il en résulte un frottement global sol-écran très faible et tendant vers zéro lorsque B/F tend vers zéro.

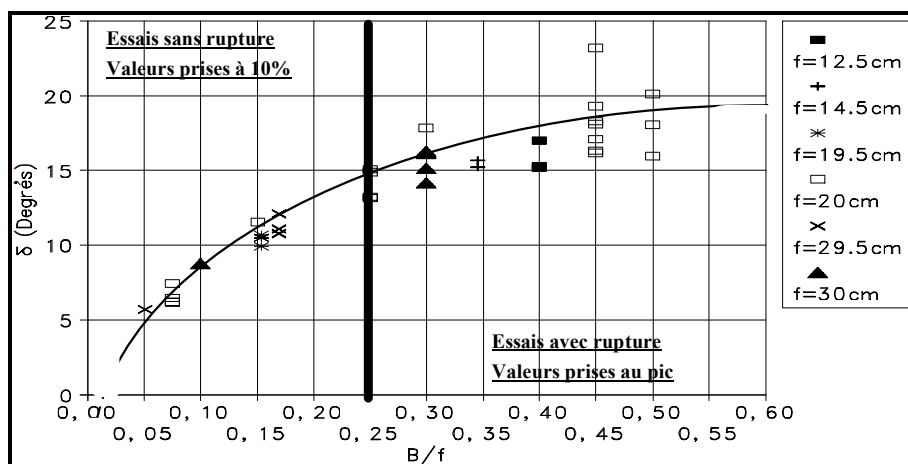


Fig. II- 9: Courbes Inclinaison de l'effort résultant (δ) - Largeur relative (B/F).

5. Modélisation de la butée tridimensionnelle

Dans le but de modéliser la butée sur pieu (ou écran de largeur finie), s'exerçant tridimensionnellement, nous avons élaboré divers modèles, suivant les critères de la borne supérieure (ou théorème cinématique) en Analyse limite (DRUCKER, GREENBERG et PRAGER 1952), qui sont les prolongements en milieu tridimensionnel du prisme de Coulomb et du prisme à deux triangles proposés par CHEN (1975). Nous donnerons ici le principe de ces deux modèles, ainsi que leurs résultats finaux.

Les hypothèses communes à ces modèles sont les suivantes :

- Un sol non-cohérent (cohésion $c=0$), limité par une surface libre horizontale,
- Un écran vertical de largeur B limitée, avec une valeur du rapport rugosité sol-écran ($\delta/\varphi < 1$).

Une mobilisation de la butée par translation de l'écran, avec champ de vitesse cinématiquement admissible, permettant le calcul suivant le principe de la borne supérieure.

Pour la butée bidimensionnelle, CHEN (1975) a étudié 6 mécanismes de rupture en analyse limite (borne supérieure).

Parmi ceux-ci, nous avons retenu, comme base de nos mécanismes tridimensionnels, le mécanisme à deux triangles qui a donné les meilleurs résultats, et également celui de Coulomb en raison de sa simplicité.

5.1. Modèle tridimensionnel de Coulomb

La construction de ce modèle (figure II-10) doit respecter, en tout point de sa surface de rupture, la condition d'angle φ (angle de frottement interne du sol) entre le vecteur vitesse du prisme et cette surface de glissement, donnant dans le volume observé une portion de cône (figII-10).

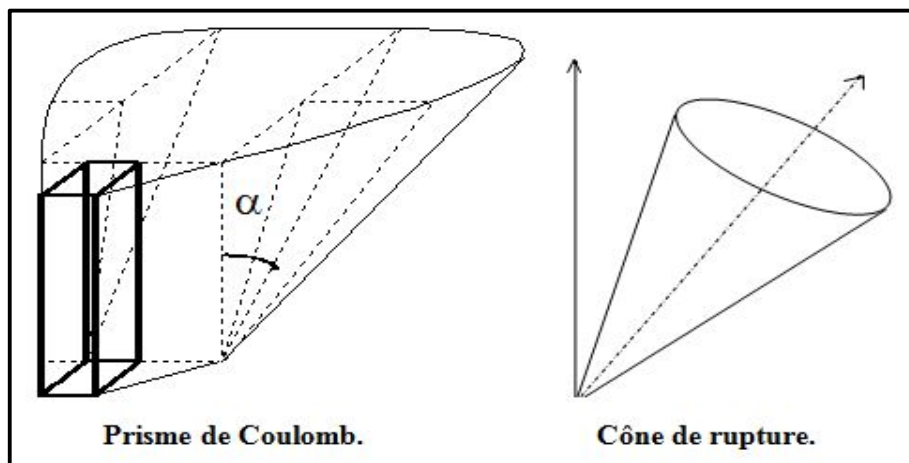


Fig. II- 10: Prisme de Coulomb & Cône de rupture.

Tous calculs faits, le coefficient de butée tridimensionnel $K_{p\gamma}$ peut se mettre sous la forme :

$$K_{p\gamma}(\alpha) = \frac{2 \cdot V(\alpha)}{B \cdot F^2 \cdot (\cos \delta \cdot \operatorname{tg}(\alpha - \varphi) - \sin \delta)}$$

Où $V(\alpha)$ est le volume total du prisme. On obtiendra le coefficient de butée $K_{p\gamma}$ en le minimisant, avec la méthode du gradient sous contraintes, par rapport à la seule variable α . Nous donnerons ici un abaque pour un écran d'épaisseur nulle (figure II-11).

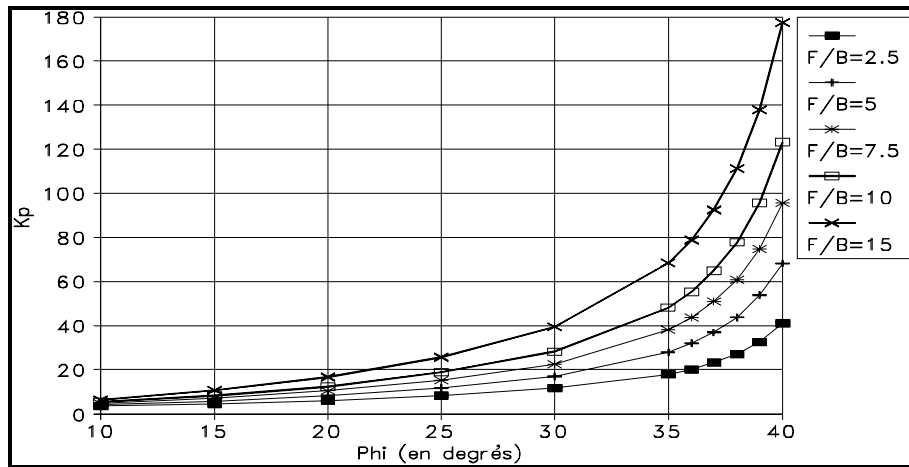


Fig. II- 11: Abaque $K_{p\gamma} = f(\varphi, \delta, B/F)$ pour $\delta/\varphi = 0$.

5.2. Modèle tridimensionnel à deux triangles

Pour ce modèle, on considère un prisme composé de deux blocs, dont la coupe verticale suivant un plan orthogonal au milieu de l'écran est une réunion de deux triangles (fig II-12).

La construction de chaque bloc doit respecter la condition d'angle φ , énoncée comme précédemment pour le modèle de Coulomb, entre le vecteur vitesse et la surface de rupture du bloc considéré, donnant un emboîtement de deux portions de cônes (fig II-12).

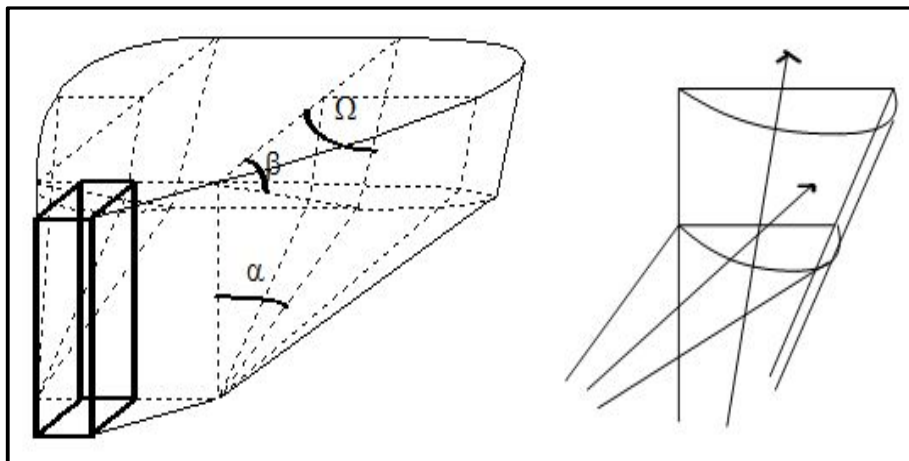


Fig. II- 12 : Modèle des deux triangles & Emboîtement des cônes.

Nous donnons ici le coefficient de butée tridimensionnelle, $K_{p\gamma}$ tous calculs faits :

$$K_{p\gamma}(\alpha, \beta, \Omega) = \frac{2 \left(V_1(\alpha, \beta) + V_2(\beta, \Omega) \cdot \frac{\sin}{\sin} \right)}{B \cdot F^2}$$

Où V_1 et V_2 sont les volumes respectifs de chaque bloc.

On obtiendra le coefficient de butée $K_p\gamma$, en le minimisant avec la méthode du gradient sous contraintes, par rapport aux seules variables α , β et Ω . Nous donnons aussi quelques résultats, sous forme d'un abaque, pour un écran d'épaisseur nulle (fig II 13).

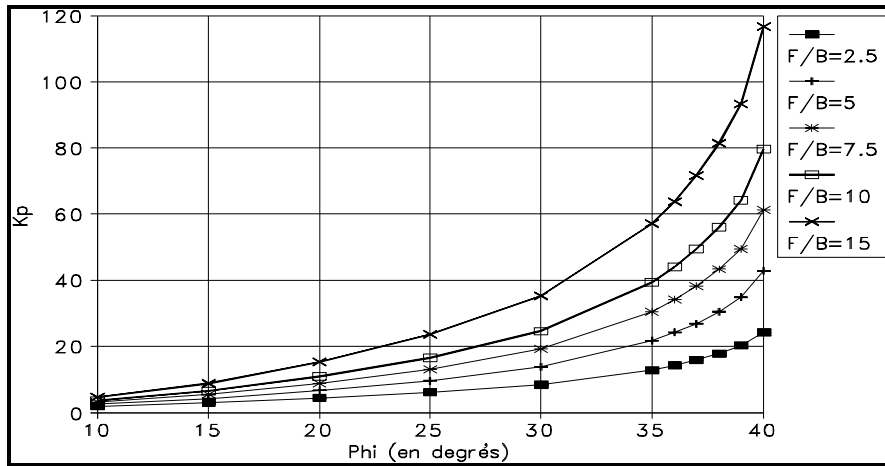


Fig. II- 13: Abaque $K_p\gamma = f(\phi, \delta, B/F)$ pour $\delta/\phi = 0$.

6. Comparaisons expérimentales et théoriques

6.1. Comparaison des $K_p\gamma$ théoriques et expérimentaux

Si le modèle à deux triangles apparaît meilleur, puisqu'il donne des valeurs inférieures au modèle de Coulomb (bien qu'intéressant par sa simplicité), en particulier pour des angles de frottement de sol élevés, les résultats restent cependant proches (fig II-14).

Comparés aux valeurs expérimentales, ils constituent bien une borne supérieure, avec toutefois une divergence nette pour les écrans élancés. En effet, on remarque que pour $B/F < 0.15$, les modèles surestiment très fortement la butée expérimentale.

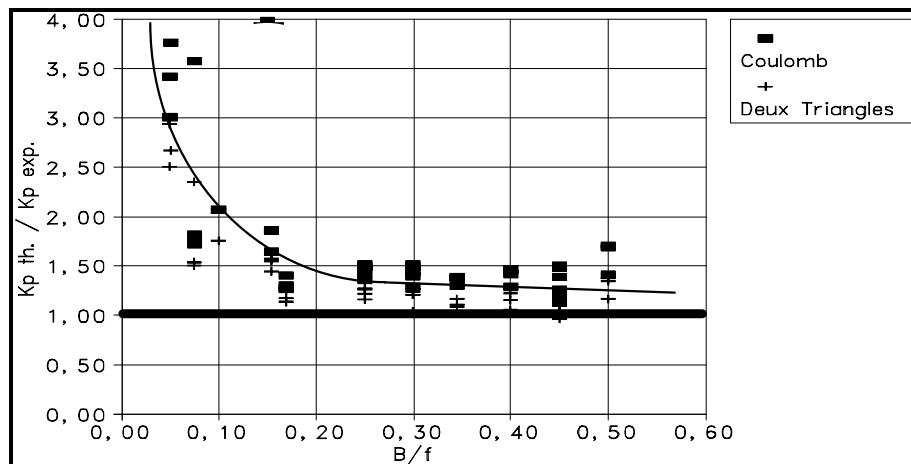


Fig. II- 14: Comparaison expérimentale et théorique avec les modèles de Coulomb et à deux triangles.

6.2. Comparaison des formes et des volumes

L'ampleur du prisme de rupture peut être appréciée à partir de sa trace à la surface du massif pour des écrans larges ($B/F > 0.25$) (fig II-15a).

La comparaison de cette trace avec les prismes théoriques mettent bien en évidence les limites du modèle de Coulomb, et la bonne approximation donnée par le mécanisme à deux triangles.

Par contre, pour les écrans très élancés ($B/F < 0.25$) (fig II-15b), on note que la trace du volume de rupture donnée par l'essai expérimentale apparaît très réduite par rapport à ceux des deux modèles théoriques ; donc qui ne conviennent pas dans ce cas bien précis.

Tout se passe comme s'il y avait développement d'un prisme devant la partie supérieure de la fiche (F') suivant un rapport $B/F' > 0.25$, avec un mécanisme de poinçonnement local en profondeur.

Les observations confirment et expliquent les divergences observées quant à la valeur des coefficients de butée lorsque B/F est inférieur à 0.15.

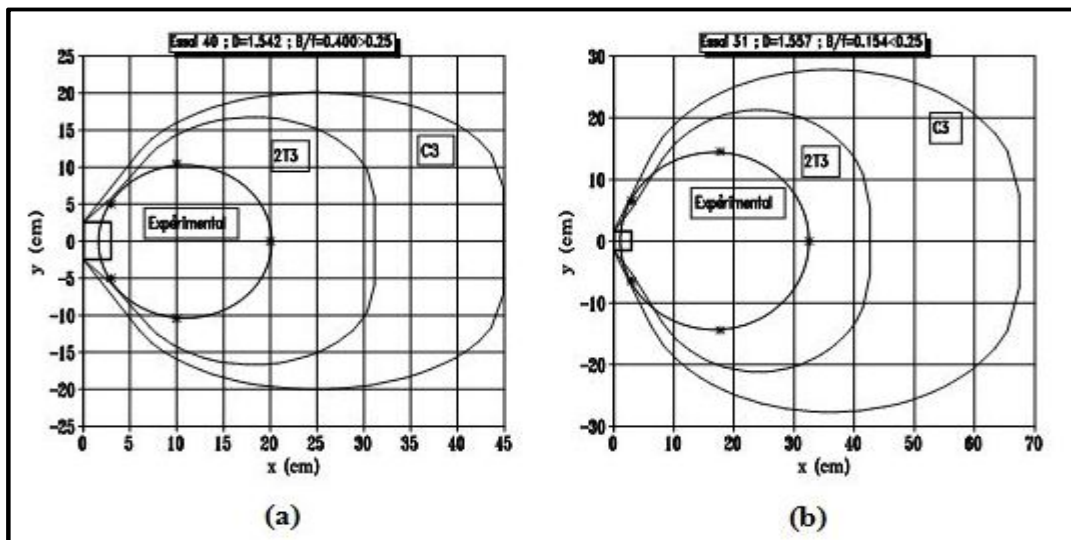


Fig. II- 15: Traces à la surface du massif des prismes de rupture expérimentale et théoriques.

Conclusions

L'étude expérimentale sur modèle de la butée sur écran de largeur limitée a permis de confirmer et de préciser les résultats obtenus par d'autres auteurs. Cette étude a montré notamment que la largeur relative $B/F = 0.25$ constitue une frontière entre deux mécanismes de rupture :

- Pour le cas des pieux larges ($B/F > 0.25$), rupture franche sur toute la hauteur du pieu,
- Pour le cas des pieux élancés ($B/F < 0.25$), rupture localisée sur la portion supérieure F' du pieu suivant le rapport $B/F' > 0.25$, et poinçonnement localisé pour le reste du pieu.

Les modèles théoriques que nous avons développés, suivant le principe de la borne supérieure en analyse, limite, bornent bien supérieurement les valeurs expérimentales, pour les pieux larges de largeur relative $B/F > 0.25$.

Ceux-ci conduisent à une très forte surestimation de la butée pour des largeurs relatives inférieures à 0.15.

Le mécanisme à deux triangles constitue, tant du point de vue des valeurs de la butée que du volume du prisme de rupture, une bonne approximation du comportement observé sur le modèle.

CHAPITRE III
PRESENTATION DU CODE
DE CALCUL PLAXIS

Chapitre III : Présentation du code de calcul PLAXIS

Introduction

Le code de calcul par éléments finis PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (TUD) en 1987. Dans les années suivantes, ce code, initialement réalisé pour analyser les digues en sols mous (argileux), a vu un champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D.

L'élément fini PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, 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, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangle à 15 nœuds). Du point de vue pratique, le système, de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

1. Option par défaut, solution approchées

Le système d'options par défaut est la solution approchée spécifique, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage : l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules 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-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (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.

L'application des 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 et réaliste dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis. Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulement en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique, si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède, Plaxis offre cette possibilité qui est souvent très appréciable. La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : l'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... , s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement, ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario 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. Le critère de « rupture » est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur, en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats : des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, 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, c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

2. Méthode des éléments finis en géomécanique

Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux (RDM), l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le

comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie tel que l'aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc...

La MEF est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc....
- L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, etc....
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

2.1. Concepts de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

2.2. Les éléments finis et la géomécanique

Il existe une grande analogie entre le développement de la résistance des matériaux (RDM) au 19^{ème} siècle et celui de la méthode des éléments finis (MEF) aujourd'hui. La RDM a vu le jour grâce à des hypothèses cinématiques judicieuses (ligne moyenne et déformations linéaires dans la section d'une poutre droite) qui ont permis de simplifier considérablement l'élasticité. De même, la MEF courante, formulée en déplacements, est née à partir d'hypothèses cinématique locales (le champ de déplacement au sein d'un solide est continu par morceaux (un morceau = un élément), c'est localement un polynôme de faible degré par rapport à l'espace.

La RDM continue bien sûr à exister, fécondée par la MEF, et la MEF continue à se développer grâce aux progrès permanents sur les lois de comportements, et dans le domaine informatique.

L'ingénieur ou le chercheur ont couramment aujourd'hui, sur le coin de leur bureau, un micro-ordinateur dont la taille mémoire, la vitesse de calcul et la capacité de disque dépassent de loin ce dont pouvait rêver le chercheur voici vingt ans.

2.3. Formulation de la MEF en géomécanique

Nous présentons ci-après un bref rappel de l'écriture de la MEF, sous sa forme la plus simple (pour un solide drainé), lors d'une étape de chargement statique non linéaire, au demeurant, cette présentation est extrêmement classique.

Le principe des puissances virtuelles permet d'écrire l'équilibre exact du solide occupant le domaine Ω quelle que soit sa loi de comportement (figure III-1).

$$\int_{\Omega} \mathbf{T}^* \boldsymbol{\varepsilon}^* (\boldsymbol{\sigma}_n - \boldsymbol{\sigma}_{n-1}) d\Omega = \int_{\Omega} \mathbf{T}^* \mathbf{u}^* (\mathbf{f}_n - \mathbf{f}_{n-1}) d\Omega + \int_{\Omega} \mathbf{T}^* \mathbf{u}^* (\bar{\mathbf{t}}_n - \bar{\mathbf{t}}_{n-1}) d\Gamma$$

$\forall \mathbf{u}^*$ Déplacement virtuel cinématiquement admissible sur l'étape de chargement n , Avec :

\mathbf{u} : Vecteur déplacement réel (petits déplacements).

\mathbf{u}^* : Vecteur vitesse virtuelle.

$\boldsymbol{\sigma}$: Pseudo-vecteur contrainte (réelle).

$\boldsymbol{\xi}$: Pseudo-vecteur déformation (réelle).

$\boldsymbol{\xi}^*$: Pseudo-vecteur vitesse de déformation virtuelle.

\mathbf{f} : Vecteur force de volume.

\mathbf{t} : Vecteur contrainte ou forces de surface sur la partie $\Gamma_{\boldsymbol{\sigma}}$ de la frontière Γ de Ω (Conditions aux limites en contraintes).

Conditions aux limites aux déplacements ($u=u$) sur le complément Γ_u de $\Gamma_{\boldsymbol{\sigma}}$ ($\Gamma = \Gamma_u \cup \Gamma_{\boldsymbol{\sigma}}$)

Indice n : relatif à l'étape de chargement numéro n (dont la solution est inconnue).

Indice $(n-1)$: relatif à l'étape de chargement précédente numéro $n-1$ (dont la solution est parfaitement connue).

X^T : Transposé de la matrice X .

L'espace est discrétisé en éléments ayant en commun ou en propre des nœuds (figure III-2).

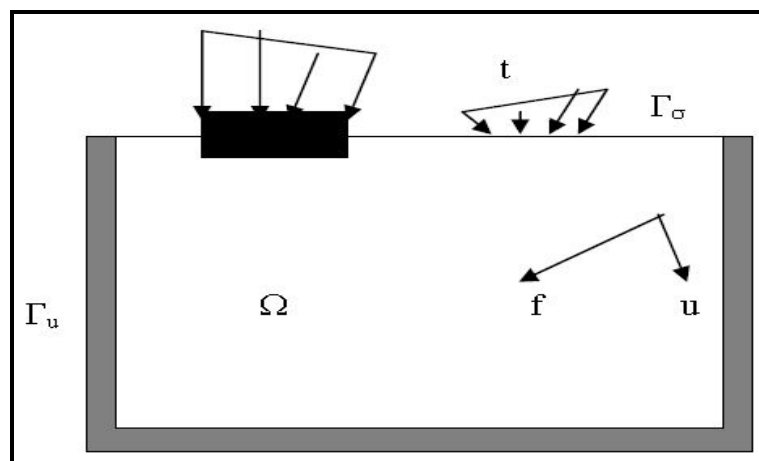
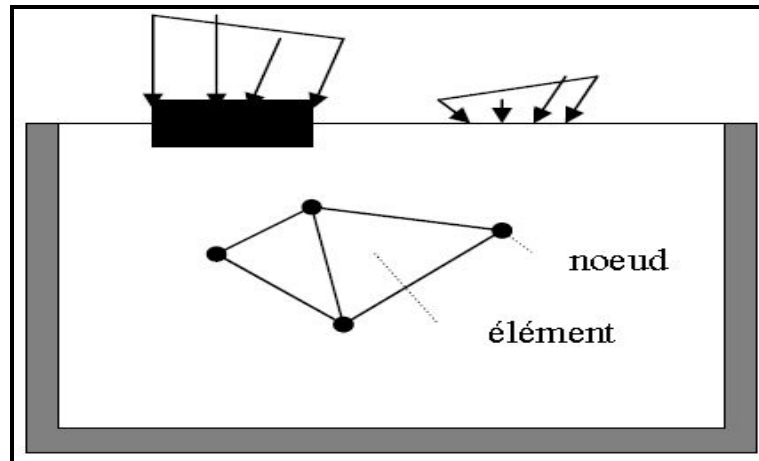


Fig. III- 1: Actions agissant sur le domaine Ω .

Les inconnues de l'étape de chargement sont :

- D'une part, le champ de déplacement nodal en fin d'étape n (inconnues principales).
- D'autre part, les chemins de contraintes au cours de l'étape de chargement n (inconnues liées aux inconnues principales).

Fig. III- 2: Domaine Ω discrétisé.

2.4. Remarques

- il s'agit d'un problème formulé en contraintes totales. Si l'on désire traiter la consolidation ou un écoulement de fluide interstitiel, d'autres variables (pression interstitielle, vitesse débitante, perméabilité,...) sont à ajouter aux précédentes, et le bilan de masse doit être écrit. Cette formulation est classique.
- si l'on est en présence de deux solides (sol et pieu par exemple), la MEF fait apparaître des intégrales supplémentaires de surface, impliquant des éléments spéciaux (d'interface), au sein desquels le déplacement relatif entre les deux solides remplit le rôle joué par les déformations dans les solides. Ces éléments mettent en jeu un comportement « d'interface ».
- il arrive qu'on associe RDM et solide volumique, lorsqu'on traite un problème impliquant des palplanches ou des parois moulées, ceci conduit à une économie de degrés de liberté (composantes de déplacement) et donc de mémoire et de temps de calcul, des variables de rotation sont alors mobilisées, mais le processus de mise en équation et les éléments résultants restent très voisins de ceux qui ont été évoqués plus haut.
- on utilise en général une méthode directe classique de résolution de système algébriques linéaires (Gauss par exemple), il peut arriver qu'on doive faire appel à des méthodes plus performantes lorsqu'on approche des charges limites, le chargement est alors lui-même adapté afin d'évaluer au mieux la charge limite.
- Un algorithme non linéaire peut diverger. Pour éviter ce désagrément, et ne pas perdre le pas de calcul en cours, il convient d'appliquer des étapes de chargement de taille judicieusement choisies, ni trop grandes (divergence), ni trop petites (temps de calcul pénalisant).

2.5. Quelques rappels d'élastoplasticité en Géomécanique

2.5.1. Comportement élastique

C'est celui d'un ressort lorsqu'on supprime la force Q la déformation revient en arrière, on dit qu'il y a élasticité. Si la courbe de décharge coïncide avec la courbe de charge (figure III-3a) et ceci quelle que soit la vitesse de déformation, l'élasticité est dite parfaite. Cependant, rigoureusement le comportement idéal ne se rencontre jamais. La figure III-3b, montre un comportement réel : il y a élasticité mais imparfaite.

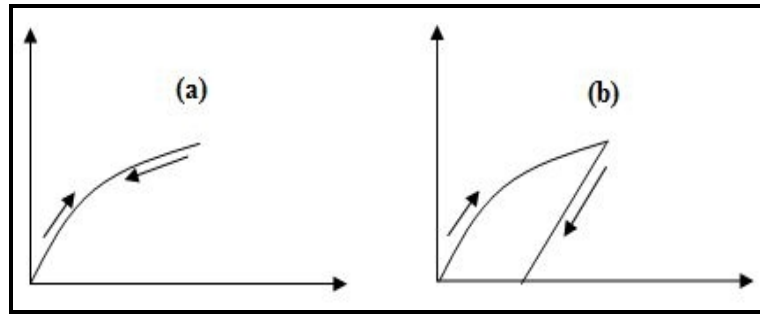


Fig. III- 3: Comportement élastique a- idéal, b- réel.

2.5.2. Comportement plastique

Le comportement plastique est celui d'un corps solide qui prend des déformations permanentes sans se fissurer, c.à.d. sans disparition de la cohésion le long de certaines surfaces. On admet en général que ces déformations permanentes se produisent à partir d'un certain seuil de contrainte, dit seuil de plasticité ou limite d'élasticité.

Il faut faire à ce sujet de remarques :

- On n'exige pas qu'au dessus de seuil les déformations restent parfaitement élastiques mais seulement qu'après décharge le corps reprenne progressivement sa forme initiale.
- Dans la majorité des cas ce seuil doit être considéré comme une schématisation, commode parce qu'au dessus du seuil les déformations permanentes deviennent plus importante que les déformations élastiques.

2.5.3. Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle unidimensionnel associant en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure III-4).

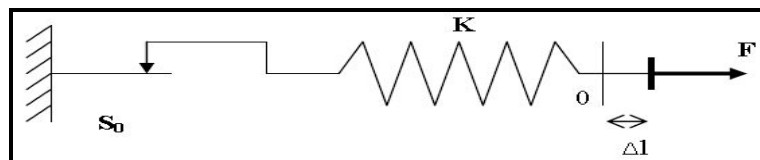


Fig. III- 4: Modèle unidimensionnel du comportement élastoplastique.

Le courbe effort- déplacement où contrainte-déformation que l'on trouve présentée sur la figure III-5.

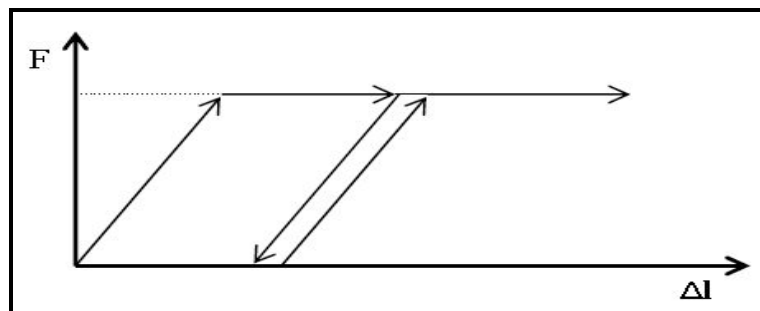


Fig. III- 5: Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.

Lors d'une décharge élastique, le comportement est élastique et réversible, la longueur de la déformation plastique a priori indéterminée. Le comportement présenté par les figures III-4 et III-5 est un comportement élasto-plastique sans écrouissage.

La figure III-6 représente un comportement élasto-plastique avec écrouissage, qui définit comme un chargement d'un milieu jusqu'à sa limite de plasticité, puis décharger, après rechargement, il se produit une augmentation de sa limite d'élasticité.

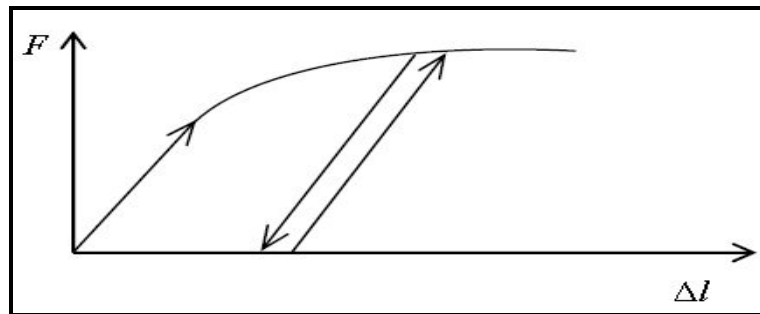


Fig. III- 6: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

Les schémas présentés en figures III-4 et III-5 sont une analogie mécanique unidimensionnelle. La généralisation à trois dimensions se fait d'une part, en introduisant une élasticité linéaire isotrope caractérisée par le module d'Young E , et le coefficient de Poisson ν , pour la partie élastique, tandis que le seuil S_0 se généralise en un critère de plasticité (ou surface limite).

3. Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS

Introduction

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 les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du 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 demandent, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre de l'ingénierie même complexes. 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. (Colloque de Villard de Lans 1983, Colloque de Cleveland 1987,...). La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiqués. Le coût de ces calculs est très généralement important.

La démarche suivie dans le développement de PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une « règle à calcul » de l'ingénieur géotechnicien, où le micro-ordinateur a remplacé

la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés en PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simples, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, etc...), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas : on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastique de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écrouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation : dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié. Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- Utiliser un modèle qui décrit ce comportement.
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

3.1. 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 décrire les lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de la non-variation de volume, celle-ci est elle-même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous sollicitation sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. En fait, celles-ci dépendent des variations de volume, en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre facilement que :

$$\sigma_w = \frac{K_w}{n} \varepsilon_v$$

Où σ_w est la surpression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et ε_v la déformation volumique.

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 recalculer 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.

3.2. Modélisation d'un comportement d'un sol

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet de chargement. Ce comportement non-linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux de sophistication. Mais le nombre de paramètres à introduire augmente avec ce degré de sophistication.

3.3. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée 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. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation :

$$E = 2 G (1 + \nu)$$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

3.4. Le modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. C'est modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage) nécessite la détermination de cinq paramètres qui sont : le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement ϕ , l'angle de dilatance ψ . Les deux premiers paramètres sont des paramètres intrinsèques élastiques, les deux autres ϕ et C sont des caractéristiques mécaniques de résistance. L'angle de dilatance ψ est nécessaire pour modéliser l'irréversibilité de l'accroissement volumique fréquemment observé pour les sols granulaires.

3.4.1. Le module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (Figure III-7).

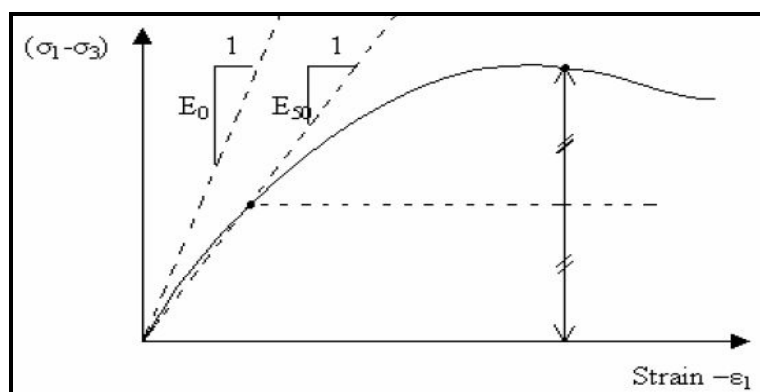


Fig. III- 7: Définition des modules E_0 et E_{50} .

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple. Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

3.4.2. Le coefficient de poisson

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

3.4.3. L'angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 45° est compatible avec les angles de frottement ϕ_{cv} (à volume constant, au palier).

3.4.4. La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0.2 à 1 KPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainer avec $\phi_u=0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c -depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en KPa/m).

3.4.5. L'angle de dilatance

Est une propriété spécifique aux sols grenus (sables et graviers) qui montrent une dilatance (accroissement de volume) sous cisaillement (figure III-8). On considère une règle d'écoulement définie par $\psi < \phi$. La valeur de ψ peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux.

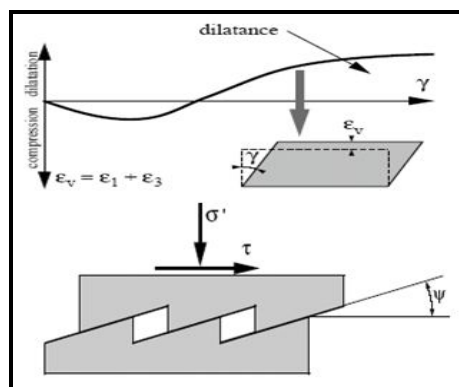


Fig. III- 8: Résultats d'essais triaxiaux CD sur un sable dense.

Il peut cependant être évalué par la règle grossière suivante :

- $\Psi = 0$ pour $\varphi < 30^\circ$.
- $\Psi = \varphi - 30^\circ$ pour $\varphi > 30^\circ$.

Les cas où $\Psi < 0$: PLAXIS accepte des angles de dilatance négatifs cela correspond à des sables lâches. La valeur de $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densités faibles ou moyennes sous contraintes assez fortes.

3.4.6. Les contraintes de traction

Dans des problèmes pratiques, il peut apparaître une zone soumise à des contraintes de traction. Ceci se produit lorsque la contrainte de cisaillement (rayon de cercle de Mohr) est suffisamment petite. Exemple de la surface du sol proche d'une tranchée creusée dans l'argile montre parfois des fissures de traction. Cela montre que le sol peut se rompre en traction plutôt qu'en cisaillement. Un tel comportement peut être inclus dans une analyse réalisée par PLAXIS.

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure III-9). Celle-ci sont souvent peu réaliste pour les sols et est possible de supprimer ces contraintes de traction en sélectionnant l'option suppression de la traction (tension cut-off), ou les diminuer en sélectionnant (Tensile strength). Ainsi les cercles de Mohr avec des contraintes positives ne sont pas admis. Pour le modèle Mohr-Coulomb et le modèle avec écrouissage, la suppression de la traction de surface est activée par défaut, avec une résistance à la traction nulle.

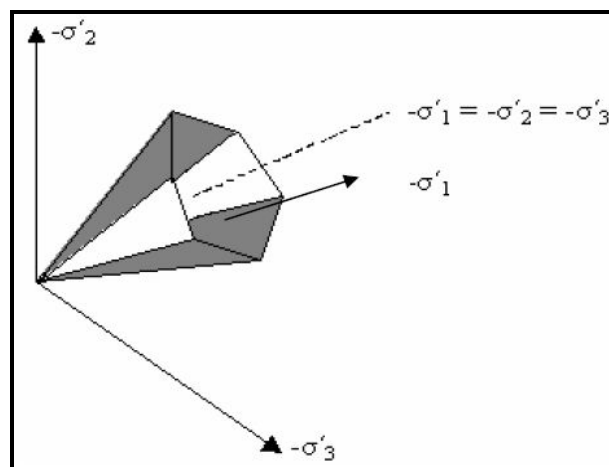


Fig. III- 9: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

3.4.7. Paramètres avancés

Pour le modèle Mohr-Coulomb l'option **advanced** permet d'accéder à des paramètres additionnels pour des modélisations avancées. Les paramètres additionnels comprennent l'accroissement de la rigidité (**stiffness**) et l'accroissement de la cohésion avec la profondeur, ainsi que la suppression des tractions. Cette dernière option est utilisée par défaut mais elle peut être désactivée.

3.4.7.1. Augmentation de la rigidité ($E_{\text{increment}}$)

Dans les sols réels, la rigidité dépend du niveau de contraintes, ce qui signifie que la rigidité croît généralement avec la profondeur. Dans le modèle de Mohr-Coulomb la rigidité a une valeur constante. Pour prendre en compte cet accroissement, la valeur de $E_{\text{increment}}$ peut

être utilisée. $E_{\text{increment}}$ est l'accroissement du module d'Young par unité de profondeur ($\text{KN/m}^2/\text{m}$). A la cote donnée par y_{ref} , la rigidité est égale au module d'Young de référence E_{ref} entré dans l'onglet paramètres.

La valeur de module d'Young au niveau des points situés sous y_{ref} est obtenue à partir de la valeur de référence et de $E_{\text{increment}}$. Remarquons que pendant les calculs, une rigidité fonction de profondeur n'évolue pas en fonction de l'état de contrainte.

3.4.7.2. Augmentation de la cohésion ($C_{\text{increment}}$)

PLAXIS propose une option avancée pour les couches argileuses dans lesquelles la cohésion augmente avec la profondeur, en utilisant l'option $C_{\text{increment}}$ ($\text{KN/m}^2/\text{m}$).

A la cote y_{ref} la cohésion est égale à la cohésion de référence C_{ref} entrée dans l'onglet paramètres. La cohésion au niveau des points de contraintes sous y_{ref} est obtenue à partir de la valeur de référence et de $C_{\text{increment}}$.

3.5. Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model)

Le modèle HSM 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 oedométriques en contrainte-déformation ne sont pas droites
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module 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 définie.

On pourrait dire que le modèle est dérivée du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques les courbes effort-déformation

3.5.1. Courbes effort-déformation

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2 E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour } q < q_f$$

et avec

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et } q_a = q_f / R_f$$

3.5.2. Les modules

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad \text{avec } p^{\text{ref}} = 100 \text{ (Kpa)}$$

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m$$

La figure III-10 redonne ces définitions :

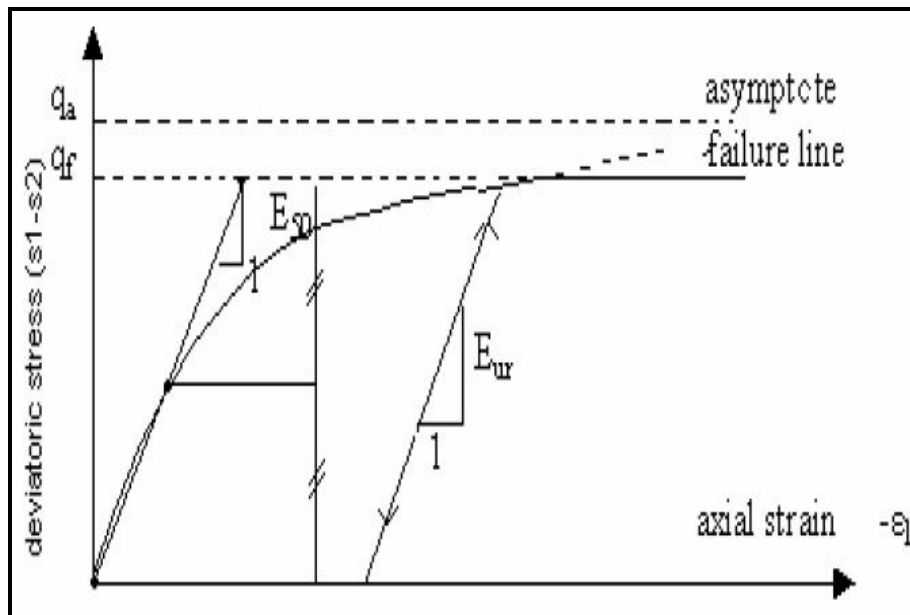


Fig. III- 10: Représentation du Hardening Soil Model dans le repère.

