

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET
POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



Université De Tébessa
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de génie civil

MÉMOIRE

Présenté pour obtenir le diplôme de
Magister en Génie Civil
OPTION : Géotechnique

Thème :
CONTRIBUTION A L'ETUDE DU
FROTTEMENT NEGATIF DANS LES PIEUX :
MODELISATION NUMERIQUE.

Présenté par :

Boufarh Rafik

Soutenu le : 01/07/2010

Devant le jury composé de :

Président	: NINOUH Tarek	M .C Université de Tébessa
Rapporteur	: HOUAM Abdelkader	M .C Université de Tébessa
Examineurs	: ABECH Khalifa	M .C Université de Batna
Examineurs	: MESSASSET Salah	M .C Université de Skikda

Remerciements

« Je remercie, en premier, Allah pour tout.

Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien.

En fin, mes sincères reconnaissances et gratitudes à tous mes enseignants, du primaire aux études supérieures et en particulier le directeur de ce mémoire

M. Houam Abdelkader : M.C à l'université de Tébessa.

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepter d'examiner mon travail. »

ملخص

في الأساسات العميقة الاتصال بين التربة والعناصر الهيكلية "الكومة" تلعب دورا رئيسيا في تحديد ظروف استقرار المنشأة.

لكي يكون احتكاك جانبي يجب أن يكون هناك نزوح نسبي بين الكومة والتربة. إذا كانت الكومة تتحرك أسرع من التربة، فإن التربة من جراء رد فعل معارض لهذه الخطوة سيكون لها احتكاك جانبي إيجابي، صغودا. إذا كانت التربة تتحرك بشكل أسرع من الكومة (سوء نوعية التربة التي تكتسب تحت الأحمال المطبقة على سطح التربة)، عن طريق التعبئة في التربة يؤدي إلى شد الكومة للأسفل ويطبق عليها احتكاك سلبي زائد. بالنسبة لنفس الكومة، قد تكون عرضة للاحتكاك الجانبي السلبي في الجزء العلوي وفي الجزء السفلي إلى احتكاك جانبي إيجابي. و تلك هي النقطة التي يكون فيها نزوح الكومة يساوي نزوح التربة.

هذا العمل يكون مفاهيم حول سلوك هذا النوع من المنشآت (الكومة)، ويركز على المساهمة في دراسة الاحتكاك السلبي. وسيتم تقسيم العمل على خمسة فصول، ويتضمن ثلاثة أجزاء. الجزء الأول (الفصل 1) محجوز للبحوث المكتبية والحصول على المعارف الأساسية ذات الصلة لفهم سلوك الأسس العميقة.

في حين ان الجزء الثاني (الفصل 2 و 3) مكرس لدراسة أساليب حساب الاحتكاك السلبي على الكومة المنعزلة ومجموعة الكوم، هذا القسم يوضح تفاصيل و المبادئ التي نستخدمها في طرق الحساب.

و خصص الجزء الثالث (الفصل 4 و 5) لوضع النماذج العددية. الخطوة الأولى هي وضع نموذج ثنائي الأبعاد من كومة منعزلة متناضرة في تربة لينة، والتحقق من صحة النتائج بالقرارة مع النموذج العددي المنصوص عليه في المراجع، ثم تجري دراسة بارامترية. ويستخدم فيه نفس النموذج مع البيانات نفسها، وفي كل مرة نقوم بتغيير الإعدادات للمقارنة (الإعدادات تم تغييرها واحدا تلو الآخر و في نطاق معقول). وهذا يظهر تأثير الإعدادات المختلفة على النتائج (الرص، والإجهاد العرضي، العمودي) على مستوى الكومة و واجهة التربة.

كلمات البحث:

الاحتكاك الجانبي، واجهة، القدرة على تحمل، العمق الحرج، جذل، ذروة.

Résumé

Dans les fondations profondes la caractérisation du contact entre le sol et l'élément structural « *pieu* » joue un rôle majeur dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage.

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral positif, vers le haut. Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui applique un frottement négatif qui le surcharge. Pour un même pieu on pourra avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Celui est le point pour lequel le déplacement du pieu est égal à celui du sol.

Ce travail constitue une compréhension du comportement de ce type d'ouvrage (pieux, inclusions rigide), et s'intéresse plus particulièrement à la contribution de l'étude du frottement négatif. Le travail sera divisé en cinq chapitres, et comporte à trois parties.

La première partie (chapitre 1) est réservée à la recherche bibliographique et l'acquisition de connaissances de base utiles à la compréhension du comportement des fondations profondes.

Alors que la deuxième partie (chapitre 2 et 3) est consacrée à l'étude des méthodes de calcul de frottement négatif pour un pieu isolé puis pour un groupe de pieux. Cette partie détaille successivement les principes de calcul qui suivent les méthodes.

La troisième partie (chapitre 4 et 5) concerne la modélisation numérique. La première étape consiste en une modélisation bidimensionnelle d'un pieu isolé en axisymétrie dans les sols mous, validée à partir des résultats du modèle numérique établi dans la littérature. Puis l'étude paramétrique est effectuée. On utilise la même coupe du modèle, avec les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer (les paramètres ont été modifiés un par un), et toujours dans des fourchettes raisonnables. Il est question de montrer l'effet de différents paramètres sur les résultats (tassement, contraintes 'verticale ou de tangentielle) au niveau du pieu, l'interface et le sol.

Mots clés :

Frottement latéral, interface; capacité portante, profondeur critique, fût, pointe

Abstract

In the deep foundations the characterization of the contact between the ground and the structural element «pile » plays a major role in the definition of the stability conditions of the work.

So that there is skin friction it is necessary that there is a relative displacement between the pile and the ground. If the pile moves more quickly than the ground, the ground by reaction while being opposed to displacement will exert a positive skin friction, upwards. If ground moves more quickly than pile (poor ground which packs under overloads applied to the level of the surface of the ground), the ground while packing involves the pile downwards and applies a negative skin friction to him which overloads it. For the same pile one will be able to have the higher part subjected to a negative skin friction and the lower part than a positive skin friction. The neutral point is the point for which the displacement of the pile is equal to that of the ground

This work constitutes a comprehension of the behavior of this type of work (piles, inclusions rigid), and is interested more particularly in the contribution of the study of negative skin friction. Work will be divided into five chapters, it comprises three parts.

The first part (chapter 1) is reserved has the library search and the acquisition of basic knowledge useful for the comprehension of the behavior of the deep foundations.

Whereas the second part (chapter 2 and 3) est. devoted to the methods engineering of calculates negative skin friction acting on a pile isolated or a group from piles. This part details successively the principles of calculation which follow the methods.

The third part (chapter 4 and 5) relates to numerical modeling. The first stage consists of a two-dimensional modeling of a pile insulated in axisymetry in soft grounds, validated starting from the results of the digital model established in the literature. Then parametric study will be carried out. The same cut of the project is used, with the same data and one changes each time the parameter to be compared (the parameters were modified one by one), and always in reasonable forks. It will be a question of watch the effect of various parameters on the results (compressing, constraints ' vertical or shearing) on the level of the pile, the interface and the ground.

Key words:

Skin friction, interface; bearing capacity, critical depth, shaft, point

TABLE DES MATIERES

Listes Des Figures

Liste Des Tableaux

CHAPITRE 01 : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE COMPORTEMENT DES PIEUX

1.1. Introduction	01
1.2. Généralités	01
1.3. Principaux types de pieux	02
1.3.1. Principes d'exécution des principaux types de pieux	02
1.3.1.1. <i>Pieux battus</i>	03
1.3.1.2. <i>Pieux forés</i>	03
1.4. Principes de fonctionnement	04
1.4.1. <i>Cas d'un pieu isolé</i>	04
1.4.2. <i>Cas de groupes de pieux</i>	05
1.5. Capacité portante des pieux	05
1.5.1. Généralités	05
1.5.2. Détermination de la charge limite d'un pieu	06
1.5.2.1. Théories classiques rigides-plastiques	07
1.5.2.2. Formules dynamique	08
1.5.2.3. Formules statique	10
1.5.2.3.1 <i>Méthodes de calcul du frottement latéral</i>	10
1.5.2.3.2 <i>Méthodes de calcul de la résistance en pointe</i>	16
1.5.2.4 Calcul de la capacité portante des fondations à partir des essais in situ	18
1.5.2.4.1 <i>A partir des résultats de l'essai pressiométrique</i>	19
1.5.2.4.2 <i>A partir des résultats de l'essai pénétrométrique.</i>	22
1.5.2.4.3 <i>A partir des résultats de l'essai de chargement statique d'un pieu sous compression axial</i>	24
1.6 Conclusion	27

CHAPITRE 02 : ÉVALUATION DU FROTTEMENT NÉGATIF SUR UN PIEU

2.1 Introduction	28
2.2 Méthode de Zeevaert(1959)	28
2.2.1. Exposé de la méthode	28
2.2.2. Cas particuliers d'application	31
2.3 Méthode de Garlanger(1973)	34
2.3.1. Détermination de β	34
2.3.2. Préentions	35
2.4 Méthode de Combarieu (1985)	37
2.4.1. Exposé de la méthode	37
2.4.2. Détermination de $k.tan\delta$	37
2.4.3. Calcul de la contrainte verticale $\sigma'_v(z, r)$	38
2.4.4. Détermination de la hauteur critique h	39
2.4.5. Formule générale	39
2.4.5.1. <i>Cas du pieu isolé</i>	39
2.4.5.2. <i>Cas du pieu dans un groupe</i>	40
2.4.5.3. <i>Cas du groupe limité de pieux</i>	41
2.5 Méthode basée sur les statiques	42
2.6 Localisation du point neutre	43
2.6.1 Signification du point neutre	43
2.7 Conclusion	44

CHAPITRE 03 : *LES MODÈLES DE COMPORTEMENT ET L'OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ*

3.1 Bref aperçu de la méthode des éléments finis	45
3.1.1 Introduction	45
3.1.2 Concepts de base	45
3.1.3 Calculs par la MEF	46
3.2. Modèles de comportement	47
3.2.1. Modèle élastique linéaire isotrope (Loi de Hook)	47
3.2.2 .Comportement élastoplastique	47
3.2.2.1 <i>Notions de bases fondamentales</i>	48
3.2.2.2 <i>Critères de plasticité</i>	51
3.3. Présentation de PLAXIS	56
3.3.1 Le code éléments finis PLAXIS	57
3.4. Les modèle de comportement utilisé dans PLAXIS	57
3.4.1 Introduction	57
3.4.2 Modèle de Mohr-Coulomb	58
3.4.3 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)	61
3.4.4 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)	65
3.4.5 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)	69
3.5. Conclusion	71

CHAPITRE 04 : *MODELISATION NUMERIQUE -VALIDATION DE LA PROCEDURE NUMERIQUE*

4.1 Introduction	72
4.2. Modélisation numérique axisymétrique des pieux par EF	72
4.3. Modélisation numérique tridimensionnelle des pieux par EF	72
4.4 Définition des données	73
4.4.1 Hypothèses et géométrie	73
4.4.2 Caractéristiques des matériaux	75
4.4.3 Génération du maillage	76
4.4.4 Conditions initiales	76
4.5. Procédure de calculs	77
4.6. Vérification de modèle numérique	78
4.7. Les principaux résultats	78
4.7.1 Résultats de la phase	78
4.8. Conclusions	82

CHAPITRE 05 : *ÉTUDE PARAMETRIQUE*

5.1 Introduction	83
5.2 Effet des paramètres de calculs	83
5.2.1 Maillage	83
5.2.2 Discussions	86
5.2.3. Précision des calculs	87
5.2.4 Discussions	91
5.2.5. Conclusions pour les paramètres de calculs	91
5.3 Effet des paramètres géotechniques	91
5.3.1 Effet des paramètres du sol	91
5.3.1.1 <i>Cohésion c'</i>	91
5.3.1.1.1 <i>Discussions</i>	95
5.3.1.2 <i>Angle de frottement φ'</i>	95
5.3.1.2.1. <i>Discussions</i>	98
5.3.1.3 <i>Module d'Young E</i>	98
5.3.1.3.1 <i>Discussions</i>	102

5.3.1.4	<i>Coefficient de Poisson ν</i>	102
5.3.1.4.1	<i>Discussions</i>	106
5.3.2.	Conclusion pour les paramètres du sol	107
5.3.3	Effet du rabattement	107
5.3.3.1	<i>Conclusion pour effet du rabattement</i>	111
5.3.4	Effet du modèle de comportement	111
5.3.4.1	<i>Calcul des paramètres de HSM</i>	111
5.3.4.2	<i>Discussions</i>	115
5.3.4.3	<i>Conclusion pour effet du modèle de comportement</i>	115
5.3.5	Effet des interfaces	115
5.3.5.1	<i>Conclusion pour effet des interfaces</i>	118
5.3.6	Effet des étapes de chargement	119
5.3.6.1	<i>Conclusion pour les étapes de chargement</i>	122
5.4	Conclusion générale	124
5.5.	Réduction de frottement négatif	125
	Références bibliographiques	126

Listes des figures

Chapitre 1

Fig.1.1. Définitions des caractéristiques géométriques des pieux.

Fig.1.2. Trois modes de fonctionnement des pieux.

Fig.1.3. Diffusion de contraintes en profondeur.

Fig.1.4. (a) Charge limite d'un pieu en compression (b) Mobilisation des charges d'un pieu.

Fig.1.5. Exemples de schémas de rupture selon les théories classiques.

Fig.1.6. Principe de battage d'un pieu.

Fig.1.7. Méthodes de Toolan et al. (1990) pour calculer la capacité du fût (a) Corrélation entre τ_f et D_r , (b) Variation de la contrainte de cisaillement locale le long du fût (c) Approche β .

Fig.1.8. Profil de frottement axial en fonction de la profondeur (Randolph et al. 1994).

Fig.1.9. Chemin de contrainte $\sigma'_r - \tau_{rz}$ (Lehane 1992).

Fig.1.10. Théorie d'expansion de cavité pour la résistance en pointe.

Fig.1.11. Résistance en pointe de pieux en fonction du diamètre (Chow 1997).

Fig.1.12. Définition de la pression limite équivalente p_l^* .

Fig.1.13. Valeur du frottement latéral unitaire limite « Fascicule n° 62, titre V ».

Fig.1.14. Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente au pénétromètre statique « Fascicule n° 62, titre V ».

Fig.1.15. Programmes de chargement-déchargement.

Fig.1.16. Exemple de courbes caractéristiques tracées lors d'un essai de chargement statique de pieu.

Chapitre 2

Fig.2.1. Groupe de pieux enfoncés dans un massif compressible.

Fig.2.2. Allure des diagrammes des pressions $\sigma_{ov}(z)$ et $\sigma_v(z)$.

Fig.2.3. Allure des diagrammes des pressions $\sigma_{ov}(z)$ et $\sigma_v(z)$ en cas de surcharge.

Fig.2.4. Allure des diagrammes des pressions $\sigma_{ov}(z)$ et $\sigma_v(z)$ dans un sol stratifié.

Fig.2.5. Diagramme de $\sigma_{ov}(z)$ en fonction de z .

Fig.2.6. Répartition de la contrainte $\sigma'_v(z, r)$.

Fig.2.7. Coefficient d'accrochage λ en fonction du facteur $k \cdot \tan \delta$.

Fig.2.8. Abaques de détermination de $m(\lambda, b) \cdot R / (k \cdot \tan \delta)$ (Combarieu, 1985).

Fig.2.9. Etats de contraintes dans le sol aux différentes étapes.

Fig.2.10. Méthode basée sur les statiques.

Fig.2.11. Mécanismes de transfert de charge, tassements et contraintes.

Chapitre 3

Fig.3.1. Comportement élastoplastique avec écrouissage.

Fig.3.2. Surface de charge.

Fig.3.3. Modèle d'écrouissage isotrope.

Fig.3.4. Ecrouissage cinématique.

Fig.3.5. Intersection du critère de coulomb par un plan déviatoire.

Fig.3.6. Surface de charge de Mohr Coulomb dans l'espace des contraintes principales.

Fig.3.7. Idéalisations de la relation de ψ à partir des résultats de test triaxial (Vermeer et Bors, 1984).

Fig.3.8. Différence entre critère standard et non standard (Mohr-Coulomb).

Fig.3.9. Intersection du critère de Tresca avec un plan déviatoire.

Fig.3.10. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Fig.3.11. Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Fig.3.12. Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

- Fig.3.13.** Définition du module à 50 % de la rupture.
- Fig.3.14.** Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.
- Fig.3.15.** Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model. Paramètres de Mohr – Coulomb.
- Fig.3.16.** Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.
- Fig.3.17.** Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.
- Fig.3.18.** Définition du module œdométrique tangent.
- Fig.3.19.** Définition de l'angle de dilatance.
- Fig.3.20.** Forme des surfaces de charge du HSM.
- Fig.3.21.** Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.
- Fig.3.22.** Différentes représentations lors d'un essai œdométrique.
- Fig.3.23.** Fenêtre des paramètres du SSM.
- Fig.3.24.** Fenêtre des paramètres avancés du SSM.
- Fig.3.25.** Effet du temps sur les essais œnométriques.
- Fig. 3.26.** Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p - q .
- Fig. 3.27.** Fenêtre des paramètres du SSCM
- Fig. 3.28.** Fenêtre des paramètres avancés du SSCM.

Chapitre 4

- Fig. 4.1.** Vue en coupe du modèle.
- Fig. 4.2.** Modèle 2D géométrique du modèle.
- Fig. 4.3.** Maillage du modèle.
- Fig. 4.4.** Génération des pressions interstitielles initiales.
- Fig. 4.5.** Génération des contraintes effectives initiales.
- Fig. 4.6.** La comparaison des distributions de la surcharge du frottement négatif et la contrainte de cisaillement entre cas de l'étude et la littérature.
- Fig. 4.6.** Déformation de maillage.
- Fig. 4.7.** Déplacement vertical (Tassement).
- Fig. 4.8.** Déplacement vertical (Tassement de pieu et de sol).
- Fig. 4.9.** Distribution Contrainte vertical le long de pieu.
- Fig. 4.10.** Distribution de Contrainte de cisaillement le long de l'interface du pieu.
- Fig. 4.11.** Mécanismes de transfert de charge : tassements et contraintes.

Chapitre 5

- Fig. 5.1.** Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.
- Fig. 5.2.** Influence de maillage sur le tassement.
- Fig. 5.3.** Influence de maillage sur les contraintes vertical le long du pieu.
- Fig. 5.4.** Influence de maillage sur les contraintes du cisaillement le long du pieu
- Fig. 5.5.** Comparaison de la solution exacte avec la solution numérique (Brinkgereve. 2003).
- Fig. 5.6.** Influence de la précision des calculs sur le tassement.
- Fig. 5.7.** Influence de la précision sur les contraintes verticale le long du pieu.
- Fig. 5.8.** Influence de la précision sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.
- Fig. 5.9.** Influence de la cohésion sur le tassement pour le deux cas de variation
(a) $c'+2$; (b) $c'-2$ ($c'=5kPa$).
- Fig. 5.10.** Influence de la cohésion sur les contraintes verticale le long du pieu.
- Fig. 5.11.** Influence de la cohésion sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.
- Fig.5.12.** Influence de l'angle de frottement sur le tassement pour le deux cas
(a) $\varphi'-5^\circ$; (b) $\varphi'+5^\circ$ ($\varphi'=20^\circ$).
- Fig.5.13.** Influence de l'angle de frottement sur les contraintes verticale le long du pieu.
- Fig.5.14.** Influence de l'angle de frottement sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Fig.5.15. Influence du module d'élasticité sur le tassement pour le deux cas (a) diminution du module d'élasticité ($0.75 E$) ; (b) augmentation du module d'élasticité $1.25 E$ ($E=5000 \text{ kPa}$).