3.5.3. Les surfaces de charge

En fonction du paramètre d'érouissage, on obtient alors dans le plan $q - p$ la forme des surfaces de charge (figure III-11).

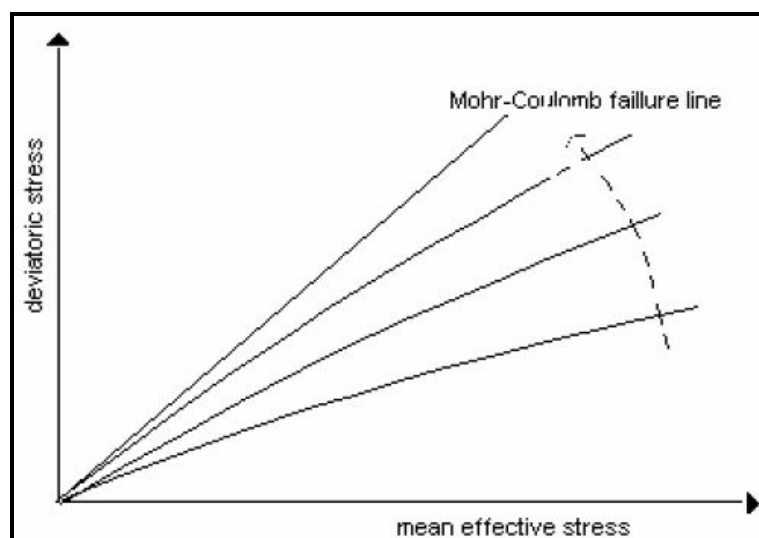


Fig. III- 11: Forme de surfaces de charge H.S.M.

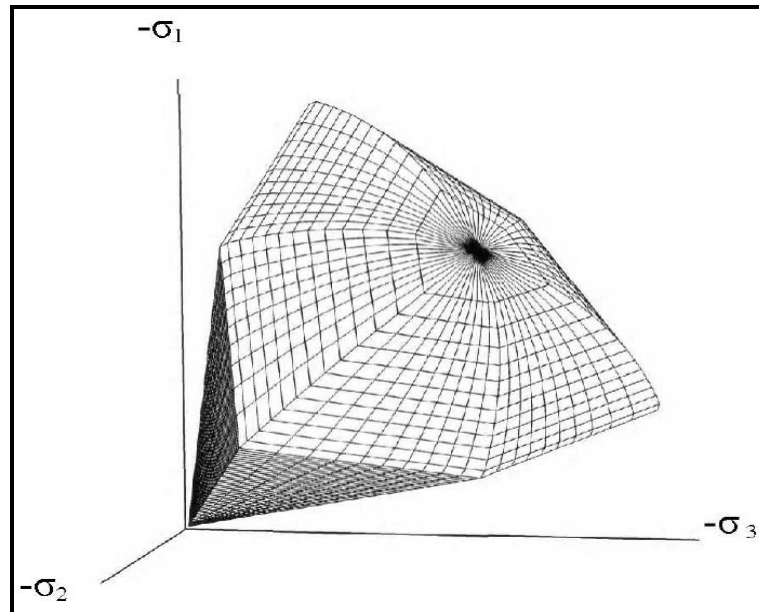


Fig. III- 12: Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol non cohérent.

Le tableau III-1 donne les différents types de paramètres et leurs unités respectives.

Tableau III- 1: Différents paramètres et unités.

| Paramètres de Mohr-Coulomb | |
|--|-------------------|
| Paramètre | unité |
| C : cohésion (effective) | KN/m ² |
| φ : Angle de frottement | ° |
| ψ : Angle de dilatance | ° |
| Paramètres de Rigidité | |
| Paramètre | unité |
| E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial | KN/m ² |
| E_{oed}^{ref} : Module tangent dans un essai oedométrique | KN/m ² |
| m : Puissance (environ 0,5 pour les sables) | - |
| Paramètres Avancés | |
| Paramètre | unité |
| E_{ur}^{ref} : Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$) | KN/m ² |
| ν_{ur} : Coefficient en décharge-recharge (par défaut $\nu_{ur} = 0,2$) | - |
| p^{ref} : Contrainte de référence (par défaut $p^{ref} = 100$) | KN/m ² |
| k_0^{nc} : k_0 -consolidation (par défaut $k_0^{nc} = 1 - \sin \varphi$) | - |
| R_f : Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f = 0.90$) | - |
| $\sigma_{tension}$: Résistance à la traction ($\sigma_{tension} = 0$). | KN/m ² |
| $c_{inremen}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{inremen} = 0$) | KN/m ² |

La définition de module oedométrique tangent est donnée sur la figure III-13 et celle de la dilatance sur la figure III.14.

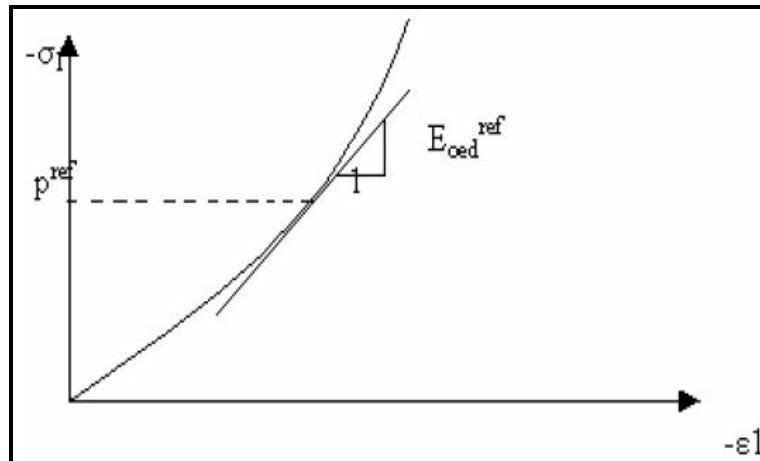


Fig. III- 13: Définition du module oedométrique tangent.

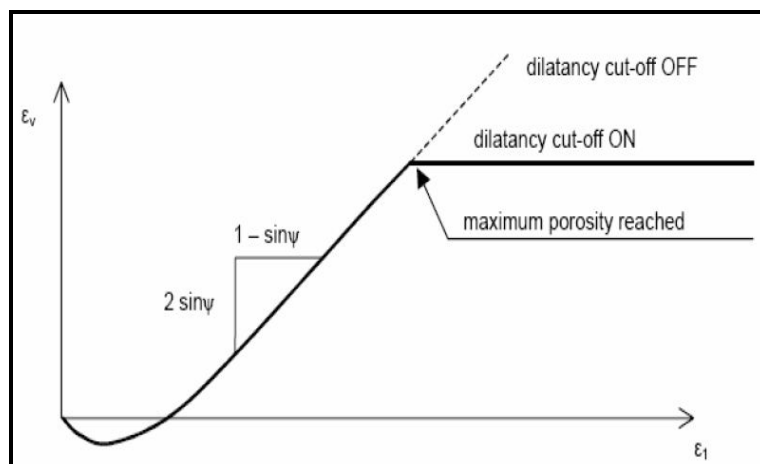


Fig. III- 14: Définition de l'angle de dilatance.

3.6. Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M)

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du 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 la pression moyenne. 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, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

3.6.1. Paramètres de compressibilité

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et K . Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique).

On utilise alors λ^* et k^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau III-2. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de cam-Clay sont indiquées tableau III-2 :

Tableau III- 2: Paramètres du modèle de Cam-Clay.

| | | |
|--|--|--|
| Relation avec l'indice des vides | (1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$ | (2) $\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$ |
| Relation avec les paramètres « Hollondais » | (3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$ | (4) $\kappa^* \approx \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{3}{C_p}$ |
| Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement | (5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$ | (6) $\kappa^* \approx 1,3 \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$ |

La figure III-15 ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres.

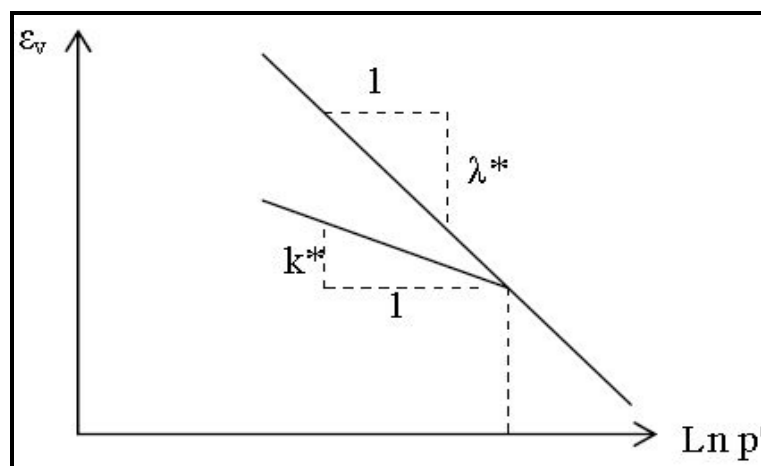


Fig. III- 15: différentes représentations de l'essai oedométrique.

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

3.6.2. La cohésion

Une cohésion effective peut être introduite dans le SSM. Elle peut être nulle.

3.6.3. Paramètre de frottement

On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement.

3.6.4. Paramètre de dilatance

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible et la valeur nul est proposée par défaut.

3.6.5. Paramètre de contrainte K_0

Le paramètre M est calculé à partir de K_0 par la formule ci-dessous :

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^*/K^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^*/K^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}}$$

$$M = 3.0 - 2.8 K_0^{NC}$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'érouissage dans le plan p-q.

3.6.6. Coefficient de poisson

Dans les modèle Cam-Clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales.

Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}}$$

Dans Plaxis la valeur par défaut de ν_{ur} est de 0,15.

3.6.7. Remarques

Le SSM n'est pas valable pour des interfaces : il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb. Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de C et Φ .

3.6.8. Prise en compte de la sur-consolidation

Plaxis calcule la pression de pré-consolidation p_c à partir des données. Si un matériau est Sur-consolidé, il est possible de prendre en compte le degré de sur-consolidation (OCR) ou le poids des terres de pré-consolidation (POP) (Pre Overburden Pressure).

3.6.9. Résumé

Les paramètres nécessaires au SSM ainsi que leurs unités sont notées dans les tableaux suivants :

Tableau III- 3: Paramètres SSM.

| Paramètres SSM | |
|-------------------------------------|-------------------|
| Paramètre | unité |
| λ^* : Indice de compression | - |
| k^* : Indice de gonflement | - |
| C : cohésion (effective) | KN/m ² |
| φ : Angle de frottement | ° |
| ψ : Angle de dilatance | ° |

Tableau III- 4 : Paramètres Avancés SSM

| Paramètres Avancés | |
|--|-------|
| Paramètre | unité |
| ν_{ur} : Coefficient de poisson en charge décharge | - |
| K_0^{NC} : Paramètre de contrainte | - |
| M : Paramètre lié à K_0^{NC} | - |

La figure III-16 indique la surface de rupture pour un soft soil model SSM.

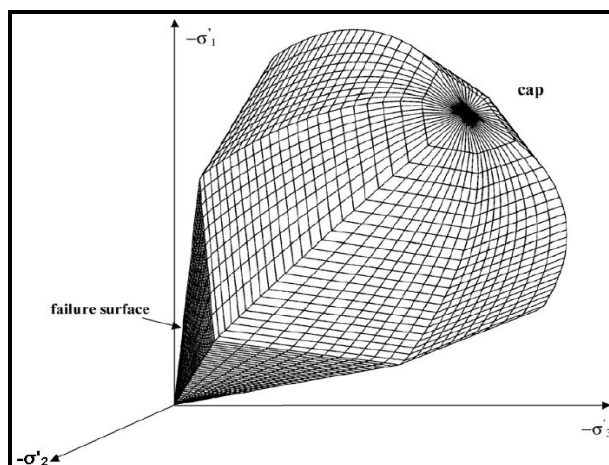


Fig. III- 16: Surface de rupture pour un soft soil model SSM.

3.7. Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model.S.S.C.M)

Le SSM permet de prendre en compte l'érouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette Déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_α . Elle génère ce qui est appelé la Quasi-pré-consolidation dans des sols déposés depuis longtemps. La figure III-17 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

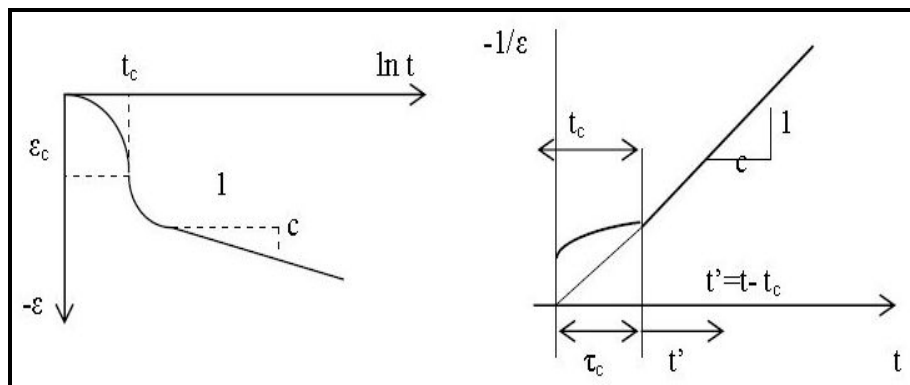


Fig. III- 17: Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le Soft Soil 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.

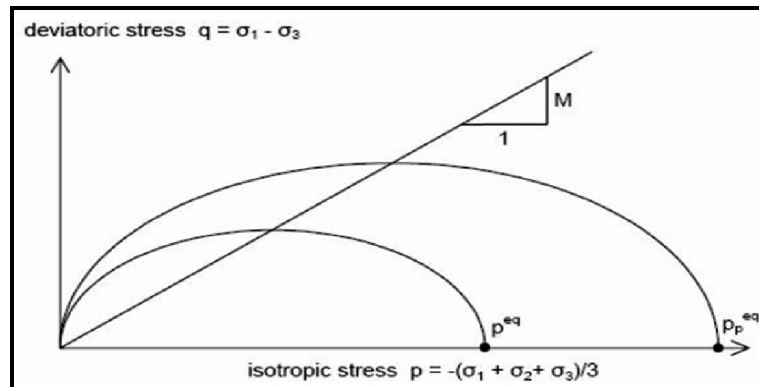


Fig. III- 18: Diagramme de p_{eq} dans le plan p,q.

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \Phi_{cv}}{3 - \sin \Phi_{cv}}$$

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

3.7.1. Les paramètres du SSCM

Le paramètre de fluage est μ^* défini par :

$$\mu = \frac{C\alpha_v}{2.3(1+e)}$$

Les paramètres nécessaires au SSCM ainsi que leurs unités sont notées dans les tableaux suivants :

Tableau III- 5: Paramètres SSCM

| Paramètres SSCM | |
|-----------------------------|-------------------|
| Paramètre | unité |
| C : cohésion (effective) | KN/m ² |
| φ : Angle de frottement | ° |
| ψ : Angle de dilatance | ° |
| Paramètres de consolidation | |
| Paramètre | unité |
| k* : Indice de gonflement | - |
| λ* : Indice de compression | - |
| μ* : Indice de fluage | - |

Tableau III- 6: Paramètres Avancés SSCM.

| Paramètres Avancés | |
|--|-------|
| Paramètre | unité |
| V_{ur} : Coefficient en charge-décharge (par défaut 0,15) | - |
| $K_0^{NC} : \sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ Coefficient de poussée des terres au repos pour un sol normalement consolidé. | - |
| M : Pente de la ligne de l'état critique. | - |

4. Présentation de PLAXIS 3D FOUNDATION - Version 1.1

Le logiciel Plaxis Version 8.2 est un des logiciels utilisés classiquement dans la modélisation des problèmes en géotechnique. Le logiciel de géotechnique PLAXIS 3D FOUNDATION est un logiciel d'éléments finis destiné à l'analyse des déformations pour les différents types de fondations implantées dans différents types de sols et roches en 3 Dimensions. Il est utilisé pour la modélisation des :

- Fondations superficielles,
- Fondations sur pieux et Applications offshore (ancres à succion).
- Fondations mixtes,
- Colonnes de sol renforcé.

La modélisation 3D a donné une nouvelle manière de concevoir les différents types de problèmes de la géotechnique, cette approche à plusieurs avantages :

- Approche en vue de dessus,
- Définition des sols par l'intermédiaire de sondages,
- Définition de "plans de travail" pour activer par exemple des planchers (éléments de structure) ou des surcharges,
- Possibilité de définir des parois (walls), des poutres (beams) et des planchers (floors),
- Définir des pieux volumiques (de section circulaire ou carrée).

Lors de l'élaboration du modèle, différents types de comportement pour le sol ou la structure modélisés sont disponibles. Ces possibilités sont citées ci-après :

- Plusieurs lois de comportement disponibles pour les sols : Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil Creep, ces modèles sont les mêmes présentés dans PLAXIS 2D version 8.2,
- Comportement linéaire, non-linéaire et isotrope/anisotrope pour les éléments de structure,
- Possibilité de définir une expansion volumique ou latérale des pieux dans le phasage,
- Possibilité de modifier les pressions d'eau en cours de phasage (pour modéliser des pressions d'eau réalistes sur une paroi au fur et à mesure de l'excavation par exemple).

Conclusion

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme en rencontre souvent dans des modèles plus sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation.

Ces modèles appartiennent au domaine de la recherche. L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent en général à la géotechnique, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul manuel pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais parcellaires, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins "courant" est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle "universel".

Il s'avère que PLAXIS 3D FOUNDATION VERSION 1.1 présente les mêmes avantages que son homologue en 2d (PLAXIS 2d version 8.2), il est facilement utilisable et offre à l'utilisateur un large choix de modèles géotechniques et d'outils de modélisation (Lois de comportement sollicitation, définition des paramètres géotechniques...).

CHAPITRE IV
ÉTABLISSEMENT DU MODELE
DE
REFERENCE

Chapitre IV : Établissement du modèle de référence

Introduction

Le plus laborieux des problèmes pendant la modélisation du système est de définir un modèle qui reflète le plus réellement possible son comportement. Le système va être étudié en 2 & 3 dimensions pour cela la modélisation va être séparée en trois parties :

- Modélisation en 2 dimensions,
- Modélisation en 3 dimensions du pieu isolé,
- Modélisation en 3 dimensions du groupe de pieux.

Les essais réalisés au laboratoire de l'institut national des sciences appliquées (I.N.S.A) de Lyon par le professeur MEKSAOUINE MOHAMED (1993) consistaient à imposer au pieu par l'intermédiaire d'un bâti de chargement, un déplacement latéral préalablement déterminé et qui a une valeur de 6 cm. Cela a pour objectif l'observation du comportement du sol-environnant un pieu chargé latéralement. Avec la modélisation l'objectif est d'arriver par l'intermédiaire des éléments finis à retrouver le même comportement.

Les matériaux utilisés lors de la modélisation sont définis grâce à leurs caractéristiques physiques. Le système (modèle réduit) à modéliser se compose du massif sableux contenu dans une cuve et du pieu qui est fixé à un système de chargement (bâti des chargements).

1. Caractéristiques du sol

Pour la série d'essais, un sable, à granulométrie serrée (Tableau IV-1), provenant des carrières d'Hostun (Drôme), dans la vallée du Rhône (France).

Tableau. IV- 1: Caractéristiques physiques du matériau.

| Désignation | Dimensions (mm) | | Indice des vides | |
|-------------|-----------------|-------|------------------|-------|
| | d-min | d-max | e-min | e-max |
| Sable | 0,30 | 1,00 | 0,607 | 0,885 |

La relation entre l'angle de frottement interne φ et la densité sèche (γ_d/γ_w) de ce sable à l'état sec a été déterminée à la boîte de CASAGRANDE (BORDEAU 1977) (figure IV-1).

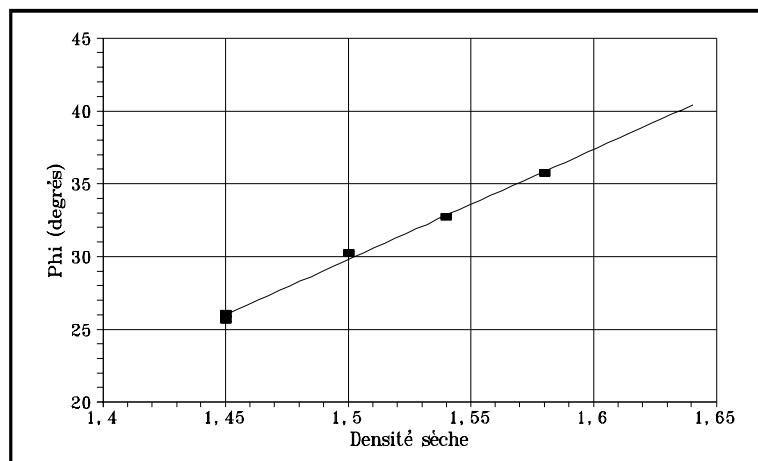


Fig. IV- 1: Relation entre l'angle de frottement interne (γ) et la densité sèche (γ_d/γ_w).

Dans la cuve, le sable a été compacté par piquetage pour obtenir une gamme de densité allant d'un état moyennement dense ($\gamma_d/\gamma_w=1.51$) à dense ($\gamma_d/\gamma_w=1.63$) ce qui correspond à des angles de frottement allant de 31° à 38.7° .

- Sable moyennement dense $\{(\gamma_d/\gamma_w) = 1.51 \rightarrow \gamma_d = 10 \times 1.51 = 15.10 \text{ KN/m}^3\}$, avec un angle de frottement = 31° .
- Sable très dense $\{(\gamma_d/\gamma_w) = 1.63 \rightarrow \gamma_d = 10 \times 1.63 = 16.30 \text{ KN/m}^3\}$, avec un angle de frottement = 38.7° .

La valeur de l'angle de frottement du sable dense sera la moyenne des deux angles de frottement correspondant au sable moyennement dense et du sable très dense, cela étant donné que la fonction $\phi = F(\gamma_d/\gamma_w)$ est linéaire d'après la figure IV-1, la valeur des densités (poids volumique) est déterminée par interpolation et est donnée dans le tableau IV-2 :

Tableau. IV- 2: poids volumique et angle de frottement correspondant.

| Densité | γ_d/γ_w | γ_d (kN/m ³) | ϕ (°) |
|----------|---------------------|---------------------------------|------------|
| Dr (max) | 1,51 | 15,10 | 31,00 |
| Dr (min) | 1,63 | 16,30 | 38,70 |
| Dr 1 | 1,542 | 15,42 | 33,05 |
| Dr 2 | 1,538 | 15,38 | 32,79 |
| Dr 3 | 1,533 | 15,33 | 32,47 |

Les caractéristiques du sable utilisé pour le modèle de base sont définies dans le tableau IV-3.

Tableau. IV- 3: Caractéristiques du sable pour le modèle de base.

| Paramètres | Désignation | valeur | Unité |
|------------------------|-----------------------|----------------------------|-------------------|
| Modèle du matériau | Modèle | Mohr-coulomb | - |
| Type de comportement | Type | Drainé | - |
| Poids volumique humide | γ | 17 | kN/m ³ |
| Poids volumique saturé | γ_{sat} | 20 | kN/m ³ |
| Module de Young | E | 1,3 E+04 | kN/m ² |
| Coefficient de poisson | ν | 0,30 | - |
| Cohésion | C | 1 | kN/m ² |
| Angle de frottement | ϕ | 31, | ° |
| Angle de dilatance | ψ | 0,00 ($\phi - 30^\circ$) | ° |

2. Caractéristiques des pieux

Pour l'ensemble des essais, les pieux utilisés sont des pieux rigides en acier, à surface lisse (interaction pieu-sol minimal), avec une épaisseur constante $e = 30$ mm, les deux autres dimensions sont variables (fiche et largeur du pieux), pour l'élaboration des modèles le facteur à faire varier est la hauteur de la fiche "F" (12,5 ; 14,5 ; 19,5 ; 20 ; 29,5 ; 30 cm).

En ce qui concerne la largeur "B" des pieux (1,5 ; 3 ; 5 ; 6 ; 9 ; 10 cm), pour la modélisation avec Plaxis 2D les caractéristiques seront introduites par mètre linéaire.

La figure IV-2 est un schéma indiquant les dimensions du pieu

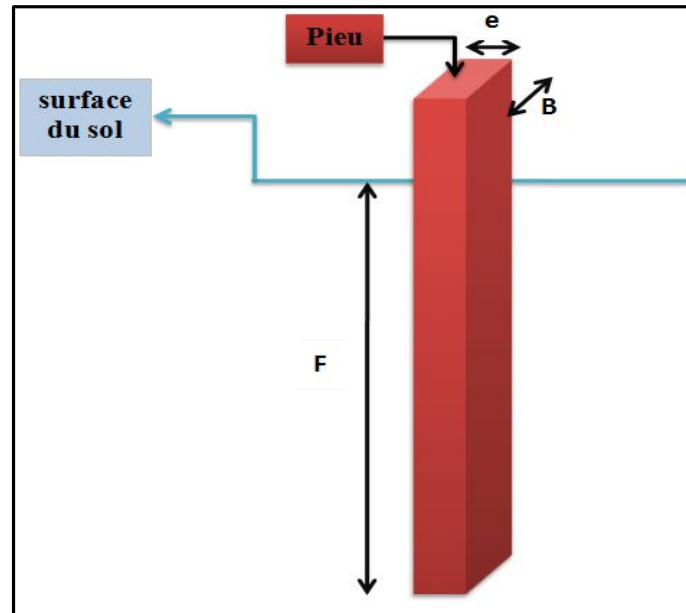


Fig. IV- 2: Schéma et dimensions du pieu.

Le tableau IV-4 donne les caractéristiques du pieu à introduire dans Plaxis 2D.

Tableau. IV- 4: Paramètres du pieu en 2D.

| Paramètre | Désignation | Valeur | Unit |
|------------------------|-------------|-----------|---------------------|
| Type de comportement | Modèle | Elastique | - |
| Rigidité normal | EA | 6,3 E+06 | kN/m |
| Rigidité en flexion | EI | 475,20 | kNm ² /m |
| Epaisseur équivalente | d | 0,03 | m |
| Poids | γ | 78,00 | kN/m ³ |
| Coefficient de poisson | ν | 0,15 | - |

Pour la modélisation 3D les paramètres à introduire sont légèrement différents par rapport à ceux qui sont introduits dans le logiciel 2D, Le tableau IV-5 donne ces paramètres.

Tableau. IV- 5: Paramètres du pieu en 3D.

| Paramètres | Désignation | Valeur | Unité |
|------------------------|-------------|--------------------|-------------------|
| Modèle du matériau | Modèle | Elastique linéaire | - |
| Type de comportement | Type | Non-poreux | - |
| Poids volumique | γ | 78 | kN/m ³ |
| Module de Young | E | 2,1 E+08 | kN/m ² |
| Coefficient de poisson | ν | 0,15 | - |

3. Élaboration des modèles

3.1. Modélisation 2D

Comme pour toutes les analyses numériques, la modélisation du système se fait par étapes jusqu'à obtention du modèle fini (la figure IV-3 représente schématiquement le système modélisé).

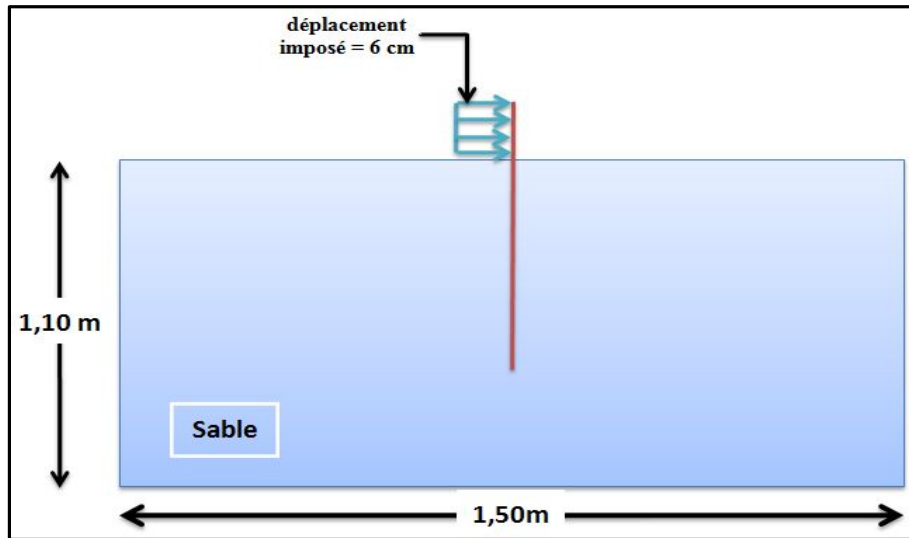


Fig. IV- 3: Schéma du système 2D modélisé.

Pour ces essais les étapes de l'élaboration du modèle sont les suivantes :

- Définition de la géométrie (dimensions, figure IV- 4 (A)),
- Définition et désignation des caractéristiques de tous les matériaux (sol, pieu. figure IV- 4 (B)),
- Application du déplacement imposé (figure IV- 4 (C)),
- Définition des conditions aux limites (figure IV- 4 (D)),
- Génération du maillage,
- Calcul initial du coefficient K_0 ,
- Lancement du calcul,
- Traitement des résultats.

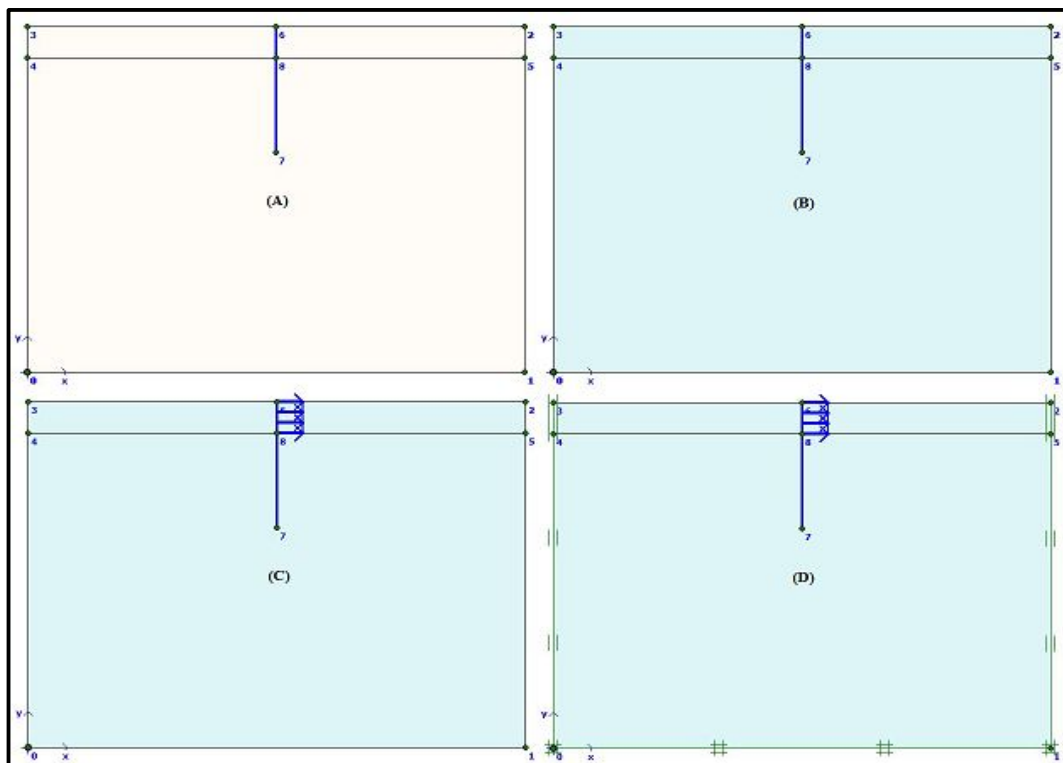


Fig. IV- 4: Étapes de modélisation 2D.

3.1.1. Coordonnées des nœuds géométriques 2D

La définition de la géométrie ainsi que l'application des charges se fait par l'intermédiaire des points de la géométrie (nœuds géométriques). Le numéro des nœuds décrit dans les tableaux sont indiqués sur la figure IV- 5, elle-même tiré du logiciel Plaxis 2D.

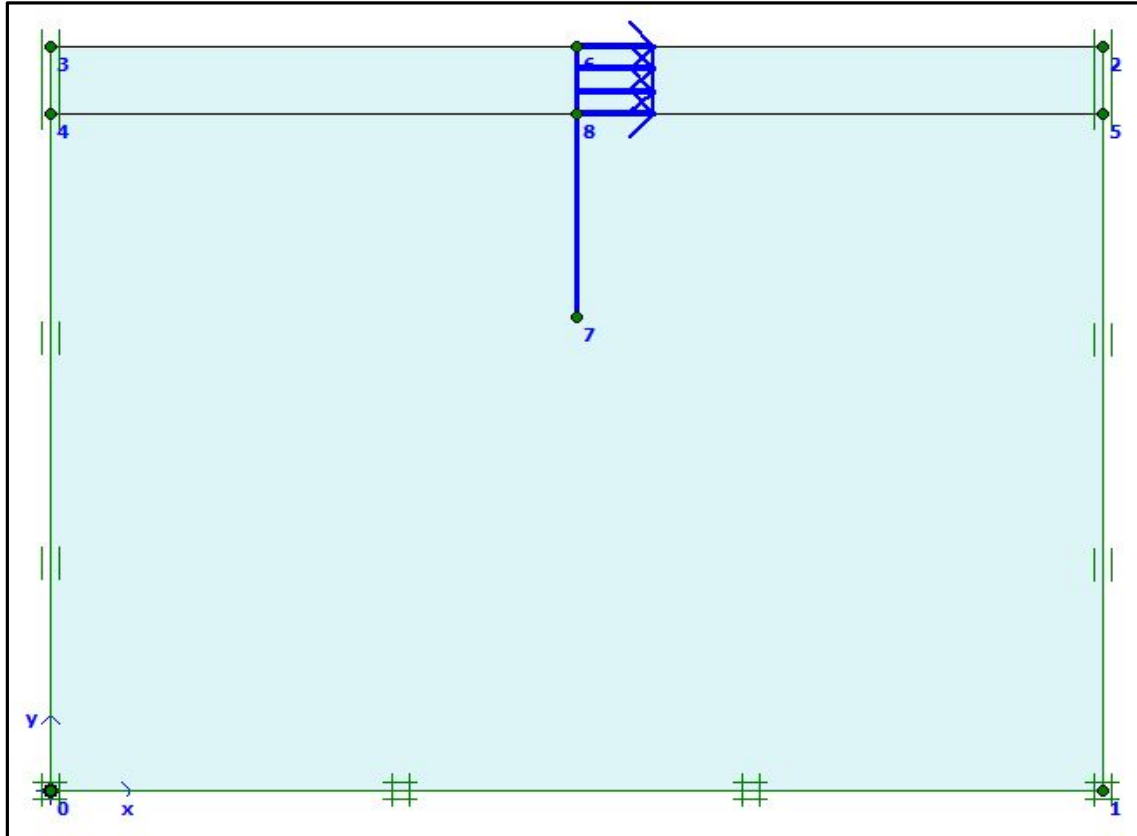


Fig. IV- 5: Numéro des nœuds géométriques.

Les tableaux ci-dessus donnent les coordonnées des points géométriques (nœuds) des modèles pour les différentes fiches du pieu.

Tableau. IV- 6: Coordonnées pour la fiche = 12,50 cm.

| Points | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|-------|------|
| X (m) | 0,00 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 0,00 | 1,50 | 0,75 | 0,75 | 0,75 |
| Y (m) | 0,00 | 0,00 | 1,10 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 1,10 | 0,875 | 1,00 |

Tableau. IV- 7: Coordonnées pour la fiche = 14,50 cm.

| Points | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|-------|------|
| X (m) | 0,00 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 0,00 | 1,50 | 0,75 | 0,75 | 0,75 |
| Y (m) | 0,00 | 0,00 | 1,10 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 1,10 | 0,855 | 1,00 |

Tableau. IV- 8: Coordonnées pour la fiche = 19,50 cm.

| Points | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|-------|------|
| X (m) | 0,00 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 0,00 | 1,50 | 0,75 | 0,75 | 0,75 |
| Y (m) | 0,00 | 0,00 | 1,10 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 1,10 | 0,805 | 1,00 |

Tableau. IV- 9: Coordonnées pour la fiche = 20,00 cm.

| Points | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| X (m) | 0,00 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 0,00 | 1,50 | 0,75 | 0,75 | 0,75 |
| Y (m) | 0,00 | 0,00 | 1,10 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 1,10 | 0,80 | 1,00 |

Tableau. IV- 10: Coordonnées pour la fiche = 29,50 cm.

| Points | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|-------|------|
| X (m) | 0,00 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 0,00 | 1,50 | 0,75 | 0,75 | 0,75 |
| Y (m) | 0,00 | 0,00 | 1,10 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 1,10 | 0,705 | 1,00 |

Tableau. IV- 11 : Coordonnées pour la fiche = 30,00 cm.

| Points | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| X (m) | 0,00 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 0,00 | 1,50 | 0,75 | 0,75 | 0,75 |
| Y (m) | 0,00 | 0,00 | 1,10 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 1,10 | 0,70 | 1,00 |

3.1.2. Maillage

Le modèle utilisé est en déformations planes (plane-strain), et les déplacements perpendiculaires à la surface sont considérés comme nuls. Plaxis impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générées suivant les règles suivantes :

- Les lignes géométriques verticales pour la quelle l'abscisse x est égale à la plus petite et à la plus grande des abscisses x du modèle, sont bloquées horizontalement ($U_x = 0$),
- Les lignes géométriques pour la quelle l'ordonnée y est égale à la plus petite ordonné y du modèle sont entièrement bloquées ($U_x = U_y = 0$).

Le modèle est sujet à deux formes de maillage, cette démarche permet d'avoir plus de résultats en fonction de la taille des mailles. Les types de maillage adopté pour l'analyse sont les suivants :

- Maillage grossier (figure IV-6 (a)) : pour comparaison avec les résultats 3D,
- Maillage très fin (figure IV-6 (b)) : pour affiner les résultats.

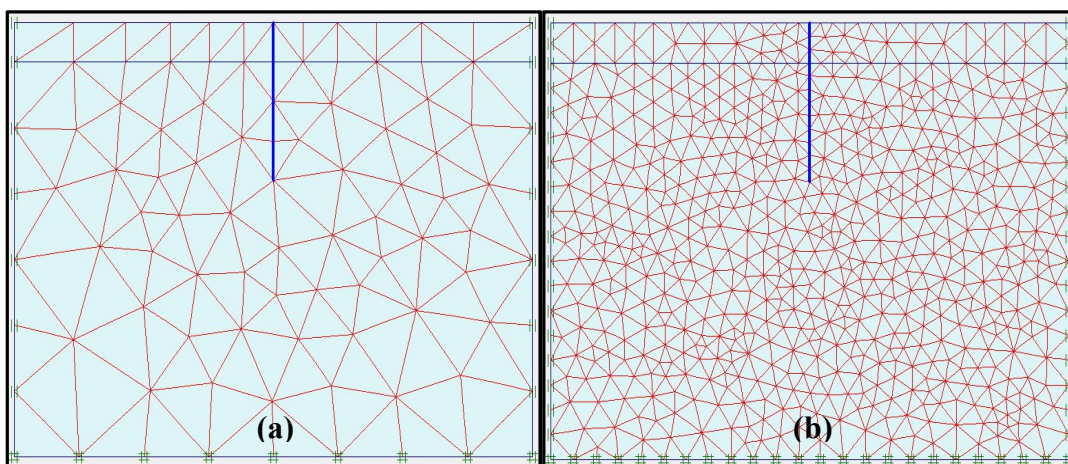


Fig. IV- 6: Maillage 2D pour la fiche = 30 cm.

3.1.3. Les conditions initiales

Une fois le modèle géométrique créé et le modèle d'éléments finis généré, l'état de contrainte initial (figure IV-7) et la configuration initiale doivent être spécifiés. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données.

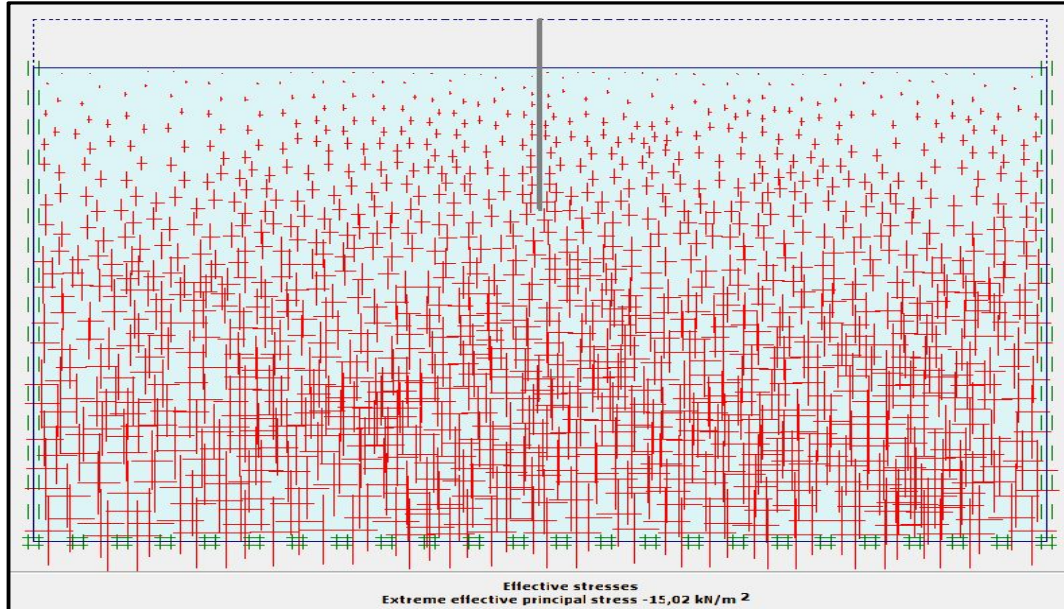


Fig. IV- 7: Contraintes effectives pour $\phi = 31^\circ$ et une fiche = 30 cm.

3.2. Modélisation 3D

Les résultats obtenus par la modélisation en 2 Dimensions serviront de base pour l'élaboration du modèle en 3 dimensions. Comme pour le modèle en 2 dimensions, la modélisation du système se fait par étapes jusqu'à obtention du modèle fini. La figure IV-8 représente schématiquement le système modélisé.

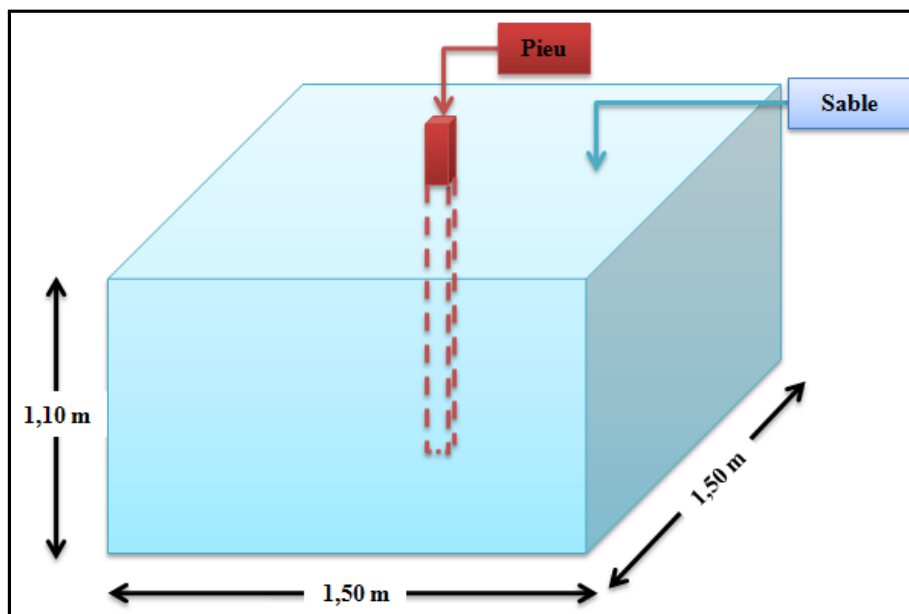


Fig. IV- 8: Schéma du système 3D modélisé.

Ces étapes sont différentes par rapport aux étapes pour la 2D :

- Définition de la géométrie (dimensions et plan de travail),
- Définition et désignation des caractéristiques du sol, et application de la charge ponctuelle (figure IV- 9 (A) pieu isolé, et IV- 9 (B) groupe de pieux),
- Génération du maillage 2&3D,
- Passé en mode calcul,
- Définition et désignation des caractéristiques du pieu. Et activation du chargement (figure IV- 9 (C) pieu isolé, et IV- 9 groupe de pieux (D)),
- Lancer le calcul,
- Traitement des résultats.

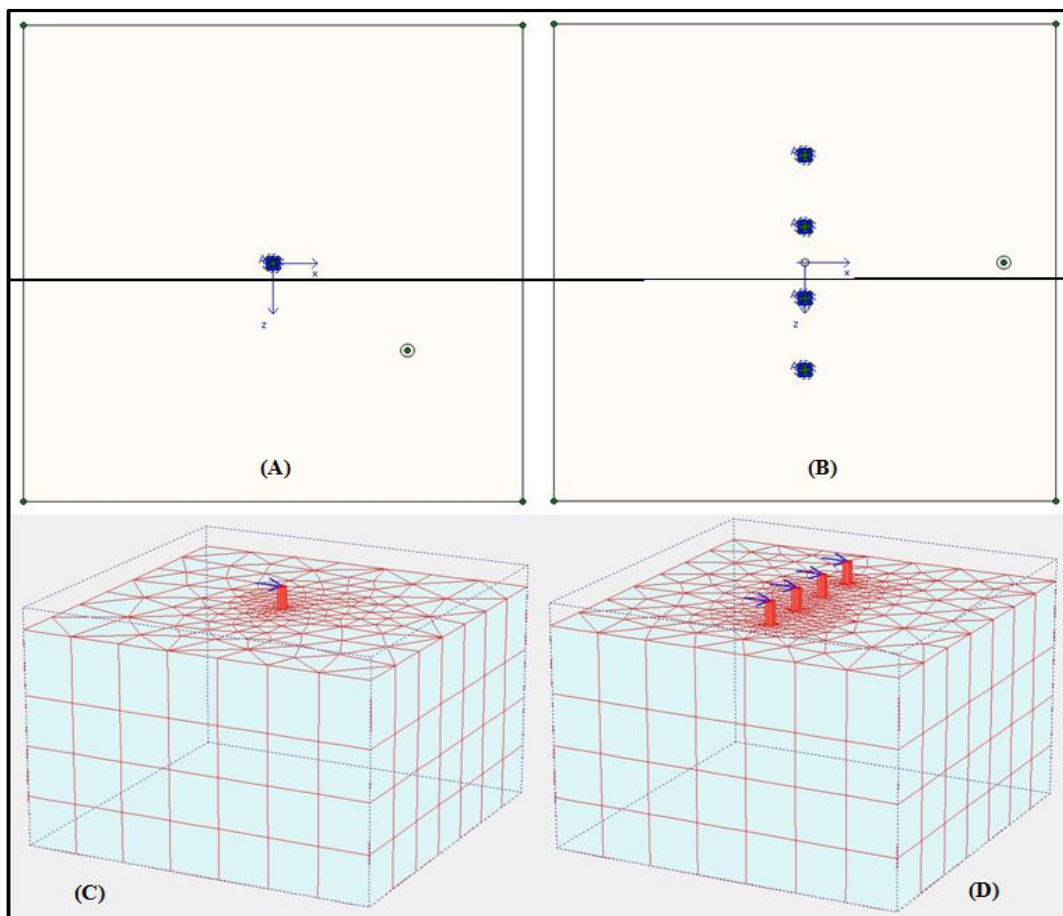


Fig. IV- 9: Étapes de modélisation 3D.

3.2.1. Différence majeure

La différence majeure entre la modélisation 2 et 3 dimensions pendant l'élaboration du modèle et le type de sollicitation à imposer au pieu. Pour le modèle 2 dimensions un déplacement préalablement connu est imposé au pieu (la même procédure que pour l'essai réel sur les modèles réduits), en outre cette option n'est pas disponible pour le logiciel 3D. Pour remédier à ce problème l'utilisation des courbes effort-déplacement s'avère indispensable. Cette solution consiste à tirer, des courbes effort-déplacement obtenues par la modélisation en 2 dimensions, la valeur de l'effort maximum pour chaque valeur de la fiche, puis introduire cet effort comme charge ponctuelle pendant la modélisation en 3 dimensions.

Le logiciel 3D étant limité en ce qui concerne la définition de la forme des pieux (section) utilisés pour la modélisation, tous les modèles élaborés auront une section rectangulaire ($e \times B$) égale à (3×3) cm.

3.2.2. Coordonnées des nœuds géométriques 3D

Les modèles en 3 dimensions sont divisés en deux parties, La première concerne les pieux isolés, ces modèles ont été élaborés pour toutes les fiches (12,50 ; 14,50 ; 19,50 ; 20 ; 29,50 ; 30). La deuxième concerne les groupes de pieux, ces modèles ont été réalisés pour une seule valeur de fiche qui est égale 30 cm,

3.2.3. Pieu isolé 3D

De la même manière que pour la partie 2D la désignation des éléments de géométrie ainsi que l'application de la sollicitation se fait par l'intermédiaire des nœuds (points géométriques), La figure IV-10 indique la numérotation des nœuds. Le nœud numéro 4 désigne la position du bore-holes ces coordonnées sont généralement arbitraires.

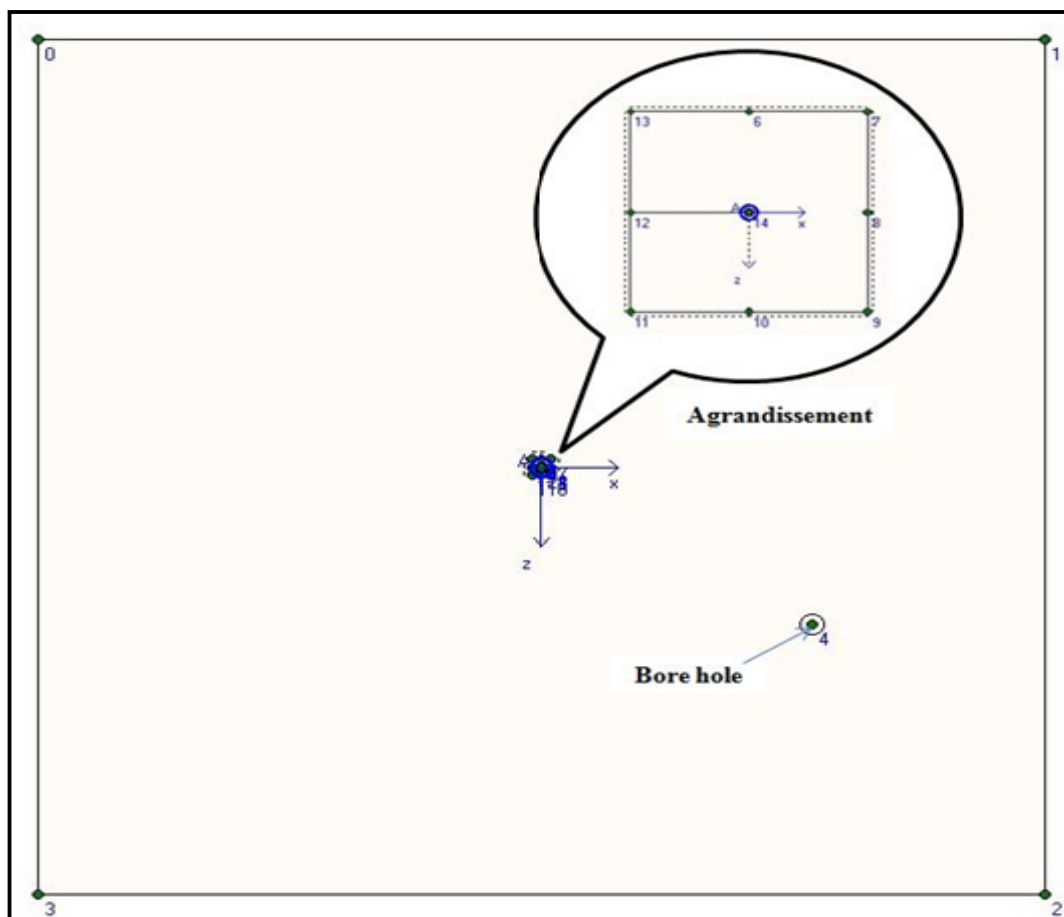


Fig. IV- 10: Numérotation des nœuds pour le modèle du pieu isolé.

Le positionnement des coordonnées des nœuds pour la modélisation en 3 dimensions se divise en deux types, les coordonnées en plan (X, Z) et les coordonnées en hauteur (Y - plan de travail), Pour les pieux isolés les coordonnées en plan sont toutes identiques la différence se situe dans les coordonnées en hauteur (plan de travail). Les tableaux ci-dessus donnent les coordonnées en (X, Z) des points géométriques (nœuds) des modèles pour les différentes fiches du pieu ainsi que le plan de travail pour chaque fiche.

Tableau, IV- 12: Coordonnées des pieux isolés en plan (X, Z),

| Point | X | Z |
|-------|--------|--------|
| 0 | -0,8 | -0,8 |
| 1 | 0,8 | -0,8 |
| 2 | 0,8 | 0,8 |
| 3 | -0,8 | 0,8 |
| 4 | 0,430 | 0,292 |
| 6 | 0 | -0,015 |
| 7 | 0,015 | -0,015 |
| 8 | 0,015 | 0 |
| 9 | 0,015 | 0,015 |
| 10 | 0 | 0,015 |
| 11 | -0,015 | 0,015 |
| 12 | -0,015 | 0 |
| 13 | -0,015 | -0,015 |
| 14&5 | 0 | 0 |

Tableau. IV- 13: Plan de travail pour (work plane) pour toutes les Fiches.

| Fiche (cm) / Work Plane | 1 | 2 | 3 | 4 | Y (m) |
|-------------------------|------|------|------|------|-------|
| 12,50 | 0,00 | 0,87 | 1,00 | 1,10 | |
| 14,50 | 0,00 | 0,85 | 1,00 | 1,10 | |
| 19,50 | 0,00 | 0,81 | 1,00 | 1,10 | |
| 20,00 | 0,00 | 0,80 | 1,00 | 1,10 | |
| 29,50 | 0,00 | 0,71 | 1,00 | 1,10 | |
| 30,00 | 0,00 | 0,70 | 1,00 | 1,10 | |

3.2.3.1. Maillage pour pieu isolé

Les modèles en 3D sont sujets à un maillage grossier figure IV-11. Cette démarche permet d'avoir des résultats acceptables et un gain en temps de calcul, cela est un point positif car contrairement à Plaxis 2D l'analyse en 3D prend énormément de temps pour une différence de résultats acceptable (minime).

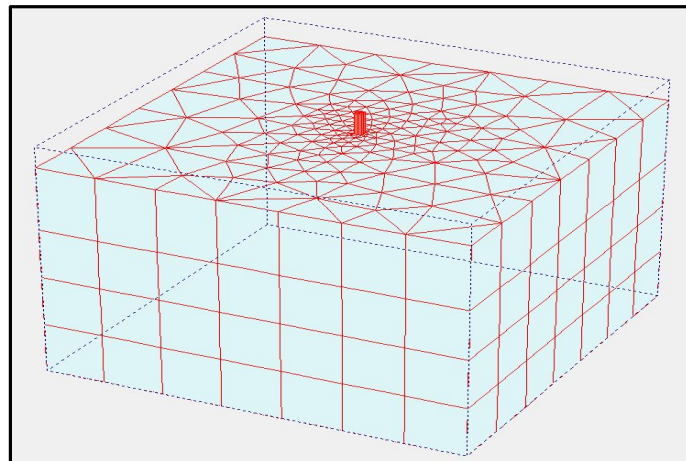


Fig. IV- 11: Maillage 3D pour le Pieu isolé.

3.2.4. Groupe de pieux

3.2.4.1. But

Le but derrière cette modélisation est de déterminer numériquement la distance (entre axes des pieux) à partir de laquelle le pieu d'un groupe se comporte comme étant isolé. Les modèles élaborés pour cet essai se résumeront à une hauteur de fiche de 30 cm avec les mêmes caractéristiques du sol et des pieux utilisés pour les modèles concernant les pieux isolés. Contrairement au pieu isolé les coordonnées en plan ne sont pas les mêmes, car ils sont fonction de la valeur de l'entre axe des pieux. Ce dernier va être varié jusqu'à obtention du résultat voulu.

Plusieurs auteurs proposent la valeur minimale de l'espacement entre pieux. Selon le livre de calcul et conception des fondations (CHELGHOUM) l'espacement minimal doit être de :

- D (espacement) $\geq 2 \times$ la diagonale (pieux carre et rectangulaire),
- D (espacement) ≥ 760 mm (pieux métalliques). Règlement USA,
- D (espacement) ≥ 2.5 la largeur du pieux règlement FRA.

En pratique, il est recommandé de placer les pieux avec un espacement de $3 \div 3,5$ fois le diamètre du pieu, durant la modélisation du groupe de pieux le premier entre axe sera de $3 \times B$ (B étant le diamètre qui est égal à 3 cm ce qui implique un espacement de départ égal à 9 cm). Il sera augmenté d'une fois le diamètre jusqu'à la fin de la modélisation. Le numéro des nœuds décrit dans les tableaux sont indiqués sur la figure IV-12.

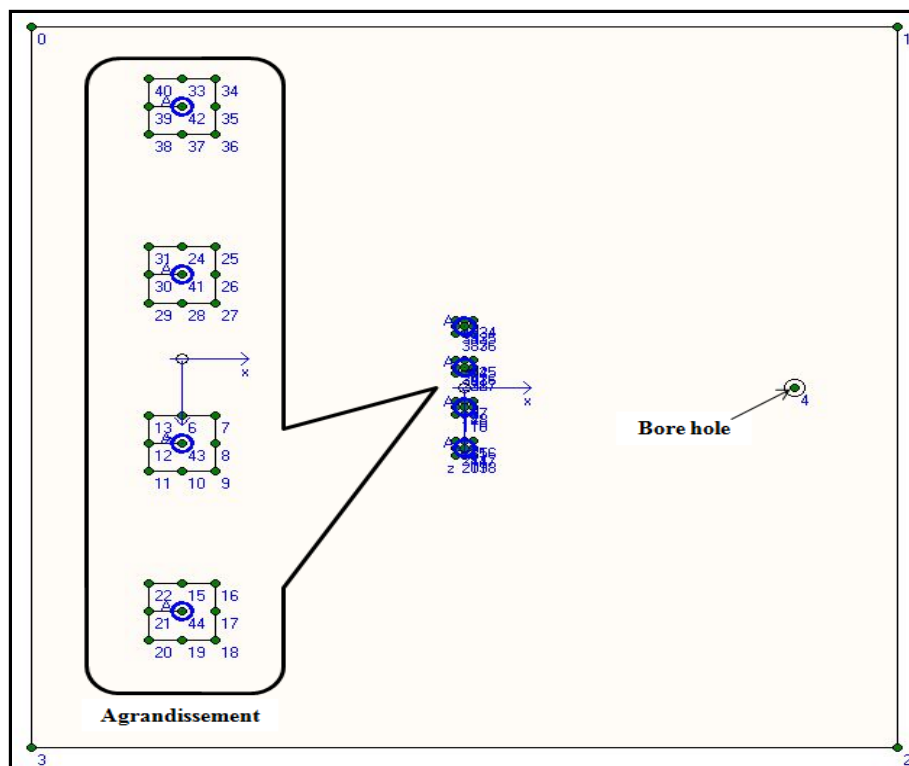


Fig. IV- 12: Numérotation des nœuds pour le modèle du groupe de pieux.

Les tableaux suivants donnent les coordonnées en plan (X , Z) des nœuds pour tous les entre axes utilisés lors de l'élaboration des modèles.

Tableau. IV- 14: Coordonnées des nœuds géométriques pour les groupes de pieux en plan (X, Z).

| Points | Entre axe = 9 cm | | Entre axe = 12 cm | | Entre axe = 15 cm | |
|--------|------------------|--------|-------------------|--------|-------------------|--------|
| | X (m) | Y (m) | X (m) | Y (m) | X (m) | Y (m) |
| 0 | -0,8 | -0,8 | -0,8 | -0,8 | -0,8 | -0,8 |
| 1 | 0,8 | -0,8 | 0,8 | -0,8 | 0,8 | -0,8 |
| 2 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| 3 | -0,8 | 0,8 | -0,8 | 0,8 | -0,8 | 0,8 |
| 4 | 0,61 | 0 | 0,645 | 0 | 0,625 | 0 |
| 6 | 0 | 0,03 | 0 | 0,045 | 0 | 0,06 |
| 7 | 0,015 | 0,03 | 0,015 | 0,045 | 0,015 | 0,06 |
| 8 | 0,015 | 0,045 | 0,015 | 0,06 | 0,015 | 0,075 |
| 9 | 0,015 | 0,06 | 0,015 | 0,075 | 0,015 | 0,09 |
| 10 | 0 | 0,06 | 0 | 0,075 | 0 | 0,09 |
| 11 | -0,015 | 0,06 | -0,015 | 0,075 | -0,015 | 0,09 |
| 12 | -0,015 | 0,045 | -0,015 | 0,06 | -0,015 | 0,075 |
| 13 | -0,015 | 0,03 | -0,015 | 0,045 | -0,015 | 0,06 |
| 15 | 0 | 0,12 | 0 | -0,075 | 0 | -0,09 |
| 16 | 0,015 | 0,12 | 0,015 | -0,075 | 0,015 | -0,09 |
| 17 | 0,015 | 0,135 | 0,015 | -0,06 | 0,015 | -0,075 |
| 18 | 0,015 | 0,15 | 0,015 | -0,045 | 0,015 | -0,06 |
| 19 | 0 | 0,15 | 0 | -0,045 | 0 | -0,06 |
| 20 | -0,015 | 0,15 | -0,015 | -0,045 | -0,015 | -0,06 |
| 21 | -0,015 | 0,135 | -0,015 | -0,06 | -0,015 | -0,075 |
| 22 | -0,015 | 0,12 | -0,015 | -0,075 | -0,015 | -0,09 |
| 24 | 0 | -0,06 | 0 | -0,195 | 0 | 0,21 |
| 25 | 0,015 | -0,06 | 0,015 | -0,195 | 0,015 | 0,21 |
| 26 | 0,015 | -0,045 | 0,015 | -0,18 | 0,015 | 0,225 |
| 27 | 0,015 | -0,03 | 0,015 | -0,165 | 0,015 | 0,24 |
| 28 | 0 | -0,03 | 0 | -0,165 | 0 | 0,24 |
| 29 | -0,015 | -0,03 | -0,015 | -0,165 | -0,015 | 0,24 |
| 30 | -0,015 | -0,045 | -0,015 | -0,18 | -0,015 | 0,225 |
| 31 | -0,015 | -0,06 | -0,015 | -0,195 | -0,015 | 0,21 |
| 33 | 0 | -0,15 | 0 | 0,165 | 0 | -0,24 |
| 34 | 0,015 | -0,15 | 0,015 | 0,165 | 0,015 | -0,24 |
| 35 | 0,015 | -0,135 | 0,015 | 0,18 | 0,015 | -0,225 |
| 36 | 0,015 | -0,12 | 0,015 | 0,195 | 0,015 | -0,21 |
| 37 | 0 | -0,12 | 0 | 0,195 | 0 | -0,21 |
| 38 | -0,015 | -0,12 | -0,015 | 0,195 | -0,015 | -0,21 |
| 39 | -0,015 | -0,135 | -0,015 | 0,18 | -0,015 | -0,225 |
| 40 | -0,015 | -0,15 | -0,015 | 0,165 | -0,015 | -0,24 |
| 41 | 0 | -0,045 | 0 | 0,06 | 0 | 0,075 |
| 42 | 0 | -0,135 | 0 | 0,18 | 0 | 0,225 |
| 43 | 0 | 0,045 | 0 | -0,06 | 0 | -0,075 |
| 44 | 0 | 0,135 | 0 | -0,18 | 0 | -0,225 |

Tableau. IV- 15: Coordonnées des nœuds géométriques pour les groupes de pieux en plan (X, Z).

| Points | Entre axe = 18cm | | Entre axe = 21 cm | | Entre axe = 24 cm | |
|--------|------------------|--------|-------------------|--------|-------------------|--------|
| | X (m) | Y (m) | X (m) | Y (m) | X (m) | Y (m) |
| 0 | -0,8 | -0,8 | -0,8 | -0,8 | -0,8 | -0,8 |
| 1 | 0,8 | -0,8 | 0,8 | -0,8 | 0,8 | -0,8 |
| 2 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| 3 | -0,8 | 0,8 | -0,8 | 0,8 | -0,8 | 0,8 |
| 4 | 0 | 0,075 | 0,59 | 0 | 0 | 0,105 |
| 6 | 0,015 | 0,075 | 0 | 0,09 | 0,015 | 0,105 |
| 7 | 0,015 | 0,09 | 0,015 | 0,09 | 0,015 | 0,12 |
| 8 | 0,015 | 0,105 | 0,015 | 0,105 | 0,015 | 0,135 |
| 9 | 0 | 0,105 | 0,015 | 0,12 | 0 | 0,135 |
| 10 | -0,015 | 0,105 | 0 | 0,12 | -0,015 | 0,135 |
| 11 | -0,015 | 0,09 | -0,015 | 0,12 | -0,015 | 0,12 |
| 12 | -0,015 | 0,075 | -0,015 | 0,105 | -0,015 | 0,105 |
| 13 | 0 | -0,105 | -0,015 | 0,09 | 0 | -0,135 |
| 15 | 0,015 | -0,105 | 0 | -0,12 | 0,015 | -0,135 |
| 16 | 0,015 | -0,09 | 0,015 | -0,12 | 0,015 | -0,12 |
| 17 | 0,015 | -0,075 | 0,015 | -0,105 | 0,015 | -0,105 |
| 18 | 0 | -0,075 | 0,015 | -0,09 | 0 | -0,105 |
| 19 | -0,015 | -0,075 | 0 | -0,09 | -0,015 | -0,105 |
| 20 | -0,015 | -0,09 | -0,015 | -0,09 | -0,015 | -0,12 |
| 21 | -0,015 | -0,105 | -0,015 | -0,105 | -0,015 | -0,135 |
| 22 | 0 | -0,285 | -0,015 | -0,12 | 0 | -0,375 |
| 24 | 0,015 | -0,285 | 0 | 0,3 | 0,015 | -0,375 |
| 25 | 0,015 | -0,27 | 0,015 | 0,3 | 0,015 | -0,36 |
| 26 | 0,015 | -0,255 | 0,015 | 0,315 | 0,015 | -0,345 |
| 27 | 0 | -0,255 | 0,015 | 0,33 | 0 | -0,345 |
| 28 | -0,015 | -0,255 | 0 | 0,33 | -0,015 | -0,345 |
| 29 | -0,015 | -0,27 | -0,015 | 0,33 | -0,015 | -0,36 |
| 30 | -0,015 | -0,285 | -0,015 | 0,315 | -0,015 | -0,375 |
| 31 | 0 | 0,255 | -0,015 | 0,3 | 0 | 0,345 |
| 33 | 0,015 | 0,255 | -0,015 | -0,315 | 0,015 | 0,345 |
| 34 | 0,015 | 0,27 | 0 | 0,105 | 0,015 | 0,36 |
| 35 | 0,015 | 0,285 | 0 | -0,105 | 0,015 | 0,375 |
| 36 | 0 | 0,285 | 0 | 0,315 | 0 | 0,375 |
| 37 | -0,015 | 0,285 | 0 | -0,33 | -0,015 | 0,375 |
| 38 | -0,015 | 0,27 | 0,015 | -0,33 | -0,015 | 0,36 |
| 39 | -0,015 | 0,255 | 0,015 | -0,315 | -0,015 | 0,345 |
| 40 | 0 | -0,09 | 0,015 | -0,3 | 0,635 | 0 |
| 41 | 0 | -0,27 | 0 | -0,3 | 0 | -0,36 |
| 42 | 0 | 0,27 | -0,015 | -0,3 | 0 | -0,12 |
| 43 | 0 | 0,09 | -0,015 | -0,33 | 0 | 0,12 |
| 44 | 0,625 | 0 | 0 | -0,315 | 0 | 0,36 |

Tableau. IV- 16: Coordonnées des nœuds géométriques pour les groupes de pieux en plan (X, Z).

| Points | Entre axe = 27 cm | | Entre axe = 28 cm | | Entre axe = 29 cm | |
|--------|-------------------|--------|-------------------|--------|-------------------|--------|
| | X (m) | Y (m) | X (m) | Y (m) | X (m) | Y (m) |
| 0 | -0,8 | -0,8 | -0,8 | -0,8 | -0,8 | -0,8 |
| 1 | 0,8 | -0,8 | 0,8 | -0,8 | 0,8 | -0,8 |
| 2 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| 3 | -0,8 | 0,8 | -0,8 | 0,8 | -0,8 | 0,8 |
| 4 | -0,015 | 0,135 | 0,6 | 0 | 0,55 | 0,005 |
| 6 | -0,015 | -0,135 | 0 | 0,125 | -0,015 | 0,145 |
| 7 | -0,015 | 0,405 | 0,015 | 0,125 | -0,015 | -0,145 |
| 8 | -0,015 | -0,405 | 0,015 | 0,14 | -0,015 | 0,435 |
| 9 | 0 | -0,405 | 0,015 | 0,155 | -0,015 | -0,435 |
| 10 | 0 | -0,135 | 0 | 0,155 | 0 | -0,435 |
| 11 | 0 | 0,135 | -0,015 | 0,155 | 0 | -0,145 |
| 12 | 0 | 0,405 | -0,015 | 0,14 | 0 | 0,145 |
| 13 | 0,605 | 0 | -0,015 | 0,125 | 0 | 0,435 |
| 15 | 0 | -0,42 | 0 | -0,155 | 0 | -0,45 |
| 16 | 0,015 | -0,42 | 0,015 | -0,155 | 0,015 | -0,45 |
| 17 | 0,015 | -0,405 | 0,015 | -0,14 | 0,015 | -0,435 |
| 18 | 0,015 | -0,39 | 0,015 | -0,125 | 0,015 | -0,42 |
| 19 | 0 | -0,39 | 0 | -0,125 | 0 | -0,42 |
| 20 | -0,015 | -0,39 | -0,015 | -0,125 | -0,015 | -0,42 |
| 21 | -0,015 | -0,42 | -0,015 | -0,14 | -0,015 | -0,45 |
| 22 | 0 | -0,15 | -0,015 | -0,155 | 0 | -0,16 |
| 24 | 0,015 | -0,15 | 0 | 0,405 | 0,015 | -0,16 |
| 25 | 0,015 | -0,135 | 0,015 | 0,405 | 0,015 | -0,145 |
| 26 | 0,015 | -0,12 | 0,015 | 0,42 | 0,015 | -0,13 |
| 27 | 0 | -0,12 | 0,015 | 0,435 | 0 | -0,13 |
| 28 | -0,015 | -0,12 | 0 | 0,435 | -0,015 | -0,13 |
| 29 | -0,015 | -0,15 | -0,015 | 0,435 | -0,015 | -0,16 |
| 30 | 0 | 0,12 | -0,015 | 0,42 | 0 | 0,13 |
| 31 | 0,015 | 0,12 | -0,015 | 0,405 | 0,015 | 0,13 |
| 33 | 0,015 | 0,135 | 0 | -0,435 | 0,015 | 0,145 |
| 34 | 0,015 | 0,15 | 0,015 | -0,435 | 0,015 | 0,16 |
| 35 | 0 | 0,15 | 0,015 | -0,42 | 0 | 0,16 |
| 36 | -0,015 | 0,15 | 0,015 | -0,405 | -0,015 | 0,16 |
| 37 | -0,015 | 0,12 | 0 | -0,405 | -0,015 | 0,13 |
| 38 | 0 | 0,39 | -0,015 | -0,405 | 0 | 0,42 |
| 39 | 0,015 | 0,39 | -0,015 | -0,42 | 0,015 | 0,42 |
| 40 | 0,015 | 0,405 | -0,015 | -0,435 | 0,015 | 0,435 |
| 41 | 0,015 | 0,42 | 0 | -0,42 | 0,015 | 0,45 |
| 42 | 0 | 0,42 | 0 | -0,14 | 0 | 0,45 |
| 43 | -0,015 | 0,42 | 0 | 0,14 | -0,015 | 0,45 |
| 44 | -0,015 | 0,39 | 0 | 0,42 | -0,015 | 0,42 |

Tableau. IV- 17: Coordonnées des nœuds géométriques pour les groupes de pieux en plan (X, Z).

| Points | Entre axe = 30 cm | | Vérification de l'effet de bord pour entre axe = 29 cm | |
|--------|-------------------|--------|--|--------|
| | X (m) | Y (m) | X (m) | Y (m) |
| 0 | -0,8 | -0,8 | -1 | -1 |
| 1 | 0,8 | -0,8 | 1 | -1 |
| 2 | 0,8 | 0,8 | 1 | 1 |
| 3 | -0,8 | 0,8 | -1 | 1 |
| 4 | 0 | -0,165 | 0,61 | 0,07 |
| 6 | 0,015 | -0,165 | 0 | 0,13 |
| 7 | 0,015 | -0,15 | 0,015 | 0,13 |
| 8 | 0,015 | -0,135 | 0,015 | 0,145 |
| 9 | 0 | -0,135 | 0,015 | 0,16 |
| 10 | -0,015 | -0,135 | 0 | 0,16 |
| 11 | -0,015 | -0,15 | -0,015 | 0,16 |
| 12 | -0,015 | -0,165 | -0,015 | 0,145 |
| 13 | 0 | 0,135 | -0,015 | 0,13 |
| 15 | 0,015 | 0,135 | 0 | -0,16 |
| 16 | 0,015 | 0,15 | 0,015 | -0,16 |
| 17 | 0,015 | 0,165 | 0,015 | -0,145 |
| 18 | 0 | 0,165 | 0,015 | -0,13 |
| 19 | -0,015 | 0,165 | 0 | -0,13 |
| 20 | -0,015 | 0,15 | -0,015 | -0,13 |
| 21 | -0,015 | 0,135 | -0,015 | -0,145 |
| 22 | 0 | 0,435 | -0,015 | -0,16 |
| 24 | 0,015 | 0,435 | 0 | -0,45 |
| 25 | 0,015 | 0,45 | 0,015 | -0,45 |
| 26 | 0,015 | 0,465 | 0,015 | -0,435 |
| 27 | 0 | 0,465 | 0,015 | -0,42 |
| 28 | -0,015 | 0,465 | 0 | -0,42 |
| 29 | -0,015 | 0,45 | -0,015 | -0,42 |
| 30 | -0,015 | 0,435 | -0,015 | -0,435 |
| 31 | 0 | -0,465 | -0,015 | -0,45 |
| 33 | 0,015 | -0,465 | 0 | 0,42 |
| 34 | 0,015 | -0,45 | 0,015 | 0,42 |
| 35 | 0,015 | -0,435 | 0,015 | 0,435 |
| 36 | 0 | -0,435 | 0,015 | 0,45 |
| 37 | -0,015 | -0,435 | 0 | 0,45 |
| 38 | -0,015 | -0,45 | -0,015 | 0,45 |
| 39 | -0,015 | -0,465 | -0,015 | 0,435 |
| 40 | 0 | -0,45 | -0,015 | 0,42 |
| 41 | 0 | -0,15 | 0 | -0,435 |
| 42 | 0 | 0,15 | 0 | -0,145 |
| 43 | 0 | 0,45 | 0 | 0,145 |
| 44 | 0,6 | 0 | 0 | 0,435 |

Le tableau suivant donne les coordonnées en hauteur (Y- Plan de travail), ils sont les mêmes pour tous les entre axes.

Tableau. IV- 18: Hauteur du plan de travail pour le groupe de pieux.

| Work plane | 1 | 2 | 3 | 4 |
|------------|------|------|------|------|
| Y (m) | 0,00 | 0,70 | 1,00 | 1,10 |

3.2.4.2. Maillage

Le même maillage qui a été utilisé pour les modèles du pieu isolé, a été appliqué pour le groupe de pieux (maillage grossier) figure IV-13.

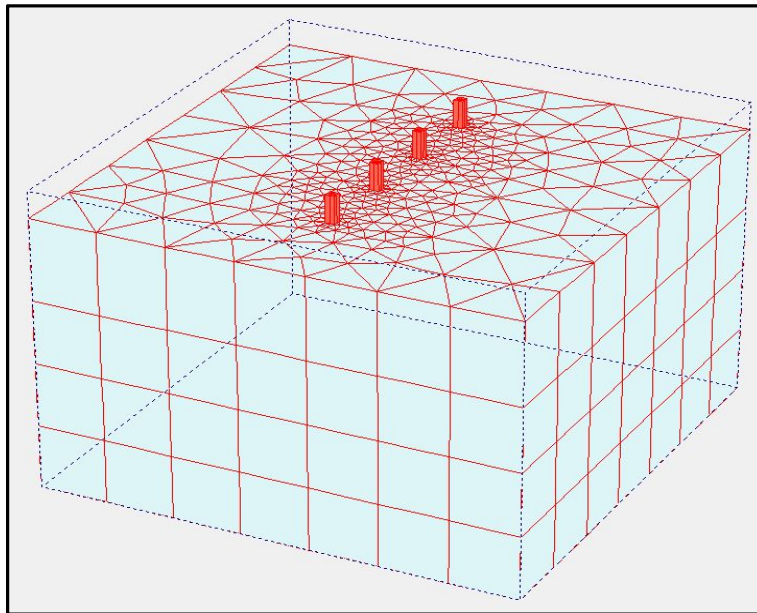


Fig. IV- 13: Maillage 3D pour le groupe de Pieux.

4. Phase de calcul

Le calcul sera effectué avec l'option staged construction. La construction par étapes (Staged construction) est le type de chargement le plus important. Grâce à cette fonctionnalité spéciale de Plaxis (2&3 D), il est possible de changer la géométrie et la configuration de chargement en désactivant ou réactivant les charges, les couches de sol ou les éléments de structure créés lors de la définition du modèle géométrique. La construction par étapes permet une simulation précise et réaliste de différents processus de chargement, construction et excavation. Cette option peut également être utilisée pour réassigner des jeux de caractéristiques des matériaux ou pour changer les distributions de pressions hydrauliques dans la géométrie.

Pour mener un calcul de construction par étapes, il est d'abord nécessaire de créer un modèle géométrique qui inclut tous les objets utiles au calcul. Les objets qui ne sont pas nécessaires au début du calcul seront désactivés dans la configuration géométrique initiale à la fin du programme Input. Durant l'option de construction par étape, il faut définir les différentes phases. Pour la modélisation de ces essais (2&3 dimensions) la partie calcul se déroulera en deux phases.

4.1. Modèles en 2 dimensions

- **Initial phase** : Phase par défaut du logiciel (calcul initial),
- **Phase 2 : Phase Déplacement**, c'est durant cette phase qu'aura lieu l'activation des éléments de structure et de la sollicitation (figure IV-14).

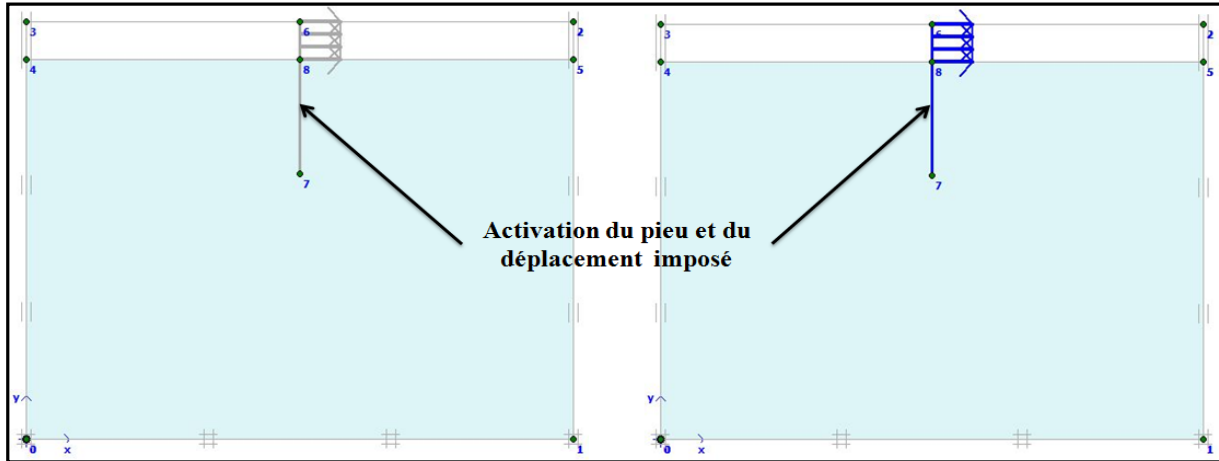


Fig. IV- 14: Activation de l'élément de structure et de la sollicitation.

4.2. Modèles en 3 dimensions

- **Initial phase** : Phase par défaut du logiciel (calcul initial),
- **Phase 2 : Phase Chargement**, c'est durant cette phase qu'aura lieu l'activation du pieu et du chargement (figure IV-15).