Fig.5.16. Influence du module d'élasticité sur les contraintes verticale le long du pieu.

Fig.5.17. Influence du module d'élasticité sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Fig.5.18. Influence du coefficient de Poisson sur le tassement pour les deux cas
(a) $\nu=0.1$; (b) $\nu=0.15$ ($\nu = 0,3$).

Fig.5.19. Influence du coefficient de Poisson sur les contraintes verticale le long du pieu.

Fig.5.20. Influence du coefficient de Poisson sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Fig.5.21. Influence du rabattement sur tassements pour le deux rabattements
(a) $N.P=0m$;(b) $N.P= -20m$.

Fig.5.22. Influence du rabattement sur les contraintes verticale le long du pieu.

Fig.5.23. Influence du rabattement sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Fig. 5.24. Influence du modèle de comportement sur le tassement pour le deux cas (a)modèle de Mohr Coulomb(M.C); (b) Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model HSM).

Fig.5.25. Influence du modèle de comportement sur les contraintes verticale le long du pieu pour le deux cas (a)modèle de Mohr Coulomb(M.C); (b) Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model HSM).

Fig.5.26. Influence du modèle de comportement sur les contraintes du cisaillement le long du pieu pour le deux cas (a)modèle de Mohr Coulomb(M.C); (b) Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model HSM).

Fig.5.27. Effet des interfaces sur le tassement pour les deux cas (a) facteur de réduction de résistance $R=0.5$ (b) interface rigide $R=1$.

Fig.5.28. Influence des interfaces sur les contraintes verticale le long du pieu

Fig.5.29. Influence des interfaces sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Fig.5.30. tassement du pieu et sol pour deux cas de surcharge 10 et 100KPa .

Fig.5.31. contrainte verticale le long du pieu pour des diverses surcharges.

Fig.5.32. contrainte de cisaillement le long du pieu pour des diverses surcharges

Fig.5.33. tassement du pieu et sol pour deux cas de charge (a) et (b).

(a) Application de la surcharge et puis application de la charge repartie ($P=1500\text{KPa}$) sur le pieu ($q+P$).

(b) Application de la charge repartie sur le pieu et puis application de la surcharge ($q= 50 \text{ KPa}$). ($P+q$).

Fig.5.34. Contrainte verticale le long du pieu pour la combinaison de la charge axial ($P=1500\text{KPa}$) et la surcharge ($q=50\text{KPa}$).

Fig.5.35. Contrainte de cisaillement le long du pieu pour la combinaison de la charge axial ($P=1500\text{kPa}$) et la surcharge ($q=50\text{kPa}$).

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tab.1.1. Paramètres de conception des pieux pour un sable siliceux API RP2A(1993)

Tab.1.2. Approche de prévision pour le frottement axial moyen (Toolan et al. 1990)

Tab.1.3. Formules empiriques de β dans les sables à partir des essais SPT.

Tab.1.4. Définition des catégories conventionnelles de sols « Fascicule n° 62, titre V »

Tab.1.5. Valeurs du facteur de portance k_p « Fascicule n° 62, titre V ».

Tab.1.6. Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s « Fascicule n° 62, titre V ».

Tab.1.7. Valeurs du facteur de portance k_c .

Tab.1.8. Choix du coefficient β et $q_{s\max}$

Chapitre 2

Tab.2.1. Valeurs de β en fonction de la nature du sol.

Tab.2.2. Liste de valeurs de β en fonction de la nature du sol et du type de pieu.

Tab.2.3. Valeurs de $k \cdot \tan \delta$ pour différents types de sols et modes de réalisation des pieux (fascicule 62 - titre V).

Chapitre 3

Tab.3.1. SSM, Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k .

Chapitre 4

Tab.4.1. Propriétés des couches de sols et des interfaces.

Chapitre 5

Tab.5.1. Influence de maillage sur le tassement.

Tab.5.2. Influence de maillage sur les contraintes verticale le long du pieu.

Tab.5.3. Influence de maillage sur les contraintes du cisaillement le long du pieu.

Tab.5.4. Influence de la précision des calculs sur le tassement.

Tab.5.5. Influence de la précision sur les contraintes verticale le long du pieu.

Tab.5.6. Influence de la précision sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Tab.5.7. Influence de la cohésion sur le tassement.

Tab.5.8. Influence de la cohésion sur les contraintes verticale le long du pieu.

Tab.5.9. Influence de la cohésion sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Tab.5.10. Influence de l'angle de frottement sur le tassement.

Tab.5.11. Influence de la cohésion sur les contraintes verticale le long du pieu.

Tab.5.12. Influence de l'angle de frottement sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Tab.5.13. Influence du module d'élasticité sur le tassement.

Tab.5.14. Influence du module d'élasticité sur les contraintes verticale le long du pieu.

Tab.5.15. Influence du module d'élasticité sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Tab.5.16. Influence du coefficient de Poisson sur le tassement.

Tab.5.17. Influence du coefficient de Poisson sur les contraintes verticale le long du pieu.

Tab.5.18. Influence du coefficient de Poisson sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Tab.5.19. Influence du rabattement sur tassements.

Tab.5.20. Influence du rabattement sur les contraintes verticale le long du pieu.

Tab.5.21. Influence du rabattement sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Tab.5.22. Paramètres de HSM.

Tab.5.23. *Influence du modèle de comportement sur le tassement pour le deux cas (a) modèle de Mohr Coulomb(M.C); (b) Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model HSM).*

Tab.5.24. *Influence du modèle de comportement sur les contraintes verticale le long du pieu pour le deux cas (a) modèle de Mohr Coulomb(M.C); (b) Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model HSM).*

Tab.5.25. *Influence du modèle de comportement sur les contraintes du cisaillement le long du pieu pour le deux cas (a) modèle de Mohr Coulomb(M.C); (b) Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model HSM).*

Tab.5.26. *Influence des interfaces sur le tassement.*

Tab.5.27. *Influence des interfaces sur les contraintes verticale le long du pieu.*

Tab.5.28. *Influence des interfaces sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.*

Tab.5.29. *Synthèse des résultats de l'étude paramétrique.*

CHAPITRE 01 :**SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE COMPORTEMENT DES PIEUX****1.1. Introduction**

De tout temps, les sols ont été utilisés pour supporter des fondations ou réaliser des constructions, à travers les âges les constructeurs et les modeleurs ont admis la nécessité d'établir des fondations solides pour que les constructions résistent mieux aux forces de la nature, bien avant que les méthodes scientifiques n'aient été reconnues comme les mieux adaptées à la solution des problèmes de génie civil, on a construit des édifices importants et certains de ces ouvrages sont restés en service pendant des siècles. Il était par suite inévitable que les travaux de terrassements et de fondations se soient développés, pour l'essentiel, comme un art s'appuyant sur des pratiques et des usages issus de réalisations antérieures satisfaisantes.

Pendant les quarante dernières années, des progrès considérables ont été accomplis dans la connaissance des propriétés physiques des sols et dans l'appréciation de la validité des théories sur le comportement des terres. Les méthodes d'étude et de construction ont subi des changements significatifs et, bien que l'expérience demeure toujours le critère essentiel, les méthodes rationnelles d'étude ont largement supplanté les règles empiriques.

1.2. Généralités

Un pieu est une fondation élancée 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 h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e .

Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu (Fig. 1.1).

On considère qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif D_e/B est supérieure à 5 et $D > 3$.

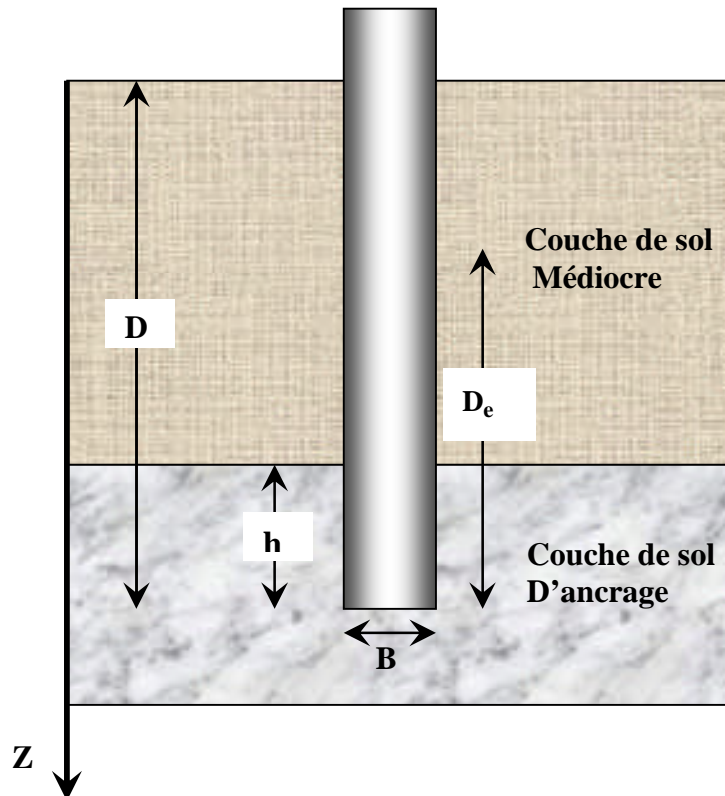


Fig.1.1. Définitions des caractéristiques géométriques des pieux

1.3. Principaux types de pieux

On distingue deux grands groupes de pieux : les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol et les pieux réalisés par excavation du sol. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés.

- Pieux mis en œuvre par refoulement de sol
 - Pieux battus préfabriqués
 - Pieux battus moulés dans le sol
 - Pieux battus tubés
 - Pieux battus métalliques
 - Pieux vissés moulés dans le sol

- Pieux mis en œuvre par extraction de sol
 - Pieux forés avec tube de fonçage
 - Pieux forés avec apport de boue benthonique
 - Faux-puits

1.3.1. Principes d'exécution des principaux types de pieux

Il existe plusieurs dizaines de types de pieux en Algérie et à l'étranger. Les principaux types de pieux sont les suivants.

1.3.1.1. Pieux battus

Ces sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.

Les pieux métalliques sont généralement sous forme de tube ou en forme de H. Les tubes peuvent être ouverts ou fermés à leur base. Les pieux métalliques sont mis en œuvre par battage ou par vibration.

Les pieux en béton armé sont fabriqués sur des aires proches du chantier. Ils sont mis en œuvre par battage ou par vibration.

L'exécution des pieux battus moulés consiste d'abord à battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armatures, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction.

1.3.1.2. Pieux forés

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

On fera une place à part aux pieux à la tarière creuse qui ont connu un très fort développement ces dix dernières années et qui sont très utilisées dans les fondations de bâtiment. Le principe consiste à visser dans le sol une tarière à axe creux sur une longueur totale au moins égale à la longueur du pieu à réaliser, puis à l'extraire du sol sans dévisser pendant que, simultanément, le béton est injecté par l'axe creux de la tarière. On distingue trois types de tarière creuse : les tarières creuses sans enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage (type 1), les tarières creuses (type 2) avec enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression de béton, quantité de béton), et ces mêmes tarières équipées en plus d'un tube de bétonnage télescopable rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant le bétonnage (type 3) Ces pieux ne peuvent, évidemment, être armés qu'après l'opération de bétonnage. La mise en place des armatures sous leur propre poids ou par vibration devient délicate pour des pieux d'une longueur supérieure à 12 -15m.

Au-delà, des techniques de béton armé de fibres en acier ont été développées et permettent d'injecter directement dans le sol les fibres mélangées au béton. Grâce à l'amélioration spectaculaire du matériel de forage on peut exécuter des pieux de 600 à 1200mm de diamètre jusqu' à des profondeurs allant jusqu'à 30-35m. Actuellement les pieux à la tarière creuse sont parmi les moins chers.

Les puits sont des fondations creusées à la main. De section circulaire, ils doivent avoir un diamètre supérieur à 1,20m ; de section quelconque ils doivent avoir une largeur minimale de 0,80m et une section minimale de 1,1m².

Les parois du puits sont soutenues par un blindage qui peut-être récupéré ou abandonné. Après curage du fond du puits, le forage est bétonné à sec.

1.4. Principes de fonctionnement

1.4.1. Cas d'un pieu isolé

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

- par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté Q_p)
- par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté Q_f)
- par frottement latéral + effet de pointe

L'effort de pointe est proportionnel à :

- Section de la base du pieu
- À la résistance du substratum

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

- La surface de contact entre le pieu et le sol
- Au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol)

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol.

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

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol a tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela a pour conséquence de surcharger le pieu.

Attention, si le pieu travaille à l'arrachement, $Q_p = 0$. Il est admis que le frottement latéral mobilisable est identique selon que le pieu travaille en compression ou en traction.

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

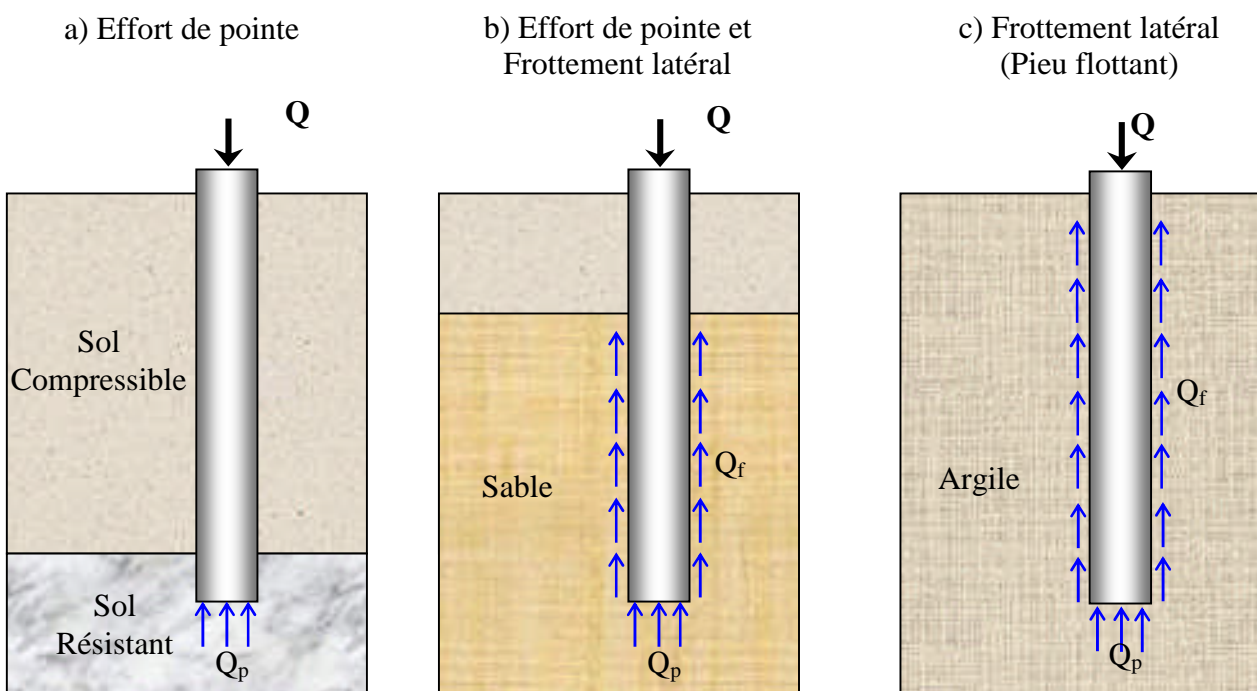


Fig.1.2. Trois modes de fonctionnement des pieux.

1.4.2. Cas de groupes de pieux :

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

$$C_e = \frac{Q_{gu}}{\sum Q_{ui}}$$

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

Cela a pour conséquence de transmettre les contraintes en profondeur bien au delà de celles générées par un pieu isolé

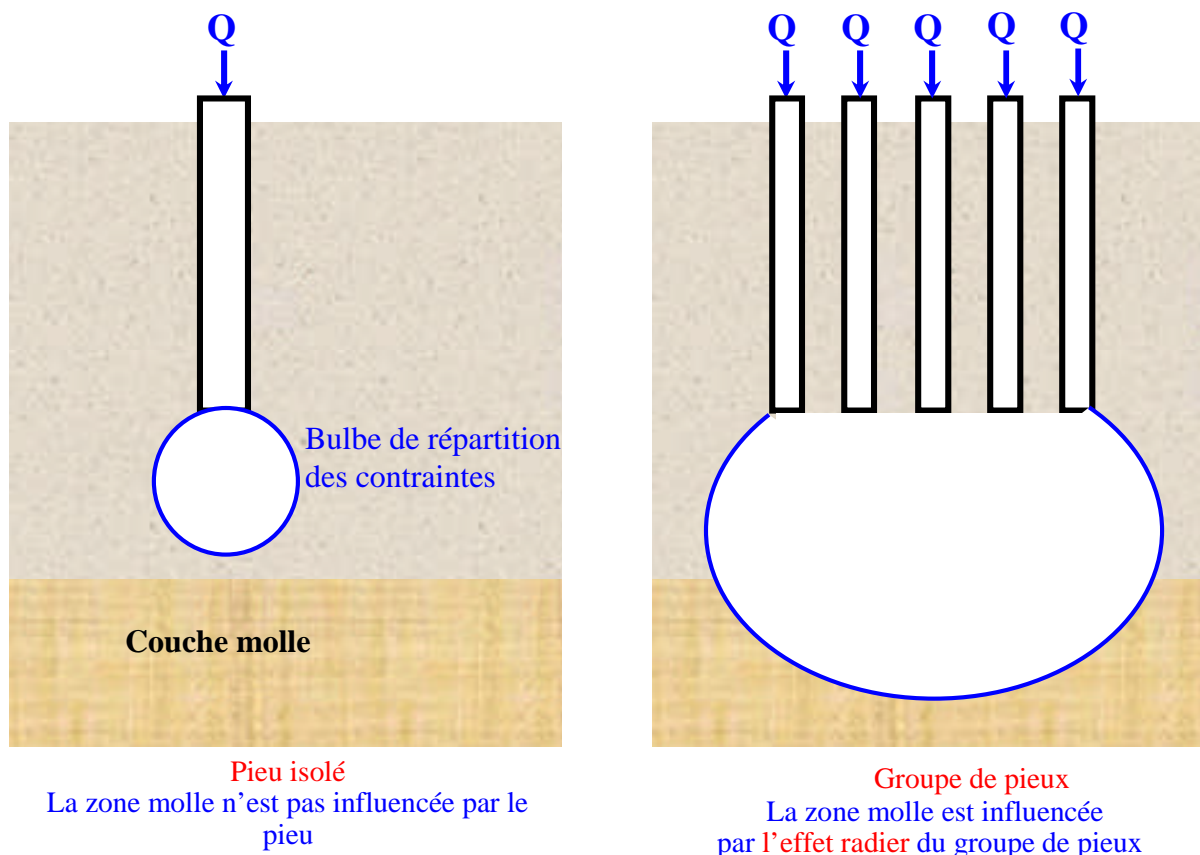


Fig.1.3. Diffusion de contraintes en profondeur.

1.5. Capacité portante des pieux

1.5.1. Généralités

La détermination de la charge limite d'un pieu est un problème difficile, non encore résolu théoriquement. On s'attache surtout à la détermination de la charge limite verticale.

Considérons un pieu isolé dont la base est située à la profondeur D dans un sol homogène (Fig.1.4 a). Ce pieu est chargé axialement en tête par une charge Q . Si l'on accroît progressivement Q à partir de 0, le pieu s'enfonce en tête, de s_t , et la courbe représentant Q en fonction de s_t à l'allure indiquée sur la figure.1.4 b avec une charge limite correspondant à la

rupture du sol. L'enfoncement ne se stabilise plus sous la charge et la vitesse d'enfoncement est relativement grande. Conventionnellement, sera la charge correspondant à $s_t = B/10$ (Avec B diamètre du pieu) ou à une vitesse d'enfoncement de 1 à 5 mm/min.