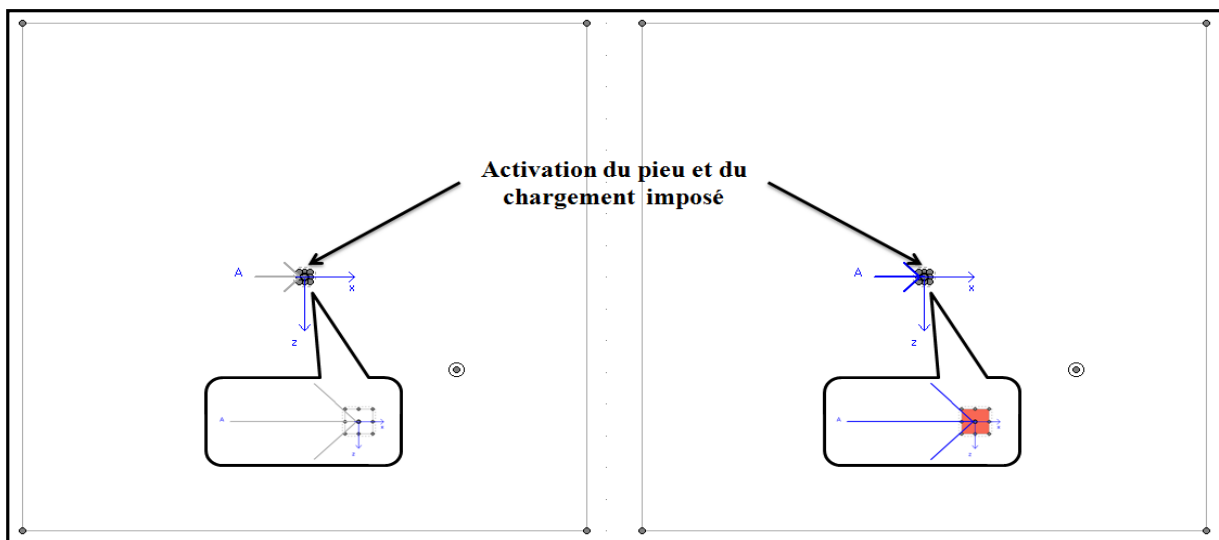


Fig. IV- 15: Activation du pieu et du chargement imposé.

Conclusion

La modélisation du problème (essai au laboratoire sur modèles réduit de pieux) en 2 & 3 dimensions permet de l'étudier avec différents modèles et de différents points de vue. Cela donne un large intervalle de résultat, et après leur analyse il sera plus facile de comprendre le problème et d'en tirer les conclusions.

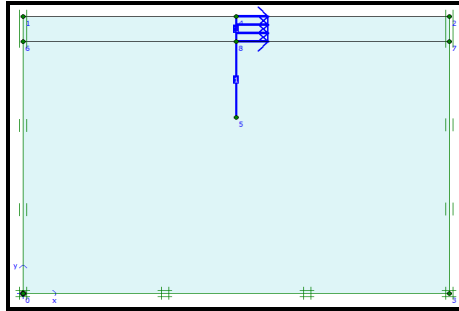
CHAPITRE V
ÉTUDE PARAMETRIQUE
ET
RESULTATS

Chapitre V : Étude paramétrique et résultats

Introduction

Les modèles de référence ont été pris comme base pour cette campagne de modélisation en 2&3 dimensions. Les résultats obtenus après analyse ont pour but l'observation et la déduction de l'influence de certains paramètres sur le comportement du modèle et les résultats qu'il donne, ainsi que l'évolution des résultats en fonction du changement des paramètres.

1. Résultats de la modélisation en 2 dimensions



Cette partie est réservée aux résultats obtenus lors de la modélisation en 2 dimensions avec le logiciel PLAXIS 2D Version 8.2 du système modélisé. Les objectifs à atteindre par cette démarche sont les suivants :

- Comprendre le comportement d'un sol environnant un pieu soumis à un chargement latéral en 2 dimensions et observé le mécanisme de déformation,
- Observation de l'influence de certains paramètres sur les résultats de la modélisation,
- Comparaison avec les résultats de la modélisation en 3 dimensions,

Ces paramètres à faire varier sont les suivants :

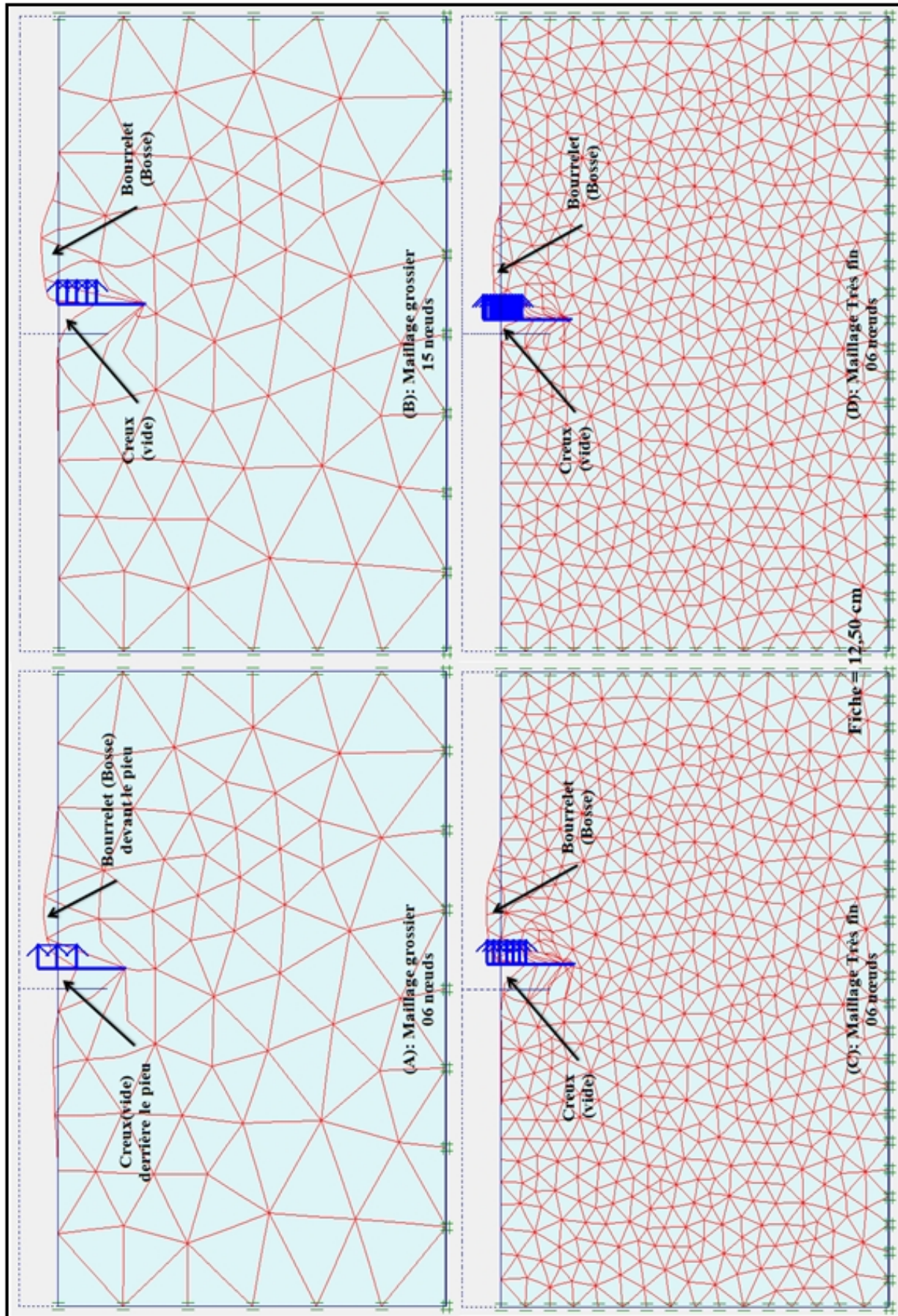
- Type de Maillage : (Maillage grossier et très fin),
- Nombre de nœuds de l'élément de base : Élément à 15 et à 06 nœuds,
- Hauteur de fiche,
- Paramètre géotechnique : angle de frottement φ .

1.1. Déformation et déplacements

Le mouvement latéral du pieu est la conséquence de la sollicitation horizontale qui lui est appliquée. Ce mouvement est la source de deux types de déformation qui sont similaires pour tous les modèles et avec tous les différents paramètres :

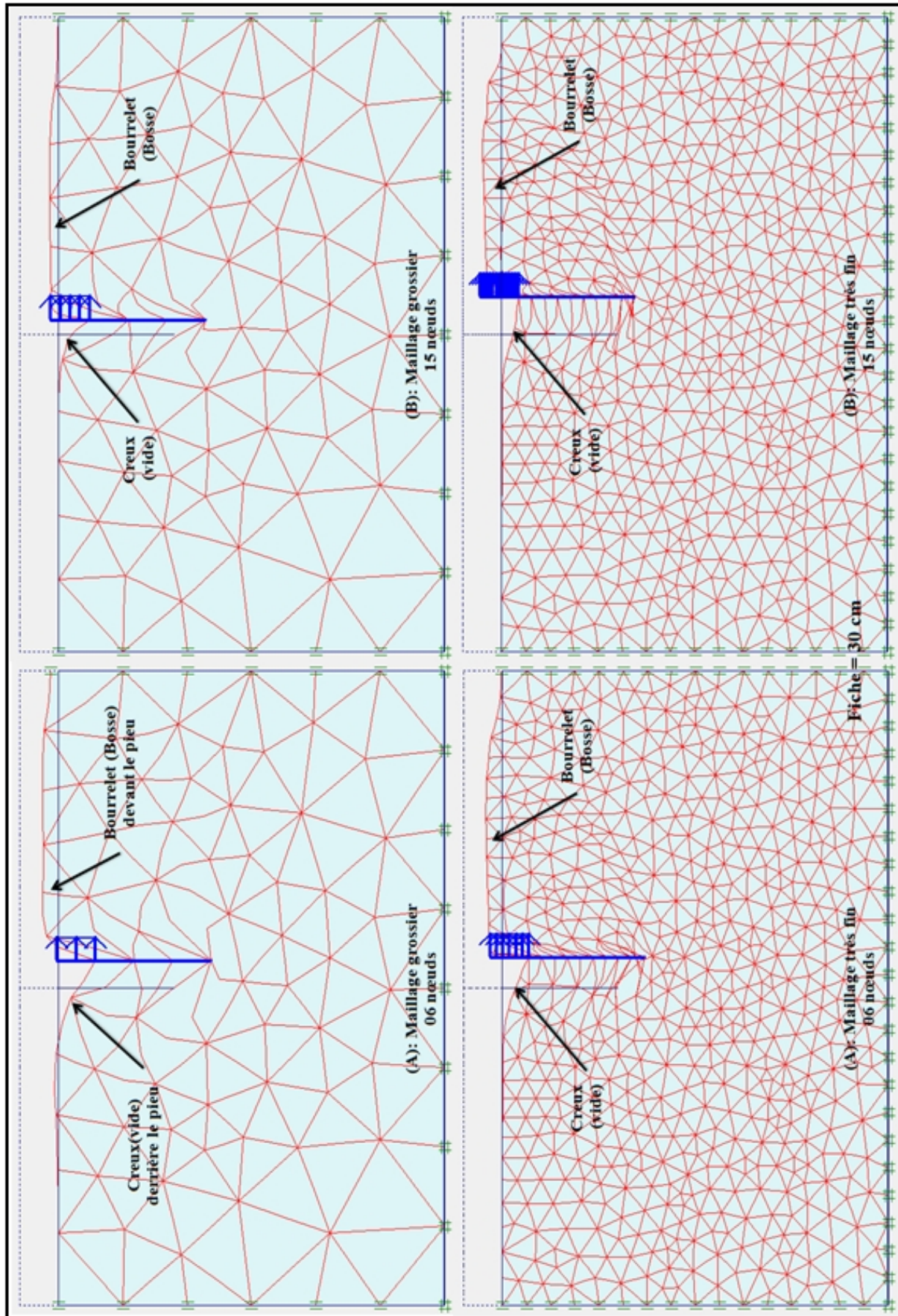
- Bourrelet (bosse) au devant du pieu,
- Creux (vide) à l'arrière du pieu.

La figure V-1 montre les déformations que subit le sol pour la plus petite hauteur de la fiche ($F= 12,50$ cm), et la figure V-2 montre les déformations que subit le sol pour la plus grande hauteur de la fiche ($F= 30$ cm). Ces déformations sont en fonction des deux types de maillage et les deux éléments de base (06 et 15 nœuds).



Déformations du sol pour une hauteur de fiche = 12,50 cm.

Fig. V- 1: Allure des déformations que subit le sol pour une hauteur de fiche égale à 12,50 cm.



Déformation du sol pour une hauteur de fiche = 30 cm.

Fig. V- 2: Allure des déformations que subit le sol pour une hauteur de fiche égale à 30 cm.

1.1.1. Description de la déformation

Le bourrelet (bosse) est un soulèvement du sol devant le pieu, cette forme bossue se crée lorsque le pieu dans son mouvement déplace les grains de sol au-devant de lui, ces grains développent, une résistance (Butée) à cette sollicitation et pendant leur déformation se chevauche, de ce chevauchement naît le bourrelet.

Ces dimensions sont en fonction de plusieurs paramètres tels que la hauteur de la fiche, la valeur de la sollicitation et le type de sol.

Le creux (vide) est le phénomène inverse par rapport au bourrelet. Car le pieu lorsqu'il se déplace laisse un vide derrière lui. Selon le type de sol le comportement est différent. Pour ces modèles le sol utilisé est du sable (cohésion nulle), les grains de sol ont tendance à s'engouffrer dans ce vide (affaissement).

Ces deux déformations (Bourrelet et Creux) se produisent au même moment, le sens de déplacement des grains de sol pendant les déformations est opposé l'un par rapport à l'autre.

Les déformations qu'affiche le logiciel ne sont pas à l'échelle réelle mais à une échelle automatiquement choisie par le logiciel pour rendre les déformations qui se produisent faciles à observer. Avec l'échelle réelle, ces déformations sont difficilement visibles. La figure V-3 montre la différence entre l'affichage des déformations avec échelle réelle et automatique.

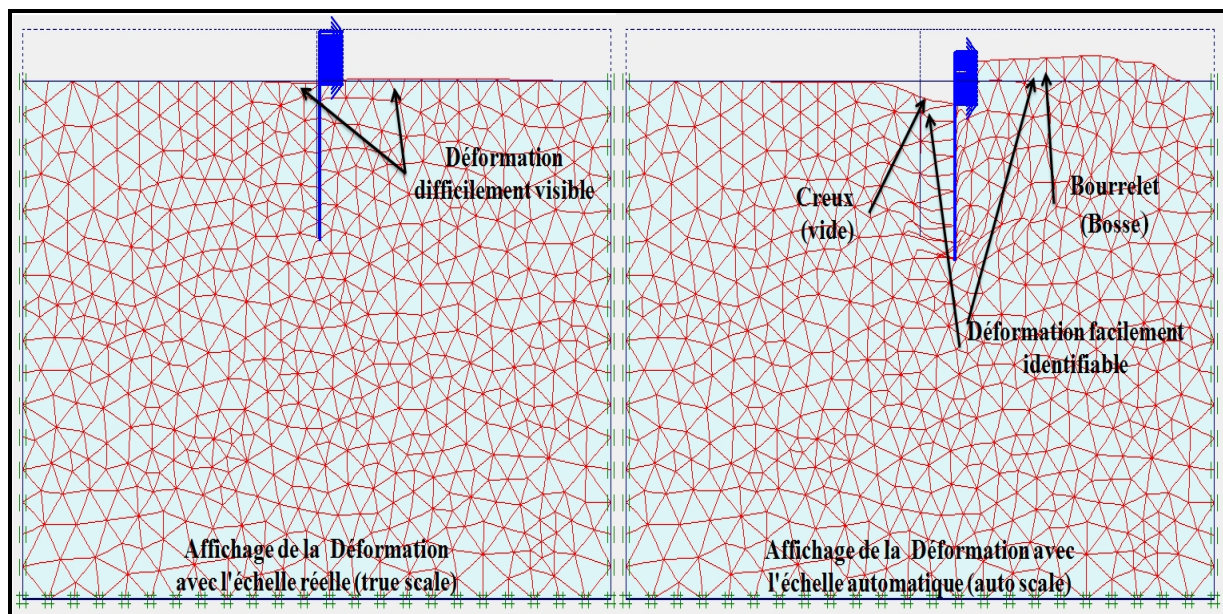


Fig. V- 3: Affichage de la déformation avec l'échelle réelle (true scale) et l'échelle automatique (auto scale).

1.1.2. Direction et valeur du déplacement

Les déformations qui résultent de la modélisation en 2 dimensions sont des déformations planes dans le plan (x, y). Lors de la création des deux types de déformations (le bourrelet et le creux), les grains de sol suivent les directions du repère (x, y), ce qui donne deux directions aux déplacements) :

- Déplacement selon x (U_x),
- Déplacement selon y (U_y).

1.1.3. Déplacements selon x : U_x

Le chargement appliqué au pieu est une sollicitation horizontale, suivant la direction x. le pieu pendant son déplacement impose au sol l'environnant de suivre son mouvement, et par conséquent, il subit un déplacement suivant le sens de chargement.

La figure V-4 et V-5 montrent le sens du déplacement U_x ainsi que la position de sa valeur maximale en utilisant les options d'affichage du logiciel Arrows (flèches) pour la figure V-4 et shadings (ombres) pour la figure V-5.

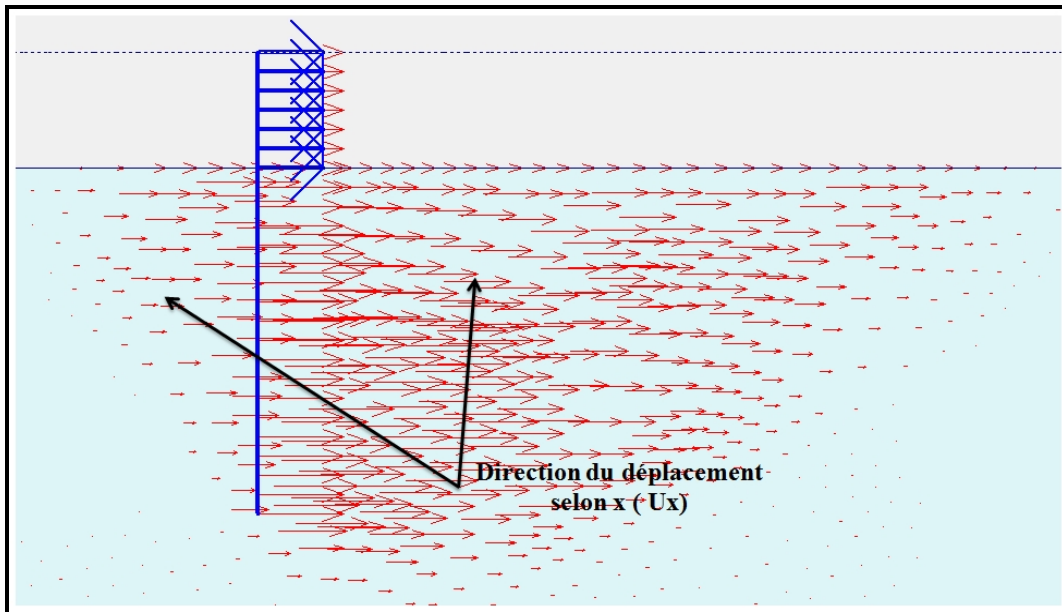


Fig. V- 4: Direction du déplacement selon x.

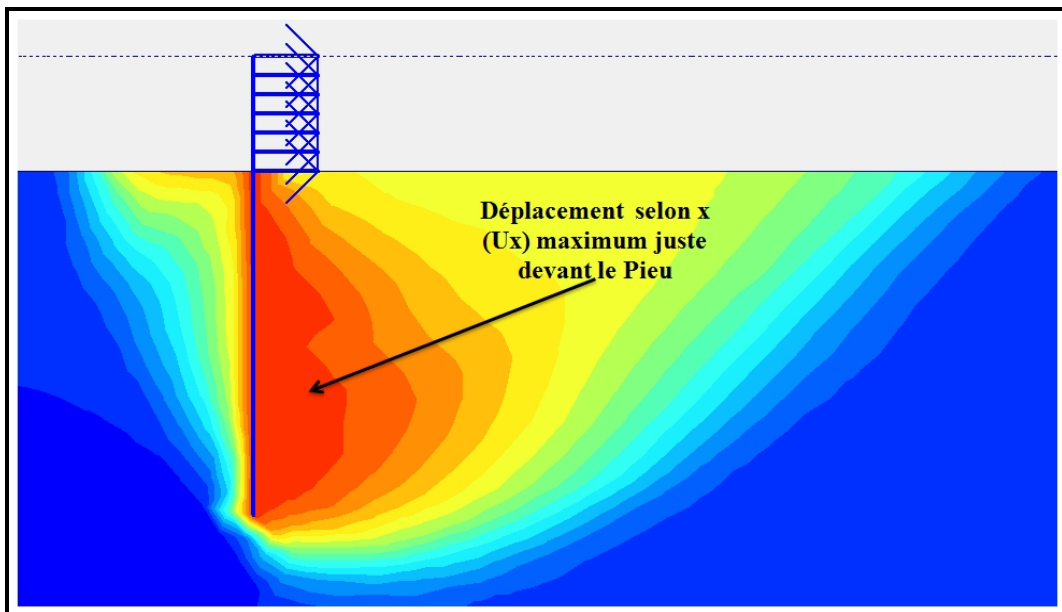


Fig. V- 5: Position de la valeur maximale du déplacement U_x .

1.1.4. Déplacements selon y : U_y

Le sol s'oppose au déplacement du pieu en créant un écran (butée) au devant du pieu. Cette butée est la réaction du sol vis-à-vis de la sollicitation. Pendant cela le pieu continue d'exercer une poussée qui provoque un chevauchement des grains de sol, créant ainsi un bourrelet provenant d'un déplacement vertical des grains de sol. À l'arrière du pieu, le déplacement horizontal de celui-ci crée un creux qui provoque un affaissement du sol derrière le pieu (déplacement vertical).

La figure V-6 et V-7 montrent le sens du déplacement U_y ainsi que la position de sa valeur maximale en utilisant les options d'affichage du logiciel Arrows (flèches) pour la figure V-6 et shadings (ombres) pour la figure V-7

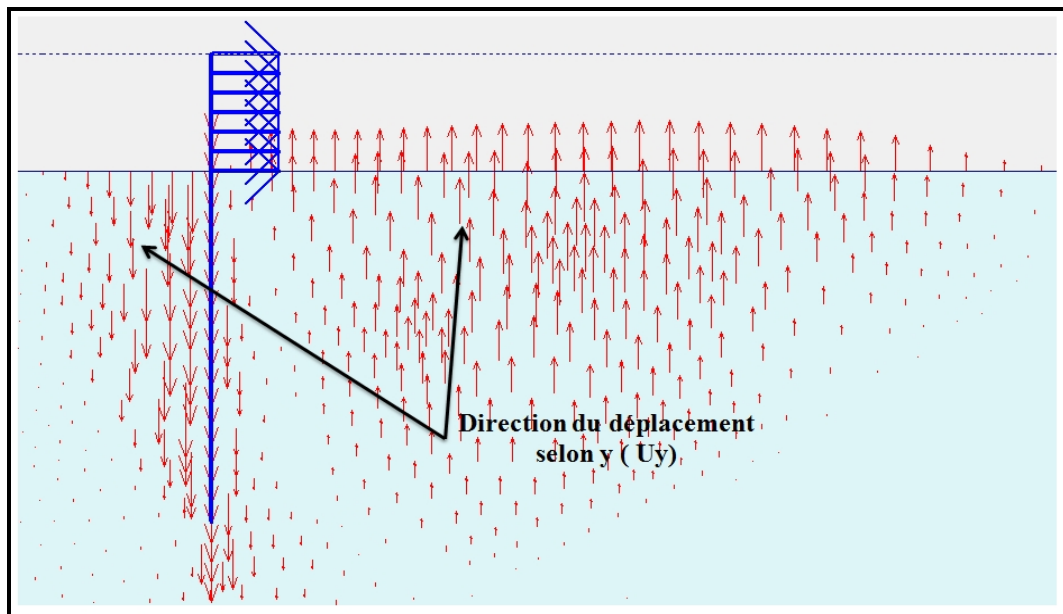


Fig. V- 6: Direction du déplacement selon y.

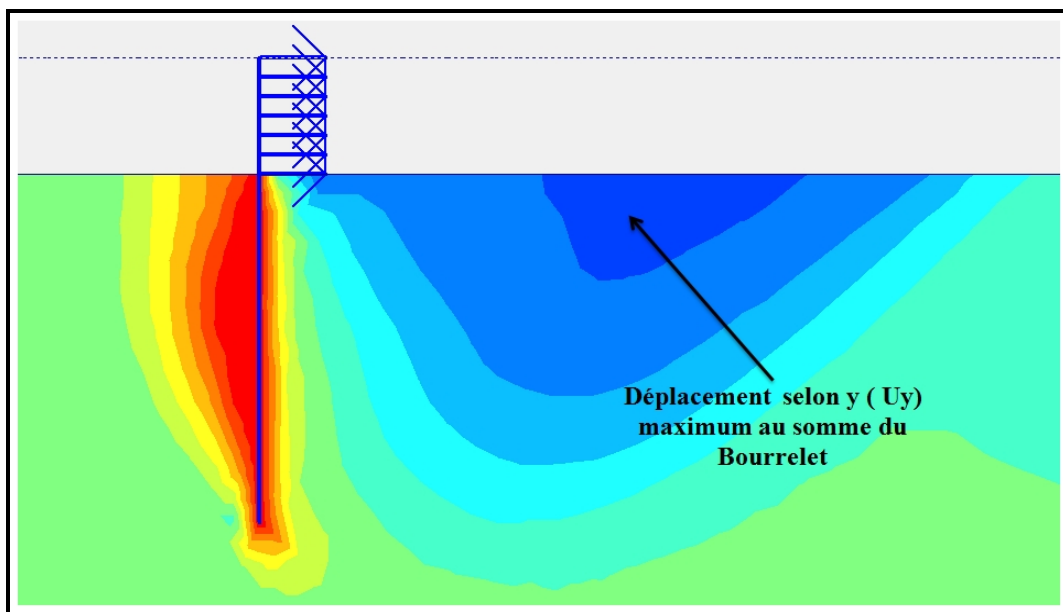


Fig. V- 7: Position de la valeur maximale du déplacement U_y .

1.2. Résultats et interprétation

Les tableaux suivant donnent les valeurs des déplacements, pour tous les paramètres suivants :

- Hauteurs de la fiche « F »,
- Angle de frottement du sol « ϕ »,
- Maillage des modèles et Nombre de nœuds par élément.

La valeur du déplacement donnée par ces tableaux concerne la valeur maximale du déplacement atteinte selon x par ces modèles, et selon y la valeur maximale atteinte après par le bourrelet.

Tableau V- 1: Résultats de la modélisation (valeur des déplacements en fonction des paramètres varie).

| Fiche (cm) | Φ (°) | Nombre de nœuds | Maillage grossier | | Maillage très fin | | |
|------------|------------|-----------------|-------------------|-----------------------------|-------------------|-----------------------------|------|
| | | | Ux (10^{-3} m) | Uy (10^{-3} m) Bourrelet | Ux (10^3 m) | Uy (10^{-3} m) Bourrelet | |
| 12,05 | 31° | 06 | 24,07 | 19,00 | 12,28 | 07,58 | |
| | | 15 | 14,30 | 9,13 | 07,12 | 04,33 | |
| | 32,47° | 06 | 27,15 | 21,52 | 13,94 | 08,39 | |
| | | 15 | 16,51 | 10,50 | 07,65 | 4,51 | |
| | 32,79° | 06 | 29,64 | 27,48 | 15,66 | 11,55 | |
| | | 15 | 19,64 | 13,78 | 10,56 | 13,23 | |
| | 33,05° | 06 | 28,46 | 22,59 | 14,61 | 8,89 | |
| | | 15 | 17,43 | 11,09 | 08,29 | 5,07 | |
| | 38,70° | 06 | 45,78 | 37,20 | 22,74 | 12,66 | |
| | | 15 | 30,35 | 17,73 | 08,15 | 4,41 | |
| | 14,50 | 31° | 06 | 18,04 | 18,60 | 11,22 | 8,07 |
| | | | 15 | 8,88 | 5,77 | 06,38 | 3,69 |
| 32,47° | | 06 | 20,05 | 20,39 | 12,82 | 9,13 | |
| | | 15 | 9,36 | 5,83 | 06,88 | 3,93 | |
| 32,79° | | 06 | 22,60 | 24,10 | 15,35 | 11,71 | |
| | | 15 | 16,05 | 13,01 | 07,88 | 5,59 | |
| 33,05° | | 06 | 23,40 | 24,24 | 13,41 | 9,28 | |
| | | 15 | 13,01 | 9,32 | 07,99 | 4,77 | |
| 38,70° | | 06 | 30,90 | 35,08 | 14,23 | 8,03 | |
| | | 15 | 14,28 | 7,32 | 08,26 | 4,51 | |
| 19,50 | | 31° | 06 | 28,39 | 23,57 | 14,42 | 9,22 |
| | | | 15 | 18,23 | 12,15 | 07,21 | 4,11 |
| | 32,47° | 06 | 38,38 | 44,13 | 12,91 | 8,05 | |
| | | 15 | 17,28 | 10,73 | 07,39 | 4,49 | |
| | 32,79° | 06 | 38,00 | 32,16 | 17,75 | 13,34 | |
| | | 15 | 20,85 | 15,58 | 14,07 | 9,66 | |
| | 33,05° | 06 | 38,98 | 44,07 | 15,99 | 10,37 | |
| | | 15 | 18,16 | 11,35 | 06,82 | 4,01 | |
| | 38,70° | 06 | 62,80 | 47,40 | 15,87 | 9,72 | |
| | | 15 | 31,10 | 19,33 | 7,71 | 4,09 | |

Tableau V- 2: Résultats de la modélisation (valeur des déplacements en fonction des paramètres varie).

| Fiche (cm) | Φ (°) | Nœuds | Maillage grossier | | Maillage très fin | | |
|---------------|------------|-------|-------------------------|--------------------------------------|-------------------------|--------------------------------------|-------|
| | | | U_x (10^{-3} m) | U_y (10^{-3} m) Bourrelet | U_x (10^{-3} m) | U_y (10^{-3} m) Bourrelet | |
| 20,00 | 31° | 06 | 30,37 | 27,90 | 10,59 | 09,60 | |
| | | 15 | 15,33 | 10,19 | 07,34 | 04,19 | |
| | 32,47° | 06 | 34,34 | 26,91 | 13,25 | 08,01 | |
| | | 15 | 28,92 | 19,42 | 07,45 | 04,19 | |
| | 32,79° | 06 | 47,89 | 54,20 | 15,65 | 11,21 | |
| | | 15 | 19,01 | 14,34 | 14,07 | 05,67 | |
| | 33,05° | 06 | 36,16 | 27,69 | 18,43 | 11,39 | |
| | | 15 | 18,56 | 12,27 | 08,26 | 04,53 | |
| | 38,70° | 06 | 48,29 | 30,61 | 22,72 | 12,05 | |
| | | 15 | 26,26 | 16,42 | 11,83 | 6,32 | |
| | 29,50 | 31° | 06 | 31,21 | 23,60 | 17,60 | 10,68 |
| | | | 15 | 15,84 | 9,94 | 08,60 | 04,93 |
| 32,47° | | 06 | 35,43 | 27,24 | 10,52 | 06,12 | |
| | | 15 | 16,52 | 10,38 | 12,34 | 6,87 | |
| 32,79° | | 06 | 38,65 | 33,90 | 12,73 | 08,91 | |
| | | 15 | 17,85 | 12,61 | 07,55 | 05,24 | |
| 33,05° | | 06 | 36,67 | 28,49 | 13,87 | 8,08 | |
| | | 15 | 16,88 | 10,29 | 11,79 | 6,53 | |
| 38,70° | | 06 | 60,00 | 44,16 | 14,90 | 07,71 | |
| | | 15 | 16,05 | 9,18 | 9,73 | 4,84 | |
| 30,00 | | 31° | 06 | 32,65 | 20,96 | 14,70 | 08,53 |
| | | | 15 | 17,68 | 11,72 | 08,94 | 04,91 |
| | 32,47° | 06 | 36,14 | 27,06 | 15,05 | 8,51 | |
| | | 15 | 20,15 | 13,68 | 09,83 | 05,48 | |
| | 32,79° | 06 | 41,33 | 31,46 | 14,32 | 8,19 | |
| | | 15 | 28,55 | 23,18 | 11,63 | 07,77 | |
| | 33,05° | 06 | 38,12 | 28,52 | 22,28 | 12,99 | |
| | | 15 | 21,51 | 17,20 | 10,35 | 05,67 | |
| | 38,70° | 06 | 43,02 | 26,22 | 15,11 | 08,35 | |
| | | 15 | 24,37 | 13,11 | 13,02 | 6,83 | |

Les figures suivantes représentent l'évolution des valeurs du déplacement pour tous les modèles (Maillage très fin et grossier, nombre de nœuds de l'élément de base) fonction de l'angle de frottement (déplacement en fonction de l'angle de frottement $U = F(\phi)$).

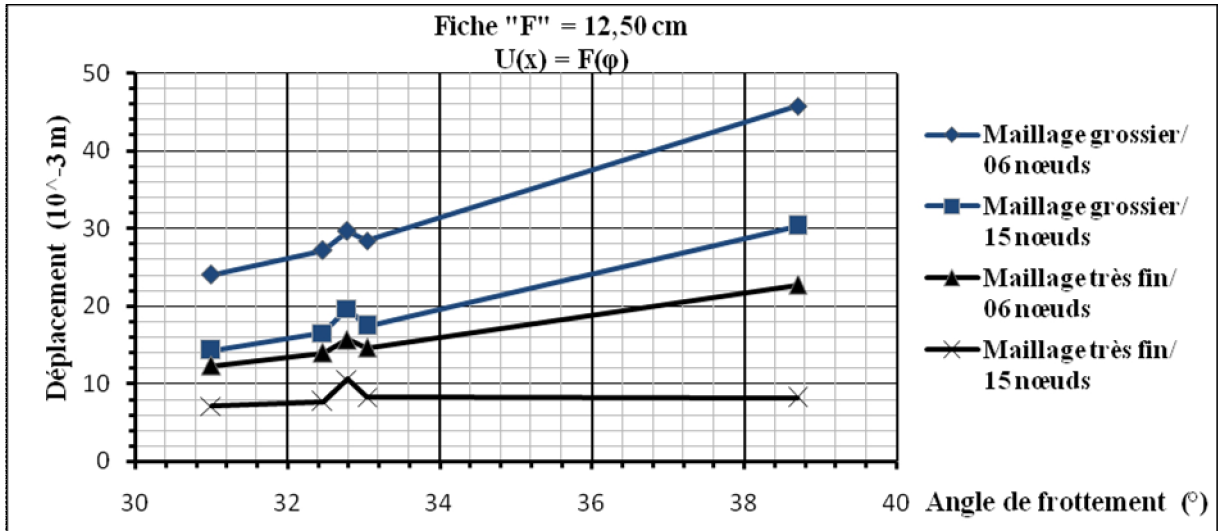


Fig. V- 8: Graphes $U(x) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 12,50 cm.

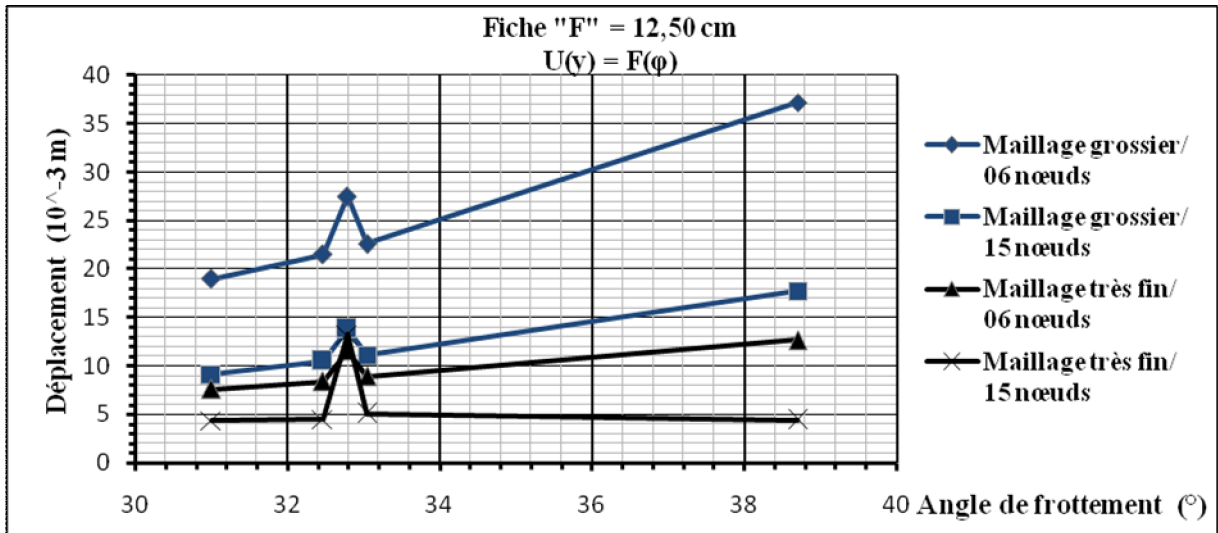


Fig. V- 9: Graphes $U(y) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 12,50 cm.

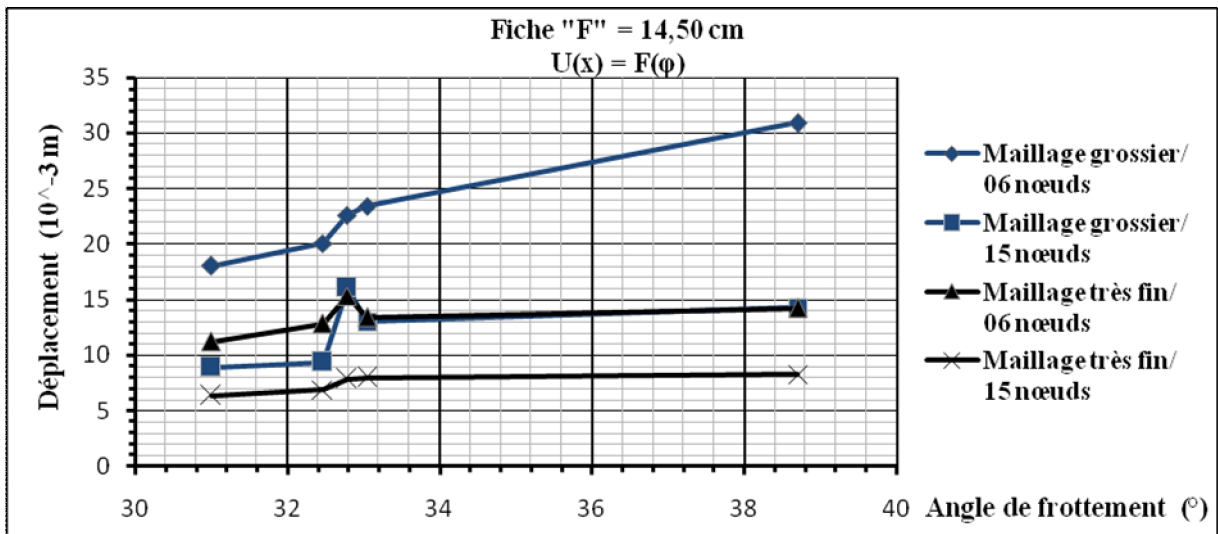


Fig. V- 10: Graphes $U(x) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 14,50 cm.

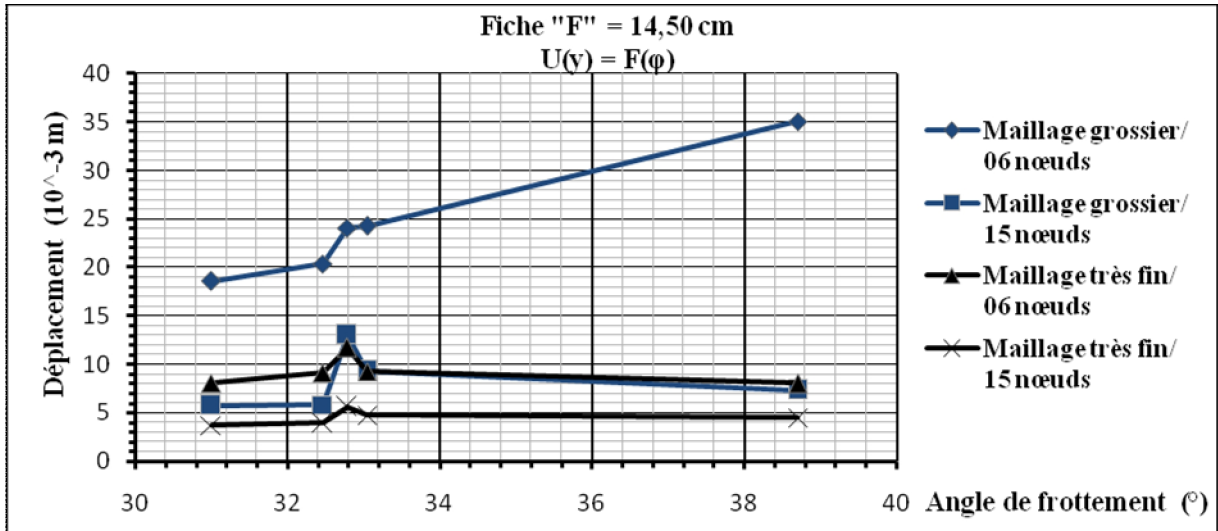


Fig. V- 11: Graphes $U(y) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 14,50 cm.

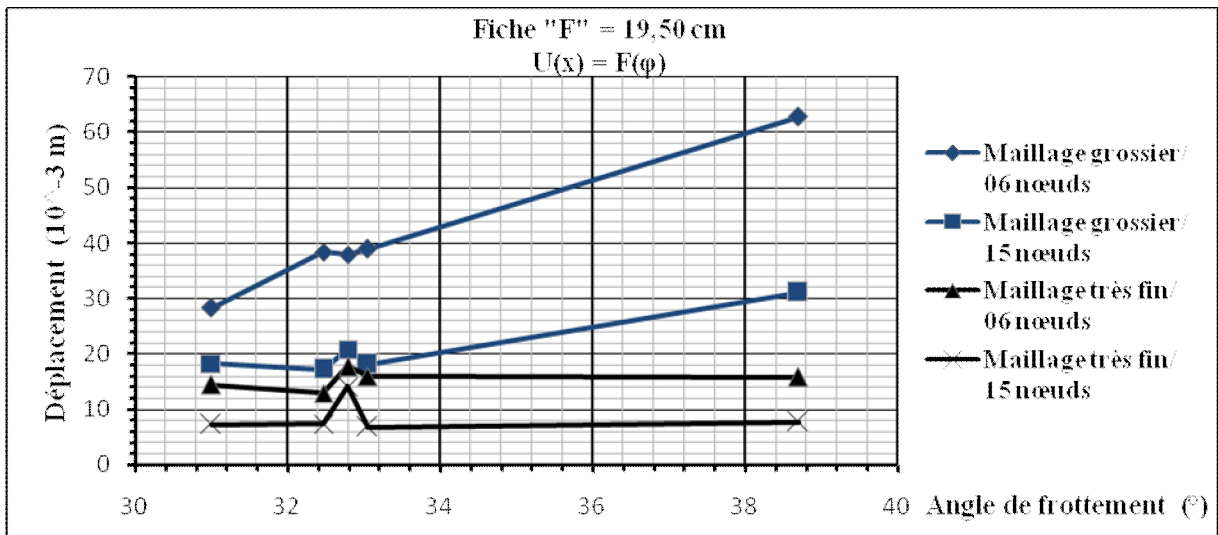


Fig. V- 12: Graphes $U(x) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 19,50 cm.

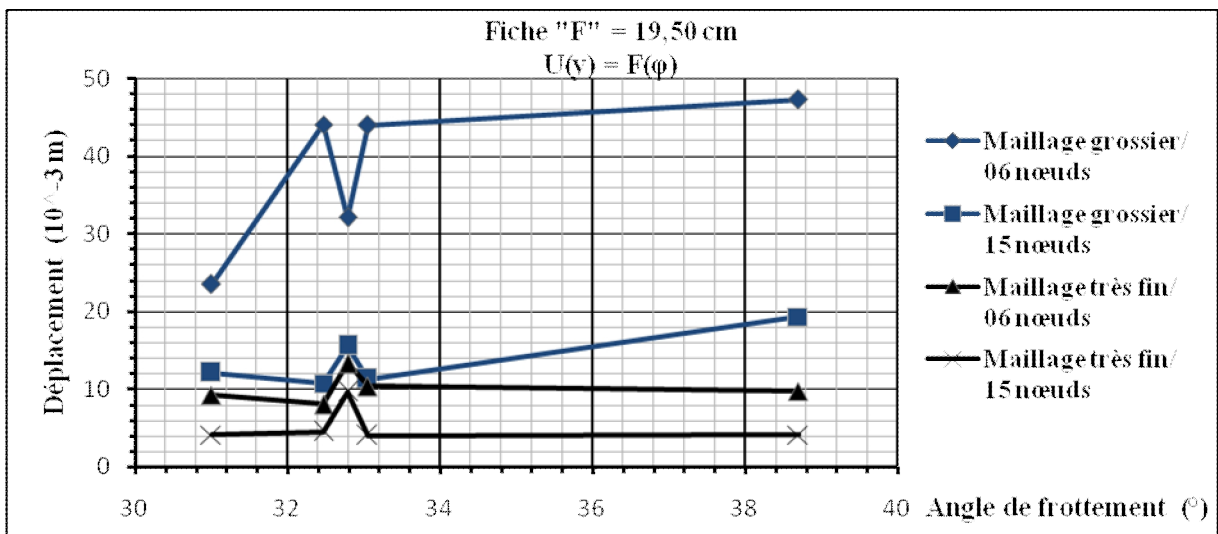


Fig. V- 13: Graphes $U(y) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 19,50 cm.

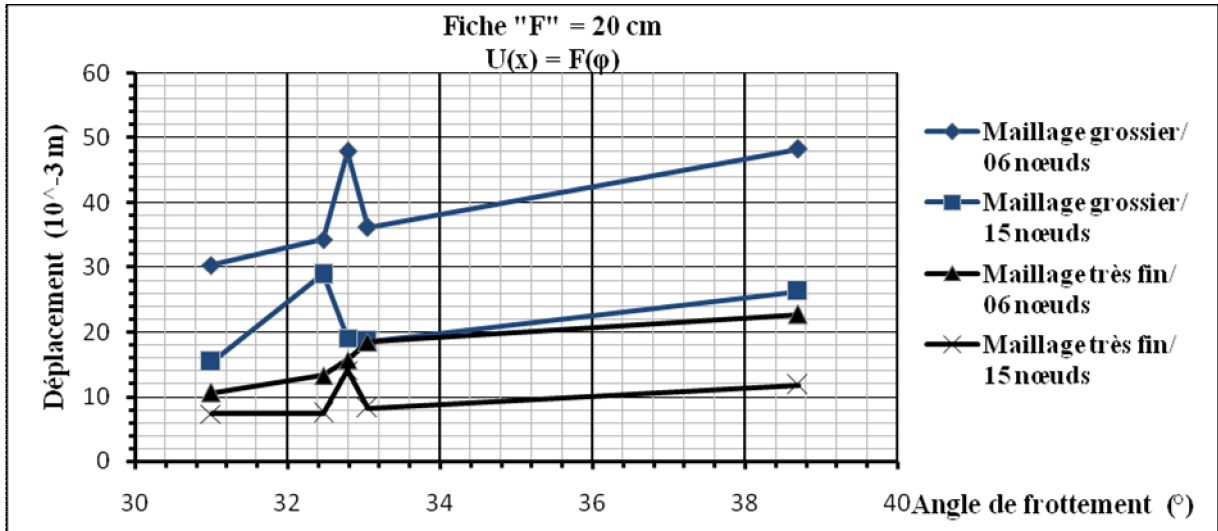


Fig. V- 14: Graphes $U(x) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 20 cm.

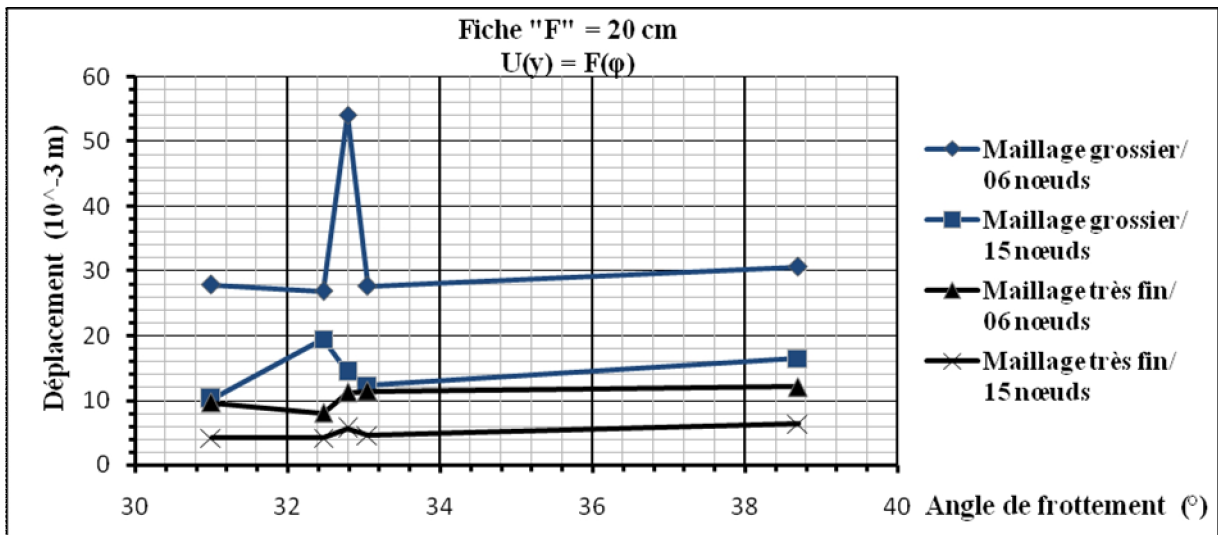


Fig. V- 15: Graphes $U(y) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 20 cm.

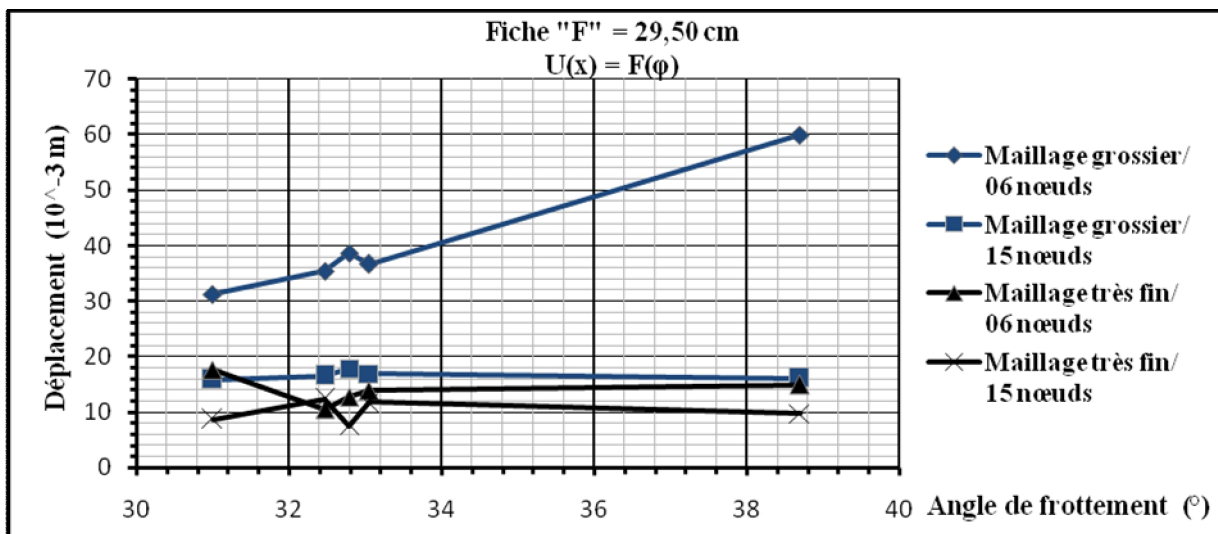


Fig. V- 16: Graphes $U(x) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 29,50 cm.

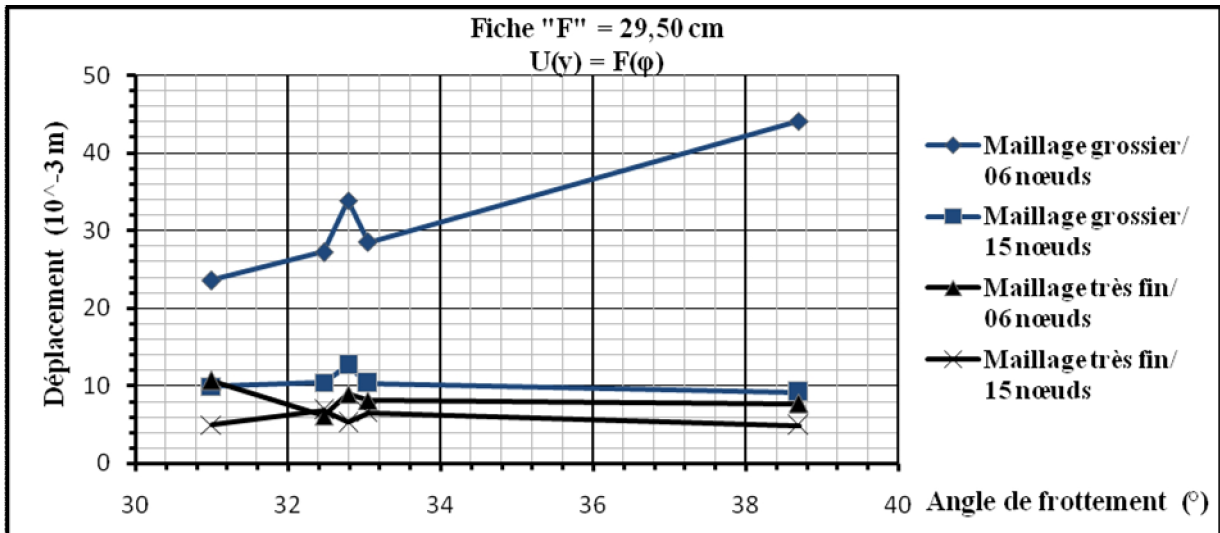


Fig. V- 17: Graphes $U(y) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 29,50 cm.

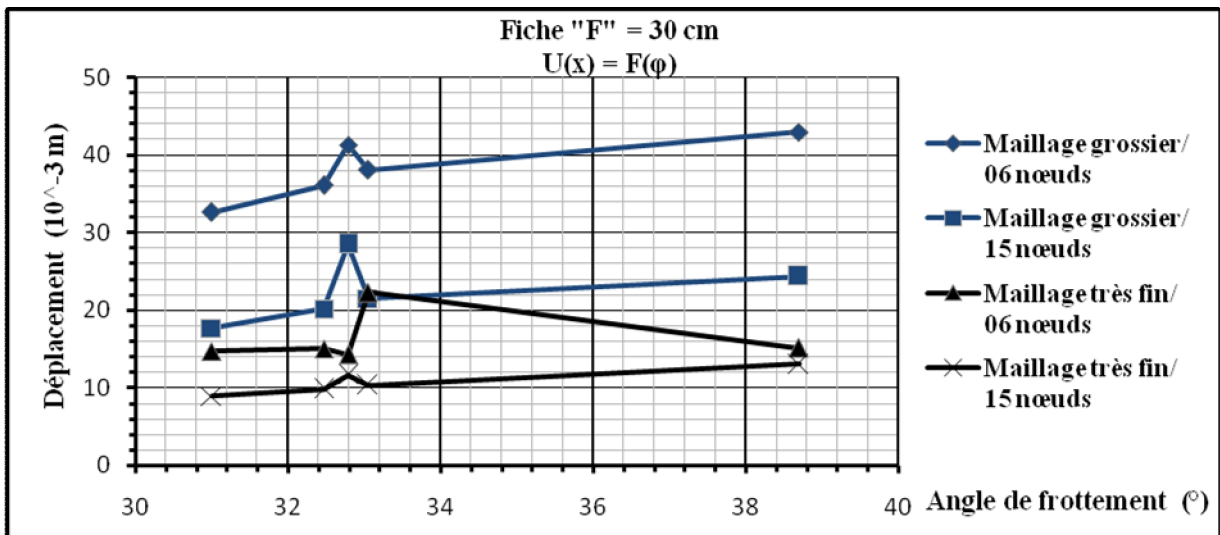


Fig. V- 18: Graphes $U(x) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 30 cm.

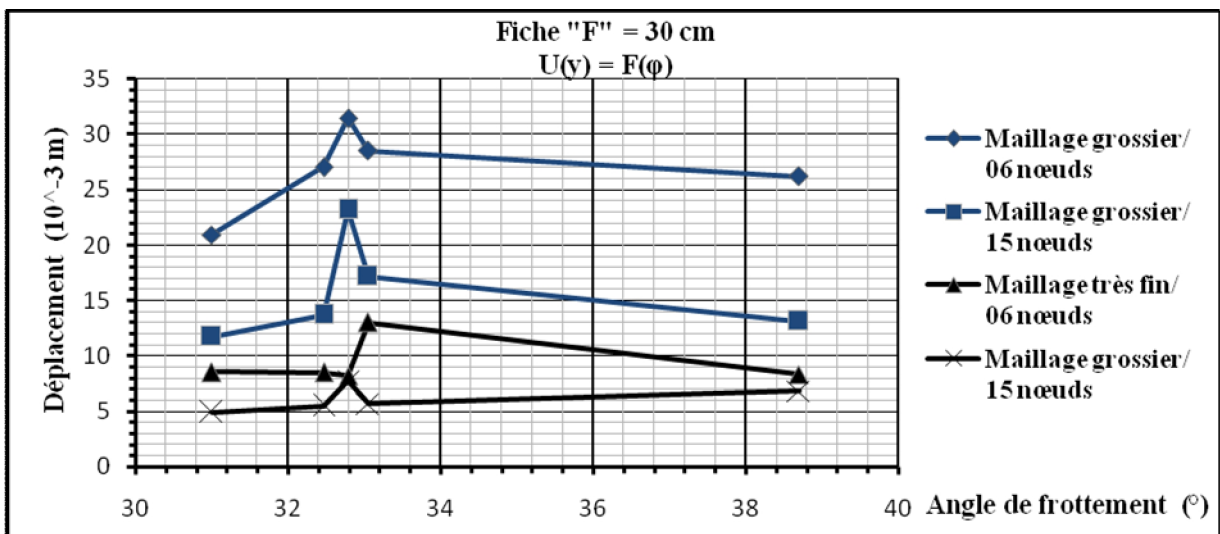


Fig. V- 19: Graphes $U(x) = F(\varphi)$ pour la hauteur de fiche = 30cm.

1.2.1. Ratio des déplacements

Dans les tableaux suivants sont exprimés en pourcentage les rapports entre les différents déplacements, ces ratios sont les suivants :

- Maillage grossier : Déplacement $U(x, y)$ avec 15 nœuds/ $U(x, y)$ avec 06 nœuds,
- Maillage très fin : Déplacement $U(x, y)$ avec 15 nœuds/ $U(x, y)$ avec 06 nœuds,
- Rapport entre les résultats obtenus avec les deux types de maillage déplacement : $U(x, y)$ avec 06 nœuds (maillage très fin) / $U(x, y)$ avec 06 nœuds (maillage grossier), et $U(x, y)$ avec 0 nœuds (maillage très fin)/ $U(x, y)$ avec 15 nœuds (maillage grossier).

Tableau V- 3: Ration entre les résultats du même type de maillage.

| Fiche (cm) | φ (°) | Maillage grossier | | Maillage très fin | |
|------------|---------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | | Ratio (%) U_x (15N/6N) | Ratio (%) U_y (15N/6N) | Ratio (%) U_x (15N/6N) | Ratio (%) U_y (15N/6N) |
| 12.50 | 31° | 59,41 | 48,05 | 57,98 | 57,12 |
| | 32,47° | 60,81 | 48,79 | 54,88 | 53,75 |
| | 32,79° | 66,26 | 50,15 | 67,43 | 114,55 |
| | 33,05° | 61,24 | 49,09 | 56,74 | 57,03 |
| | 38,70° | 66,30 | 47,66 | 35,84 | 34,83 |
| 14.50 | 31° | 49,22 | 31,02 | 56,86 | 45,72 |
| | 32,47° | 46,68 | 28,59 | 53,67 | 43,04 |
| | 32,79° | 71,02 | 53,98 | 51,34 | 47,74 |
| | 33,05° | 55,60 | 38,45 | 59,58 | 51,40 |
| | 38,70° | 46,21 | 20,87 | 58,05 | 56,16 |
| 19.50 | 31° | 64,21 | 51,55 | 50,00 | 44,58 |
| | 32,47° | 45,02 | 24,31 | 57,24 | 55,78 |
| | 32,79° | 54,87 | 48,45 | 79,27 | 72,41 |
| | 33,05° | 46,59 | 25,75 | 42,65 | 38,67 |
| | 38,70° | 49,52 | 40,78 | 48,58 | 42,08 |
| 20.00 | 31° | 50,48 | 36,52 | 69,31 | 43,65 |
| | 32,47° | 84,22 | 72,17 | 56,23 | 52,31 |
| | 32,79° | 39,70 | 26,46 | 89,90 | 50,58 |
| | 33,05° | 51,33 | 44,31 | 44,82 | 39,77 |
| | 38,70° | 54,38 | 53,64 | 52,07 | 52,45 |
| 29.50 | 31° | 50,75 | 42,12 | 48,86 | 46,16 |
| | 32,47° | 46,63 | 38,11 | 117,30 | 112,25 |
| | 32,79° | 46,18 | 37,20 | 59,31 | 58,81 |
| | 33,05° | 46,03 | 36,12 | 85,00 | 80,82 |
| | 38,70° | 26,75 | 20,79 | 65,30 | 62,78 |
| 30.00 | 31° | 54,15 | 55,92 | 60,82 | 57,56 |
| | 32,47° | 55,76 | 50,55 | 65,32 | 64,39 |
| | 32,79° | 69,08 | 73,68 | 81,22 | 94,87 |
| | 33,05° | 56,43 | 60,31 | 46,45 | 43,65 |
| | 38,70° | 56,65 | 50,00 | 86,17 | 81,80 |

Tableau V- 4: Ratio entre les résultats des deux types de maillage.

| Fiche (cm) | φ (°) | Maillage (très fin/grossier) | | | |
|------------|---------------|------------------------------|-------------------------|---------------------------|---------------------------|
| | | Ratio (%) Ux (6N/6N) | Ratio (%) Uy (6N/6N) | Ratio (%) Ux (15N/15N) | Ratio (%) Uy (15N/15N) |
| 12.50 | 31° | 51,02 | 39,89 | 49,79 | 47,43 |
| | 32,47° | 51,34 | 38,99 | 46,34 | 42,95 |
| | 32,79° | 52,83 | 42,03 | 53,77 | 96,01 |
| | 33,05° | 51,34 | 39,35 | 47,56 | 45,72 |
| | 38,70° | 49,67 | 34,03 | 26,85 | 24,87 |
| 14.50 | 31° | 62,20 | 43,39 | 71,85 | 63,95 |
| | 32,47° | 63,94 | 44,78 | 73,50 | 67,41 |
| | 32,79° | 67,92 | 48,59 | 49,10 | 42,97 |
| | 33,05° | 57,31 | 38,28 | 61,41 | 51,18 |
| | 38,70° | 46,05 | 22,89 | 57,84 | 61,61 |
| 19.50 | 31° | 50,79 | 39,12 | 39,55 | 33,83 |
| | 32,47° | 33,64 | 18,24 | 42,77 | 41,85 |
| | 32,79° | 46,71 | 41,48 | 67,48 | 62,00 |
| | 33,05° | 41,02 | 23,53 | 37,56 | 35,33 |
| | 38,70° | 25,27 | 20,51 | 24,79 | 21,16 |
| 20.00 | 31° | 34,87 | 34,41 | 47,88 | 41,12 |
| | 32,47° | 38,58 | 29,77 | 25,76 | 21,58 |
| | 32,79° | 32,68 | 20,68 | 74,01 | 39,54 |
| | 33,05° | 50,97 | 41,13 | 44,50 | 36,92 |
| | 38,70° | 47,05 | 39,37 | 45,05 | 38,49 |
| 29.50 | 31° | 56,39 | 45,25 | 54,29 | 49,60 |
| | 32,47° | 29,69 | 22,47 | 74,70 | 66,18 |
| | 32,79° | 32,94 | 26,28 | 42,30 | 41,55 |
| | 33,05° | 37,82 | 28,36 | 69,85 | 63,46 |
| | 38,70° | 24,83 | 17,46 | 60,62 | 52,72 |
| 30.00 | 31° | 45,02 | 40,70 | 50,57 | 41,89 |
| | 32,47° | 41,64 | 31,45 | 48,78 | 40,06 |
| | 32,79° | 34,65 | 26,03 | 40,74 | 33,52 |
| | 33,05° | 58,45 | 45,55 | 48,12 | 32,97 |
| | 38,70° | 35,12 | 31,85 | 53,43 | 52,10 |

1.2.2. Diagrammes effort-déplacement : $F=F(U_x)$

Les figures suivantes représentent le diagramme de l'effort F_x selon le sens x en fonction du déplacement U_x . Ces diagrammes regroupent tous les paramètres (angle de frottement, le type de maillage, le nombre de nœuds de l'élément de base et hauteurs de fiches). Chaque diagramme est identifié par la hauteur de fiche, angle de frottement, nombre de nœuds (F , φ , nombre de nœuds).

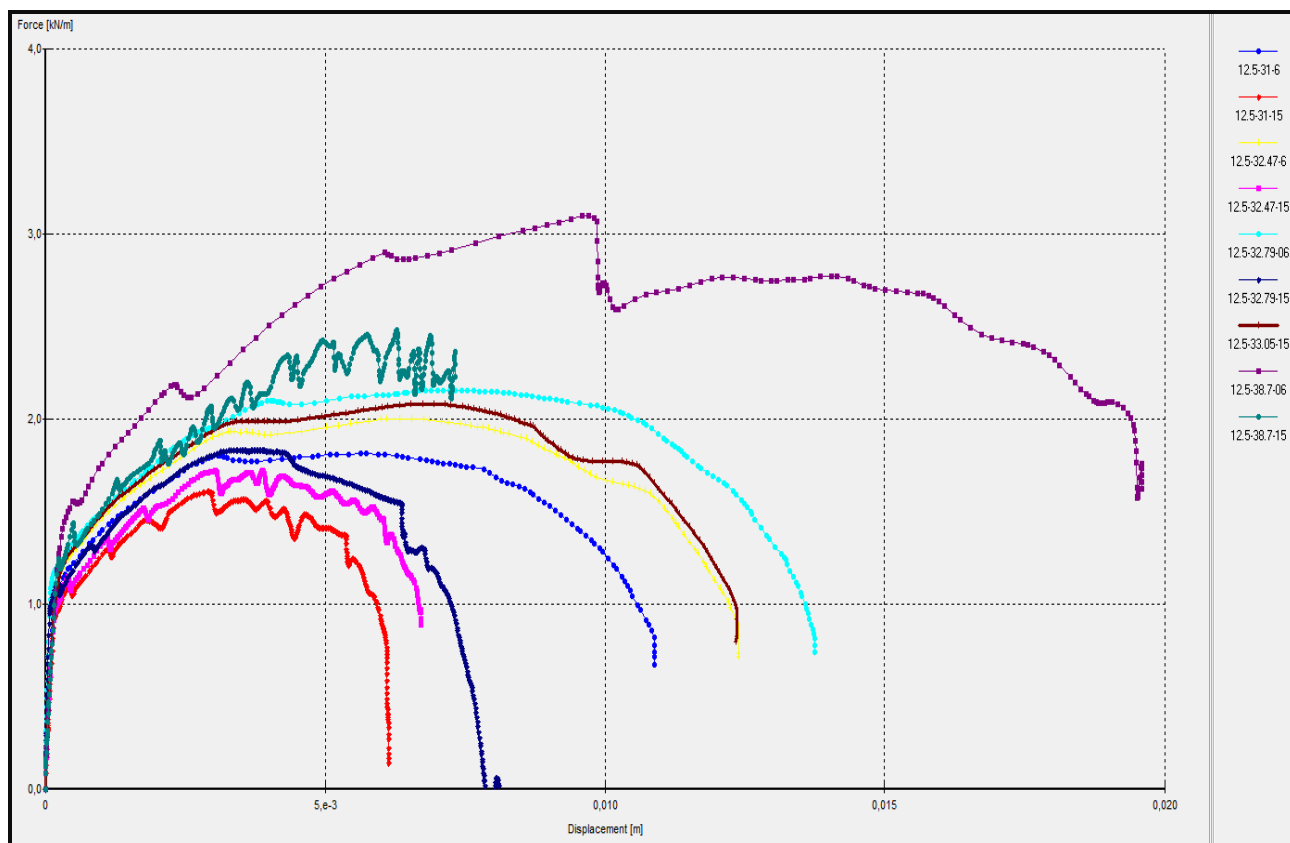


Fig. V- 20: Diagrammes $F= F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 12,50 cm et un maillage très fin.

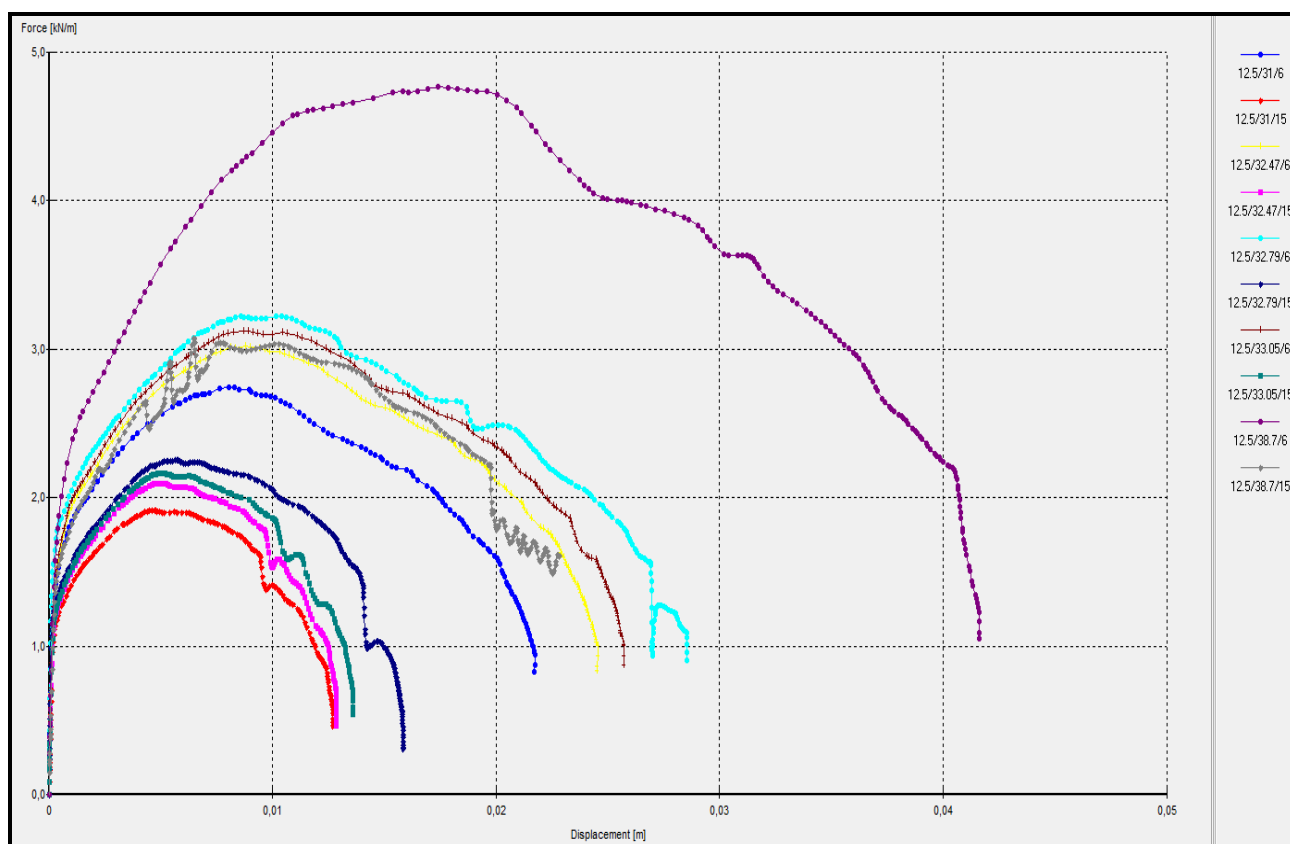


Fig. V- 21: Diagrammes $F= F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 12,50 cm et un maillage grossier.

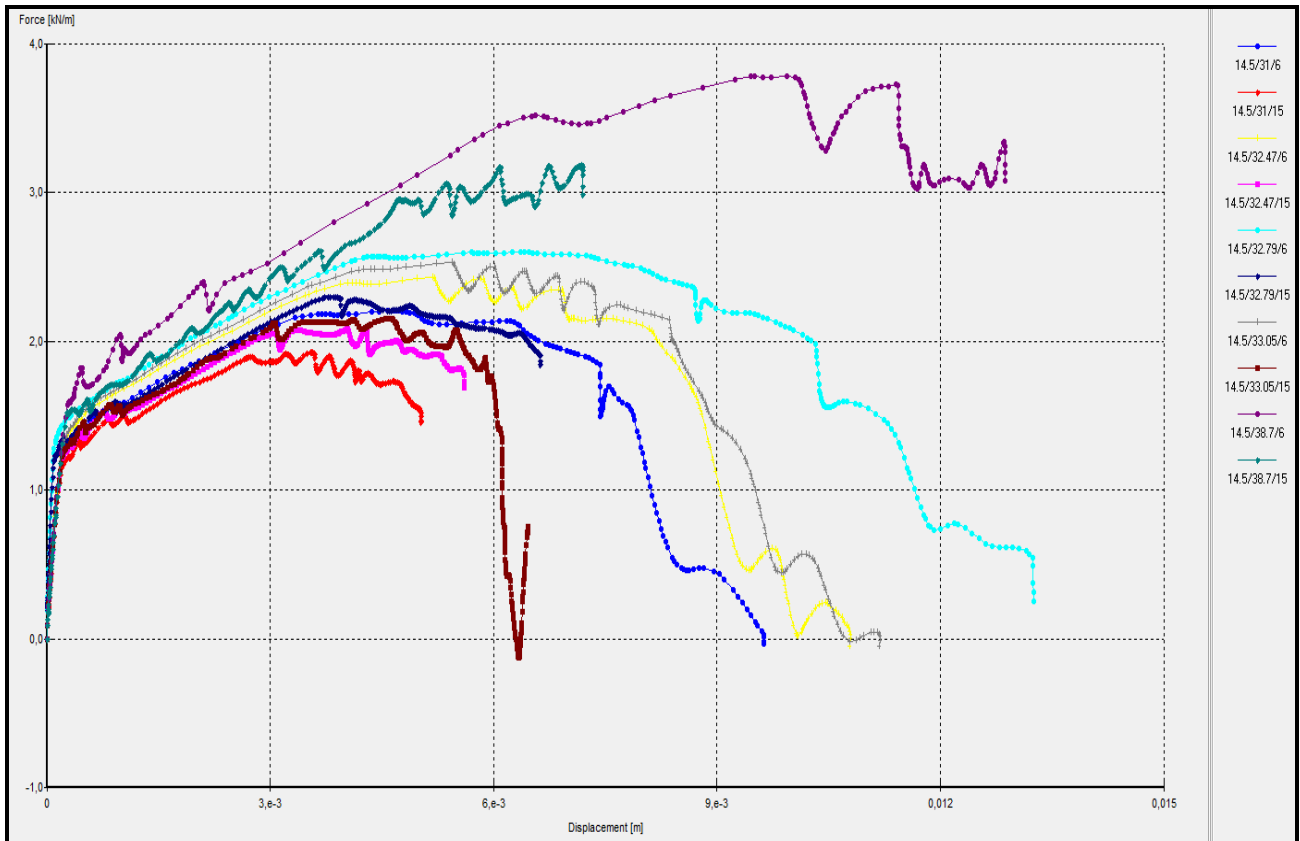


Fig. V- 22: Diagrammes $F= F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 14,50 cm et un maillage très fin.

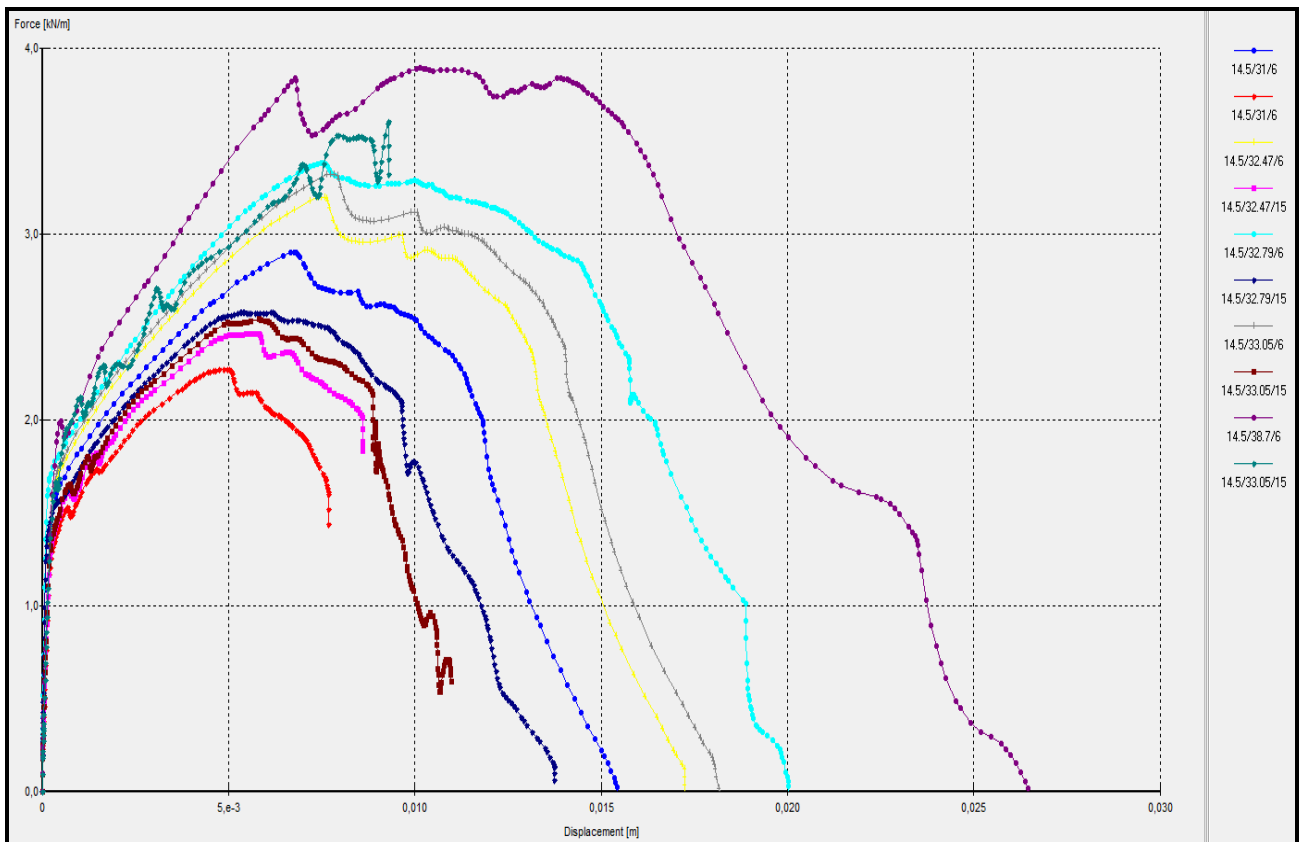


Fig. V- 23: Diagrammes $F= F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 14,50 cm et un maillage grossier

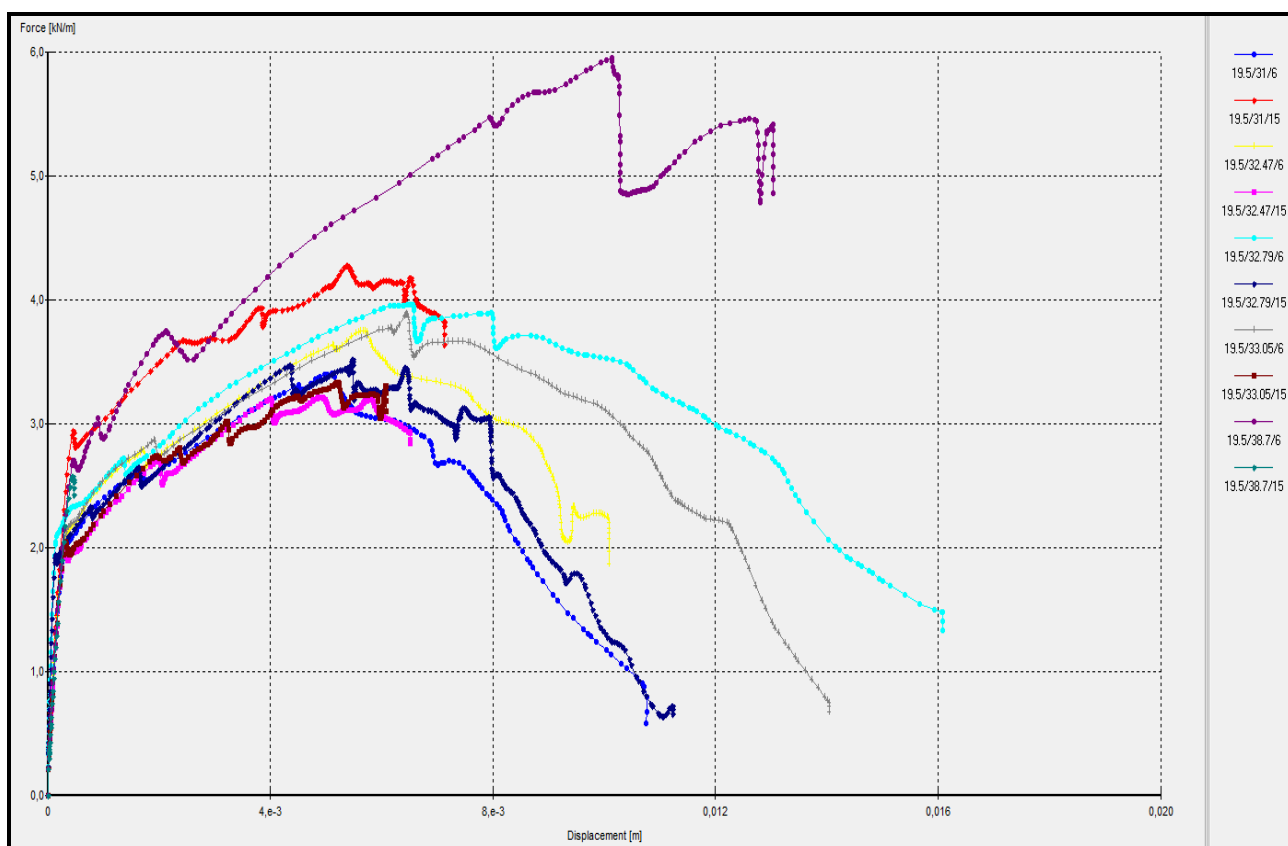


Fig. V- 24: Diagrammes $F= F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 19,50 cm et un maillage très fin.