Au moment de la rupture, la charge est équilibrée par les réactions limites du sol suivantes :

- résistance unitaire du sol sous la pointe q_p , conduisant à la charge limite de pointe :

$$Q_p = q_p \cdot A_p \quad (1.1)$$

Avec A_p : section droite de la pointe ;

- Résistance q_s due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu ; si q_s est le frottement latéral unitaire limite, la charge limite par frottement latéral est :

$$Q_s = q_s \cdot A_s \quad (1.2)$$

Avec A_s : surface latérale du pieu ;

La charge limite s'écrit dans le cas des pieux qui travaillent en compression : $Q = Q_p + Q_s - W$ et dans le cas des pieux qui travaillent en arrachement : $Q = Q + W$ (W étant le poids du pieu). La mobilisation des charges totale Q_t , de frottement Q_s et en pointe Q_p en fonction du tassement des pieux est donnée sur la figure. 1.4 b où le poids du pieu est négligé. Dans la suite, on considère le frottement positif lorsque la contrainte de cisaillement est dirigée vers le haut (Fig. 1.4a).

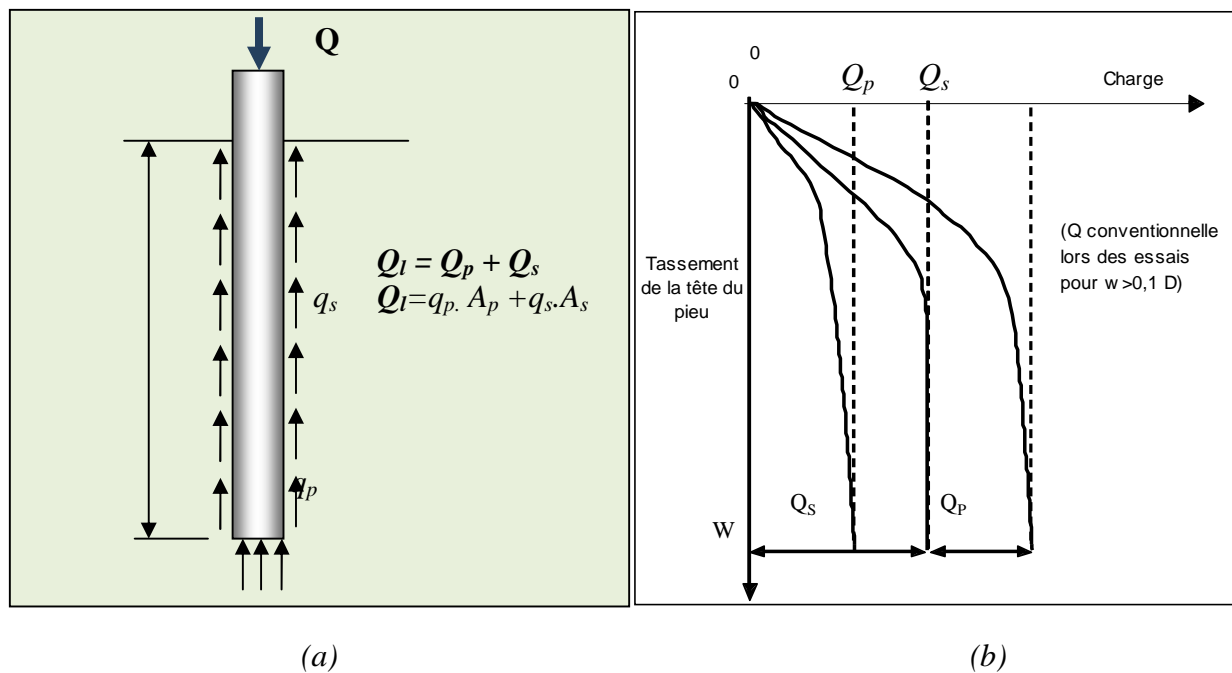


Fig.1.4. (a) Charge limite d'un pieu en compression (b) Mobilisation des charges d'un pieu.

1.5.2. Détermination de la charge limite d'un pieu

Il existe de nombreuses méthodes, de validités très différentes, pour déterminer la charge limite d'un pieu. On peut soit utiliser des formules dynamiques déduites du résultat du battage, soit utiliser des formules statiques basées sur la théorie des fondations superficielles, soit se servir des données provenant d'un essai exécuté au pénétromètre ou au pressiomètre, soit enfin interpréter convenablement des essais de mise en charge de pieux.

1.5.2.1. Théories classiques rigides-plastiques

Les théories classiques du calcul de la charge limite axiale d'un pieu reposent sur l'hypothèse du comportement rigide-plastique du sol, supposé partout en état de rupture dans une certaine zone autour du pieu.

Dans ces théories, les efforts résistants unitaires (résistance de pointe q_p , frottement latéral limite q_s) ne dépendent que des caractéristiques de rupture du sol mesurées en laboratoire (cohésion c et angle de frottement φ) et sont reliés directement à la profondeur (par l'intermédiaire de la contrainte verticale q_z due au poids des terres au-dessus du niveau z considéré).

Ainsi, dans les sols frottant, pour un sol homogène de poids volumique déjaugé γ'

$$q_p = c' N_c + q_0' N_q$$

Avec $q_0' = \gamma' \cdot D$

N_c et N_q facteurs de capacité portante de cohésion et de profondeur, fonctions de φ uniquement, et : $q_s = K \cdot q_z \tan \delta + c'$

avec $q_z = \gamma' \cdot z$,

K rapport entre la contrainte normale au pieu et la contrainte parallèle à l'axe à la profondeur z (assimilée à la contrainte verticale q_z), δ angle de frottement entre le sol et le pieu (fraction prise souvent égale à $2/3$ de l'angle de frottement interne du sol). Suivant les auteurs et suivant les schémas de rupture adoptés (figure 1.5), les coefficients N_c et N_q peuvent varier dans le rapport de 1 à 10, et même davantage.

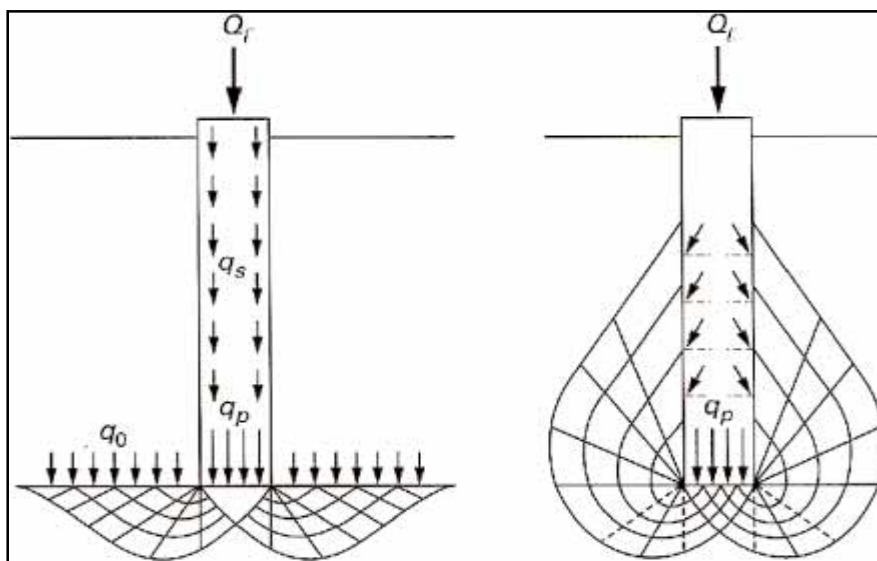


Fig.1.5. Exemples de schémas de rupture selon les théories classiques (Frank 1999).

- Pour les sols purement cohérents ($\varphi = 0$ et $c = c_u$) :

$$q_p = N_c \cdot c_u + q_0$$

avec N_c souvent pris égal à 9,

$$\text{Et : } q_s = \alpha c_u$$

Avec $\alpha \leq 1$ suivant la nature du sol, du pieu et de sa mise en œuvre.

Ces théories classiques sont utilisées, notamment grâce au développement de méthodes empiriques basées sur les résultats d'essais de reconnaissance en place (pressiomètre,

pénétrömètre principalement) et les résultats d'essais de pieux en vraie grandeur, méthodes jugées opérationnelles et plus fiables.

1.5.2.2. Formules dynamique

a) Formules de battage

On considère un pieu de poids M' . Sous un coup de mouton de masse M tombant d'une hauteur H , le pieu (masse M' avec les accessoires de battage: casque, etc.) s'enfonce de la quantité e appelée refus (on mesure l'enfoncement sous 10 coups de mouton et l'on prend la valeur moyenne par coup), le problème est schématisé sur la figure 1.6

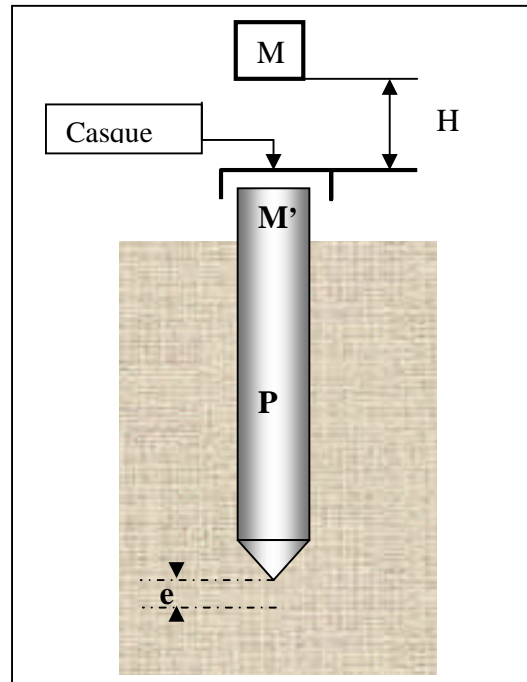


Fig.1.6. Principe de battage d'un pieu.

En écrivant que l'énergie transmise par la chute du mouton est égale à l'énergie nécessaire pour enfoncer le pieu de e , on aurait :

$$Q.e = M.g.H \quad (1.3)$$

Avec g : accélération due à la pesanteur,
 Q : résistance du sol.

En réalité, cette formule a été modifiée pour tenir compte des pertes d'énergie diverses, et de nombreuses expressions ont été proposées. On en citera deux qui sont bien connues :

- **formule des Hollandais :**

$$Q_t = \left(\frac{MgH}{e} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{M'}{M}} \right) \quad (1.4)$$

- **formule de Crandall :**

$$Q_t = \left(\frac{MgH}{e + \frac{e_1}{2}} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{M'}{M}} \right) \quad (1.5)$$

Avec Q_1 : charge limite du pieu.
 e_1 : refus élastique (raccourcissement du pieu),

Pour la formule des Hollandais, on applique un coefficient de sécurité égal à 6. Dans le cas de la formule de Crandall qui tient compte, en plus, du refus élastique e_1 (raccourcissement du pieu), ce coefficient est de 4.

Ces formules, très employées jadis, ne le sont plus guère qu'à titre de vérification, dans le cas suivants :

- interprétation des mesures lors de la mise en place des pieux battus ;
- interprétation d'essais de pénétration dynamique. Il est déconseillé de n'utiliser que les formules de battage pour dimensionner une fondation sur pieux.

b) Analyse de la propagation des ondes

Un des plus grands défauts des formules de battage est de considérer le pieu comme un corps rigide. En fait, le choc crée des ondes se propageant avec une vitesse finie dans le pieu. Ces ondes provoquent un déplacement vertical s , fonction du temps t et de la profondeur z , suivant l'équation des ondes longitudinales (*wave Equation*) :

$$\frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 s}{\partial t^2} - \frac{\partial^2 s}{\partial z^2} = \frac{R(s, t)}{EA} \quad (1.6)$$

Avec c : célérité des ondes dans la barre (ici le pieu), tel que $c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$

E : module d'Young,

ρ : masse volumique,

A : section droite,

$R(s, t)$ efforts de résistance extérieure (frottements latéraux et résistance de pointe).

Dans le cas où les ondes se propagent dans une même direction et où les efforts résistants $R(s, t)$ sont nuls (barre, libre), l'effort normal :

$$F = - \frac{EA \partial s}{\partial z} \quad (1.7)$$

Et la vitesse particulière :

$$v = \frac{\partial s}{\partial t} \quad (1.8)$$

Sont proportionnels : $F = \mp Zv$

Avec $Z = EA/c$: impédance mécanique.

Dans le cas d'un pieu, les efforts résistants extérieurs de frottement latéral créent des ondes de compression qui remontent vers la tête du pieu et des ondes de traction qui se superposent aux ondes de compression se propageant vers la pointe. Il n'y a alors plus proportionnalité de l'effort normal et de la vitesse particulière.

De plus, une onde est réfléchie de la pointe, fonction de la réaction mobilisée sous la pointe.

L'observation en tête du pieu des écarts entre les signaux de force $F(0, t)$ et de vitesse particulaire $v(0, t)$ est à la base des méthodes actuelles d'estimation des efforts résistants opposés par le sol au battage des pieux.

Le signal de force $F(0, t)$ est mesuré par des jauges de déformations.

En ce qui concerne le signal de vitesse particulaire $v(0, t)$, il peut être déterminé :

- soit, à l'aide d'un capteur optique, par la mesure du signal de déplacement $s(0, t)$, que l'on dérive en fonction du temps ;
- soit, à l'aide d'un accéléromètre, par la mesure du signal d'accélération $\gamma(0, t)$ que l'on intègre en fonction du temps.

Il est préférable, en fait, d'intégrer le signal $\gamma(0, t)$ plutôt que de dériver le signal $s(0, t)$, la précision étant meilleure. Le mieux encore est de faire les deux types de mesure [$s(0, t)$ et $\gamma(0, t)$], la comparaison des résultats permettant alors de caler la méthode.

À partir de ces principes de mesure généraux, plusieurs interprétations théoriques sont possibles suivant le degré de complexité des lois d'interaction sol-pieu prises en compte (frottements latéraux et efforts de pointe).

La difficulté majeure, pour l'application des méthodes basées sur l'analyse de la propagation des ondes à la prévision de la capacité portante des fondations, réside dans le passage du calcul des efforts dynamiques au calcul des efforts statiques à long terme. Ce passage est très délicat pour diverses raisons CORTÉ. (1986). Les recherches actuelles portent d'ailleurs essentiellement sur ce point. Pour l'instant, la prudence est encore de mise et toute prévision de capacité portante à partir des mesures en tête durant le battage devra au moins s'appuyer sur un étalonnage par un essai de chargement statique.

Ces mesures en tête et leur analyse sont cependant d'ores et déjà très utiles pour :

- étalonner l'énergie de battage ;
- contrôler le critère de refus au battage ;
- contrôler l'intégrité des pieux.

1.5.2.3. Formules statique

1.5.2.3.1 Méthodes de calcul du frottement latéral

Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes de prévision de la capacité portante des pieux ainsi que des lois de mobilisation du frottement latéral le long du fût. Ces méthodes sont souvent empiriques ou semi-empiriques et dérivées des résultats d'essais in situ. Dans ce qui suit, on présente une synthèse de ces règles de calcul des fondations profondes.

a) Méthode API (1993)

La plupart des pieux en géotechnique offshore sont conçus en suivant les recommandations de l'Institut Pétrolier Américain API. Dans la version de 1993, le critère de rupture de Coulomb est utilisé pour la rupture par frottement. Les relations suivantes permettent de calculer la valeur de la contrainte de cisaillement au fût à la rupture ($q_s = \tau_f$) :

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \tan(\delta'_f) \quad (1.9)$$

$$\text{Avec } \sigma'_{rf} = K \sigma'_{v0}$$

Où k : coefficient de pression des terres à la rupture ;
 σ'_{v0} : contrainte verticale effective initiale in situ ;
 σ'_{rf} : contrainte normale effective au fût à la rupture ;
 τ_f : contrainte de cisaillement au fût à la rupture et δ'_f l'angle de frottement sol-pieu.

La méthode est empirique et les valeurs de k et δ'_f sont fournies à partir d'une base de données d'essais de pieux rassemblée par Dennis et Olsen (1983). La valeur de k est supposée constante le long du fût du pieu ; elle varie entre 0,8 et 1. L'angle de frottement δ'_f augmente avec la densité et les dimensions des grains. La méthode donne des valeurs limites du frottement au fût et ne prévoit pas une différence pour la direction du chargement (compression, tension) (Tab.1.1).

Tab.1.1. Paramètres de conception des pieux pour un sable siliceux API RP2A(1993)

Densité	Densité relative %	Angle de frottement sol-pieu δ' (degrés)	Frottement latéral limite (kPa)	Limite de résistance en pointe (MPa)	N_q
Très lâche	0 à 15	15	48	1,9	8
Lâche	15 à 35	20	67	2,9	12
Moyennement Dense	35 à 65	25	81	4,8	20
Dense	65 à 85	30	95	9,6	40
Très dense	85 à 100	35	115	12	50

Puisque les recommandations API sont empiriques, les prévisions donnent des valeurs raisonnables pour les dimensions de pieux et types de sol de la base de données utilisée. Par contre, pour d'autres types de sol, les recommandations conduisent à de grandes erreurs avec des coefficients Q_{ca}/Q_m (Q_{ca} capacité portante du pieu calculée par la méthode et Q_m celle mesurée lors des essais de chargement de pieu) très différents de 1 (Tang et al. 1990 ; Toolan et al. 1990 ; Lehane 1992).

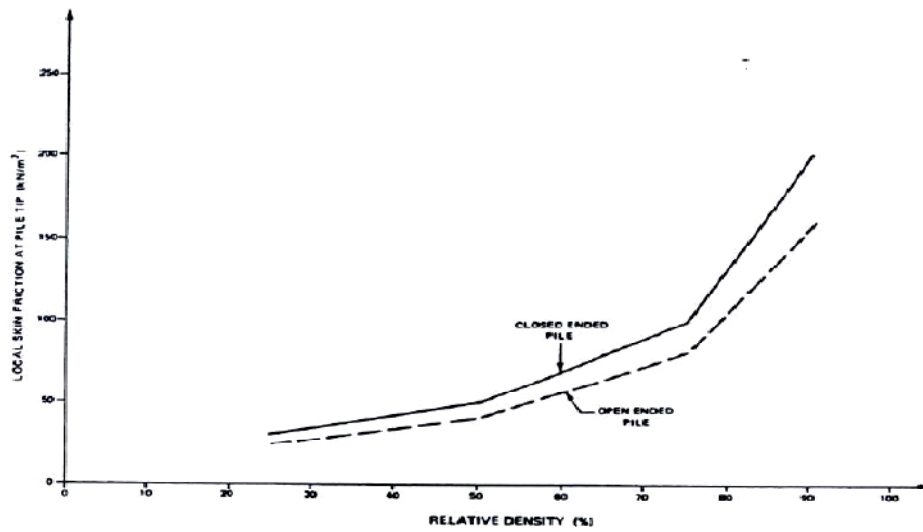
b) Méthode Toolan, Lings et Mirza (1990).

Pour remédier aux erreurs de calcul de la méthode API, Toolan et al. (1990) ont proposé une relation entre la densité relative et la contrainte de cisaillement moyenne à la rupture (Fig. 1.7 a) et ont considéré une distribution linéaire de la contrainte de cisaillement locale à la rupture en fonction de la profondeur tenant compte des densités relatives. La valeur de la contrainte de cisaillement maximale à la pointe est deux fois la contrainte de cisaillement moyenne au fût (Tab. 1.2, Fig. 1.7 b). Enfin, pour les pieux longs ($L > 10$ m), l'approche dite β ($\beta = \frac{\tau_f}{\sigma'_{v0}} K \tan \delta'_f$) a été proposée par les auteurs. En effet, le paramètre β varie avec la longueur du pieu et la densité relative. Cette approche est applicable pour les dix derniers mètres des pieux longs (Fig. 1.7 c) et présente une façon raisonnable de

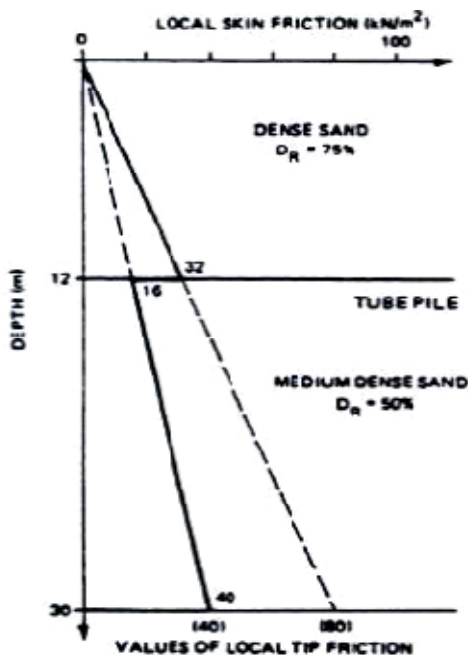
distinguer le frottement du pieu proche de la pointe et le frottement plus faible mobilisé dans la partie supérieure du pieu.

Tab.1.2. Approche de prévision pour le frottement axial moyen (Toolan et al. 1990)

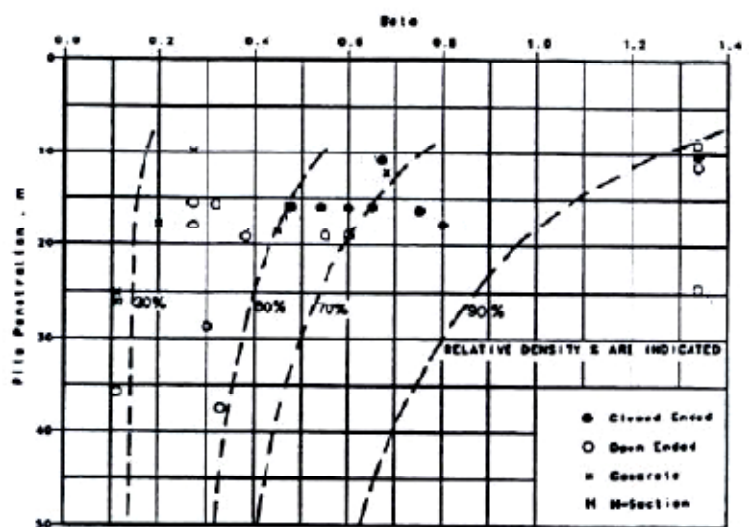
Description du sol	Densité relative D_r (%)	Frottement axial (kPa)	
		Moyen	Pointe
Lâche	25	15	30
Moyennement lâche	50	25	50
Dense	75	50	100
Très dense	90	100	200



(a)



(b)



(c)

Fig.1.7. Méthodes de Toolan et al. (1990) pour calculer la capacité du fût (a) Corrélation entre τ_f et D_r (b) Variation de la contrainte de cisaillement locale le long du fût (c) Approche β

c) Méthode de Randolph (2003)

Cette méthode est basée sur celle de Randolph et al. (1994) et est une extension de l'approche β décrite précédemment par Toolan et al. (1990) (Fig. 1.7). Comme l'indique la figure, la valeur maximale du frottement axial est mesurée près de la pointe du pieu. Randolph (2003) propose une relation exponentielle pour quantifier l'augmentation du frottement axial avec la profondeur. La différence entre la contrainte normale à la rupture maximale $\sigma'_{rf\ max}$ et minimale $\sigma'_{rf\ min}$ est exprimée en fonction de l'évolution du coefficient de pression des terres k , de façon à avoir τ_f en chaque point sur la longueur du pieu. La relation suivante est proposée :

$$K(z) = \frac{\tau_f}{\sigma'_{v0} \tan \delta'_f} = K_{min} + (k_{max} - k_{min}) \exp[-\mu h/D] \tag{1.10}$$

Avec δ'_f l'angle de frottement sol-pieu, $k_{max} = 2N_q \exp(-7 \tan \phi'_{cv})$, N_q est le facteur de capacité portante donné par $q_p = N_q \sigma'_v$, K_{min} est relié au coefficient de pression des terres actif et varie entre 0,2 et 0,4, le paramètre μ varie avec la compressibilité du sol, la rugosité du pieu, l'énergie de battage (une valeur de 0,05 est suggérée), h est la distance verticale à partir de la pointe et D est le diamètre du pieu. La contrainte radiale maximale à la rupture mesurée à la pointe du pieu peut être exprimée selon Randolph et al. (1994) par :

$$\frac{\sigma'_{rf\ max}}{q_p} = \frac{\sigma'_{rf\ max}}{N_q} = \frac{K_{max}}{N_q} = 2N_q \exp(-7 \tan \phi'_{cv}) \tag{1.11}$$

Où ϕ'_{cv} est l'angle de frottement résiduel du sable.

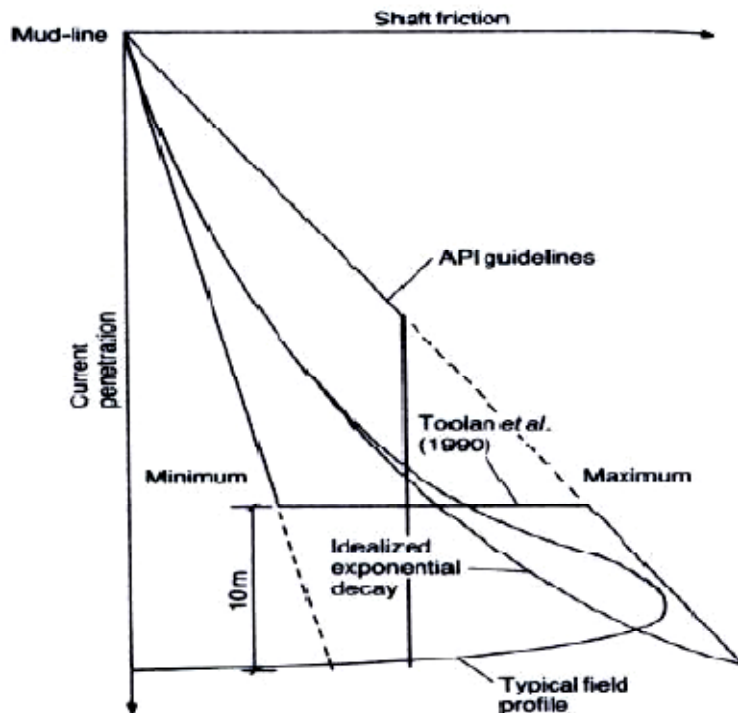


Fig.1.8. Profil de frottement axial en fonction de la profondeur (Randolph et al. 1994)

D'autres auteurs affirment que le coefficient k est influencé par σ'_{v0} , le coefficient de surconsolidation "OCR", la méthode d'installation et les changements de la contrainte radiale effective durant le chargement (Patrizi et Burland 2001 ; Jamiolkowski 2003).

d) Méthode de Jardine et al. (2005)

La méthode de Jardine et al. (2005) est basée sur les résultats d'un grand nombre d'essais réalisés à l'aide des pieux instrumentés de l'Imperial College (ICP), permettant la mesure de la contrainte radiale σ'_r au fût. "ICP" est un pieu métallique fermé mis en place par fonçage.

La méthode a été développée à partir de plusieurs études précédentes (Bond 1989 ; Lehane 1992 ; Lehane et al.1993 ; Chow 1996 ; Jardine et Chow 1996). La mesure de la contrainte normale à l'interface a permis de bien étudier les chemins de contrainte suivis à l'interface durant le chargement (Fig. 1.9). Le résultat clair de l'essai est que la contrainte de cisaillement ultime est décrite par le critère de rupture de Coulomb :

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \tan \delta'_f \tag{1.12}$$

Où $\tau_f = q_s$ est la contrainte de cisaillement au fût à la rupture ; δ'_f est l'angle de frottement de l'interface sol-structure mesuré par des essais d'interface ; σ'_{rf} est la contrainte radiale effective à la rupture.

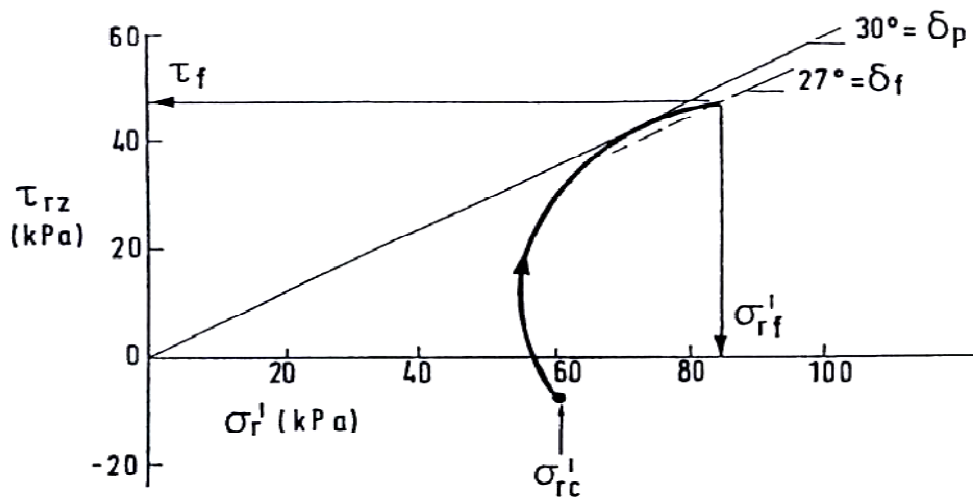


Fig.1.9. Chemin de contrainte $\sigma'_r - \tau_{rz}$ (Lehane 1992)

Néanmoins, les mesures de contrainte radiale au cours du chargement montrent que la contrainte radiale à la rupture σ'_{rf} est différente de la contrainte radiale au début du chargement σ'_{rc} . La différence $\Delta\sigma'_r$ obtenue après stabilisation à l'issue de la phase de chargement rend compte des déformations volumiques (contractance, dilatance) autour du pieu :

$$\sigma'_{rf} = \sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_r \tag{1.13}$$

Les auteurs ont aussi montré que la contrainte radiale varie au cours du fonçage et sa valeur au début du chargement σ'_{rc} est fonction de q_p , h/R et σ'_{v0} , tel que q_p étant la résistance en pointe dans le cas de l'ICP et qui dépend directement de la densité relative du sol ; h est la distance verticale à partir de la pointe ; R est le rayon du pieu ; σ'_{v0} est la contrainte verticale initiale in situ ; P_a est la pression atmosphérique. Sa valeur est donnée par :

$$\sigma'_{rc} = 0.016q_p \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{0.13} \left(\frac{h}{R}\right)^{-0.38} \tag{1.14}$$

L'augmentation de la contrainte radiale au cours du chargement est donnée par :

$$\Delta\sigma'_r = \Delta\sigma'_{rp} + \Delta\sigma'_{rd} \tag{1.15}$$

$$\Delta\sigma'_{rd} = 2G \frac{\delta h}{R} \tag{1.16}$$

Où $\Delta\sigma'_{rp}$: diminution initiale de contrainte radiale (contractance) ;

$\Delta\sigma'_{rd}$: augmentation de la contrainte due à la dilatance qui correspond à la solution du problème d'élasticité de l'expansion de cavité;

$\delta h/R$: déformation de cavité;

δh : déplacement perpendiculaire au plan de cisaillement ;

G : module de cisaillement.

e) Autres méthodes

Plusieurs autres méthodes ont été développées pour prévoir le frottement axial pour les pieux forés dans les sables. Elles sont décrites par Jamiolkowski (2003). Ces méthodes se basent également sur l'évaluation du coefficient de transfert de charge ($\beta = \frac{\tau_f}{\sigma'_{v0}} K \tan \delta'_f$), équation utilisée aussi par O'Neill et Hassan (1994) ; Chen et Kulhway (1994) ; O'Neill et Reese (1999). Ces auteurs donnent une formulation empirique de β dans les sables (Tab.1.3).

Tab.1.3. Formules empiriques de β dans les sables à partir des essais SPT.

Sable	Formule de β
$N_{SPT} \geq 15 \text{ coups} / 0,3\text{m}$	$\beta = 1,5 - 0,245(z)^{0.15}$
$N_{SPT} \leq 15 \text{ coups} / 0,3\text{m}$	$\beta = (N_{SPT}/15)[1,5 - 0,245(z)^{0.15}]$

Où N_{SPT} est le nombre de coups SPT et z la profondeur.

Les valeurs de β varient entre 0,25 et 1,2.

Meyerhof (1976) propose pour les pieux battus un frottement axial unitaire limite (q_s en kPa) égal à 2 fois N_{SPT} . Il affirme, par ailleurs, pour les pieux forés, que les valeurs de q_s sont à diviser, environ, par un rapport égal à 2.

Par ailleurs, quelques auteurs ont étudié la capacité du fût des pieux ouverts battus dans du sable (Lehane et Gavin 2001 ; Gavin et Lehane 2003 ; Paik et al. 2003). Une approche pour les pieux ouverts peu différente de celle de Jardine et al. (2005) a ainsi été formulée. La capacité portante d'un pieu ouvert est largement inférieure à celle d'un pieu fermé (Paik et al. 2003).

D'autre part, De Nicola et Randolph (1994) ont étudié le rapport entre la capacité du fût en traction Q_{tr} et celle en compression Q_{com} et ont montré que ce rapport dépend du paramètre de compressibilité du pieu η ; ce rapport diminue lorsque la compressibilité augmente selon la relation :

$$\frac{Q_{tr}}{Q_{com}} = \left\{ 1 - 0.2 \log_{10} \left(\frac{100}{\left(\frac{L}{D} \right)} \right) \right\} (1 - 8\eta + 25\eta^2) \quad (1.17)$$

Avec $\eta = \nu_p \tan \delta' \left(\frac{L_p}{D} \right) \left(\frac{G_{avg}}{E_p} \right)$, ν_p coefficient de Poisson du pieu, δ' angle de frottement de l'interface, L_p longueur du pieu, D diamètre du pieu, G_{avg} module de cisaillement du sol, E_p module d'Young du pieu.

1.5.2.3.2 Méthodes de calcul de la résistance en pointe

La contribution de la base du pieu n'est pas négligeable dans le calcul de la capacité portante des pieux en compression dans du sable. Les synthèses de Coyle et Castello (1981) et de Hossain et Briaud (1993) dans ce domaine ont montré que les méthodes de conception empiriques et théoriques disponibles ne sont pas performantes pour le calcul de la résistance en pointe d'un pieu. Dans ce qui suit quelques théories de résistance en pointe sont présentées.

a) Théorie conventionnelle de la résistance en pointe

La résistance en pointe d'une fondation profonde est exprimée généralement par :

$$q_p = \sigma'_{v0} N_q \quad (1.18)$$

Avec : σ'_{v0} est la contrainte verticale effective en pointe du pieu et N_q est le facteur de capacité portante qui varie en fonction de l'angle de frottement interne du sol φ' , de la forme du pieu, de la pression de confinement et de la compressibilité. Des abaques pour N_q sont donnés notamment par Coyle et Castello (1981). Une approche similaire a été développée par Neely (1990). API RP2A (1993) recommande des valeurs de N_q qui varient avec la densité du sable et la taille des grains (Tab. 1.1). Avec ces recommandations, Hossain et Briaud (1993) ont déduit, en exploitant une base de données, que les valeurs de résistance en pointe sont sous-estimées d'un facteur de 2.

b) Théorie d'expansion de cavité

L'utilisation de la théorie d'expansion de cavité pour modéliser la capacité portante ultime a été d'abord proposée par Skempton et al. (1953). Cette théorie suggère un mécanisme de rupture particulier avec un cône rigide de sol sous la pointe de pieu, qui est entouré de sol comprimé à une pression limite p_{lim} requise pour assurer l'expansion d'une cavité sphérique (Fig. 1.10). La résistance en pointe du pieu peut être exprimée par :

$$q_p = P_{lim} (1 + \tan \varphi' \tan \alpha) \quad (1.19)$$

φ' est l'angle de frottement interne, α définit l'angle du cône et peut être pris égal à $45 + \varphi'_{cv}/2$.

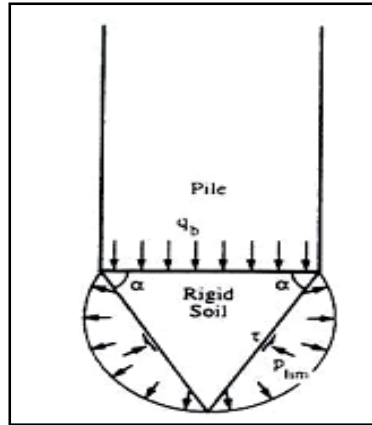


Fig.1.10. Théorie d'expansion de cavité pour la résistance en pointe.

Sur cette base, d'autres auteurs comme Randolph et al. (1994) et Randolph (2003) ont proposé l'utilisation de l'équation (1.19) avec $\phi' = \phi'_{cv}$ et p_{lim} évalué en utilisant les expressions de Yu et Houlsby (1991). Avec cette méthode, Randolph et al. (1994) trouvent un rapport de capacité portante calculée par celle mesurée de $Q_{ca}/Q_m = 1,76$.

Ces auteurs indiquent que cette valeur n'est pas proche de 1 à cause de non considération des valeurs résiduelles de la pression à la base.

c) Méthode de Jardine et al. (2005)

Cette méthode est basée sur les données de l'essai CPT qui permettent de déterminer la résistance développée sous l'effet d'un pénétromètre de même forme que le pieu. Il a été démontré par plusieurs auteurs que le rapport q_p/q_c n'est pas unitaire (Bustamante et Ganeselli 1982 ; Lehane et al. 2005), comme le suggèrent certains autres. Il dépend du diamètre du pieu et du pénétromètre (Kérisel 1961 ; De Beer et al. 1979 ; Chow 1997). Chow (1997) a tracé la tendance expérimentale du rapport q_p/q_c en fonction du diamètre du pieu et en déduit une méthode de prévision du rapport q_p/q_c confirmée par Jardine et Chow (1996) et Jardine et al. (2005) (Fig.1.11).

$$\text{On a } \frac{q_p}{q_c} = 1 - 0.5 \log \left(\frac{D}{D_{CPT}} \right) \tag{1.20}$$

Avec D : diamètre du pieu ; $D_{CPT} = 0,036$: diamètre du CPT ; q_c : résistance de cône au CPT ; q_p : résistance en pointe du pieu.