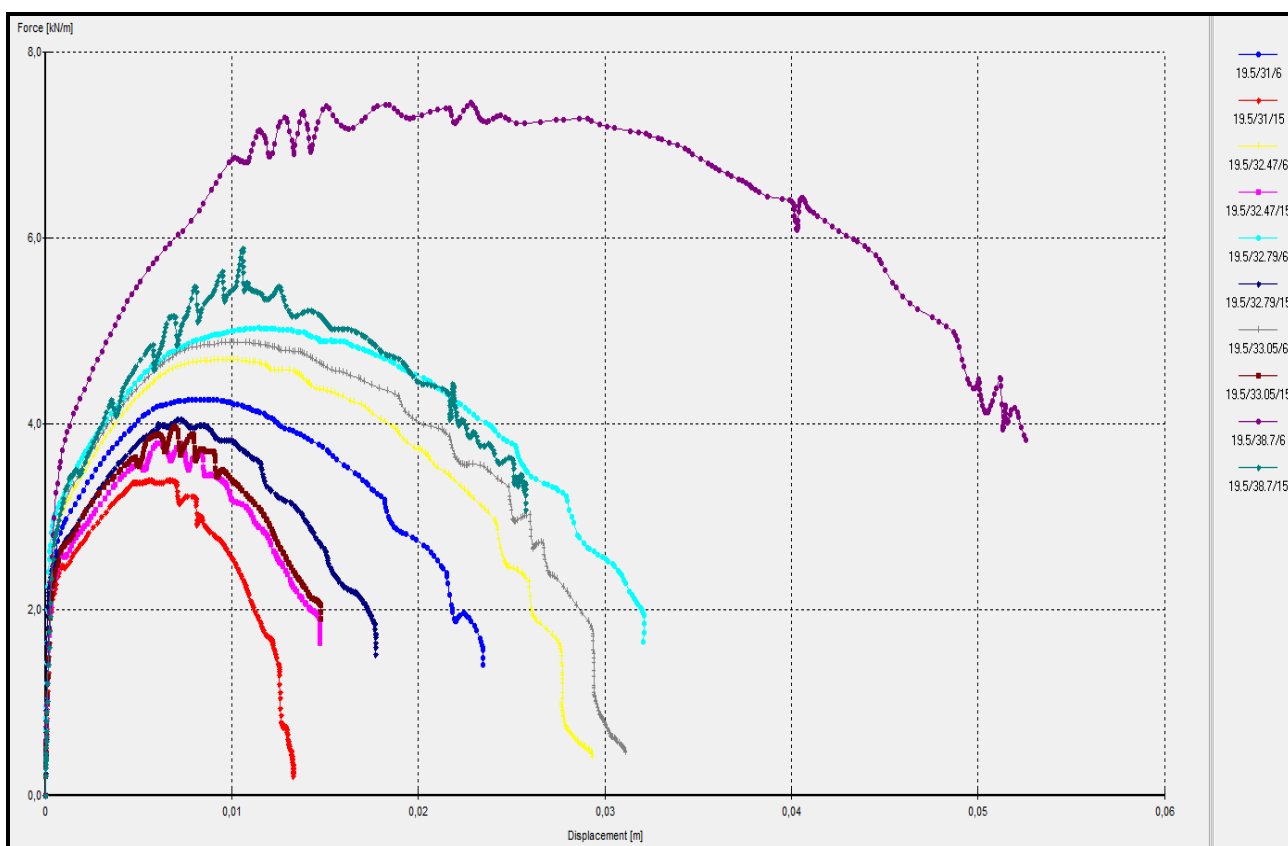


Fig. V- 25: Diagrammes $F= F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 19,50 cm et un maillage grossier.

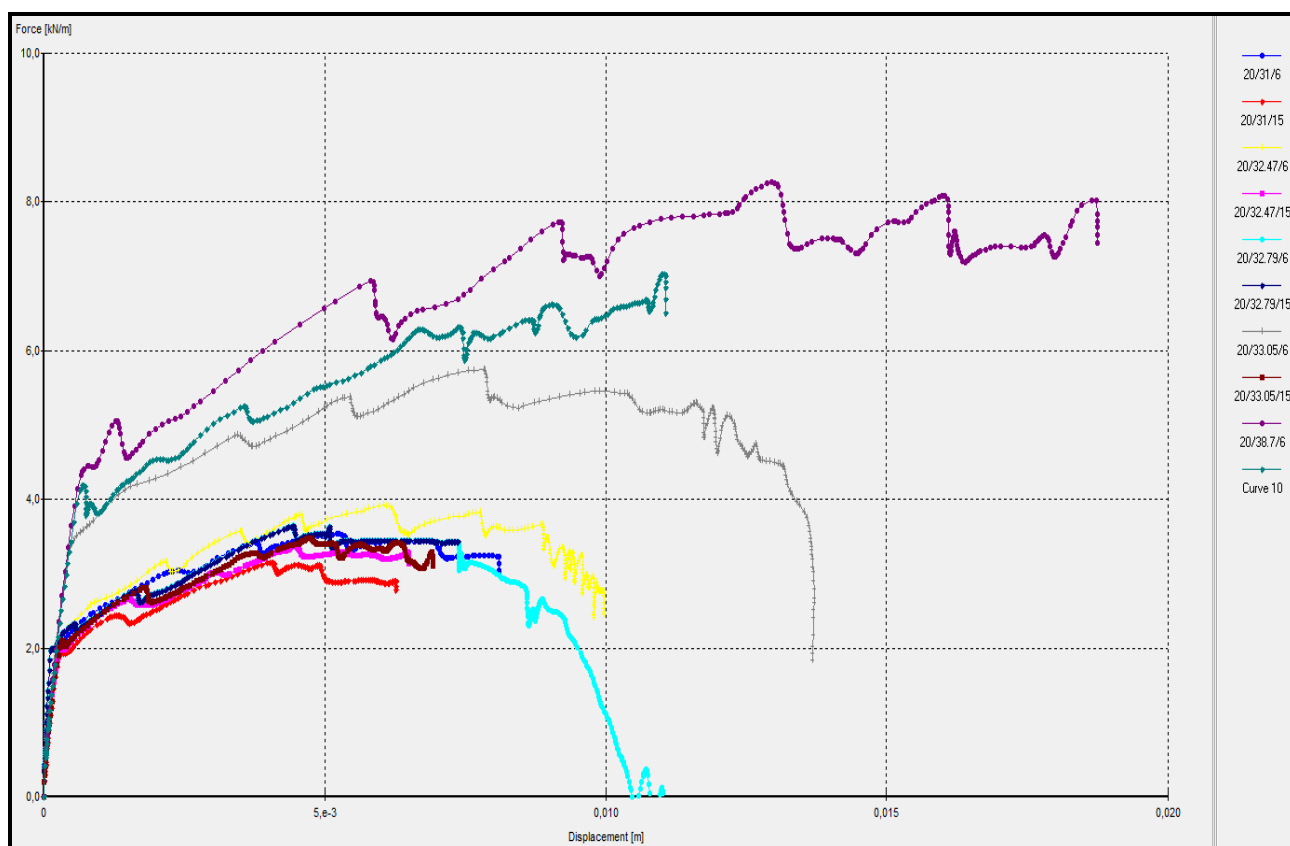


Fig. V- 26: Diagrammes $F= F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 20 cm et un maillage très fin.

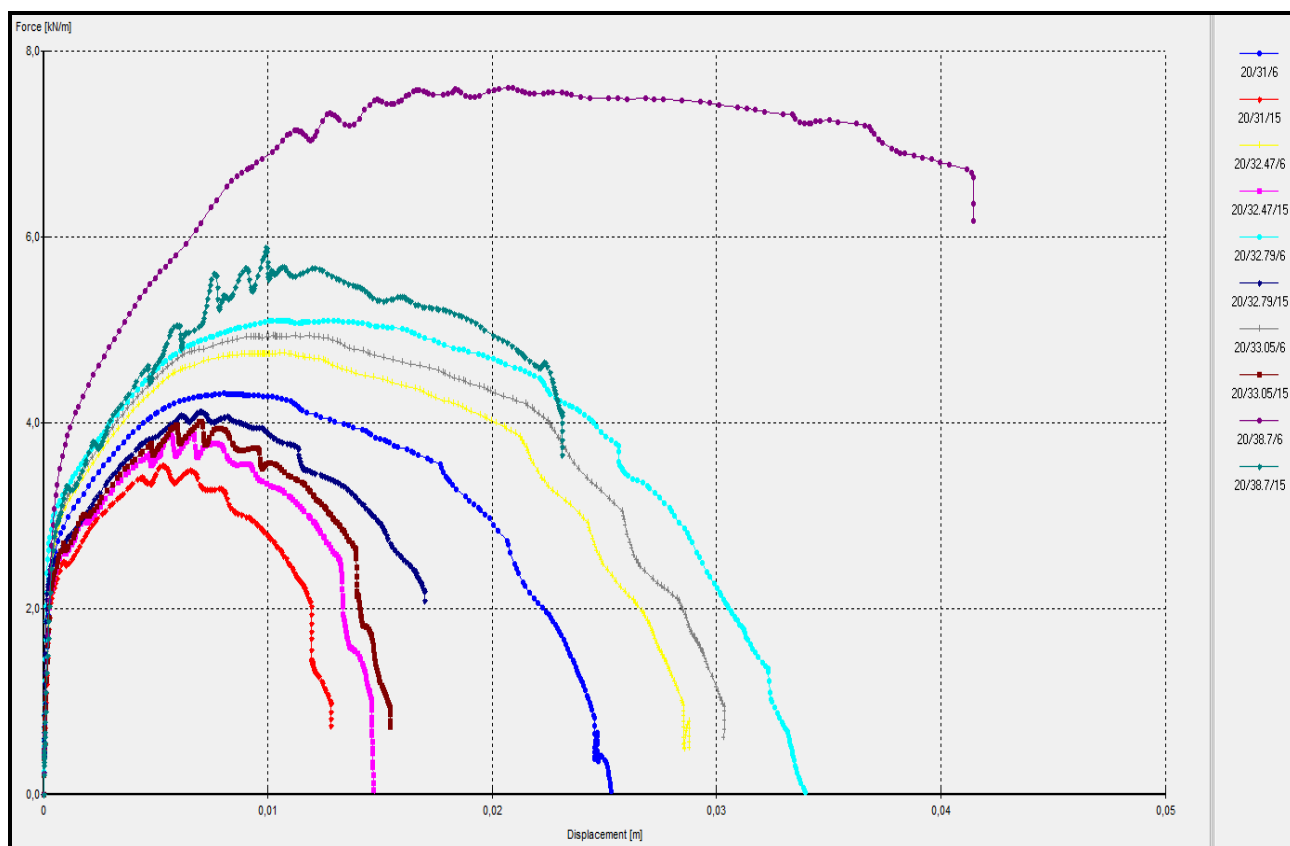


Fig. V- 27: Diagrammes $F= F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 20 cm et un maillage grossier.

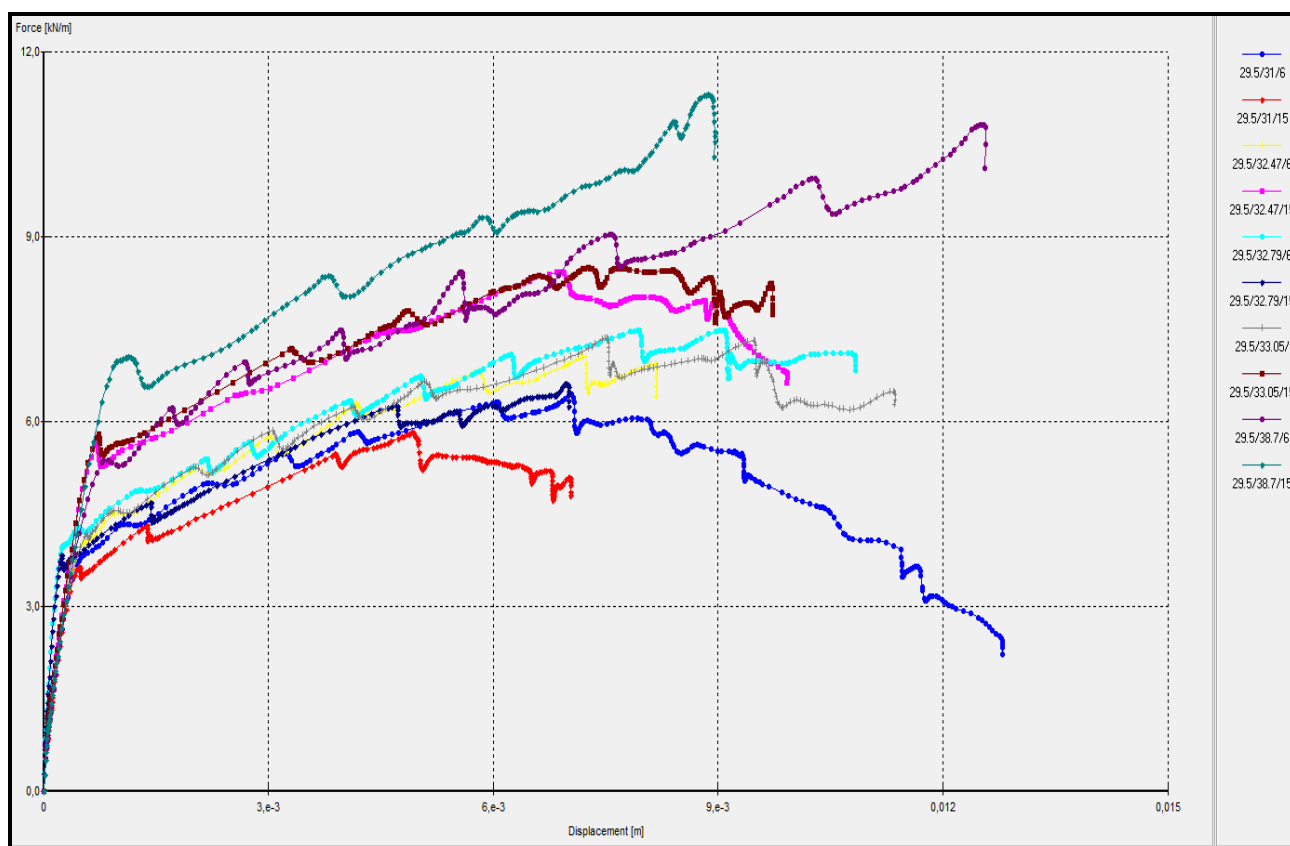


Fig. V- 28: Diagrammes $F= F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 29,50 cm et un maillage très fin.

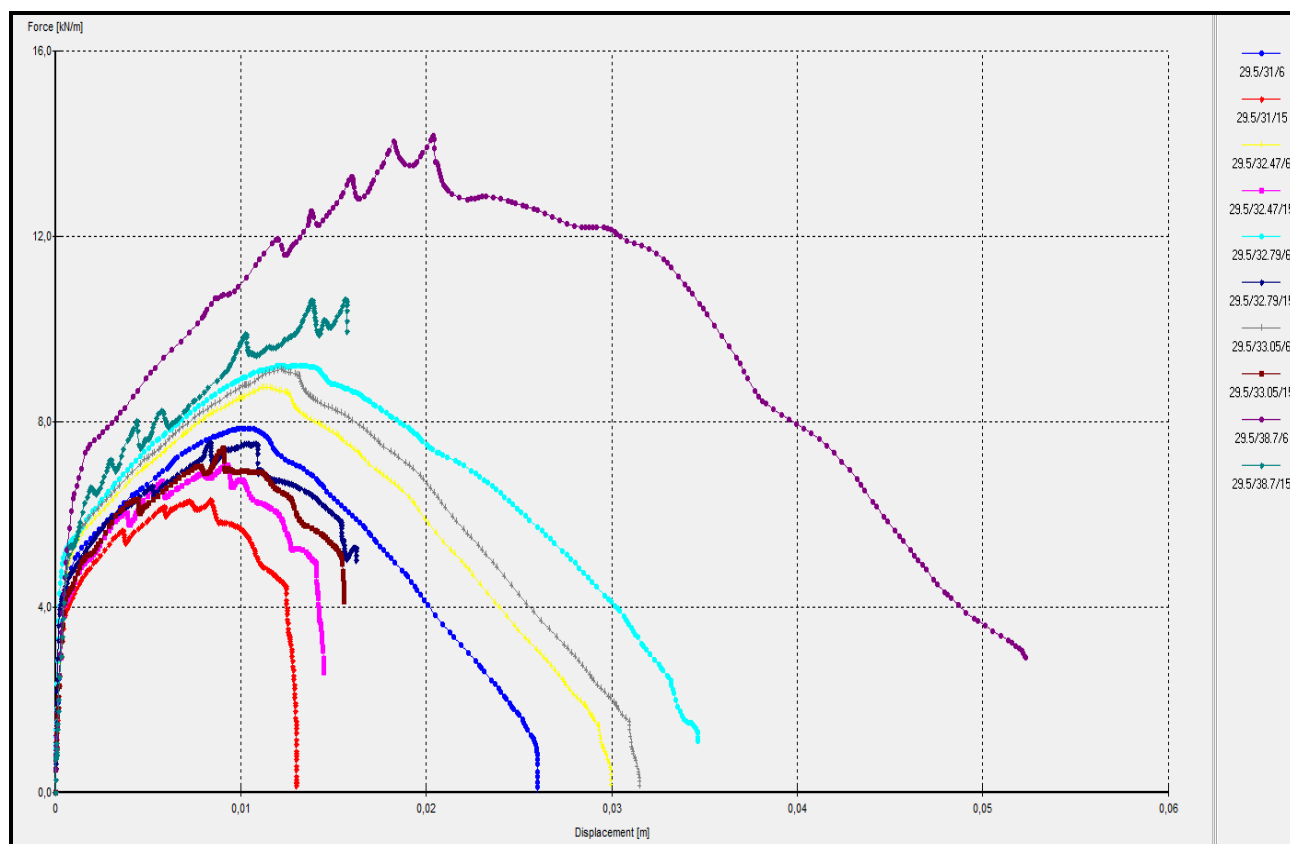


Fig. V- 29: Diagrammes $F= F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 29,50 cm et un maillage grossier.

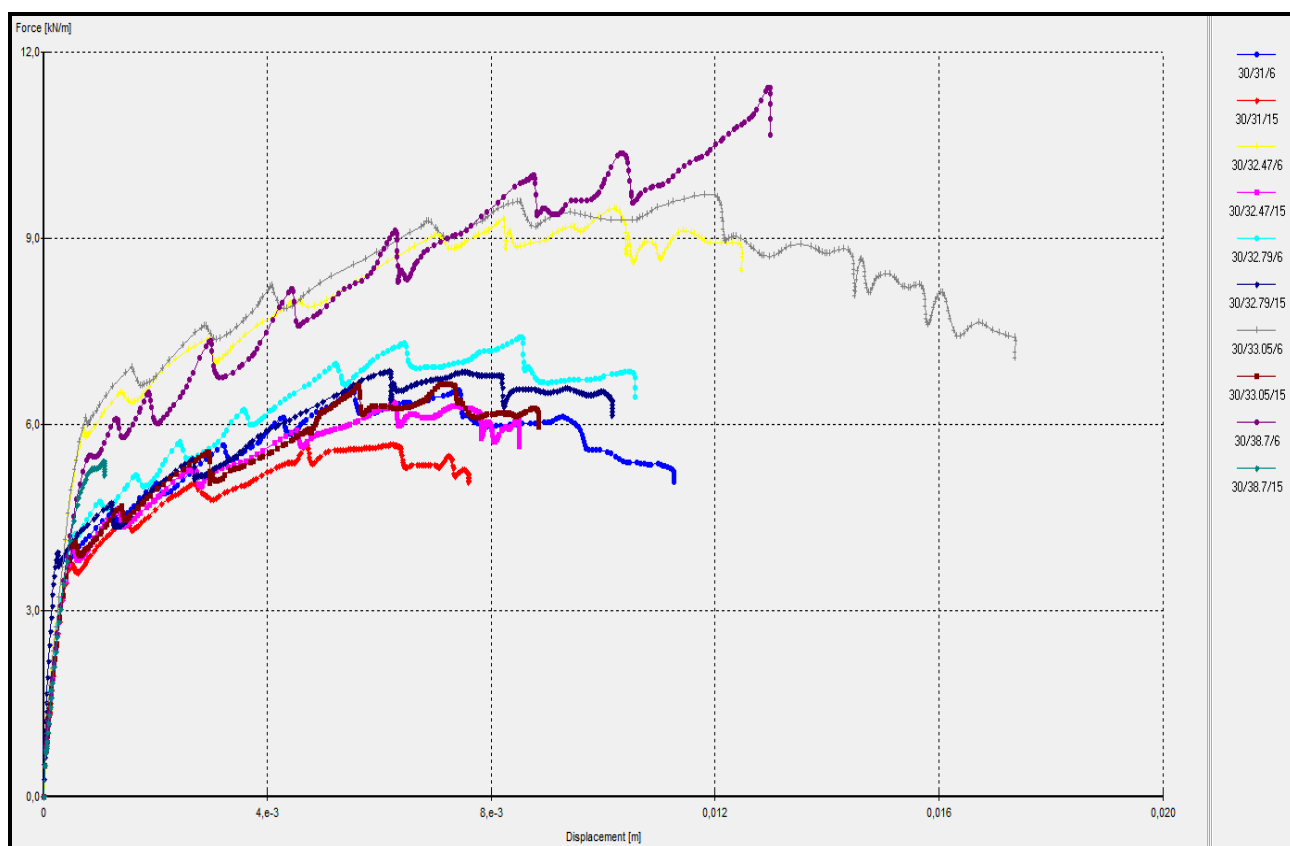


Fig. V- 30: Diagrammes $F= F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 30 cm et un maillage très fin.

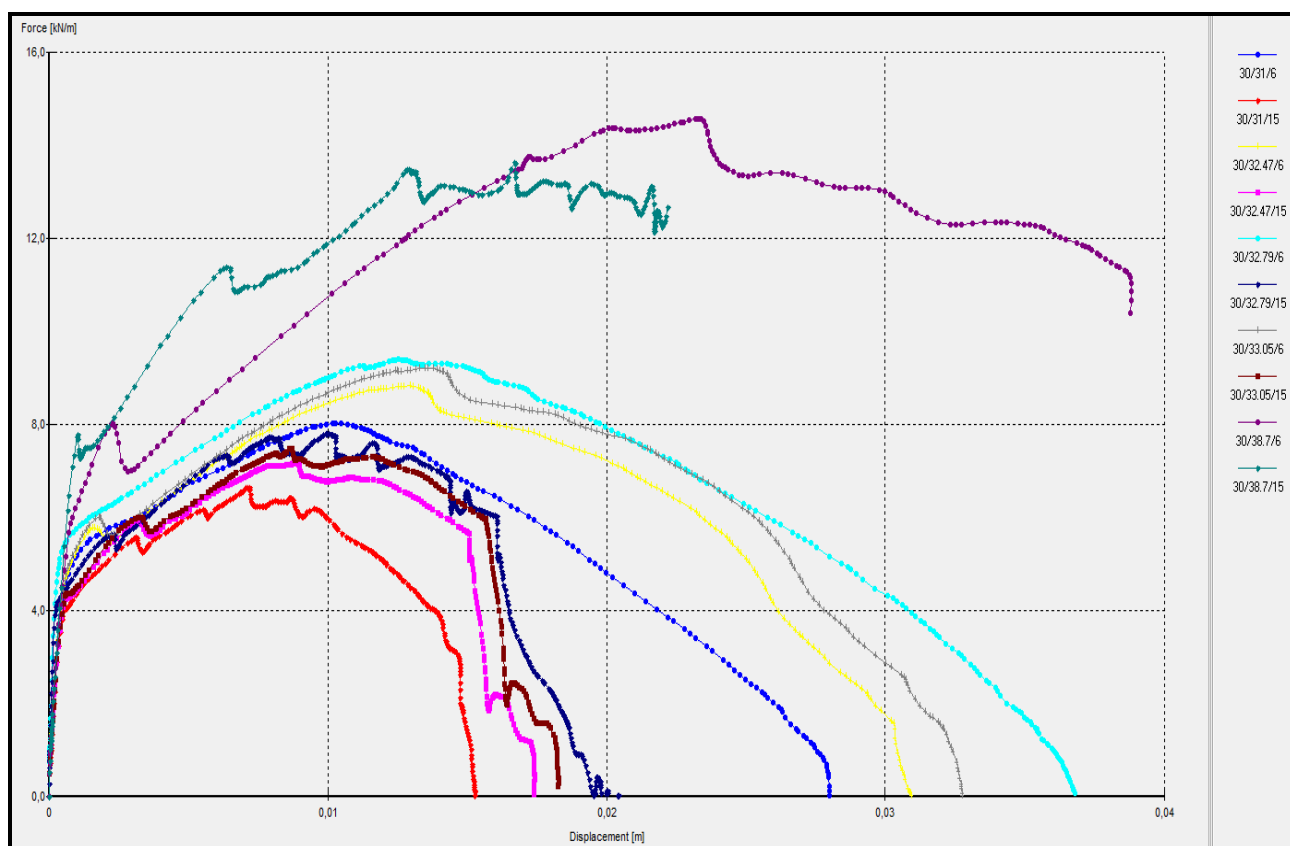


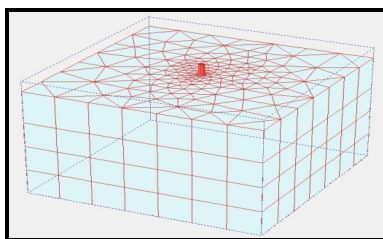
Fig. V- 31: Diagrammes $F= F(U_x)$ pour une hauteur de fiche égale à 30 cm et un maillage grossier

1.3. Observation et conclusion

Après observation des résultats obtenus par la modélisation en 2 dimensions et des différentes courbes (déplacements en fonction de l'angle de frottement et courbes effort-déplacement). Les conclusions suivantes peuvent être déterminées :

- Les valeurs des déplacements obtenues sont toutes de l'ordre du millimètre (10^{-3} mètre),
- Les déformations produites (bourrelet et creux) sont obtenues pour tous les modèles analysés,
- l'augmentation de l'angle de frottement φ provoque une augmentation dans la valeur du déplacement,
- Constatations d'une différence de résultats donnés par les 2 types de modèles, ainsi qu'une différence dans les résultats donnés par les modèles avec le même maillage et un nombre d'éléments différents. Cette différence est exprimée en ration dans le tableau V-3 et V-4,
- La différence entre les résultats obtenus par les modèles avec le même type de maillage et un élément avec un nombre de nœuds différents est comprise dans un intervalle de [40% ÷ 60%] et une valeur moyenne de 50%. $[U_x, U_y (15 \text{ nœuds})] = 50\% [U_x, U_y (06 \text{ nœuds})]$,
- La différence entre les résultats obtenus par les modèles avec un type de maillage différent et un élément avec un nombre de nœuds identique est comprise entre [40% ÷ 60%] et une valeur moyenne de 50%. $[U_x, U_y (\text{Maillage très fin})] = 50\% [U_x, U_y (\text{Maillage grossier})]$,
- Les courbes d'effort-déplacement indiquent que l'effort maximal atteint par les modèles avec 15 nœuds est inférieur à celui atteint par les modèles à 6 nœuds. En ce qui concerne le maillage, il s'avère que l'effort maximal atteint par les modèles avec un maillage grossier est supérieur à celui des modèles avec un maillage très fin.

2. Résultats de la modélisation en 3 dimensions : Pieu isolé



Introduction

Cette partie est réservée aux résultats obtenus lors de la modélisation en 3 dimensions avec le logiciel PLAXIS 3D FOUNDATION Version 1.1 du système pieu-sol. Cette modélisation vient en complément de la modélisation en 2 dimensions du système pieu-sol et prend pour base les résultats obtenus par cette dernière. Les objectifs à atteindre par cette démarche sont :

- Comprendre le comportement d'un sol environnant un pieu soumis à un chargement latéral en 2&3 dimensions et observer le mécanisme de déformation,
- La modélisation en 3 dimensions d'un groupe de pieux permet de déterminer l'entre axes pour lequel chaque pieu du groupe travaille comme étant un pieu isolé (disparition de l'effet de groupe),
- Observation de l'effet de bord et ses conséquences sur le comportement du modèle.

Tous les modèles élaborés pendant la modélisation en 3 dimensions sont effectués avec une section ($e \times B$) égale à (3×3) cm et une fiche avec une hauteur variable "F" (12,5 ; 14,5 ; 19,5 ; 20 ; 29,5 ; 30 cm). Ces modèles sont élaborés uniquement avec le sol dont l'angle de frottement est égal à $\varphi = 33,05^\circ$. Il est à souligner que les résultats discutés se résumeront aux déplacements mesurés sur la surface du sol.

La sollicitation appliquée pendant la modélisation (chargement) est tirée des résultats obtenus par la modélisation en 2 Dimensions est résumé dans le tableau V-5

Tableau V- 5: Effort latéral utilisé pour la modélisation en 3 dimensions

| Φ (°) | Fiche (cm) | Effort (KN) |
|------------|------------|-------------|
| 33,50 | 12,50 | 3,00 |
| | 14,50 | 4,00 |
| | 19,50 | 5,00 |
| | 20,00 | 5,00 |
| | 29,50 | 9,00 |
| | 30,00 | 10,00 |

2.1. Déformation et déplacements

Le comportement du sol environnant un pieu soumis à un chargement horizontal déterminé par une modélisation en 3 dimensions est similaire à celui obtenu par la modélisation en 2 dimensions (de manière analogue) du même problème. En effet il en résulte les mêmes types de déformations, la seule différence est que la première est en 3 dimensions (x, y, z) et la seconde en 2 dimensions (x, y). La figure V-32 (A) montre les modèles en 2 et 3 dimensions sans déformation, et la figures V-32 (B) montre les modèles en 2 et 3 dimensions déformés.

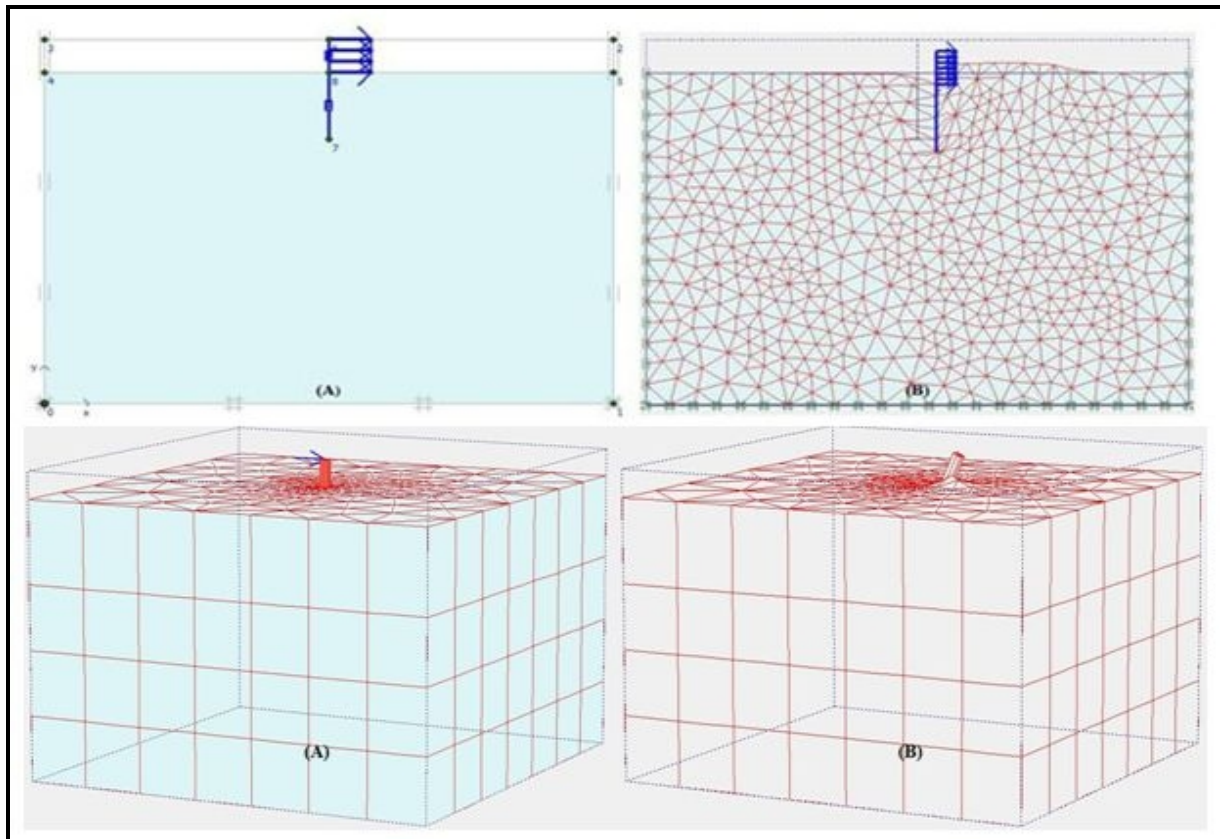


Fig. V- 32: Déformations en 2&3 dimensions.

2.1.1. Description de la déformation

La sollicitation appliquée au pieu a pour action de le faire avancer de manière latérale dans la direction du chargement. Ce déplacement latéral (horizontal) agit directement sur le sol environnant le pieu et le pousse à suivre ce déplacement. Ce mouvement crée deux types de déformations en même temps :

- Un bourrelet au devant du pieu,
- Un Creux à l'arrière du pieu.

Le bourrelet (bosse) créé à l'avant du pieu est un soulèvement du sol devant le pieu, cette forme bossue se crée lorsque le pieu dans son mouvement déplace les grains de sol au-devant de lui, ces grains développent une résistance (Butée) à cette sollicitation et pendant leur déformation se chevauchent, de ce chevauchement né le bourrelet (bosse). Ces dimensions sont en fonction de plusieurs paramètres tels que la hauteur de la fiche, la valeur de la sollicitation et le type de sol.

Le creux (vide) créé à l'arrière du pieu est le phénomène inverse par rapport au bourrelet. Car le pieu lors de son déplacement laisse un vide derrière lui. Selon le type de sol utilisé pour les essais (modélisation) le comportement devient différent. Dans notre cas où le sol utilisé est du sable (cohésion nulle) les grains de sol ont tendance à s'engouffrer dans ce vide (affaissement). Le sens de déplacement des grains de sol pendant ces déformations qui sont le bourrelet (bosse) et le creux (vide) est opposé l'un par rapport à l'autre.

La figure V-33 montre les déformations que subit le sol, La figure V-34(a) est un agrandissement des zones déformées :

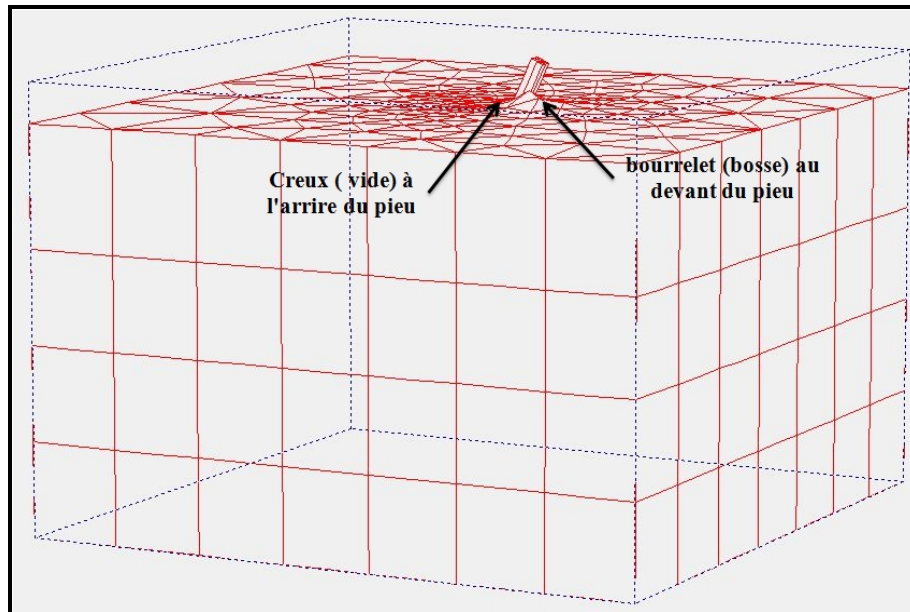


Fig. V- 33: Formes des déformations subites par le sol.

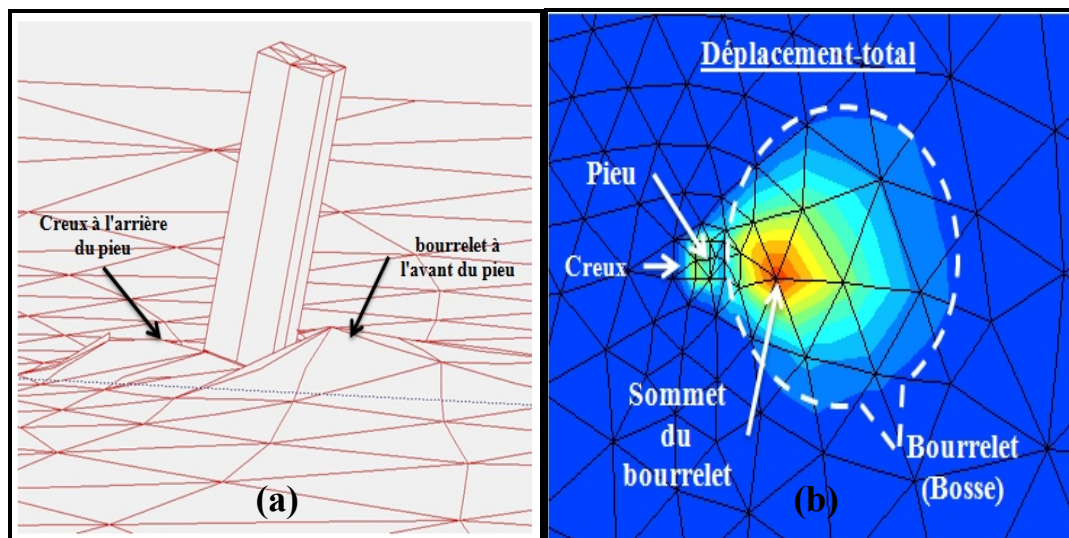


Fig. V- 34: bourrelet et creux.

La figure V-34(b) est un détail sur les déformations subit par le sol avec l'option d'affichage shadings du logiciel, elle montre les limites des déformations.

2.1.2. Direction est valeur du déplacement

Contrairement aux déformations qui résultent de la modélisation en 2 dimensions qui sont des déformations en 2 dimensions (déformations plane dans le plan x, y). Les déformations issues de la modélisation en 3 dimensions suivent les directions du repère (x, y, z). Pendant la création des deux types de déformations (le bourrelet et le creux), les grains de sol suivent les directions du repère (x, y, z) ce qui donne trois directions aux déplacements :

- Déplacement selon x (U_x),
- Déplacement selon y (U_y),
- Déplacement selon z (U_z).