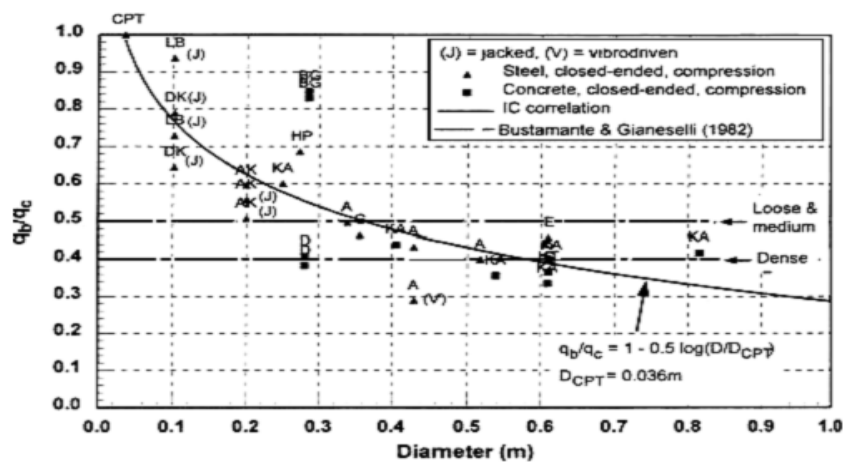


Fig.1.11. Résistance en pointe de pieux en fonction du diamètre (Chow1997).

d) Autres méthodes

Flemming (1992) propose une relation hyperbolique pour les pieux forés qui exprime le rapport q_p/q_c en fonction du déplacement de la pointe w_b :

$$\frac{q_p}{q_c} \approx \frac{W_b/D}{\frac{W_b/D}{D} + \frac{0.5q_c}{E_b}} \quad (1.21)$$

E_b : étant le module d'Young du sol sous la pointe du pieu.

Pour un pieu foré, la pression de base résiduelle est supposée nulle. La relation (1.21) permet de déterminer une résistance en pointe mobilisée à $w_b = 0,1D$ de 15 à 20% de q_c (Lee et Salgado 1999). Pour les pieux foncés et battus, une réponse plus rigide est observée en chargement de compression à cause des contraintes résiduelles développées au cours de l'installation. La pression résiduelle de base peut atteindre 70 à 80% de la capacité de base ultime q_p (Poulos 1987, Maiorano et al. 1996). Dans ce cas, l'équation (1.21) peut être généralisée (Randolph 2003) pour prendre en compte une pression résiduelle à la base q_{pres} mesurée au début du chargement du pieu :

$$\frac{q_p}{q_c} \approx \frac{\frac{W_b}{D} + \frac{0.5q_{pres}}{E_b}}{\frac{W_b/D}{D} + \frac{0.5q_c}{E_b}} \quad (1.22)$$

La méthode de calcul du "Canadian Geotechnical Engineering Society" utilise les essais SPT pour déterminer la résistance en pointe. Elle recommande q_p (kPa) = 400 NSPT pour les pieux battus avec l'hypothèse que $q_c = q_p$. Il en résulte une corrélation entre les essais CPT et SPT qui est : $q_c = 400$ NSPT. Au Japon, q_p (kPa) = 300 NSPT est recommandé (Technical Committee on pile Driving 1989).

Enfin, citons les corrélations de Meyerhof (1976) qui propose pour la résistance de pointe limite :

$$q_p = \frac{40N_1L}{D} \leq 40 \text{ en kPa} \quad (1.23)$$

Où N_1 est le nombre de coups corrigés pour une pression effective verticale de 100 kPa, L la fiche du pieu et D le diamètre du pieu. Il affirme, par ailleurs, que pour les pieux forés, les valeurs de q_p sont à diviser, environ, par 3.

1.5.2.4 Calcul de la capacité portante des fondations à partir des essais in situ

Certains essais "in situ" sont utilisés pour le calcul des fondations profondes. Ces calculs résultent de certaines analogies que l'on peut établir entre le comportement d'un sol lors d'un essai "in situ" et le comportement du même sol vis à vis des sollicitations d'une fondation. En effet, des recherches récentes montrent qu'il existe une analogie étroite entre le comportement du sol lors de l'essai d'expansion d'une cavité cylindrique (essai pressiométrique) et le comportement du sol autour de la pointe du pieu. De même, le pressiomètre est largement utilisé pour le calcul des pressions de rupture des fondations superficielles ainsi que pour la détermination des tassements. Il existe aussi une analogie mécanique entre le pénétromètre statique et le pieu. Il s'agit du même type de sollicitation, mais les conditions de l'essai et les conditions de travail peuvent être différentes.

1.5.2.4.1 A partir des résultats de l'essai pressiométrique

Il s'agit d'un essai contrainte-déformation mené jusqu'à la rupture pour une configuration d'application des charges bien précise. Cet essai, mis au point par MENARD, consiste à mesurer l'augmentation de volume d'un cylindre dilatable, soumis à une augmentation de pression intérieure, et placé à la profondeur à laquelle on désire tester le sol. Il est donc nécessaire d'exécuter préalablement un forage dans lequel on introduit la sonde. Suivant la nature des terrains rencontrés, ce forage peut être réalisé à l'aide d'une tarière, d'un carottier, ou de toute autre forme de moyen mécanisé. Notons cependant qu'on ne réalise jamais un seul essai pressiométrique à une profondeur unique, mais on effectue une série d'essais espacés d'un mètre par exemple, constituant un sondage pressiométrique et variant le plus souvent de 5 à 30 m de profondeur. Par raison de précaution, on fait progresser le forage au fur et à mesure des essais jusqu'à la profondeur maximale à atteindre.

1.5.2.4.1.1 Calcul de la charge limite de pointe Q_p

Selon le fascicule 62, titre V, de (1993), la charge limite de pointe est donnée par la formule : $Q_p = A \cdot k_p \cdot P_{le}^*$ (1.24)

Avec A : section de pointe,
 P_{le}^* : pression limite nette Equivalente
 k_p : facteur de portance.

La pression limite nette équivalente c'est la pression moyenne autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante (Fig.1.12)

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz \quad (1.25)$$

Avec $a = B/2$ si $B > 1$ m, et $a = 0,5$ m si $B < 1$ m / B : diamètre du pieu
 $b = \min \{a, h\}$ ou h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

Ce calcul n'est cependant valable que dans le cas d'une formation porteuse homogène, c'est-à-dire une couche pour laquelle les valeurs maximales de p_l n'excèdent pas 2 fois les valeurs minimales de p_l .

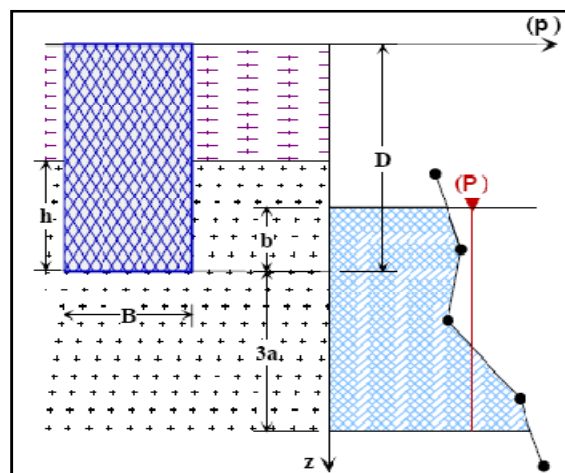


Fig.1.12. Définition de la pression limite équivalente p_{le}^* .

Dans les règles proposées ci-dessus, la nature du sol intervient.

C'est ainsi que l'on distingue les catégories de sols suivantes :

- argiles ;
- limons ;
- sables ;
- graves ;
- roches altérées ou fragmentées.
- craies ;
- marnes ;
- marno-calcaires ;

Pour le dimensionnement des fondations à partir du pressiomètre Ménard ou du pénétromètre statique, le fascicule 62, titre V, définit les catégories conventionnelles de sols données par le tableau.1.4, en fonction de la pression limite p_l mesurée par le pressiomètre Ménard.

Tab.1.4. Définition des catégories conventionnelles de sols « Fascicule n° 62, titre V »

Classe de sol		Description	Pressiomètre P_l (MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à	> 2,5
Sables, Graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	>2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compacte	> 3,0
Marnes ; marno-calcaires	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compacts	> 4,5

Pour les fondations profondes et les fondations semi-profondes dont les techniques sont assimilables à celles des fondations profondes, les valeurs du facteur de portance k_p sont données par le tableau.1.5 :

Tab.1.5. Valeurs du facteur de portance k_p « Fascicule n° 62, titre V ».

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables, Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes ; marno-calcaires		1,8	2,6

1.5.2.4.1.2 Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz \quad (1.26)$$

Avec

P : périmètre du pieu.

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

h : hauteur où s'exerce effectivement le frottement latéral.

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette p_l^* (qui exprime la compacité ou le serrage du sol) par les courbes de la fig.1.13. Le choix de la courbe à utiliser en fonction de la nature du sol et du type de pieu. Est indiqué au tableau .1.6

Tab.1.6. Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s , « Fascicule n° 62, titre V ».

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q_1	$Q_1, Q_2^{(1)}$	$Q_2, Q_3^{(1)}$				Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$
Foré boue	Q_1	$Q_1, Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	$Q_1, Q_2^{(3)}$		Q_1	$Q_2, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_4^{(3)}$	Q_3	Q_4
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1		Q_2	$^{(4)}$			Q_2	Q_3
Puits ⁽⁵⁾	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	$^{(4)}$			Q_3	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			$^{(4)}$			Q_3	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4	$^{(4)}$			Q_3	Q_4
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	
Injecté haute pression ⁽⁶⁾		Q_4	Q_5	Q_5		Q_6		Q_5	Q_6	Q_6	

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
- (2) Pieux de grandes longueurs (supérieure à 30m).
- (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
- (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
- (5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses).
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

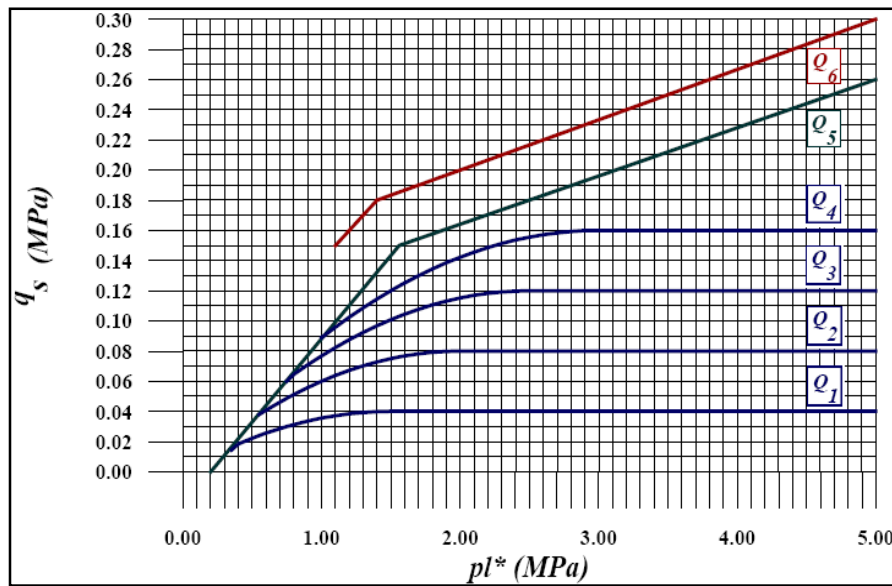


Fig.1.13. Valeur du frottement latéral unitaire limite « Fascicule n° 62, titre V ».

1.5.2.4.2 A partir des résultats de l'essai pénétrométrique.

L'emploi des pénétromètres pour l'étude des fondations reste assez répandu, bien que les résultats obtenus soient souvent controversés.

1.5.2.4.2.1 Calcul de la charge limite de pointe

Selon le fascicule 62, titre V, de 1993, la charge limite de pointe est donnée par la formule :

$$Q_p = A \cdot k_c \cdot q_{ce} \quad (1.27)$$

Avec

A : section de pointe,

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

K_c : facteur de portance.

La résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique q_{ce} est une résistance de pointe *moyenne* autour de la base du pieu définie, à partir d'une courbe $q_c(z)$ lissée, par (figure14) :

$$q_{ce} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz \quad (1.28)$$

Avec

a et b ayant même définition que dans le cas du pressiomètre.

q_{cc} : résistance de pointe q_c écrêtée à $1,3 q_{cm}$:

$$q_{cm} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz \quad (1.29)$$

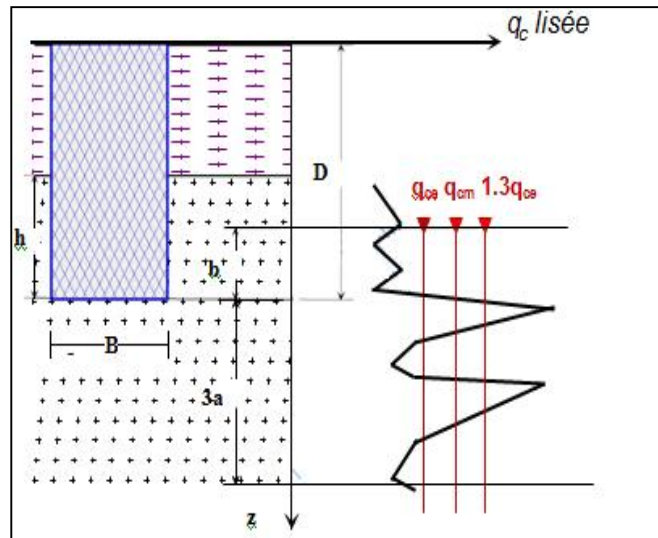


Fig.1.14. Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente au pénétromètre statique« Fascicule n° 62, titre V ».

Pour les fondations profondes et les fondations semi-profondes dont les techniques sont assimilables à celles des fondations profondes, les valeurs du facteur de portance k_c sont données dans le tableau. 1.7.

Tab.1.7. Valeurs du facteur de portance k_c .

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles. Limons	A	0,40	0,55
	B		
	C		
Sables. Graves	A	0,15	0,50
	B		
	C		
Craies	A	0,20	0,30
	B	0,30	0,45

1.5.2.4.2.2 Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu (excluant les tronçons avec double chemisage et ceux sur lesquels s'exerce du frottement négatif) est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz \quad (1.30)$$

Avec P : périmètre du pieu.

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

La valeur de q_s est déterminée par l'expression suivante :

$$q_s(z) = \min \left\{ \frac{q_c(z)}{\beta}; q_{s \max} \right\} \quad (1.31)$$

Avec $q_c(z)$: résistance de pointe lissée à la profondeur z ,

β et $q_{s\ max}$ donnés par le tableau.1.8 en fonction de la nature du sol au niveau considéré et du type de pieu.

Tab.1.8. Choix du coefficient β et $q_{s\ max}$

Type de pieu		Nature des terrains									
		Argiles. Limons					Sables. Graves			Craies	
		A	B		C		A	B	C	A	B
<i>Foré</i>	β	15	40	75 (1)	40	80(1)	200	200	200	125	80
	$q_{s\ max}$ (kPa)			80 (1)		120			40		
<i>Foré tubé (tube récupéré)</i>	β	15	100	100(2)	40	100 (2)	250	250	300	125	100
	$q_{s\ max}$ (kPa)			60 (2)		80 (2)			40		
<i>Métal battu fermé</i>	β	15	120		150		300	300	300	(3)	
	$q_{s\ max}$ (kPa)		40		80				120		
<i>Battu préfabriqué béton</i>	β	15	75		80		150	150	150	(3)	
	$q_{s\ max}$ (kPa)		80		120				120		

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage. (2) Forage à sec, tube non louvoyé.
(3) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

1.5.2.4.3 A partir des résultats de l'essai de chargement statique d'un pieu sous compression axiale

L'essai de chargement statique a pour but de déterminer directement sur un pieu d'essai la courbe charge-enfoncement du pieu, d'en déduire les charges limites Q_l et de fluage Q_c et, par suite, la charge admissible sur le pieu. On n'a recours à un essai de cette importance que lorsque les autres essais (pressiométrique ; pénétrométrique) ne conduisent pas à des résultats suffisamment sûrs et que l'on peut extrapoler les résultats à un nombre suffisant de pieux sur le même site. L'essai sera exécuté suivant la norme NF 94-150-1 de décembre 1999.

La norme AFNOR définit deux types d'essai statique de compression axiale.

➤ L'essai préalable

A pour but d'atteindre la rupture de portance du sol et de pouvoir, ainsi, optimiser la fondation sur pieux de l'ouvrage. Le pieu d'essai ne peut, en principe, être utilisé pour la fondation de l'ouvrage. Le programme d'essai comporte deux cycles de chargement-déchargement (figure 15a) :

— un premier cycle, avec un chargement par 5 paliers de 1 h jusqu'à $0,5Q_{max, e}$ et un déchargement avec un palier de 5 min ;

— suivi d'un second cycle, avec un chargement par 5 paliers de 30 min et 5 paliers de 1 h jusqu'à $Q_{max, e}$ et un déchargement par 4 paliers de 5 min. $Q_{max, e}$ la charge maximale d'essai

est telle que :

$$1.3Q_t = Q_{max,e} \leq Q_G \quad (1.32)$$

Où Q_G est une charge définie en fonction des matériaux constitutifs du pieu et de l'usage futur du pieu d'essai.

À ce propos, le fascicule 62, titre V, n'interdit pas d'utiliser les pieux d'essai dans les fondations définitives de l'ouvrage.

➤ L'essai de contrôle

Effectué sur un pieu de l'ouvrage. Son but est de vérifier la qualité et l'intégrité du pieu et de s'assurer que son comportement est conforme aux prévisions. La charge d'essai ne doit pas dépasser $0,8Q_G$. Le programme d'essai ne comporte qu'un seul cycle (figure 15b).

Pour chaque palier de chargement ou de déchargement, l'enfoncement de la tête du pieu s_t est mesuré en fonction du temps.

Dans le cas de l'essai préalable, on trace les courbes suivantes :

— figure 16a : charge en tête Q , enfoncement en tête s_t (cumulé, obtenu à la fin de chaque palier) ;

— figure 16b : enfoncement en tête, logarithme du temps ; la partie de ces courbes, en général linéaire, située entre 30 et 60 min, correspond à ce que l'on appelle des droites de stabilisation (prendre les déplacements du premier cycle jusqu'à $0,5 Q_{max}$, puis ceux du 2e cycle à partir de $0,6 Q_{max}$) ;

— figure 16c : vitesse d'enfoncement v (prise entre 30 et 60 min, charge en tête Q , pour chaque palier de charge [v correspond, à un facteur constant près, à la pente de la partie droite (30 – 60 min des courbes de stabilisation)]).

L'analyse de ces courbes fournit :

— la charge de fluage Q_c qui correspond à l'intersection des deux parties linéaires de la courbe de la figure 16c lorsque celle-ci se présente sous cette forme, ce qui est souvent le cas ; on peut aussi avoir une idée de Q_c par l'abscisse du point final de la partie initiale *linéaire* de la courbe de la figure 16c ;

— la charge de fluage qui est donnée par l'abscisse de l'asymptote de la courbe de la figure 16a, lorsque cette asymptote est nettement apparente. Sinon, on prend pour (*a priori* différent de, approximation qui a été faite au préalable pour définir le programme de chargement), la valeur de Q correspondant à un enfoncement de la tête $s_t = B/10$, B étant le diamètre du pieu.

Dans le cas d'un pieu instrumenté d'extensomètres, l'exploitation des mesures fournit la répartition des efforts le long du pieu et, à partir des efforts et des déformations à un niveau donné, on peut tracer la courbe de mobilisation de frottement latéral. Le fascicule 62, titre V, propose, pour la justification de la capacité portante du pieu isolé, les dispositions suivantes.

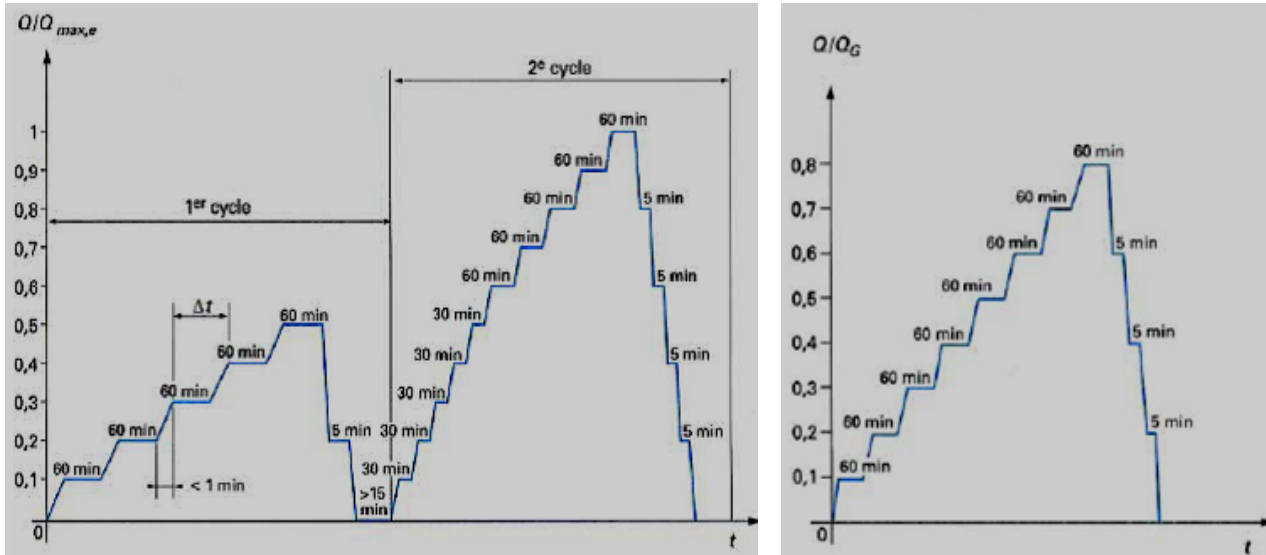
Dans le cas d'essais de pieux non instrumentés le long du fût, on utilise directement les charges totales mesurées. Dans le cas où un seul essai de pieu est réalisé, on affecte le résultat d'un coefficient minorateur de 1,2 : $Q = Q_m/1,2$ avec Q désignant Q_t , Q_c , Q_s et Q_m la valeur mesurée correspondante.

Dans le cas où plusieurs essais de pieux sont réalisés, une analyse critique des résultats permet de fixer les valeurs cherchées.

Dans le cas d'essais de pieux instrumentés le long du fût, permettant la mesure de la

charge de pointe unitaire limite q_p et des frottements latéraux unitaires limites q_s , ces résultats sont utilisés pour déterminer la charge limite et la charge de fluage Q_c .

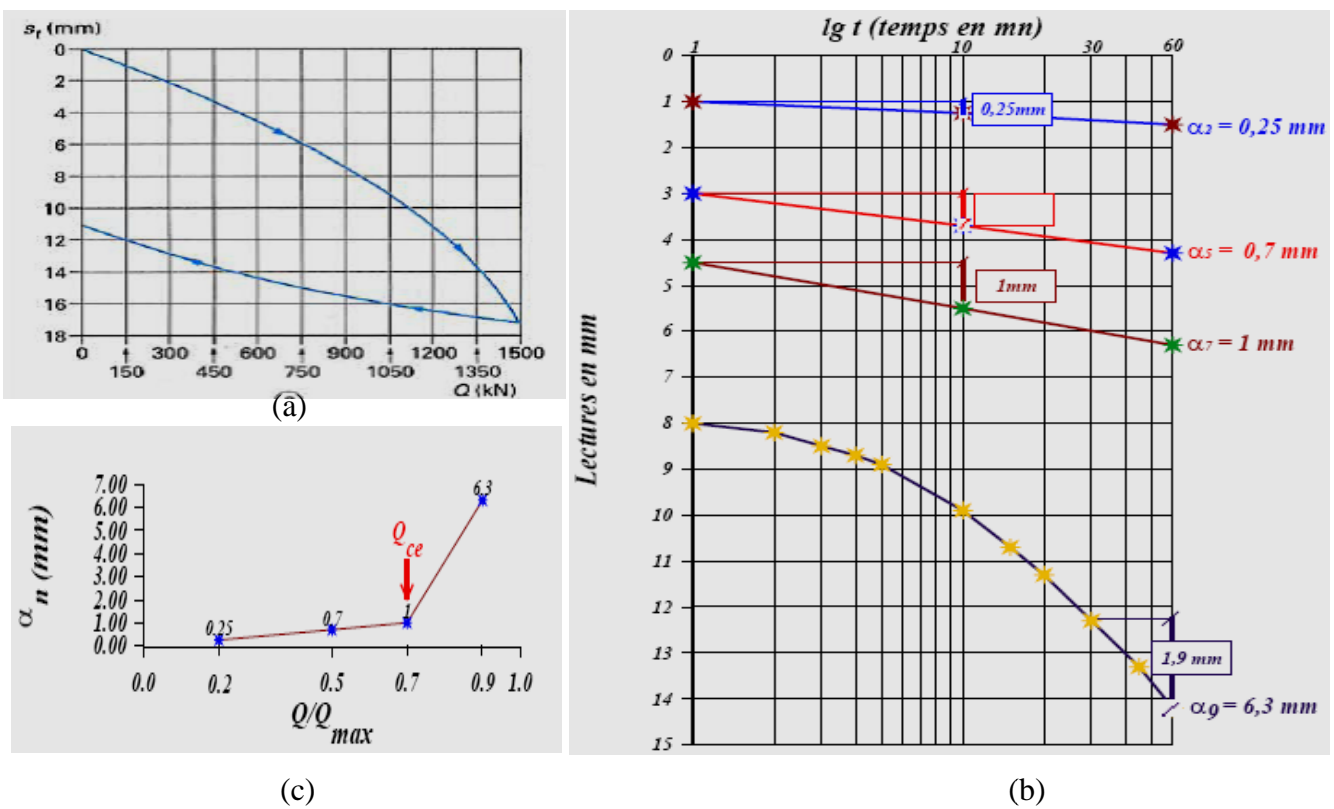
Dans le cas d'un essai de contrôle, le paramètre caractéristique est le déplacement de la tête du pieu sous la charge $0,8 Q_G$ entre 1 et 60 min.



(a) essai préalable

(b) essai de contrôle

Fig.1.15. Programmes de chargement-déchargement (Frank 1999).



(c)

(b)

Fig.1.16 . Exemple de courbes caractéristiques tracées lors d'un essai de chargement statique de pieu (Frank 1999).

1.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu fournir une synthèse sur le comportement des pieux. La définition des principaux types de pieu et les principes de fonctionnement ont fourni des éléments indispensables pour une compréhension correcte de son comportement.

D'autre part, l'analyse du comportement des pieux isolés sous charge axiale, par les méthodes de calcul de capacité portante, permet d'avoir une idée globale sur le comportement d'une fondation profonde. La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci. Il existe une littérature étendue traitant le calcul de la capacité portante des fondations, soit par méthodes expérimentales et théoriques.

CHAPITRE 02 :**ÉVALUATION DU FROTTEMENT NÉGATIF SUR UN PIEU****2.1 Introduction**

Dans la littérature il existe dix méthodes pour estimer le frottement négatif et son effet sur les pieux ont été trouvées. Chacun d'eux contient une certaine théorie, utilisée les caractéristiques mécanique des sols et quelques quantités empiriques.

Les dix méthodes sont :

- 1- Zeevart(1959)
- 2- Buisson, Ahu et Habib(1960)
- 3- Elmasry (1963)
- 4- Salas et Belyunce(1965)
- 5- Terzaghi et Peck(1967)
- 6- Brinch Hansen(1968)
- 7- Johannssen et Bjerrum(1968)
- 8- Poulos et maux (1969)
- 9- Garlanger(1973)
- 10- Combarieu (1985)

La majorité des ces méthode traiter le frottement négatif dans un pieu isolé. A l'exceptions de celles de : Terzaghi et Peck, Garlanger, Zeevart, Combarieu.

Les dix méthodes ont été passées en revue dans deux étapes :

1- d'abord la théorie, les hypothèses et les équations ont été évalués pour la facilité de l'application à la situation de champ et la facilité de déterminer les paramètres exigés de sol des essais en laboratoire standard.

2- En second lieu, les résultats prévus par chaque méthode ont été comparés aux mesures sur le terrain étudié et à chaque autre de cette évaluation.

Les méthodes de zeevart, Garlanger, combarieu apparaissent donnent des valeurs raisonnables et ici en détail.

2.2. Méthode de Zeevaert(1959)**2.2.1. Exposé de la méthode**

On considère un groupe de pieux enfoncés dans un massif compressible (Fig.2.1) et tel que l'on a un pieu par W de surface horizontale, la zone d'influence d'un pieu déduction faite de sa section transversale étant désignée par Ω . La pointe des pieux s'appuie dans un massif compact incompressible ou très peu compressible.

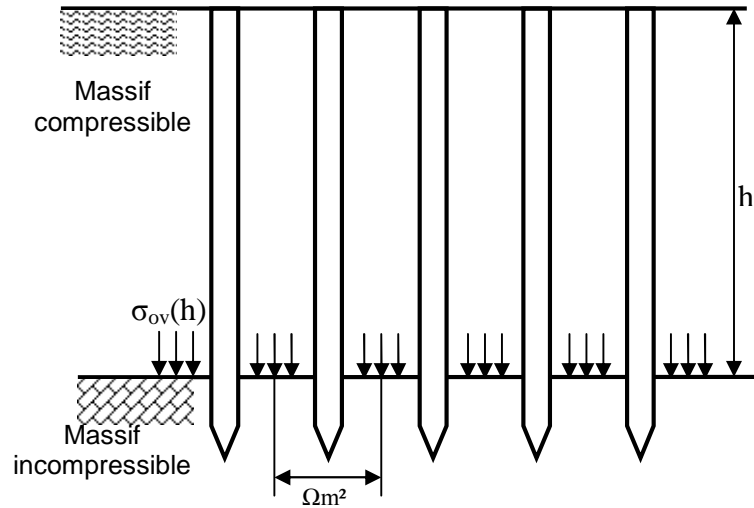


Fig.2.1. Groupe de pieux enfoncés dans un massif compressible.

Si le massif compressible tasse verticalement, il crée un frottement négatif sur les pieux.

On désigne par $\sigma_{ov}(z)$ la contrainte verticale moyenne effective existant entre grains à une profondeur quelconque z s'il n'y avait pas de pieux et par $\sigma_{ov}(h)$ la même contrainte à la profondeur h et on étudie l'équilibre d'un solide élémentaire adossé au pieu, isolé à la profondeur z , et dont le contour extérieur limite la surface Ω .

Si la couche compressible se consolide, soit sous son poids propre, soit par suite de l'application d'une surcharge, soit par suite d'un rabattement, le sol tasse et la contrainte initiale verticale effective $\sigma_{ov}(z)$ se réduit graduellement jusqu'à une valeur $\sigma_v(z)$, (Fig.2.2) par suite du soulagement apporté par le pieu, qui subit un frottement négatif. On a $\sigma_v(z) < \sigma_{ov}(z)$

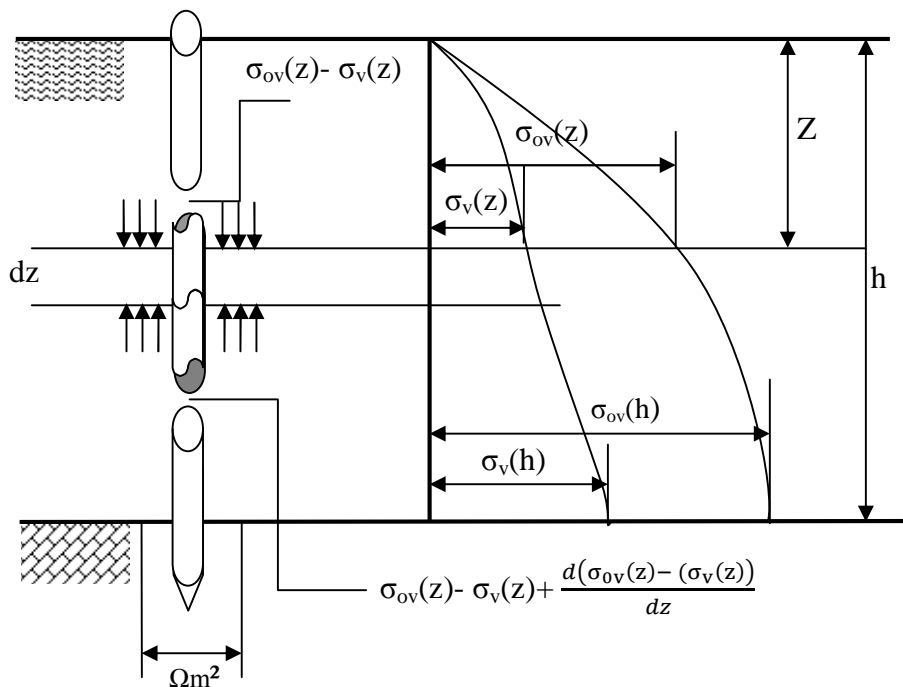


Fig.2.2. Allure des diagrammes des pressions $\sigma_{ov}(z)$ et $\sigma_v(z)$.

L'équation exprimant la différence entre les équilibres verticaux initial et final s'écrit, en notant τ la contrainte tangentielle le long du pieu et u le périmètre de ce dernier :

$$\Omega \left\{ \left(\sigma_{ov}(z) - \sigma_v(z) \right) + \frac{d(\sigma_{ov}(z) - \sigma_v(z))}{dz} dz \right\} - (\sigma_{ov}(z) - \sigma_v(z)) = \tau \cdot u \cdot dz$$

Où
$$\frac{d(\sigma_{ov}(z) - \sigma_v(z))}{dz} = \frac{\tau \cdot u}{\Omega} \quad (2.1)$$

Si la valeur de τ peut être exprimée en fonction de p_{vz} , la formule (1) peut être intégrée. A cet effet, on admet que la contrainte tangentielle maximale le long du pieu est donnée par :

$$\tau = k_n \cdot tg \delta \cdot \sigma_v(z) \quad (2.2)$$

Avec

δ : Angle de frottement terre sur pieux dont la tangente est souvent prise égale à 0,5

k_n : Coefficient de pression neutre qui est compris entre 0,4 et 0,6. on peut donc admettre que

$$K_n \cdot tg \delta \approx 0,25$$

Cette relation suppose qu'une pression moyenne $\sigma_v(z)$ agit entièrement autour du pieu, ce qui est une approximation défavorable.

Introduisons 2 dans la formule 1 pour obtenir :

$$\frac{d(\sigma_{ov}(z) - \sigma_v(z))}{dz} = \frac{u}{\Omega} k_n \cdot tg \delta \cdot \sigma_v(z) \quad (2.3)$$

Et on pose $\frac{u}{\Omega} k_n \cdot tg \delta = m$

Alors

$$\frac{d\sigma_v(z)}{dz} + m \cdot \sigma_v(z) = \frac{d\sigma_{ov}(z)}{dz} \quad (2.4)$$

C'est l'équation différentielle du cas. Si on connaît la valeur de $\frac{d\sigma_{ov}(z)}{dz}$ en fonction de la profondeur z on pourra déterminer la valeur de $\sigma_v(z)$ en fonction de celle-ci.

La surcharge F_n apportée sur le pieu par le frottement négatif vaut alors

$$F_n = \int_0^h \tau \cdot u \, dz$$

d'après (2.2)

$$F_n = \int_0^h K_n \cdot tg \delta \cdot \sigma_v(z) \cdot u \, dz$$

C'est-à-dire :

$$F_n = \Omega \cdot m \int_0^h \sigma_v(z) \, dz \quad (2.5)$$

Le problème de la détermination de la charge due au frottement négatif sur un pieu, se ramène donc à la détermination de l'expression $\sigma_v(z)$.

2.2.2. Cas particuliers d'application

a) On considère (Fig.2.3) un groupe des pieux fichés au travers d'un terrain compressible dont la résistance aux contraintes tangentiels satisfait à l'équation (4) et pour lequel

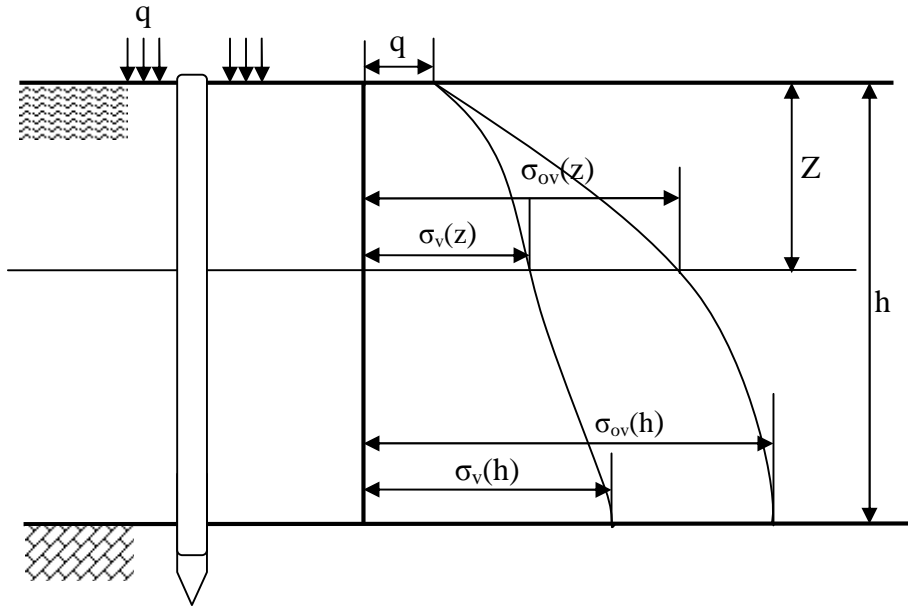


Fig.2.3. Allure des diagrammes des pressions $\sigma_{ov}(z)$ et $\sigma_v(z)$ en cas de surcharge.

$$\sigma_{ov}(z) = \gamma \cdot z \quad \text{donc} \quad \frac{d\sigma_{ov}(z)}{dz} = \gamma$$

γ : Poids volumique, éventuellement déjaugé

On suppose de plus que la surface libre est soumise à une surcharge q
 Dans ces conditions, l'équation (4) s'écrit :

$$\frac{d\sigma_v(z)}{dz} + m \cdot \sigma_v(z) = \gamma$$

C'est une équation différentielle du premier ordre, linéaire non homogène, dont la solution générale est

$$\sigma_v(z) = \exp\left(-\int m dz\right) \left[C + \int \gamma \exp\left(\int m dz\right) dz \right]$$

C'est-à-dire

$$\sigma_v(z) = \exp(-mz) \left[C + \frac{\gamma}{m} \exp(m \cdot z) \right]$$

La constante C est déterminé par la condition aux limites $\sigma_v = q$ pour $z=0$

D'où $C = q - \frac{\gamma}{m}$

Et
$$\sigma_v(z) = \frac{\gamma}{m} [1 - \exp(-mz)] + q \cdot \exp(-mz) \tag{2.6}$$

On remarque que cette formule est analogue à celle que l'on obtient pour la répartition des pressions sur les parois de silos. il est normal qu'il en soit ainsi, la mise en équation étant la même, le sol frottant sur le pieu et soulageant ainsi les couches inférieures.