2.1.3. Déplacements selon x : U_x

Le chargement appliqué au pieu est une sollicitation horizontale, pour les modèles élaborés, il s'agit de la direction x. le pieu pendant son déplacement imposé par la sollicitation crée inévitablement un déplacement dans le sol l'environnant qui suit son mouvement et, par conséquent, le sens de chargement. Les figures V-35(A) et V-35(B) montrent le sens du déplacement U_x ainsi que la position de sa valeur maximale en utilisant les options d'affichage du logiciel Arrows (flèches) pour la figure V-35(A) et shadings (ombres) pour la figure V-35(B).

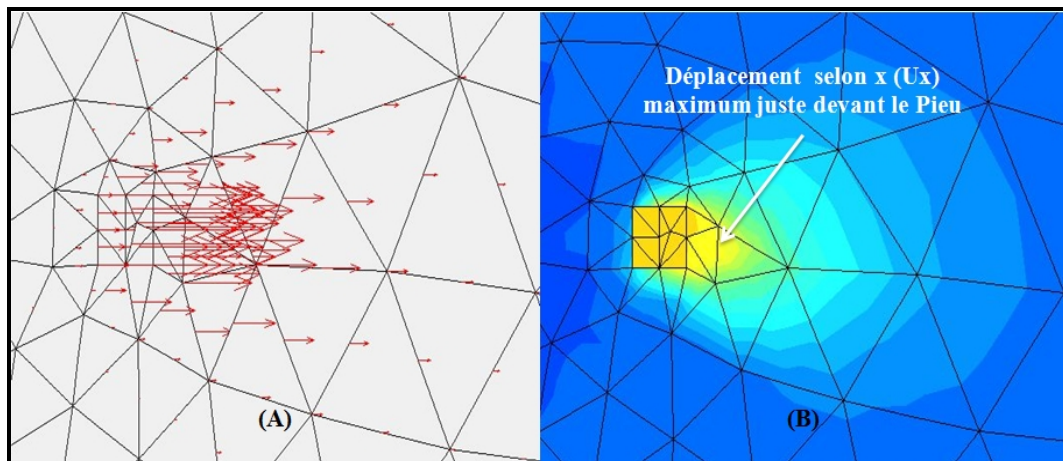


Fig. V- 35: Déplacement selon x : U_x .

2.1.4. Déplacements selon y : U_y

Le sol s'oppose au déplacement du pieu en créant un écran (butée) au devant du pieu. Cette butée est la réaction du sol vis-à-vis de la sollicitation. Pendant cela le pieu continue d'exercer une poussée qui provoque un chevauchement des grains de sol, créant ainsi un bourrelet provenant d'un déplacement vertical des grains de sol. À l'arrière du pieu, c'est le contraire qui se passe le déplacement horizontal du pieu crée un creux qui provoque un affaissement du sol derrière le pieu (déplacement verticale). Les figures V-36(A) et V-36(B) montrent le sens du déplacement U_y ainsi que la position de sa valeur maximale en utilisant les options d'affichage du logiciel Arrows (flèches) pour la figure V-36(A) et shadings (ombres) pour la figure V-36(B).

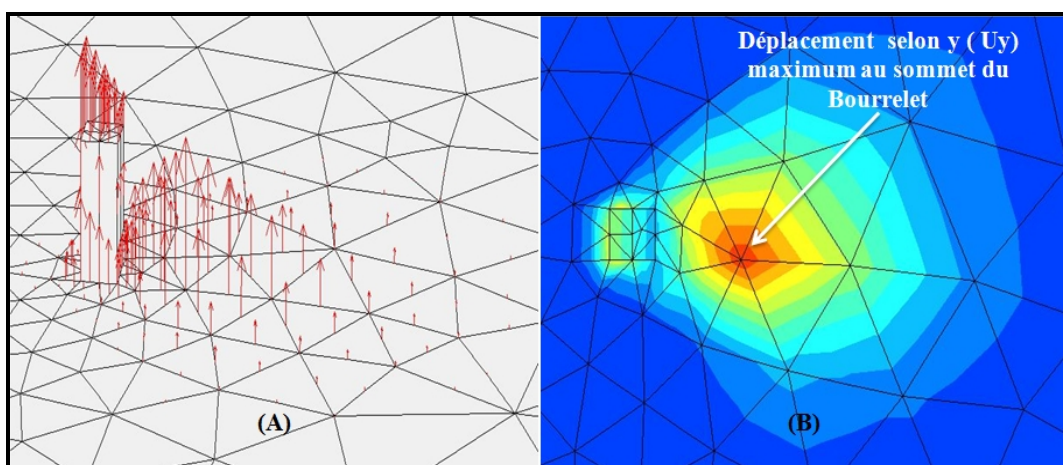


Fig. V- 36: Déplacement selon y : U_y .

2.1.5. Déplacements selon z : Uz

Le déplacement selon la direction z est provoqué par la création du bourrelet (bosse) due au mouvement du sol au devant du pieu, comme le montre les figures V-37(A) et V-37(B). Le bourrelet pendant son soulèvement pousse les grains de sol à son extrémité vers l'extérieur produisant ainsi un déplacement dans le sens z (U_z) sur ces deux cotés (de sens opposé) qui sont indiqués par les figures V-37(A) et V-37(B) ainsi que la position de la valeur maximale du déplacement.

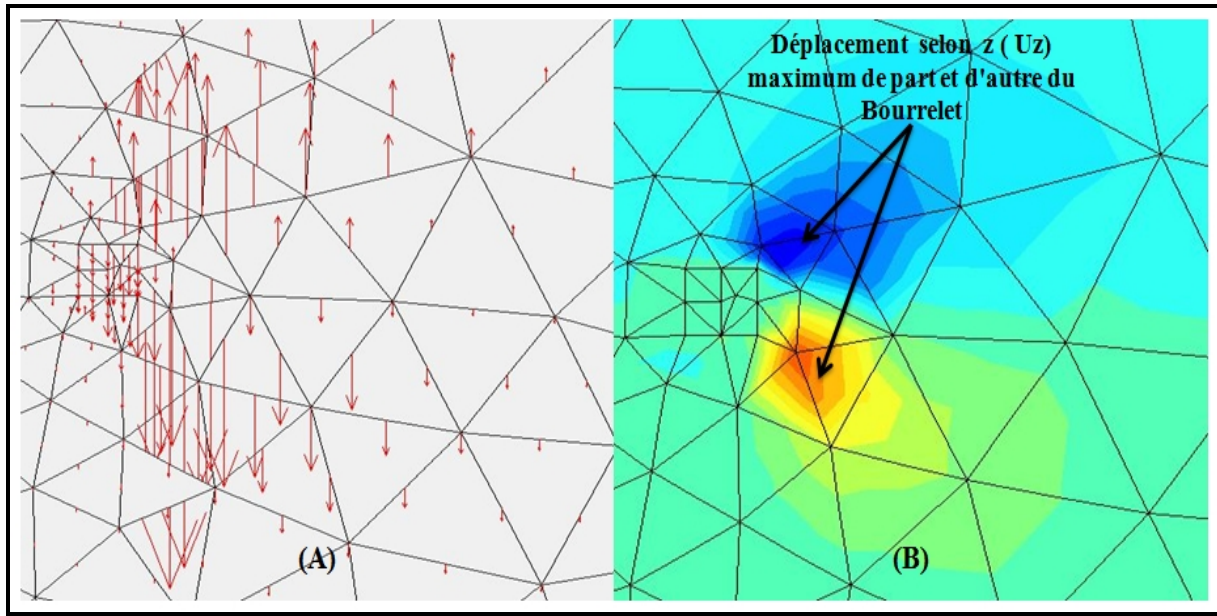


Fig. V- 37: Déplacement selon y : U_y .

2.2. Résultats et interprétation

Le tableau V-6 donne les valeurs des déplacements (U_x , U_y , U_z) pour le sable ($\varphi = 33,05^\circ$) en fonction des différentes hauteurs de la fiche « F » du pieu.

Tableau V- 6: Valeurs des déplacements pour le sol avec un angle de frottement $\varphi = 33,05^\circ$.

| φ ($^\circ$) | Fiche (cm) | U_x (10^{-3} m) | U_z (10^{-3} m) | U_y (10^{-3} m) |
|------------------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 33,05 | 12,50 | 14,72 | 03,42 | 05,64 |
| | 14,50 | 20,82 | 05,00 | 08,14 |
| | 19,50 | 31,62 | 06,47 | 13,26 |
| | 20,00 | 29,21 | 07,56 | 11,43 |
| | 29,50 | 32,21 | 08,52 | 11,60 |
| | 30,00 | 30,43 | 08,11 | 10,84 |

Les Diagrammes sur la figure V-38 sont la représentation graphique de la relation entre les déplacements et les hauteurs de la fiche « F » du pieu.

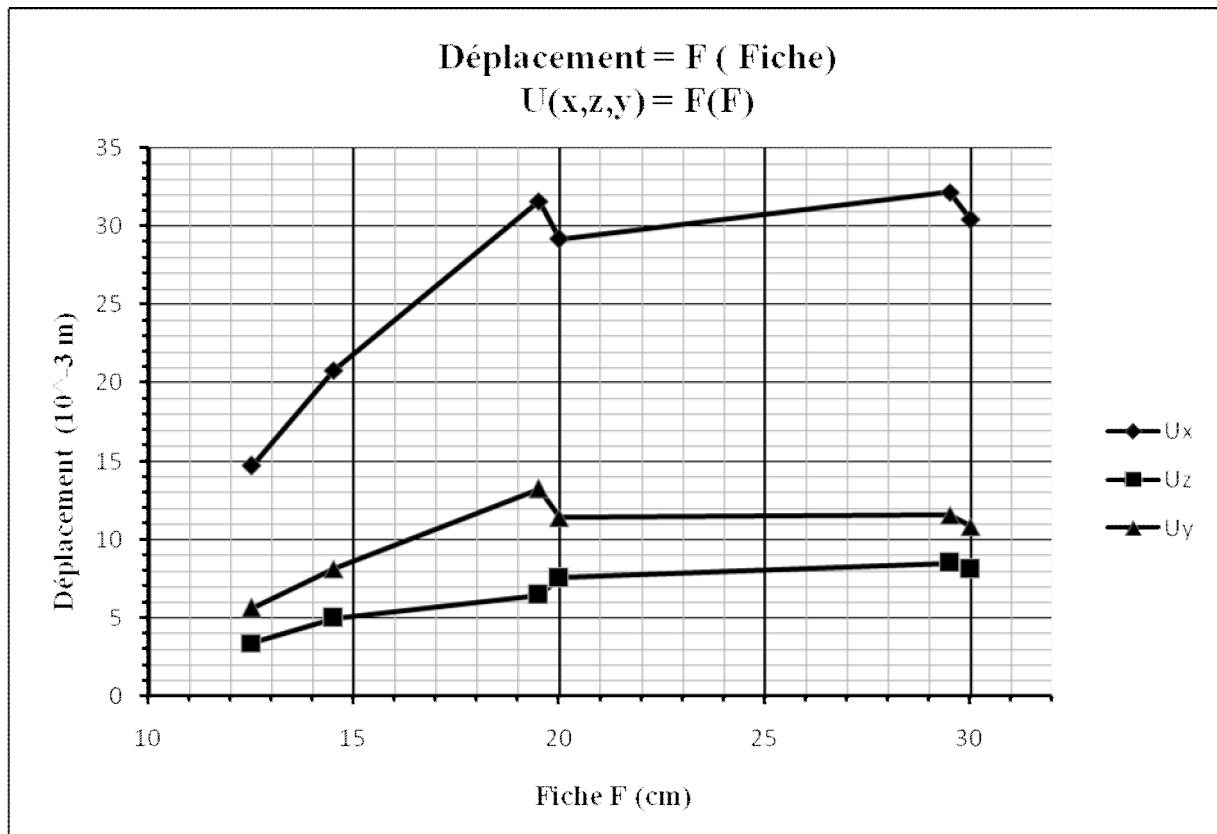


Fig. V- 38: Graphes Déplacement = fonction (fiche).

Après observation des résultats obtenus par la modélisation en 3 dimensions et du graphe (déplacement = fonction (fiche)), plusieurs conclusions peuvent être déterminées :

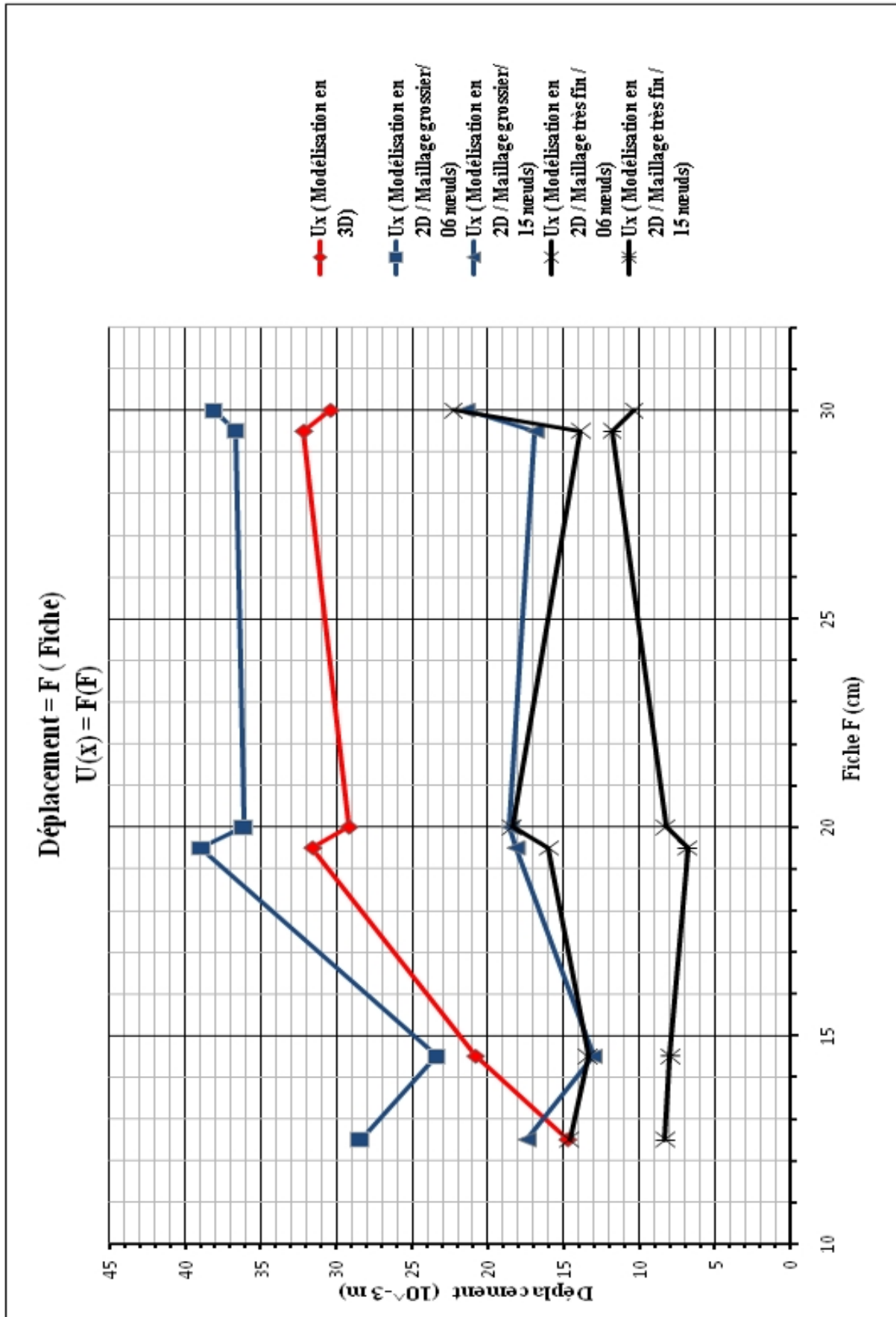
- Les valeurs des déplacements obtenues sont toutes de l'ordre du millimètre (10^{-3} mètre),
- La valeur du déplacement selon y (U_y) augmente avec l'augmentation de la hauteur de la fiche,
- Les valeurs du déplacement selon x (U_x) et z (U_z) augmentent avec les trois premières valeurs, puis diminuent pour les trois dernières valeurs. D'après cette observation, il peut être déduit qu'à partir d'une certaine valeur de la fiche l'augmentation de la valeur du déplacement diminue. Cela peut être expliqué par l'augmentation de la résistance développée par le sol elle-même en fonction de la quantité de sol en contact avec la fiche (l'écran (butée) qui s'oppose à la sollicitation).

2.2.1. Comparaison entre les résultats obtenus en 2 et 3 dimensions

Les figures V-39 et V-40 représentent les diagrammes des déplacements (U_x , U_y) en fonction de la fiche ($(U_x, U_y) = F(F)$) pour tous les résultats obtenus pendant les modélisations en 2 et 3 dimensions du système (pieux, sol) pour toutes les hauteurs de fiche "F" (12,5 ; 14,5 ; 19,5 ; 20 ; 29,5 ; 30 cm).

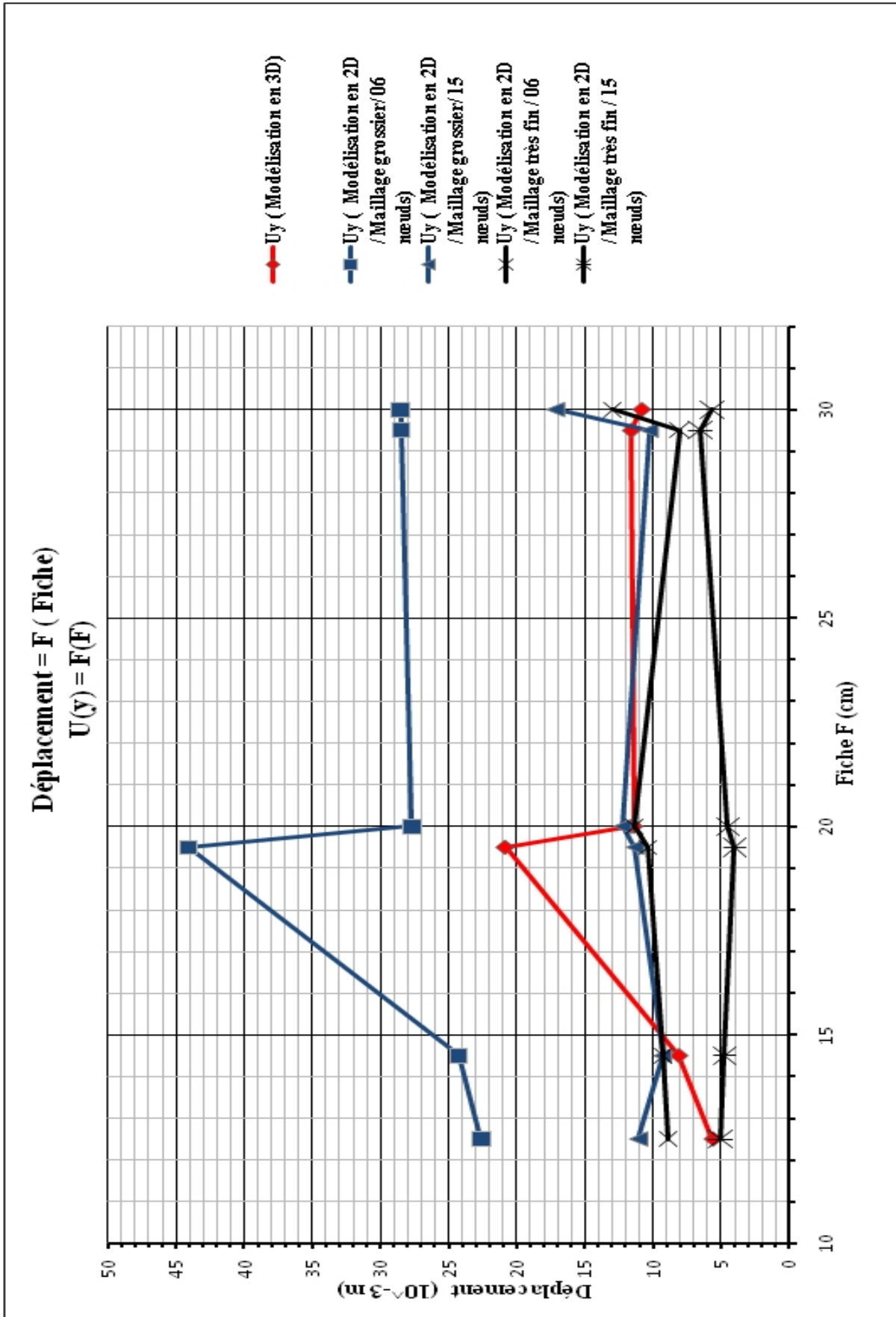
Ces résultats concernent, le sol avec un angle de frottement $\varphi = 33.05^\circ$ et regroupe les déplacements suivants :

- Déplacements (U_x , U_y) : modélisation en 3D,
- Déplacements (U_x , U_y) : modélisation en 2D (Maillage grossier et très fin, 06 et 15 nœuds).



Graphes U(x) = F (Fiche).

Fig. V- 39: Graphes U(y) = F(F) des modèles en 2&3 dimensions pour $\phi = 33,05^\circ$.



Graphes U(y) = F (Fiche).

Fig. V- 40: Graphes U(y) = F(F) des modèles en 2&3 dimensions pour $\phi = 33,05^\circ$.

Le tableau regroupe tous les résultats obtenus pendant les modélisations en 2 et 3 dimensions et représentés dans les graphes précédents.

Tableau V- 7: Valeurs des déplacements obtenues en 2&3 dimensions pour $\varphi = 33.05^\circ$

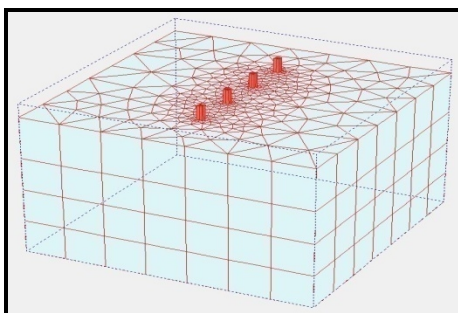
| Φ (°) | Fiche (cm) | nœuds | Modèles 2 dimensions | | | | Modèles 3 dimensions | |
|------------|------------|-------|----------------------|-----------------------------|-------------------|-----------------------------|----------------------|-----------------------------|
| | | | Maillage grossier | | Maillage très fin | | U_x (10^3 m) | U_y (10^3 m) bourrelet |
| | | | U_x (10^3 m) | U_y (10^3 m) bourrelet | U_x (10^3 m) | U_y (10^3 m) bourrelet | | |
| 33.05 | 12,50 | 06 | 28,46 | 22,59 | 14,61 | 8,89 | 14,72 | 05,64 |
| | | 15 | 17,43 | 11,09 | 08,29 | 5,07 | | |
| | 14,50 | 06 | 23,40 | 24,24 | 13,41 | 9,28 | 20,82 | 08,14 |
| | | 15 | 13,01 | 9,32 | 07,99 | 4,77 | | |
| | 19,50 | 06 | 38,98 | 44,07 | 15,99 | 10,37 | 31,62 | 20,82 |
| | | 15 | 18,16 | 11,35 | 06,82 | 4,01 | | |
| | 20,00 | 06 | 36,16 | 27,69 | 18,43 | 11,39 | 29,21 | 11,43 |
| | | 15 | 18,56 | 12,27 | 08,26 | 04,53 | | |
| | 29,50 | 06 | 36,67 | 28,49 | 13,87 | 8,08 | 32,21 | 11,60 |
| | | 15 | 16,88 | 10,29 | 11,79 | 6,53 | | |
| | 30,00 | 06 | 38,12 | 28,52 | 22,28 | 12,99 | 30,43 | 10,84 |
| | | 15 | 21,51 | 17,20 | 10,35 | 05,67 | | |

2.3. Observation et conclusion

Après observation des résultats obtenus par la modélisation du système pieu-sol

- Tous les résultats obtenus par la modélisation en 2&3 dimensions sont de même grandeur (10^{-3} m)
- Les plus grandes valeurs des déplacements (U_x , U_y) sont obtenues par les modèles en 2d avec maillage grossier.
- Les plus petites valeurs des déplacements (U_x , U_y) sont obtenues par les modèles en 2d avec maillage très fin.
- La différence entre les résultats obtenus par les modèles avec le même type de maillage et un élément avec un nombre de nœuds différent est d'environ 50%. [U_x , U_y (15 nœuds)] = 50% [U_x , U_y (06 nœuds)],
- La différence entre les résultats obtenus par les modèles avec un type de maillage différent et un élément avec un nombre de nœuds identique est d'environ 50%. [U_x , U_y (Maillage très fin)] = 50% [U_x , U_y (Maillage grossier)],
- Les résultats de la modélisation en 3 dimensions du système pieu-sol sont compris entre les résultats des modèles en 2 dimensions élaborés avec un maillage grossier. Cela est visible par le positionnement des courbes $U(x, y) = F$ (fiche) de la modélisation en 3 dimensions qui est au-dessous de la courbe $U(x, y) = F$ (fiche) de la modélisation en 2 dimensions élaborée avec un maillage grossier et un élément à 6 nœuds, et au-dessus de la courbe $U(x, y) = F$ (fiche) de la modélisation en 2 dimensions élaborée avec un maillage grossier et un élément à 15 nœuds.

3. Résultats de la modélisation en 3 dimensions : groupe de Pieux.



Introduction

L'objectif à atteindre par cette série de modélisations en 3 dimensions d'un groupe de pieu est d'arriver à déterminer l'entre axe des pieux pour lequel l'effet de groupe disparaît ou chaque pieu du groupe travaille seul. En d'autres termes son comportement (déformation et déplacement) est celui d'un pieu isolé. Pour arriver à déterminer cet entre axes, une démarche par tâtonnement est nécessaire. La valeur de l'espacement entre pieux sera augmentée d'une quantité connue jusqu'à obtention du résultat voulu.

Plusieurs auteurs proposent la valeur minimale de l'espacement entre pieux. Selon le livre de calcul et conception des fondations (CHELGHOUM) l'espacement minimal doit être de :

- D (espacement) $\geq 2 \times$ la diagonale (pieux carre et rectangulaire),
- D (espacement) ≥ 760 mm (pieux métalliques). Règlement USA,
- D (espacement) ≥ 2.5 la largeur du pieux règlement FRA.

Le choix s'est porté sur un entre axes initial de 9 cm (3 fois le diamètre du pieu : $3 \times B$). Puis il sera augmenté d'une fois le diamètre à chaque itération ($3 \times B$, $4 \times B$, $5 \times B$...). Quand au nombre du pieu, il sera de 4 pieux avec une fiche égale à 30 cm et un sol sableux ($\phi=33.05$) pour pouvoir faire une comparaison avec les résultats du pieux isolé.

3.1. Résultats de la modélisation

Les résultats de cette série de modélisations sont exprimés par l'intermédiaire de figures, celles-ci permettent d'observer l'évolution du comportement du groupe de pieux et leur interaction les uns sur les autres, et surtout elles permettent de déterminer à quel entre axe et avec précision ou cette interaction s'arrête. Ces figures sont tirées du logiciel avec l'option de traitement des résultats total déplacement et l'option d'affichage shadings. Cela donne un rendu clair sur le comportement de chaque pieu du groupe. Le tableau suivant donne le nombre d'itérations et la valeur de l'entre axe pour chaque itération :

Tableau V- 8: Valeurs de l'entre axes pour chaque itération.

| | | | | | | | | | |
|-----------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| Itération | 01 | 02 | 03 | 04 | 05 | 06 | 07 | 08 | 09 |
| Entre axes (cm) | 09 | 12 | 15 | 18 | 21 | 24 | 27 | 28 | 29 |

Les figures suivantes expriment les résultats des itérations en expliquant les changements importants.

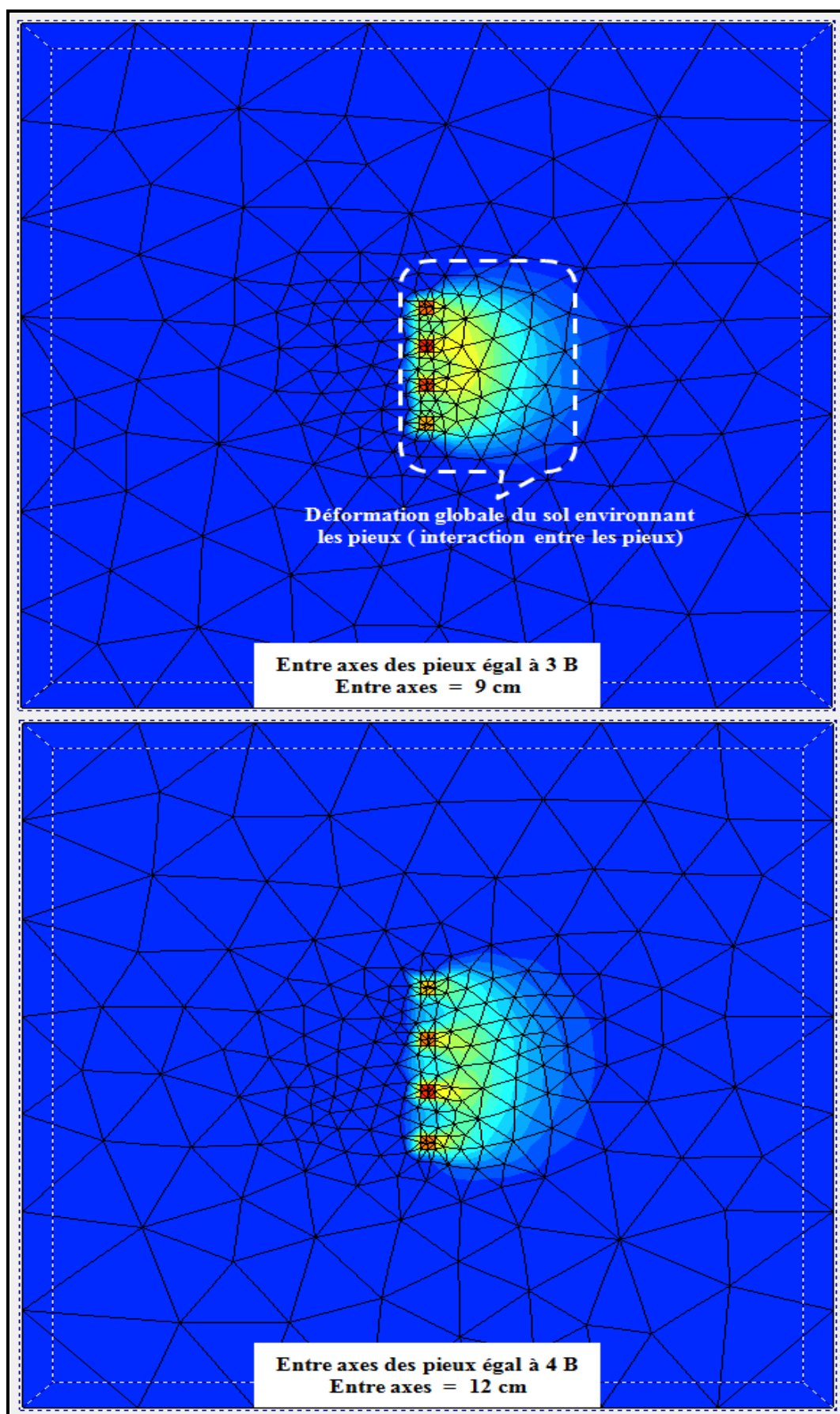


Fig. V- 41: Résultats de l'analyse pour les modèles donc l'entre axes est égal à 9 cm et 12 cm.

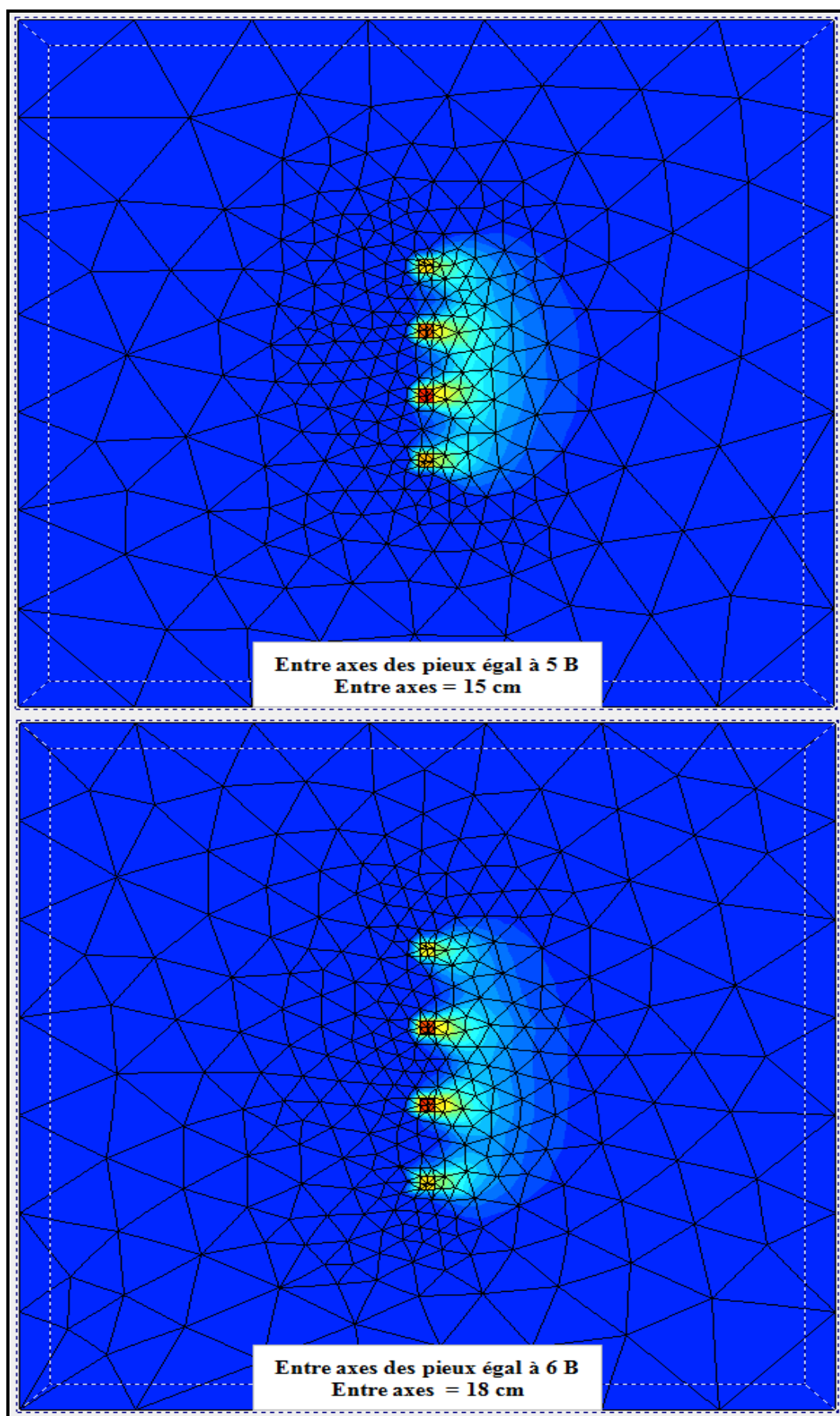


Fig. V- 42: Résultats de l'analyse pour les modèles donc l'entre axes est égale à 15 cm et à 18 cm.

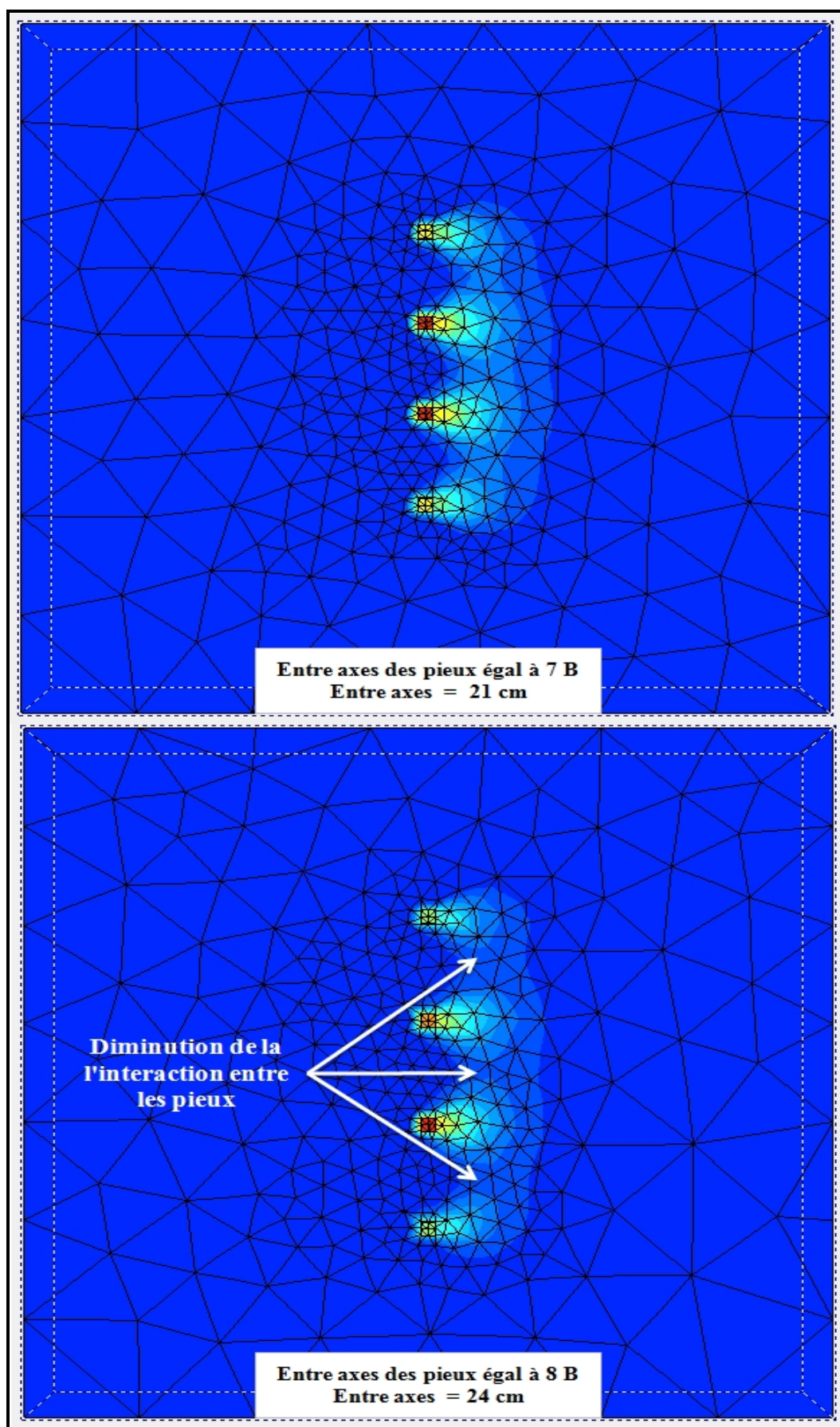


Fig. V- 43: Résultats de l'analyse pour les modèles donc l'entre axes est égal à 21 cm et 24 cm.