L'expression (5) de F_n s'écrit alors :

$$F_n = \Omega \cdot m \int_0^h \left(\frac{\gamma}{m} [1 - \exp(-mz)] + q \cdot \exp(-mz) \right) dz$$

Soit :

$$F_n = \Omega \cdot \gamma (z)_0^h + \frac{\Omega \cdot \gamma}{m} (\exp(-mz))_0^h - \left(\frac{q}{m} \exp(-mz) \right)_0^h$$

$$F_n = \Omega \left[(q + h) - \left\{ \frac{\gamma}{m} [1 - \exp(-mz)] + q \cdot \exp(-mz) \right\} \right]$$

C'est-à-dire : $F_n = \Omega (\sigma_{ov}(h) - \sigma_v(h))$

On trouve figure 2.3, l'allure des diagrammes des pressions $\sigma_{ov}(z)$ et $\sigma_v(z)$ dans ce cas particulier. Si le terre-plein n'est pas chargé il suffit de faire $q=0$ dans les formules ci-dessus.

b) Le sol compressible peut se composer de couches de poids volumique différentes (1) et (2) de hauteurs h_1 , poids volumique γ_1 et h_2 , poids volumique γ_2 (Fig. 2.4), la surface libre étant soumise à une pression q .

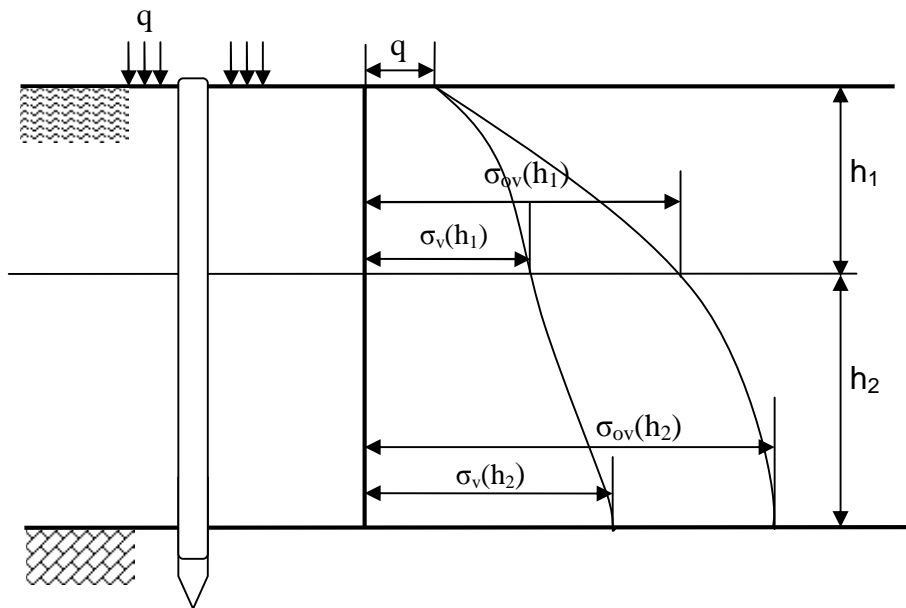


Fig.2.4. Allure des diagrammes des pressions $\sigma_{ov}(z)$ et $\sigma_v(z)$ dans un sol stratifié.

On a alors :

A la base de la couche (1) : $\sigma_{ov}(h_1) = q + \gamma_1 \cdot h_1$

et $\sigma_v(h_1) = \frac{\gamma_1}{m} [1 - \exp(-mh_1)] + q \exp(-mh_1)$

Le frottement négatif donne lieu à une surcharge sur le pieu et sur la hauteur h_1 valant

$$F_{n1} = \Omega(\sigma_{ov}(h_1) - \sigma_v(h_1))$$

A la base de la couche (2) $\sigma_{ov}(h_2) = q + \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2$

Et, la couche (2) étant surchargée par $\sigma_v(h_2)$:

$$\sigma_v(h_2) = \frac{\gamma_2}{m} [1 - \exp(-mh_2)] + \sigma_v(h_1) \exp(-mh_2)$$

Le frottement négatif donne lieu à une surcharge sur le pieu et sur la hauteur h_2 valant

$$F_{n2} = \Omega[(\sigma_{ov}(h_2) - \sigma_v(h_2)) - (\sigma_{ov}(h_1) - \sigma_v(h_1))]$$

La surcharge totale vaut $F_n = F_{n1} + F_{n2} = \Omega[(\sigma_{ov}(h_2) - \sigma_v(h_2))]$

On peut facilement faire un raisonnement analogue lorsqu'il y a plus de deux couches différentes.

c) Cas général

Lorsque les caractéristiques, poids volumique et angle de frottement, de la couche compressible varient avec la profondeur z , on peut exprimer τ de la façon générale suivante :

$\tau_z = C_z + (K_n \cdot tg \delta_z) \sigma_v(z)$. Dans de plus $\frac{d\sigma_{ov}(z)}{dz}$ n'est pas une constante ou une fonction

explicite de z , le problème peut être résolu par approximations successives en utilisant les expressions suivantes :

$$(\Delta F_n)_z = u \cdot \tau_z \Delta z \tag{2.7}$$

$$\sigma_v(z) = \sigma_{ov}(z) - \frac{1}{\Omega} \sum_0^z (\Delta F_n)_z \tag{2.8}$$

Dans lesquelles $(\Delta F_n)_z$ représente l'accroissement de charges élémentaires sur un pieu du au frottement négatif. On considère figure 2.5 le diagramme de $\sigma_{ov}(z)$ en fonction de z , et on doit déterminer la pression $\sigma_v(z)$ pour $z=h$.

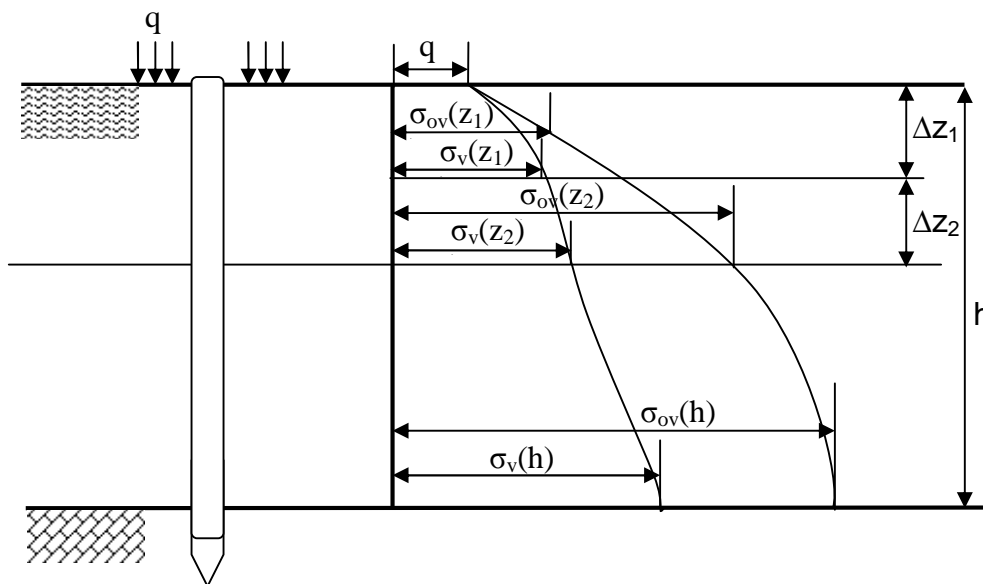


Fig.2.5. Diagramme de $\sigma_{ov}(z)$ en fonction de z .

On divise la couche compressible en tranches élémentaires de hauteur Δz .

Pour la tranche 1, on estime à priori une valeur de $\sigma_v(z_1)$, comprise entre 0 et $\sigma_{ov}(z_1)$, au moyen de laquelle on détermine τ_{z1} et $(\Delta F_n)_1$ par la formules 2.6 et 2.7.

On porte cette valeur dans l'expression (2.8) et on vérifie si l'approximation de départ $\sigma_v(z_1)$ satisfait cette dernière expression. Dans la négative, on rectifie la valeur de $\sigma_v(z)$, jusqu'à ce que (2.8) soit satisfaite.

Pour z_2 , on choisit une valeur $\sigma_v(z_2)$ comprise entre $\sigma_{ov}(z_1)$ et $\sigma_{ov}(z_2)$ l'on procède comme ci-dessus. De proche en proche on détermine finalement la valeur de $\sigma_{ov}(z_1)$ cherchée. La valeur de la surcharge due au frottement négatif est donnée par :

$$F_n = \sum_0^h (\Delta F_n)_z$$

2.4 Méthode de Garlanger (1973)

La méthode de Garlanger suppose que le frottement négatif à n'importe quelle profondeur le long d'un pieu isolé est proportionnel à la contrainte effective de terrains de recouvrement à la profondeur et peut être calculé par l'équation suivante :

$$\tau_f(z) = \beta \cdot \sigma'_v(z)$$

Où $\tau_f(z)$: frottement négatif à la profondeur intéressé.

β : Constante de proportionnalité qui inclut divers facteurs de correction et doit être déterminée expérimentalement. $\beta = \alpha \cdot K \cdot \tan \delta$

Où α : facteur de correction pour expliquer la réduction de la contrainte effective verticale due au transfert de la charge au pieu par frottement négatif

K : coefficient de la pression latérale de la terre

δ : Valeur minimal d'angle de frottement entre pieu-sol ou sol-sol.

$\sigma'_v(z)$: Contrainte effective apparente de terrains de recouvrement à la profondeur intéressé.

Le frottement négatif total est donné par:

$$F_n = \sum_0^h D \cdot \tau_f(z) \cdot dz$$

$$F_n = \int_0^h D \cdot \beta \cdot \sigma'_v(z) = D \cdot \beta \cdot x$$

Où x : Surface de diagramme de contrainte effective de terrains de recouvrement du pieu
 D : périmètre de pieu.

2.3.1. Détermination de β

La méthode la plus fiable pour déterminer le paramètre β selon Garlanger, est de conduire différents types des pieux dans les différents sols, fait déplacer le sol relativement au pieu, mesure la charge dans le pieu à de divers profondeurs et représenter la valeur de β qui correspondrait à cette répartition des charges, c.-à-d.:

$$\beta = \frac{\Delta P_{1-2}}{D \int_{z_1}^{z_2} \sigma'_v(z) dz}$$

Alternativement, la diminution de la diverse section de pieu pourrait être mesuré et la valeur de β représenter par déformation, c.-à-d.:

$$\beta = \frac{A_p \cdot E_p \cdot \Delta y_{1-2}}{D \cdot L_{1-2} \int_{z_1}^{z_2} \sigma'_v(z) dz}$$

Où

L_{1-2} : Longueur entre les profondeurs Z_1 et Z_2

ΔP_{1-2} : Incrément de la charge entre les profondeurs Z_1 et Z_2

A_p : Air de la Section de pieu

E_p : Module de Young de pieu

Δy_{1-2} : Déflexion entre la section 1 et 2 correspondant aux profondeurs Z_1 et Z_2

2.3.2 Préentions :

a) la préention principal est que l'effort de frottement négatif est constamment proportionnel à la contrainte effective de terrains de recouvrement du sol

b) cette valeur de F_n donne la limite maximum pour tout le frottement négatif qui peut être transmis au pieu du sol.

Garlanger suggère les valeurs suivantes de β pour estimer le frottement de négatif total.

Tab.2.1. Valeurs de β en fonction de la nature du sol.

Sol	β
Argile	0,20 à 0,25
limon	0,25 à 0,35
Sable	0,35 à 0,50

$$F_n = D \cdot \beta \cdot A_0$$

A_0 Air sous le diagramme de contrainte effective vertical au-dessus du point neutre quand le pieu pénètre dans des couches avec différents propriétés.

Le frottement négatif total est développé d'une addition des caractéristiques de chaque sol au-dessus du point neutre que l'équation pour ce cas peut être écrite:

$$F_n = D \cdot [\beta_1 \cdot A_1 + \beta_2 \cdot A_2 + \dots]$$

Où

$\beta_1, \beta_2, \beta_3 \dots$: Sont les constantes de proportionnalité pour 1, 2, 3

A_1, A_2, A_3, \dots : Sont les airs des diagrammes des contraintes verticaux pour les couches respectives 1, 2, 3, ...

Tab.2.2. Liste de valeurs de β en fonction de la nature du sol et du type de pieu.

Référence	Type du pieu	sol	β
Bjerrum Johanssen & Eide (1969)	Pieu tubé en acier	Argile limoneuse	0,25
	Pieu tubé en acier		0,26
	Avec bitumé		0,02
	Pieu tubé en acier	Argile	0,18
	Pieu tubé en acier		0,23
	Avec bitume		0,01
Bjerrum & Johanssen (1965)	Krupp KP24	Argile de mer	0,20
Bozozuk & Labrecque (1969)	Pieu tubé en acier	Sable & argile limoneuse (N.C. & O.C.)	0,20
Brons et al (1969)	Pieu en béton	Sol cohésif	0,24
	Avec bitume		0,01
	Avec bentonite		0,03
	Pieu en béton	Sable & argile	0,19
Bozozuk (1970)	Pieu tubé en acier	Sable compacté	0,77
	Pieu tubé en acier	Sable limoneux	0,33
Endo et al (1969)	Pieu tubé en acier (base fermé)	Limon sableux	0,35
	Pieu tubé en acier (base ouvert)		0,20
	Pieu tubé en acier (battu)		0,33
	Pieu tubé en acier (base fermé frottement)		0,30
Fellenius (1971)	Pieu en Béton préfabriqué	Argile de mer	0,09
Walker & draval (1972)	Pieu tubé en acier	Sable	0,52
	Pieu tubé en acier	Argile limoneuse	0,23
Gant et al (1958)	Pieu monotube	Limon graveleux & sable	0,33

La méthode de Garlenger a été employée pour les pieux isolés seulement. Aucun essai sur le terrain n'a été effectué sur des groupes de pieu, mais une approche simple à estimer la force du au frottement négatif sur des groupes de pieux. Le tassement du sol en dehors du groupe de pieux transmettra la force de frottement négative au groupe à travers le périmètre de pieu. La force du au frottement négatif pour chacune des pieux de périmètre peut être lié à la valeur pour un pieu isolé, ainsi:

- Pieu d'angle 3/4 de valeur pieu isolé
- Pieu extérieur 1/2 de valeur pieu isolé

Cette approche est basée sur le modèle dans lequel toutes les pieux sont rigidement attachées ainsi qu'un chapeau de pieu que les calculs sont basés sur les forces de frottement négatif produites dans un pieu d'isolement les forces calculées doivent être modifiées pour refléter les conditions de frontière du groupe.

2.4. Méthode de Combarieu (1985)

2.4. 1. Exposé de la méthode

Cette méthode a été élaborée à partir de la constatation suivante : le frottement négatif résulte de la transmission d'un effort du sol au pieu, et ce mécanisme ne peut s'effectuer sans une diminution de la contrainte verticale régnant dans le sol au voisinage du pieu. Pour en tenir compte, on introduit la notion d'accrochage du matériau autour du fût du pieu et on définit une loi de variation horizontale de la contrainte verticale à la cote z .

Les méthodes employées pour déterminer l'intensité des efforts engendrés par frottement négatif postulent que le déplacement du sol est suffisant pour mobiliser le frottement négatif unitaire maximal $\tau'_f(z)$ donné par:

$$\tau'_f(z) = k \times \text{tg} \delta \times \sigma'_v(z)$$

Avec

$\sigma'_v(z)$: contrainte verticale effective régnant au contact du sol et du fût du pieu à la cote z ;

$k \cdot \text{tg} \delta$: coefficient traité comme paramètre unique caractérisant le sol et le type de pieu.

Si « h » désigne la hauteur du pieu sur laquelle un frottement négatif unitaire $\tau'_f(z)$ est susceptible de se développer, on peut estimer le frottement négatif total par la relation :

$$F_n = 2 \cdot \pi \cdot R \int_0^{h_c} k \cdot \text{tg} \delta \cdot \sigma'_v(z) \cdot dz$$

Où

R : rayon du pieu

2.4. 2. Détermination de $k \cdot \text{tg} \delta$

La valeur de $k \cdot \text{tan} \delta$ étant donnée par le tableau.2.3 (fascicule 62 - titre V).

Tab.2.3. Valeurs de $k \cdot \text{tg}\delta$ pour différents types de sols et modes de réalisation des pieux (fascicule 62 - titre V).

Pieux	Sols	Argiles molles Sols organiques	Argiles raides	Sables et graves		
				Peu denses	Moyennement denses	Très denses
Forés		0,15	0,20	0,35	0,45	1,00
Forés tubés		0,10	0,15			
Battus		0,20	0,30			
Battus ouvert		0,15	0,20			

Cas particulier : pour un pieu enduit de bitume dans un sol fin on admet: $K \cdot \text{tg} \delta = 0,05$

2.4.3 Calcul de la contrainte verticale $\sigma'_v(z, r)$

COMBARIEU (1974, 1985) propose une loi empirique de variation horizontale des contraintes verticales, qui tient compte de l'effet d'accrochage entre le sol et le pieu

Telle que pour $r > R$ (Rayon du pieu) on ait :

$$\sigma'_v(z, r) - \sigma'_v(z, R) = (\sigma'_1(z) - \sigma'_v(z, R)) \cdot \left(1 - e^{-\frac{\lambda \cdot (r-R)}{R}} \right)$$

Cette expression est illustrée par le schéma suivant :

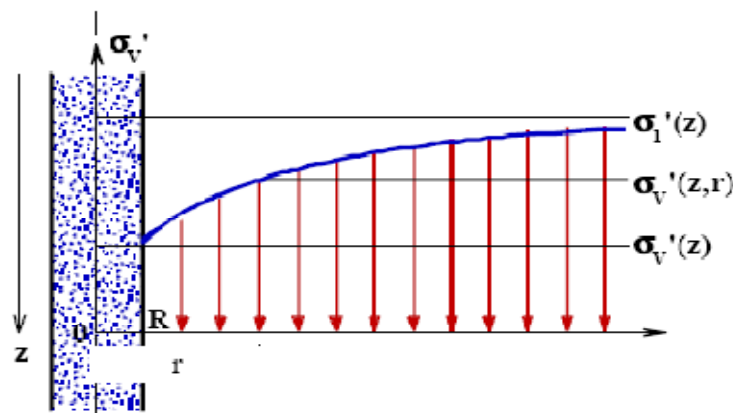


Fig.2.6. Répartition de la contrainte $\sigma'_v(z, r)$.

Où $\sigma'_v(z, r)$: Contrainte verticale à la profondeur z et à la distance r du pieu,

$\sigma'_1(z)$: Contrainte verticale à l'emplacement du pieu régnant en l'absence de celui-ci.

λ : Coefficient appelé coefficient d'accrochage relié au facteur $k \cdot \text{tan}\delta$ par l'une des relations suivantes :

⊕ $\lambda = \frac{1}{0,5 + 25k \cdot \text{tg}\delta}$ Pour $k \cdot \text{tg}\delta \leq 0,15$

⊕ $\lambda = 0,385 - k \cdot \text{tg}\delta$ Si $0,15 \leq k \cdot \text{tg}\delta \leq 0,385$

⊕ $\lambda = 0$ Pour $k \cdot \text{tg}\delta > 0,385$

Le graphique suivant illustre cette relation.