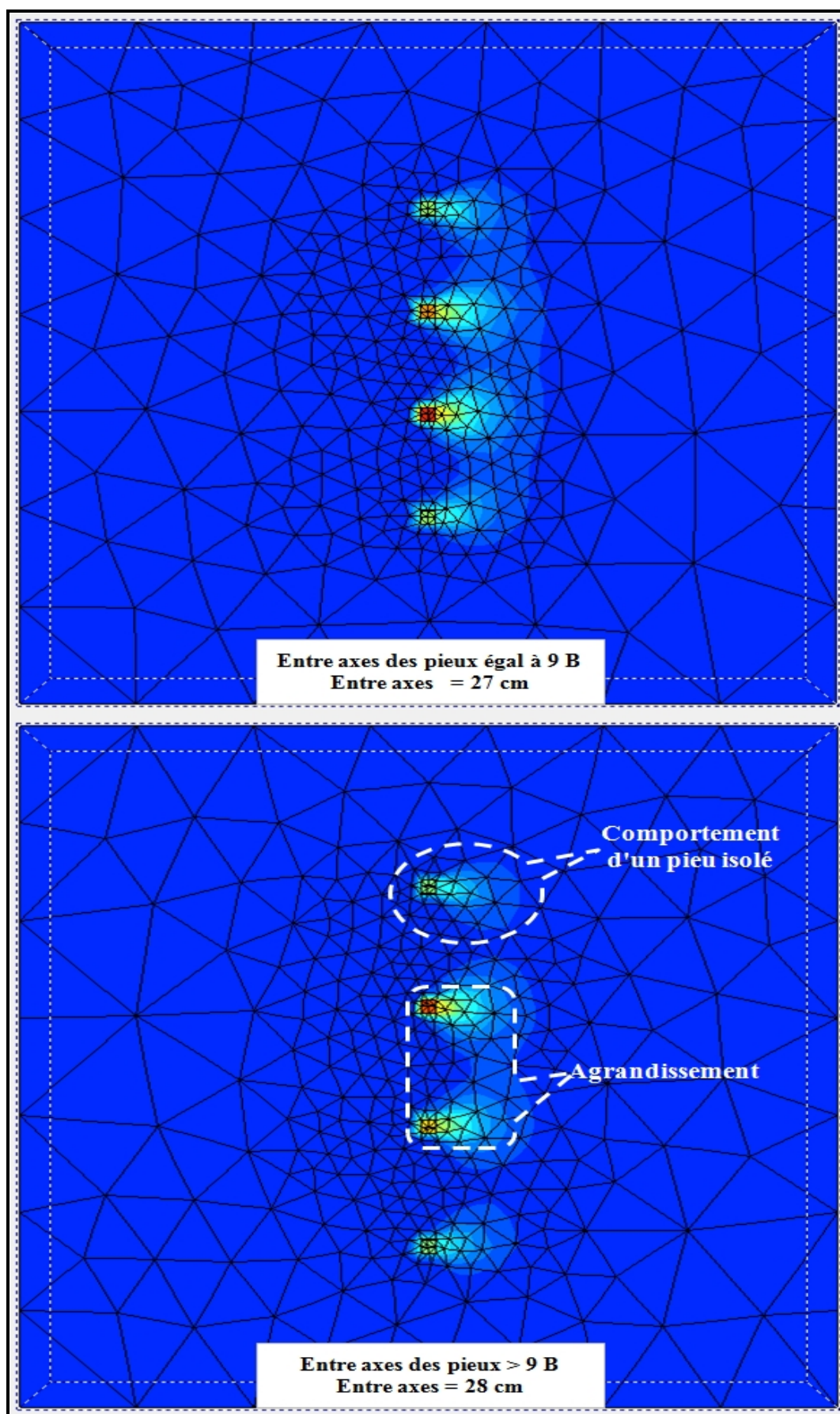


Fig. V- 44: Résultats de l'analyse pour les modèles donc l'entre axes est égal à 27 cm et 28 cm.

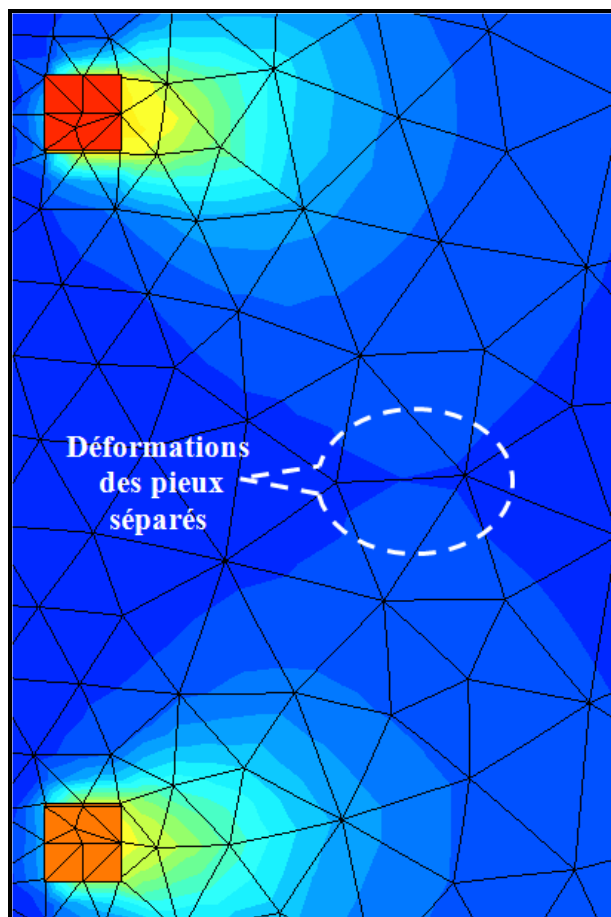


Fig. V- 45: Agrandissement pour le modèle avec l'entre axes = 28 cm.

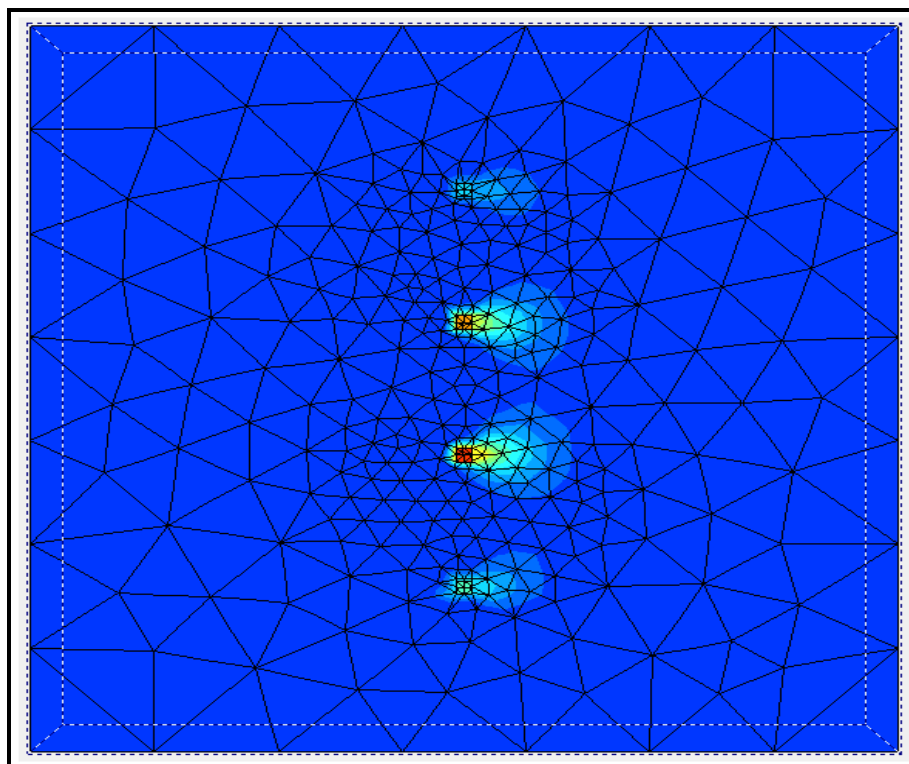


Fig. V- 46: Résultats de l'analyse pour le modèle dont l'entre axes est égal à 29 cm.

La figure V-47 est une comparaison entre l'interaction des pieux pour le modèle avec un entre axes égal à 28 et celui égal à 9 cm avec l'option d'affichage contour line du logiciel.

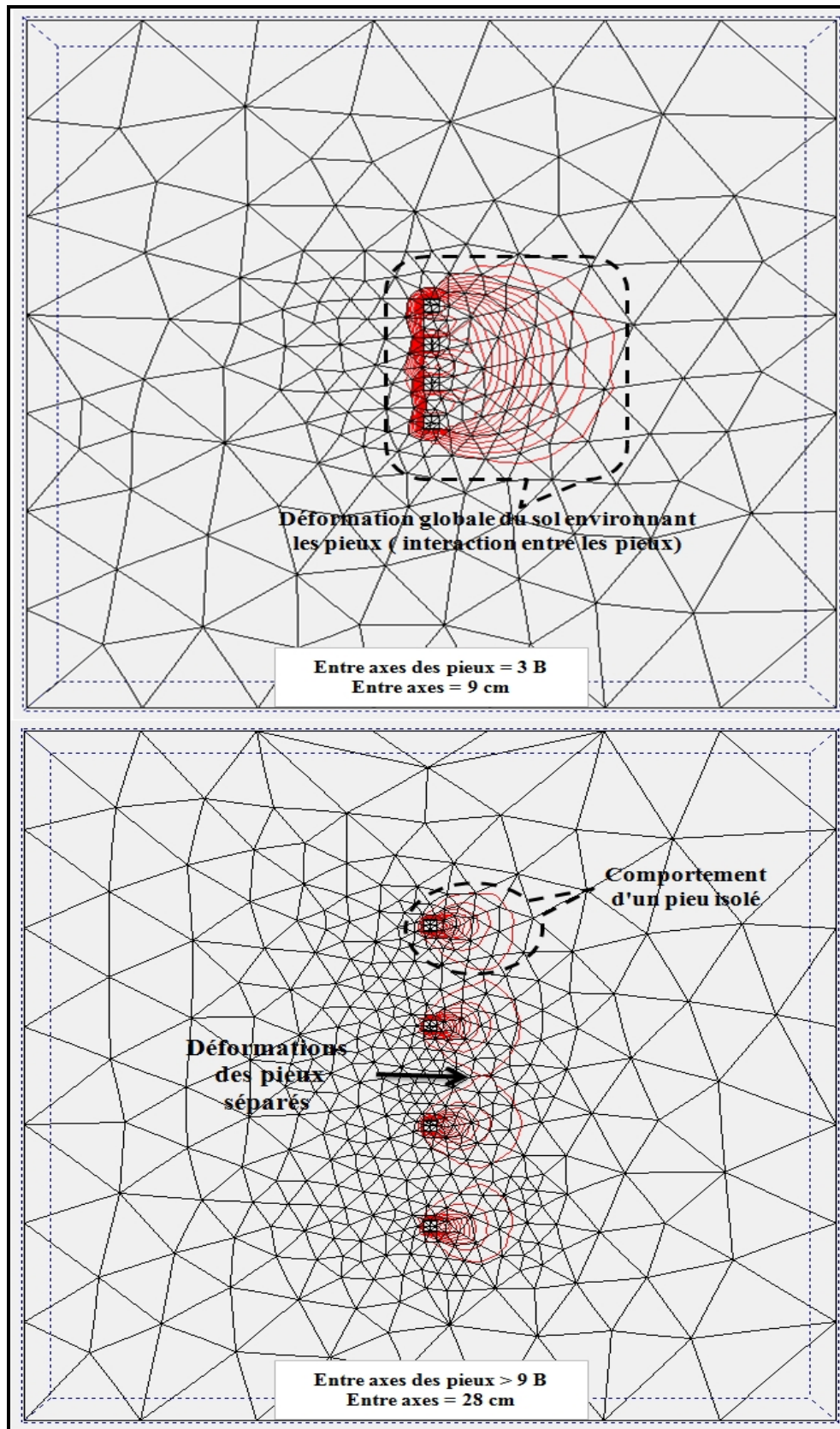


Fig. V- 47: Comparaison entre modèles (entre axes égal de 9 cm et 28 cm).

La figure V-48 suivante représente la déformation du sol sous l'effet de chargement du groupe du pieu pour une valeur de l'entre axes égale à 9cm.

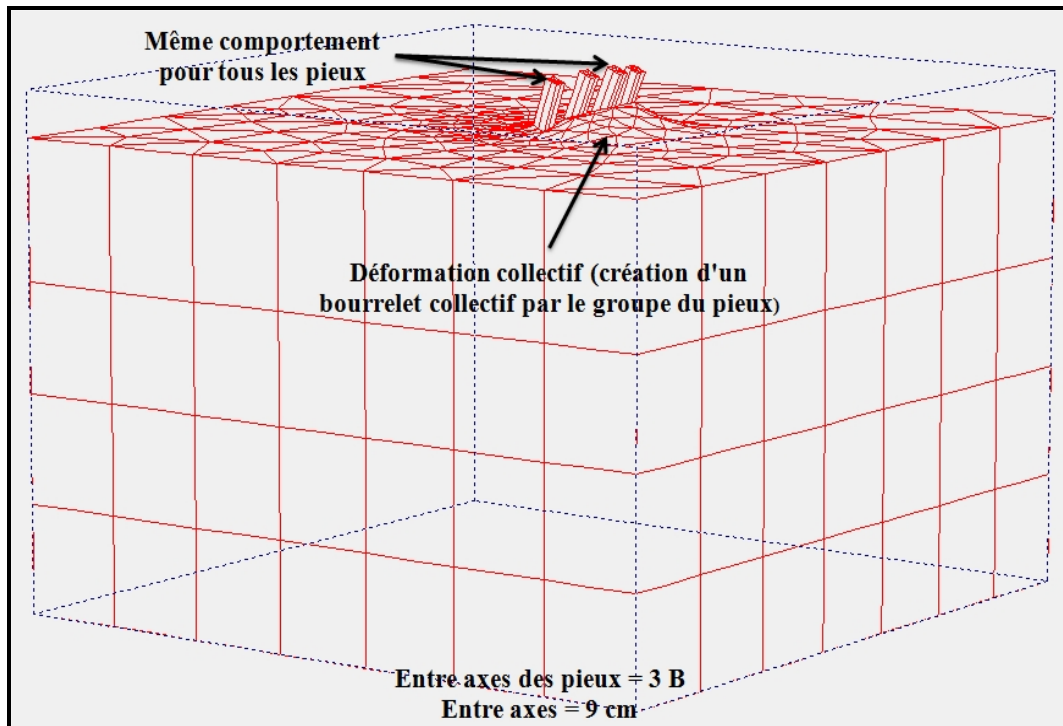


Fig. V- 48: Déformation du sol environnant un groupe de pieux (entre axes = 9 cm).

La figure V-49 suivante représente la déformation du sol sous l'effet de chargement du groupe du pieu pour une valeur de l'entre axes égale à 28 cm.

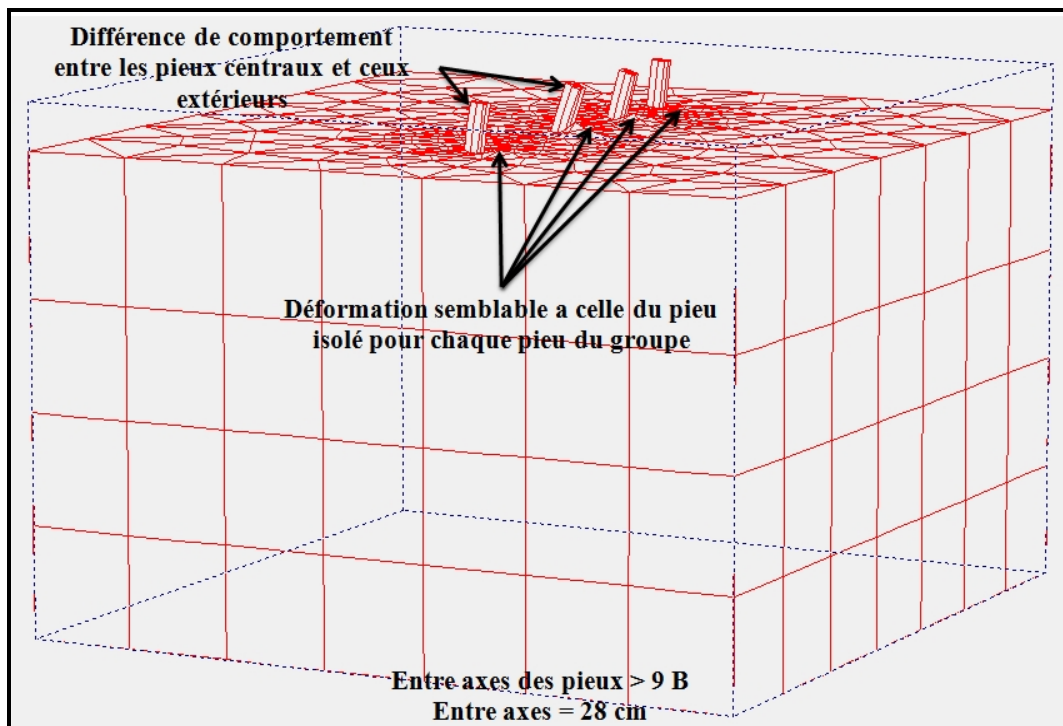


Fig. V- 49: Déformation du sol environnant un groupe de pieux (entre axes = 28 cm).

3.1.1. Déplacements

Le tableau V-9 donne les valeurs des déplacements maximaux (U_y) du bourrelet pour les groupes de pieux en fonction de l'entre axes pour chaque modèle. Le déplacement vertical est un très bon indicateur en ce qui concerne le comportement du groupe de pieux, car la valeur de ce déplacement exprime la grandeur du bourrelet formé par le mouvement des pieux. En sachant que ce dernier est en fonction de l'entre axes des pieux.

Tableau V- 9: Valeur du déplacement (U_y) en fonction de l'entre axes.

| Entre axes (cm) | U_y (10^{-3} m) |
|-----------------|----------------------|
| 09 | 28,24 |
| 12 | 25,39 |
| 15 | 21,47 |
| 18 | 18,36 |
| 21 | 19,41 |
| 24 | 18,80 |
| 27 | 18,10 |
| 28 | 17,35 |

Sur la figure V-50 est représenté un graphe qui correspond à l'évolution du déplacement selon l'axe y (U_y) en fonction de l'entre axes.

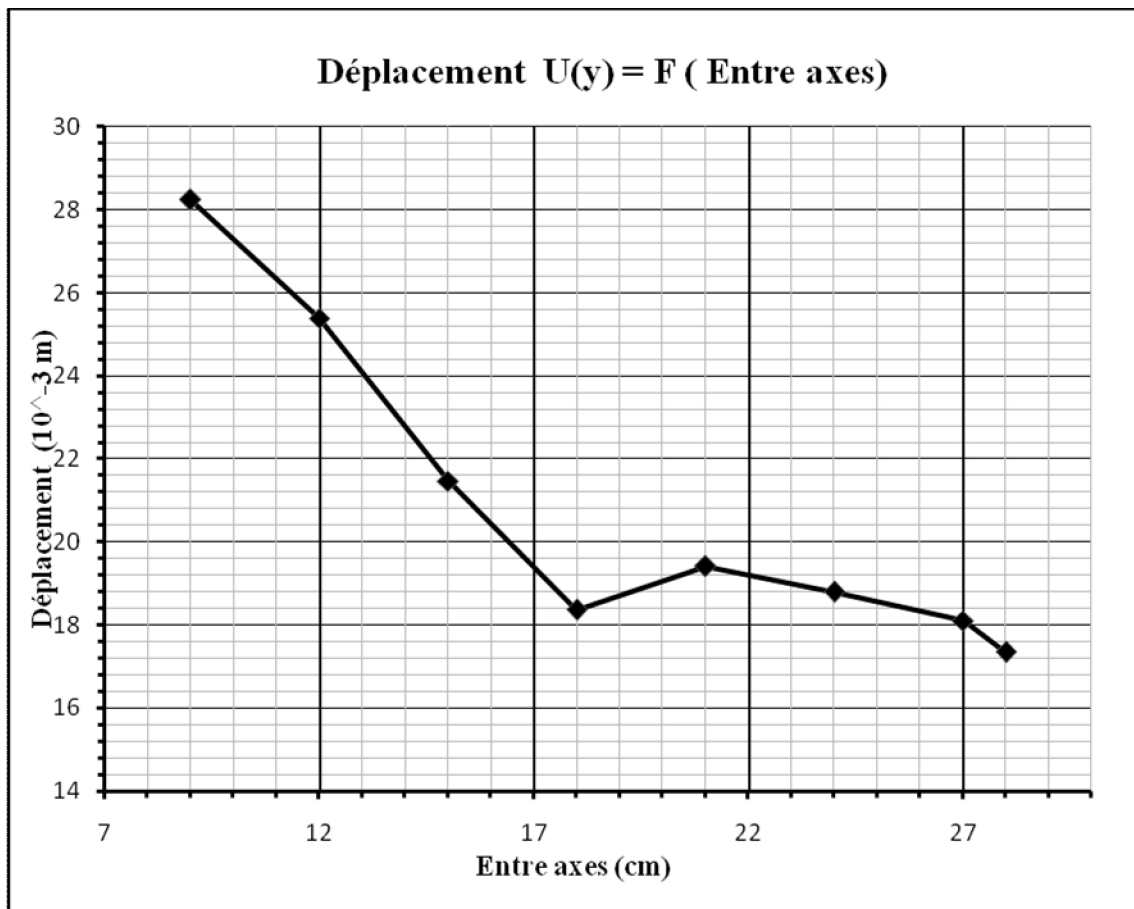


Fig. V- 50: Graphe déplacement en fonction de l'entre axes.

Le tableau V-10 regroupe les résultats des déplacements pour un pieu isolé (fiche = 30cm, $\varphi = 33.05^\circ$) et ceux du groupe de pieux donc l'entre axes est égal à 28 cm (entre axes pour lequel le comportement du groupe devient semblable à celui d'un pieu isolé). Pour comparaison et confirmation de la disparition de l'effet de groupe.

Tableau V- 10: comparaison entre les résultats du pieu isolé et du groupe de pieux sans effet de groupe.

| φ (°) | Modèle | Fiche (cm) | Entre axes (cm) | U_x (10^{-3} m) | U_z (10^{-3} m) | U_y (10^{-3} m) |
|---------------|-----------------|------------|-----------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 33,05 | Pieu isolé | 30 | - | 30,43 | 08,11 | 10,84 |
| | Groupe de pieux | | 28 | 42,28 | 14,38 | 17,35 |

3.2. Observation et conclusion

Après analyse des résultats obtenus par la modélisation du groupe de pieux plusieurs conclusions sont tirées :

- Création d'un bourrelet collectif par le groupe de pieux,
- Les résultats ont démontré que pour les valeurs d'entre axes inférieures à 8B l'interaction entre les pieux au niveau du sol environnant est très forte,
- Après l'entre axes de 8B l'effet de groupe diminue considérablement,
- À partir des valeurs supérieures à 9B l'effet de groupe disparaît et chaque pieu du groupe travail séparément, Leur comportement devient celui d'un pieu isolé,
- La comparaison entre les déplacements d'un pieu isolé et ceux d'un pieu appartenant à un groupe dont l'entre axes dépasse les 9B a démontré que leur valeur sont quasiment identique ce qui prouve qu'ils ont le même comportement.
- Le déplacement selon y (U_y) est inversement proportionnel à l'entre axes du groupe de pieux. L'augmentation de la valeur de l'entre axes diminue la valeur du déplacement jusqu'à atteindre le déplacement correspondant au pieu isolé. Ceci indique la disparition de l'effet de groupe,
- Les déplacements (U_x , U_y , U_z) du pieu isolé et ceux du groupe de pieux après disparition de l'effet de groupe sont très proches et presque identiques (différence à 10^{-4} près),
- Comportement identique des pieux pour les modèles donc la valeur de l'entre axes est inférieur à 9B, et différence de comportement pour les pieux des modèles avec un entre axes dépassant cette valeur. Ce phénomène peut être expliqué par ce qui est appelé effet de bord. Il provoque une perturbation dans le comportement du pieu.

4. Effet de bord

4.1. Définition

L'effet de bord est un phénomène qui se produit lorsque le système modélisé est proche des limites du sol modélisé et par conséquent proche des conditions aux limites. Ceci provoque une perturbation dans le comportement des modèles.

L'effet de bord peut être évité par un simple agrandissement du modèle. Pour la modélisation du groupe de pieux les dimensions de la cuve de sol sont augmentées pour l'élimination de l'effet de bord. Le modèle choisi est celui qui est avec un entre axes de 28 cm, puis il est comparé avec le modèle d'origine.

La figure V-51 montre la déformation pour le modèle d'origine, et la figure V-52 montre la déformation du modèle avec les nouvelles dimensions de la cuve de sol.

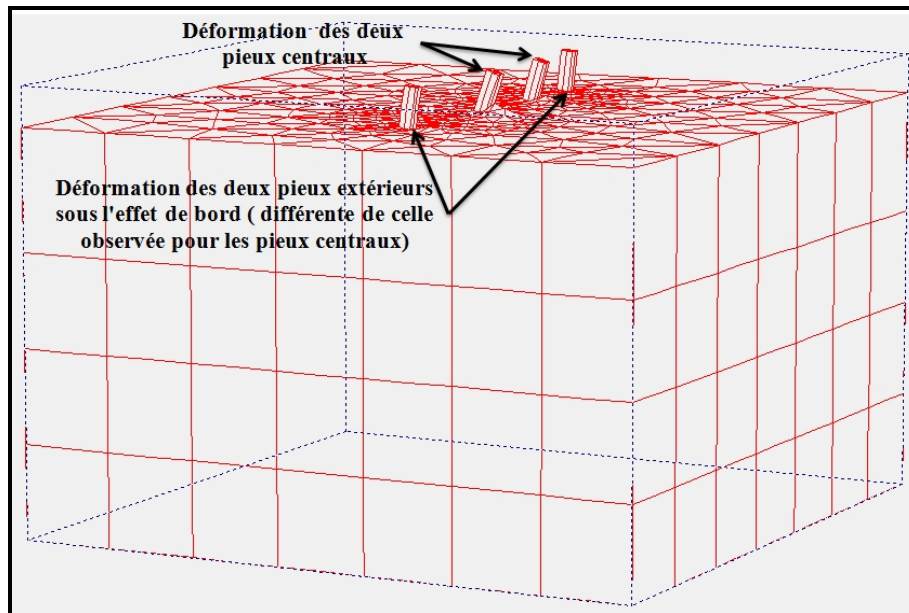


Fig. V- 51: Déformation du modèle avec l'effet de bord (entre axes = 28 cm).

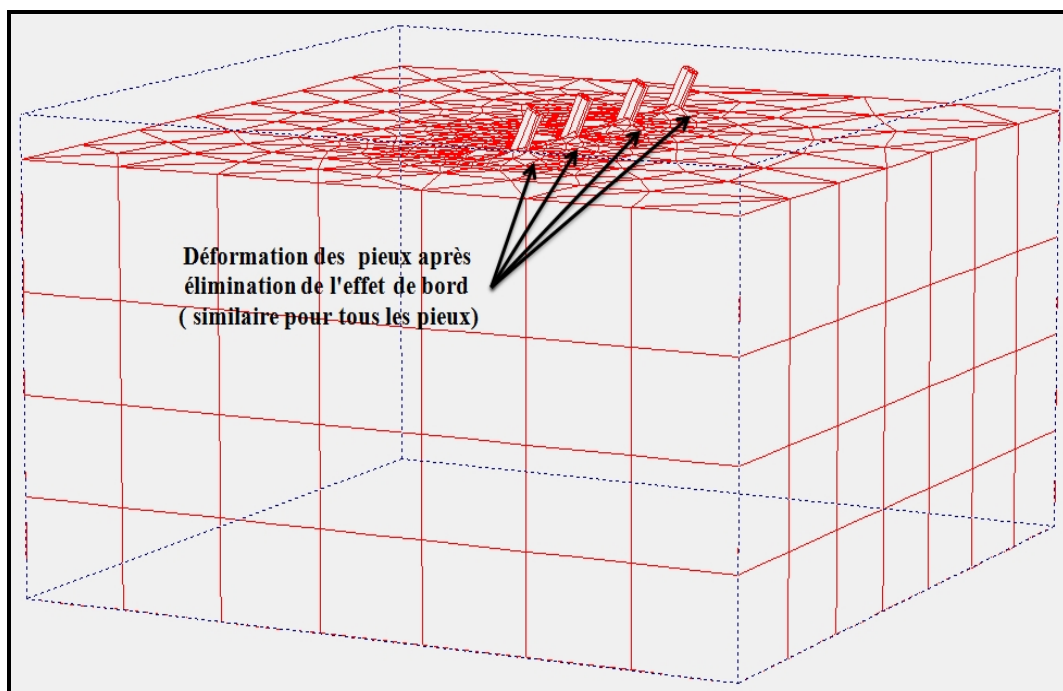


Fig. V- 52: Déformation du modèle, après augmentation de ces dimensions (entre axes = 28 cm).

4.2. Observation et conclusion

Après observation des déformations pour chaque modèle, il a été constaté que tous les pieux du modèle dont les dimensions ont été augmentées présentent le même comportement, contrairement au modèle d'origine. La conclusion à partir de cette observation est que l'augmentation des dimensions de la cuve du sol modélisé permet de laisser un espace qui donne au système une liberté de comportement et, par conséquent, l'élimination de l'effet de bord.

**CONCLUSION GENERALE
ET
RECOMMANDATIONS**

Conclusion générale

L'étude a porté sur le comportement d'un pieu isolé et des groupes de pieux sous sollicitation latérale avec pour objectif la détermination du comportement du pieu seul ou en groupe et l'évolution des déformations sous chargement horizontal en 2&3 dimensions et la comparaison entre les résultants obtenus. Ainsi que la détermination de la valeur de l'entre axes pour laquelle l'effet de groupe disparaît.

L'approche mise en œuvre est l'étude par éléments finis en 2&3 dimensions basés sur des essais expérimentaux sur modèles réduits qui ont été réalisés au Laboratoire de Géotechnique de l'institut national des sciences appliquées (I.N.S.A.) de Lyon (France).

Dans un premier temps, le comportement du pieu isolé a été étudié à partir des modèles en 2 dimensions. Sur la base des résultats de cette première étape l'élaboration de modèles en 3 dimensions est effectuée. Après l'analyse de ces modèles, il y a lieu de comparer entre les résultats. Et finalement des modèles de groupe de pieux en 3 dimensions avec variation de l'entre axes sont élaborés pour détermination de l'entre axes pour le quel l'effet de groupe disparaît.

Nombreux paramètres influence directement le comportement du système pieu-sol, tel que la hauteur de la fiche, l'angle de frottement ϕ , la direction de chargement et l'espacement entre les pieux. En plus de ces paramètres les résultats sont directement affectés par les options propres aux logiciels, la finesse du maillage, et le nombre de nœuds de l'élément de base ont des conséquences très visibles sur les résultants obtenus.

En ce qui concerne la première partie qui est la modélisation du système en 2 dimensions, Il a été observé que sous la sollicitation horizontale le pieu se déplace latéralement. Ce mouvement est la source de deux types de déformation qui sont similaires pour tous les modèles et avec tous les différents paramètres, le bourrelet (bosse) au devant du pieu, et le creux (vide) à l'arrière du pieu.

Après observation des résultats obtenus pendant cette partie les conclusions suivantes sont déterminées :

- l'augmentation de l'angle de frottement ϕ provoque une augmentation dans la valeur du déplacement,
- Constations d'une différence de résultats donnés par les 2 types de maillage, ainsi qu'une différence dans les résultats donnés par les modèles avec le même maillage et un nombre d'éléments différents.
- La différence entre les résultats obtenus par les modèles avec le même type de maillage et un élément avec un nombre de nœuds différent est comprise dans un intervalle de [40% ÷ 60%] et une valeur moyenne de 50%. [U_x, U_y (15 nœuds)] = 50% [U_x, U_y (06 nœuds)],
- La différence entre les résultats obtenus par les modèles avec un type de maillage différent et un élément avec un nombre de nœuds identique est comprise entre [40% ÷ 60%] et une valeur moyenne de 50%. [U_x, U_y (Maillage très fin)] = 50% [U_x, U_y (Maillage grossier)],
- L'effort maximal atteint par les modèles avec 15 nœuds est inférieur à celui atteint par les modèles à 6 nœuds. En ce qui concerne le maillage, il s'avère que l'effort maximal atteint par les modèles avec un maillage grossier soit supérieur à celui des modèles avec un maillage très fin.

Pour la deuxième partie qui concerne la modélisation du système en 3 dimensions. Il a été observé que le comportement du sol est similaire à celui obtenue par la modélisation en 2 dimensions (de manière analogue). En effet il en résulte les mêmes types de déformations, la seule différence est que la première est en 3 dimensions (x, y, z) et la seconde en 2 dimensions (x, y).

Pendant le déplacement latéral du pieu qui agit directement sur le sol l'environnant et le pousse à suivre ce déplacement. Ce mouvement crée deux types de déformation en même temps, le bourrelet au devant du pieu et le creux à l'arrière du pieu (similaire à la modélisation en 2 dimensions).

Après observation des résultats obtenus pendant cette partie les conclusions suivantes sont déterminées :

- La valeur du déplacement selon y (U_y) augmente avec l'augmentation de la hauteur de la fiche,
- La valeur du déplacement selon x (U_x) et z (U_z) augmente avec les trois premières valeurs, puis diminue pour les trois dernières valeurs. D'après cette observation, il peut être déduit qu'à partir d'une certaine valeur de la fiche l'augmentation de la valeur du déplacement diminue. Cela peut être expliqué par l'augmentation de la résistance développée par le sol elle-même en fonction de la quantité de sol en contact avec la fiche (l'écran (butée) qui s'oppose à la sollicitation).

La dernière partie concerne la modélisation en 3 dimensions d'un groupe de pieux avec variation de l'entre axes et observation du comportement du groupe de pieux jusqu'à ce que l'effet de groupe disparaît et chaque pieu du groupe se comporte comme étant isolé.

Après analyse des résultats obtenus par la modélisation du groupe de pieux plusieurs conclusions sont tirées :

- Création de déformations collectives par le groupe de pieux,
- Les résultats ont démontré que pour les valeurs d'entre axes inférieures à 8B l'interaction entre les pieux au niveau du sol environnant est très forte,
- Après l'entre axes de 8B l'effet de groupe diminue considérablement,
- À partir des valeurs supérieures à 9B l'effet de groupe disparaît et chaque pieu du groupe travail séparément, Leur comportement devient celui d'un pieu isolé,
- Le déplacement selon y (U_y) est inversement proportionnel à l'entre axes du groupe de pieux. L'augmentation de la valeur de l'entre axes diminue la valeur du déplacement jusqu'à atteindre le déplacement correspondant au pieu isolé. Ceci indique la disparition de l'effet de groupe,
- Les déplacements (U_x , U_y , U_z) du pieu isolé et ceux du groupe de pieux après disparition de l'effet de groupe sont très proches et presque identiques (différence à 10^{-4} près),
- Comportement identique des pieux pour les modèles dont la valeur de l'entre axes est inférieur à 9B, et différence de comportement pour les pieux des modèles avec un entre axes dépassant cette valeur. Ce phénomène peut être expliqué par ce qui est appelé effet de bord. Il provoque une perturbation dans le comportement du pieu.

Après comparaison entre les résultats des différents modèles élaborés en 2&3 dimensions et observation du comportement du pieux seul ou en groupe les conclusions suivantes peuvent être déterminées :

- Tous les résultats obtenus par la modélisation en 2&3 dimensions sont de même grandeur (10^{-3} m)
- Les plus grandes valeurs des déplacements (U_x , U_y) sont obtenues par les modèles en 2d avec maillage grossier.
- Les plus petites valeurs des déplacements (U_x , U_y) sont obtenues par les modèles en 2d avec maillage très fin.
- La différence entre les résultats obtenus par les modèles avec le même type de maillage et un élément avec un nombre de nœuds différents est d'environ 50%. [U_x , U_y (15 nœuds)] = 50% [U_x , U_y (06 nœuds)],
- La différence entre les résultats obtenus par les modèles avec un type de maillage différent et un élément avec un nombre de nœuds identique est d'environ 50%. [U_x , U_y (Maillage très fin)] = 50% [U_x , U_y (Maillage grossier)],
- Les résultats de la modélisation en 3 dimensions du système pieu-sol sont compris entre les résultats des modèles en 2 dimensions élaborés avec un maillage grossier et les modèles en 2 dimensions élaborés avec un maillage très fin.
- La comparaison entre les déplacements d'un pieux isolé et ceux d'un pieu appartenant à un groupe dont l'entre axes dépasse les 9B a démontré que leur valeur sont quasiment identique ce qui prouve qu'ils ont le même comportement.

L'étude par élément fini du comportement des ouvrages de la géotechnique présente de grands avantages. Telle que la réduction des coûts par rapport aux essais à grandeur réelle et à la non-nécessité de condition de similitude par rapport aux essais sur modèles réduits au laboratoire. Mais le plus grand avantage de l'approche numérique se situe dans la capacité d'effectuer des études paramétriques, en modifiant par simple manipulation du logiciel les paramètres du modèle tels que les caractéristiques du pieu, la loi de comportement du sol, la valeur et les types de sollicitation.

Cette méthode de travail qui consiste à démontrer que l'utilisation d'un modèle en éléments finis pour modéliser un essai réel nous donne des résultats fiables concernant le comportement du sol environnant un pieu sous sollicitation horizontale. L'utilisation du logiciel PLAXIS 2d v 8.2 et 3d foundation à pour avantage d'être moins coûteuse et plus rapide que des essais expérimentaux sur modèles réduits ou des essais en grandeur réelle.

Recommandations

À partir de ces constatations, nous recommandons ce qui suit :

- Les études paramétriques sont très bénéfiques pour la détermination de l'influence des différents paramètres sur le comportement des ouvrages géotechniques.
- Les modélisations en 2&3 dimensions permettent d'abaisser le coût des campagnes d'essais géotechniques.
- Le choix du type de maillage est très important, car son influence est directe sur les résultats que donne le logiciel. Il faudra choisir entre un maillage fin pour une plus grande précision et un plus grand temps de calcul ou un maillage grossier pour des résultats avec une précision moindre et moins de temps de calcul.
- Les résultats obtenus lors de notre travail serviront éventuellement de base pour plus tard et ils seront appuyés par d'autres modèles issus d'un autre logiciel (tel que flac 3D), puis ils y'aura lieu de comparer entre les résultats des différents logiciels et ceux réellement obtenus lors des vrais essais.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

PASTEL. Digital library of the PhD thesis from the institutions of Paris Tech, Chapitre I: Comportement des pieux sous charge transversale.

POULOS H.G. & DAVIS E.H. [1980]. “Pile foundation analysis and design”, John Wiley and Sons, New York, 397 p.

TOWNSEND F. [1997]. “Prediction and Evaluation of a Laterally Loaded Pile Group”, Final Report, State Project No: 99700-3508-119, Florida Department of Transportation, 381 p.

JEZEQUEL J.F & SAINTILAN D. [1986]. “Résistance latérale des pieux. Site de Plancœt”, GSC05, Rapport F.A.E.R. 1.05.01.5, Laboratoire régional de Saint-Brieuc, 64 p.

HADJADJI T. [1993]. “Analyse du comportement de pieux sous chargements horizontaux”, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 307 p.

BAGUELIN F. & JEZEQUEL J. [1972]. “Etude expérimentale du comportement de pieux sollicités horizontalement”, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 62, pp. 129-170.

ROLLINS K.M., PETERSON K.T. & THOMAS J.W. [1998]. “Lateral load behavior of full-scale pile group in clay”, Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., Vol. 124, N° 6, pp. 468-478.

JEFFREY L. SNYDER. [2004]. “Full-scale lateral-load tests of a 3x5 pile group in soft clays and silts” p 02, 67-126.

REMAUD. D. [1999]. “ Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe“, thèse de doctorat, p 2-46.

L.C.P.C [2007]. " Les grands équipements du LCPC : La centrifugeuse géotechnique", Laboratoire central des ponts et chaussées Site de Nantes, Unité de recherche reconnaissance et mécanique des sols.

REMAUD D., GARNIER J. & FRANK R. [1998]. “Pieux sous charges latérales : étude de l'effet de groupe”, Comptes-rendus des Vème Journées Nationales.

MEZAZIGH, S. [1995]. “Etude Expérimentale de Pieux Chargés Latéralement :Proximité d'un Talus et Effet de Groupe“, Thèse de Doctorat, Université de Nantes, 272 p

MEZAZIGH S., LEVACHER D. [2004]. "Étude du comportement d'un groupe de pieux sous chargement latéral monotone ", VIIIème Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier, Compiègne, 7-9 septembre 2004.

BROWN D.A. & SHIE F.C. [1991]. “Some numerical experiments with a three dimensional finite element model of a laterally loaded pile”, Computers and Geotechnics, Vol. 12, N° 2, pp. 149-162.

ATA N. [1998]. “Etude du comportement de micro-pieux sous chargement latéral : Construction numérique des courbes [p-y] et couplage fluide-squelette”, Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille, 168 p.

J .M. ABBAS, Z. HJ. CHIK, M. RAIHAN TAHA. [2008]. "Single Pile Simulation and Analysis Subjected to Lateral Load", Journal of Geotechnical Engineering. E.D.G.E.

MEKSAOUINE M. [1993]. "Etude expérimentale et théorique de la poussée passive sur pieux rigides", Thèse de Docteur de l'I.N.S.A. de Lyon.

MEKSAOUINE M., KASTNER R., BOURDEAU Y. [1992]. " Approche expérimentale et théorique de la butée tridimensionnelle", Colloque Structure et Comportement Mécanique des Géomatériaux, Nancy, France.

MEKSAOUINE M., KASTNER R. [1994]. " Approche expérimentale et théorique du mécanisme de la butée tridimensionnelle sur pieu rigide", Séminaire National de Génie-Civil, Guelma, Algérie.

MEKSAOUINE M., KASTNER R. [1997]. " Approche expérimentale et théorique du mécanisme de la butée tridimensionnelle sur pieu rigide", CAM 97, First Arab Mechanics Congress, Damas, Syrie.

CHELGHOU M. [2006]. " Calcul et conception des fondations", 161 p.

PLAXIS 2D v 8.2. [2004]. "Manuel de référence version 8".

PLAXIS 3D FOUNDATION v 1.1. [2004]. "Reference Manual version 1".