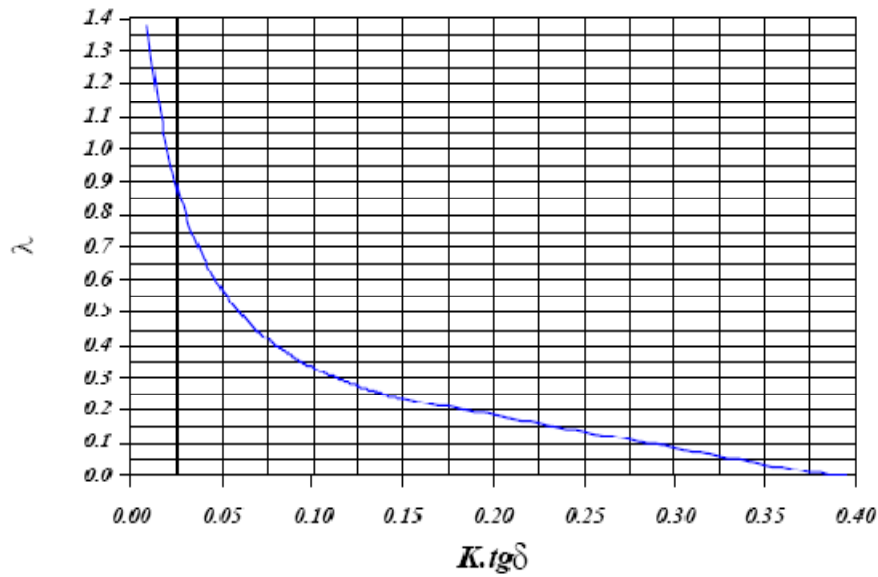


Fig.2.7. Coefficient d'accrochage λ en fonction du facteur $k.tg\delta$.

2.4.4 Détermination de la hauteur critique h

Pour simplifier on ne fera pas le calcul du déplacement vertical du pieu et du tassement du sol le long du bulbe pour déterminer la hauteur critique h sur laquelle se produit le frottement négatif. On suppose que le déplacement sol/pieu est suffisant pour mobiliser le frottement négatif et on fait un *calcul à la rupture* en comparant la contrainte verticale initiale $\sigma'_{vo}(z)$ (avant travaux) dans le sol avec la contrainte effective le long du pieu, tenant compte de l'accrochage sol-pieu $\sigma'_v(z, R)$. avec :

$\sigma'_{vo}(z)$: contrainte verticale effective dans le terrain à l'état initial (avant mise en place de surcharges).

$\sigma'_l(z)$: contrainte verticale effective libre dans le terrain à l'état final (après mise en place des surcharges) sans tenir compte de l'effet d'accrochage sol/pieu. Cette contrainte sera calculée à partir du jeu d'abaques dérivés des formules de Boussinesq.

$\sigma'_v(z, r)$: contrainte verticale effective dans le terrain à l'état final en tenant compte de l'effet d'accrochage sol-pieu.

La hauteur critique h est prise égale à la plus faible des deux valeurs h_1 et h_2

➤ Pour un sol suffisamment compressible, on ne tient pas compte du déplacement relatif sol-pieu, la hauteur critique $h = h_1$ est la profondeur pour laquelle $\sigma'_v(z, R) = \sigma'_{vo}(z)$. Au-delà l'effet de la surcharge provoquant l'apparition du frottement négatif disparaît.

➤ Pour un sol peu compressible, ou dans le cas où le tassement restant à acquérir après l'exécution des fondations est faible, la hauteur critique $h = h_2$ est la profondeur pour laquelle le tassement prévisible final restant du sol calculé par les méthodes œnométriques atteindra $B/100$.

2.4.5. Formule générale

2.4.5.1. Cas du pieu isolé

La détermination de la contrainte verticale au contact du fût du pieu peut se formuler sous la forme d'une équation différentielle du premier ordre :

$$m(\lambda, \infty) \cdot \sigma'_v(z) + \frac{d\sigma'_v(z)}{dz} = \frac{d\sigma'_1(z)}{dz} \quad \text{avec } m(\lambda, \infty) = \frac{\lambda^2 \cdot k \cdot \tan \delta}{(1 + \lambda) \cdot R}$$

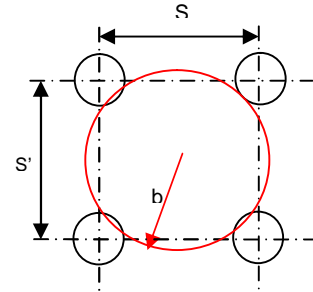
2.4.5.2. Cas du pieu dans un groupe

Comme dans le cas précédent, la contrainte verticale au contact du fût du pieu vérifie l'équation différentielle suivante :

$$m(\lambda, b) \cdot \sigma'_v(z) + \frac{d\sigma'_v(z)}{dz} = \frac{d\sigma'_1(z)}{dz}$$

avec b défini la dimension de la maille des pieux

$$b = \sqrt{\frac{s \cdot s'}{\pi}}$$



Où S et S' caractérisent l'espacement des pieux dans les deux directions du plan.

Le coefficient m (λ, b) est exprimé par la relation suivante :

$$m(\lambda, b) = \frac{\lambda^2 \cdot k \cdot \tan \delta}{\left(1 + \lambda - \left(1 + \frac{\lambda b}{R}\right) \cdot e^{-\frac{\lambda(b-R)}{R}}\right) \cdot R} \quad \text{Si } \lambda \neq 0$$

. (Voir les abaques sur la fig.2.8).

$$m(\lambda, b) = \frac{2}{\left(\frac{b}{R}\right)^2 - 1} \quad \text{Si } \lambda = 0$$

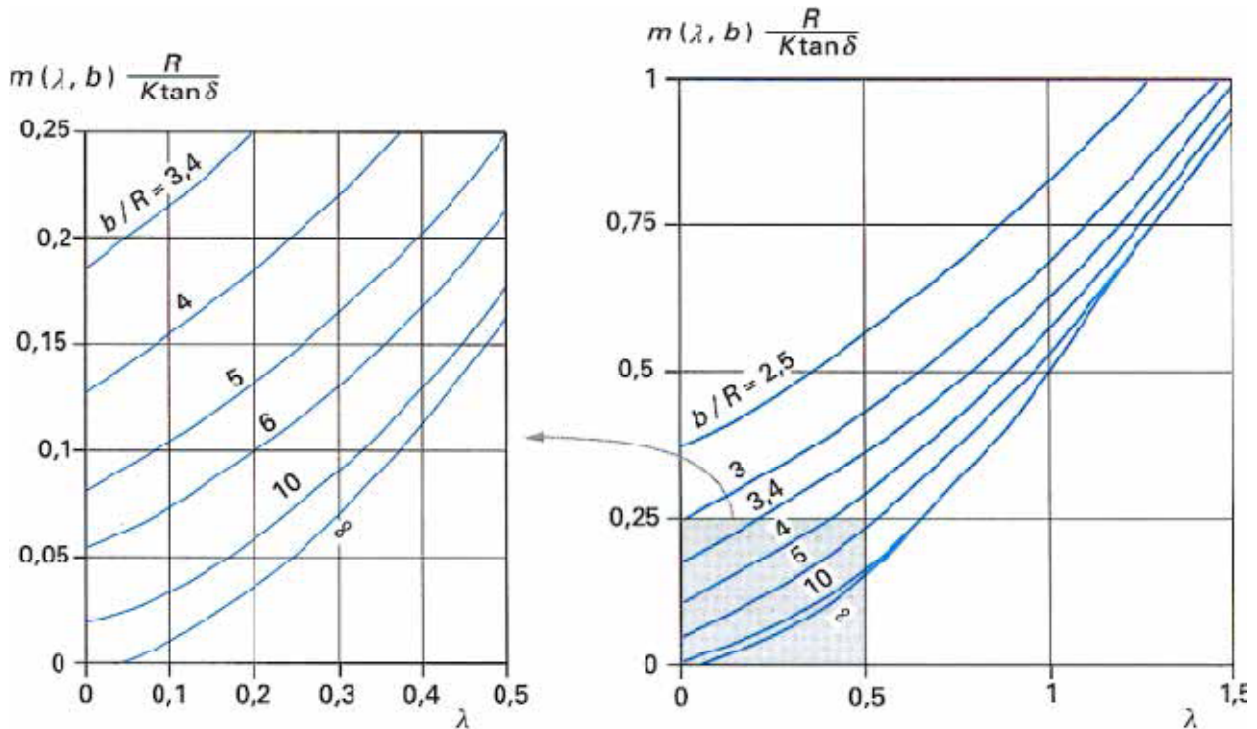


Fig.2.8. Abaques de détermination de $m(\lambda, b) \cdot R / (k \cdot \tan \delta)$ (Combarieu.1985).

La résolution des équations différentielles conduit dans les deux cas (pieu isolé et pieu dans un réseau infini respectivement) à la solution suivante (où m désigne $m(\lambda, \infty)$ et $m(\lambda, b)$ respectivement)

$$\sigma'_v(z) = \left(\sigma'_v(0) - \frac{1}{m} \cdot \frac{d\sigma'_1}{dz} \right) \cdot e^{-mz} + \frac{1}{m} \cdot \frac{d\sigma'_1}{dz}$$

La connaissance de la contrainte verticale $\sigma'_v(z)$ permet de calculer la hauteur critique h pour laquelle $\sigma'_v(z) = \sigma'_o(z)$. Le frottement négatif n'est comptabilisé que sur h . Si h correspond à une valeur de z plus profonde que la base de la couche compressible, le frottement négatif est comptabilisé sur toute la hauteur du pieu concernée.

L'intégration de la relation générale exprimant la résultante du frottement négatif F_n permet d'écrire la relation fondamentale suivante pour une couche dont le sommet se situe à la cote 0 et la base à la cote z_0 :

$$F_n = \frac{2\pi \cdot R \cdot k \cdot \text{tg} \delta}{m} \left[(\sigma'_1(z_0) - \sigma'_1(0)) - (\sigma'_v(z_0) - \sigma'_v(0)) \right]$$

2.4.5.3. Cas du groupe limité de pieux

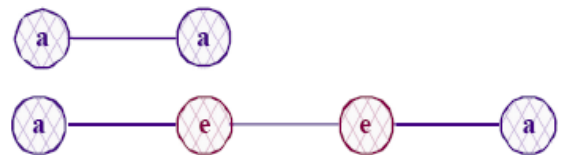
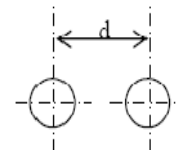
Ce cas apparaît comme intermédiaire entre le cas du pieu isolé et celui du groupe illimité de pieux. Les règles énumérées ci-dessous sont assez empiriques mais conduisent néanmoins à des valeurs raisonnables pour des espacements entre pieux courants.

➤ Une file de pieux

En prenant : $b = \frac{2d}{\sqrt{\pi}}$

- Pieux extérieurs (a): $F_n = \frac{F_n(b) + 2F_n(\infty)}{3}$

- Pieux intérieurs (e): $F_n = \frac{2F_n(b) + F_n(\infty)}{3}$



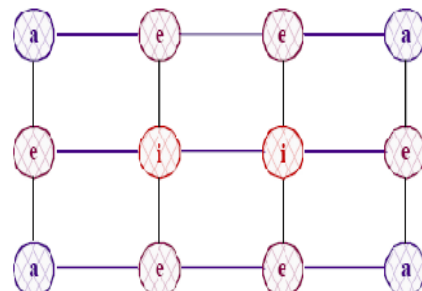
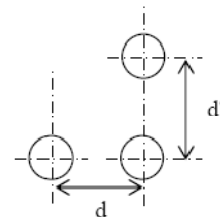
➤ Plusieurs files de pieux

Avec : $b = \sqrt{\frac{4dd'}{\pi}}$

- Pieux d'angle (a) : $F_n = \frac{7F_n(b) + 5F_n(\infty)}{12}$

- Pieux extérieurs (e) : $F_n = \frac{5F_n(b) + F_n(\infty)}{6}$

- Pieux intérieurs (i): $F_n = F_n(b)$



$F_n(\infty)$: est la valeur du frottement négatif total pour le pieu supposé isolé ($b = \infty$). $F_n(b)$: est la valeur du frottement négatif total pour un pieu supposé au milieu d'un groupe illimité de pieux, valeurs déterminées par la méthode de Combarieu.

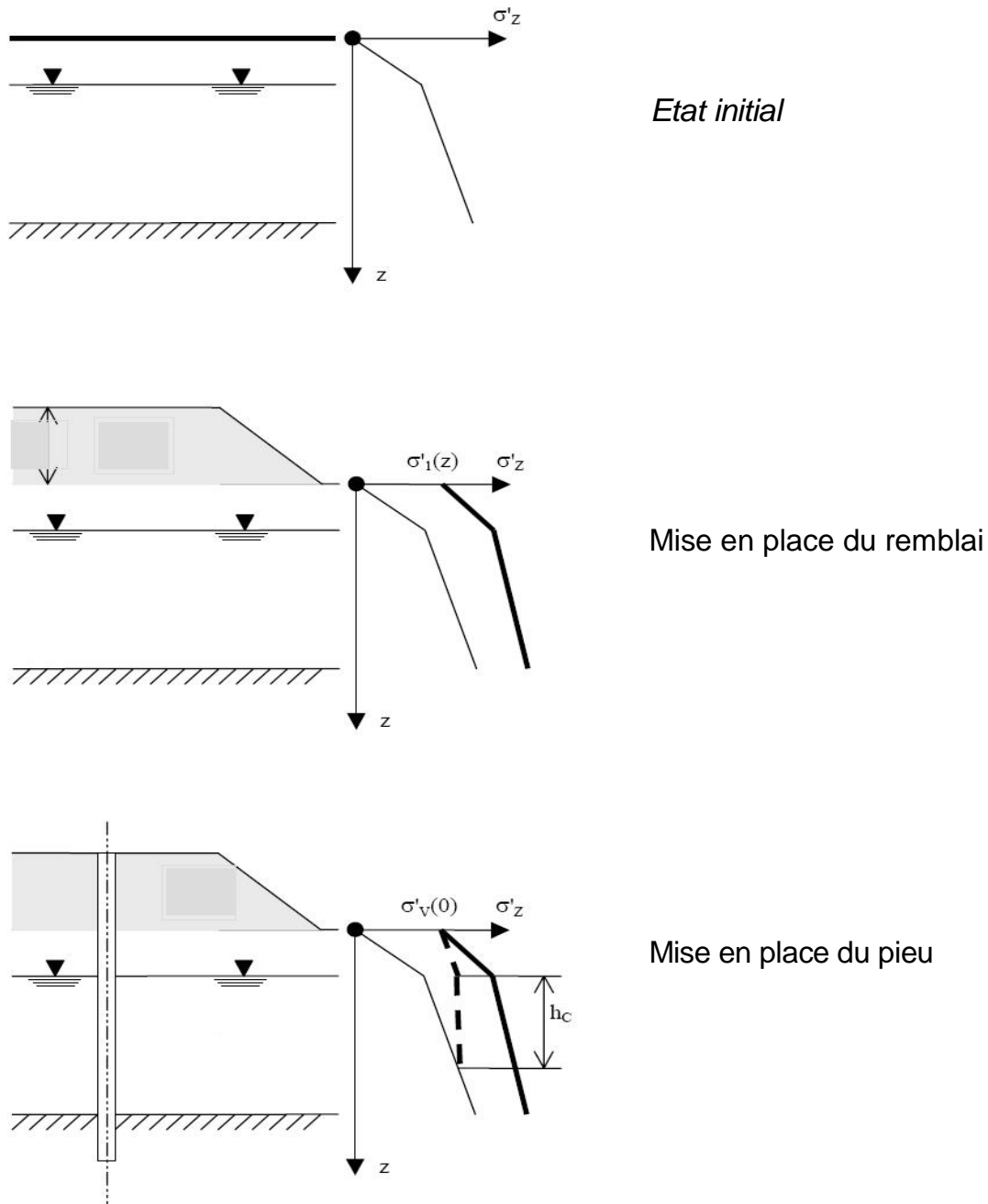


Fig.2.9. Etats de contraintes dans le sol aux différentes étapes.

2.5. Méthode basée sur les statiques

La valeur totale de la force due au frottement négatif éprouvé par un pieu isolé ou groupe de pieu est liée à la hauteur et l'emplacement des remblais placés à la surface au sol. Une méthode d'estimer la force totale due au frottement négatif est montrée dans la figure 2.10. Que cette méthode est basée sur la statique et l'approximation de la distribution des contraintes. La

distance L dans la figure 2.10 égale la longueur du chapeau de pieu plus la longueur du pieu. Une distance B perpendiculaire à L peut être définie comme largeur du chapeau de pieu plus la longueur du pieu.

Toute la force due au frottement négatif peut être approximative comme poids de remblai qui couvrir la surface $B \times L$.

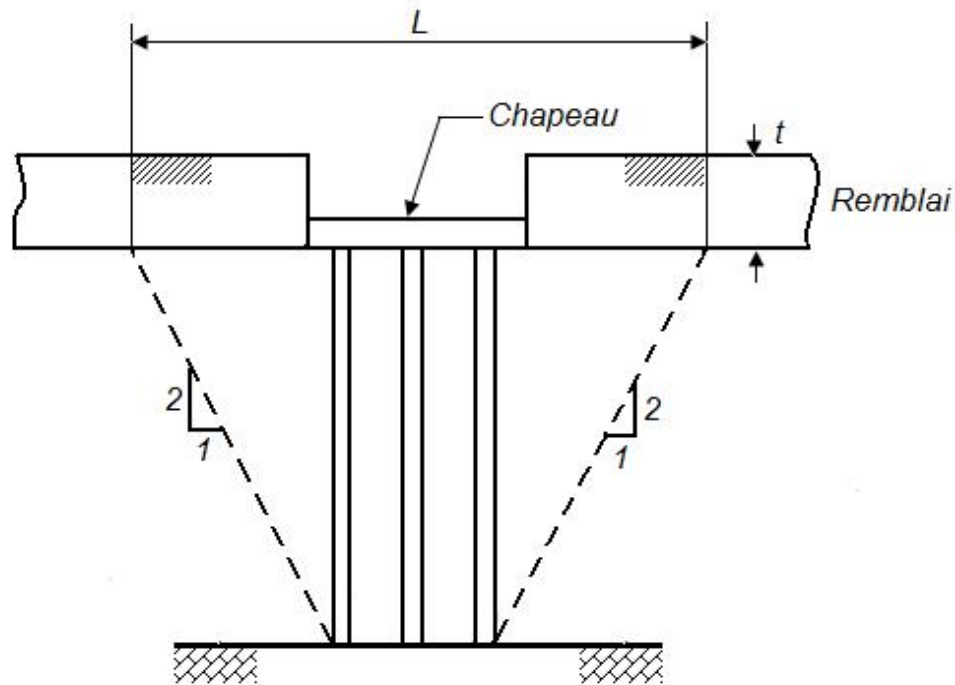


Fig.2.10. Méthode basée sur les statiques.

2.6. Localisation du point neutre

2.6.1 Signification du point neutre

Le point neutre est la position le long de pieu à laquelle le sol et le pieu éprouvent des tassements égal. Au-dessus de ce point le sol tasse plus que le pieu au-dessous de ce point que le pieu tasse plus que le sol .la contrainte verticale dans le pieu est le plus grand au point neutre.

Quand la pointe de pieu est enfoncé à une roche, le point neutre se produit dans le sol à une distance négligeable au-dessus de roche que peu d'erreur est présentée en supposant que le frottement négatif agit sur la pleine longueur du pieu. Pour un pieu enfoncé dans une couche moins ferme le point neutre peut se produire à une distance considérable au-dessus de la couche résistant. la prétention que le point neutre se produit au dessus de la couche ferme peut rapporter une section du pieu qui est trop conservatrice.

Deux procédures pour trouver le point neutre

a) - général

La Localisation de point neutre dans le sol exige une coupe et le procédé d'essai qui compare le déplacement relatif du pieu à chaque point au tassement du sol environnant l'information suivante est exigé:

- Le tassement du bout de pieu sous la charge
 - La déformation élastique du pieu sous la charge
 - L'indice de vide pour le sol
- b) - les étapes dans chaque épreuve sont:
- Localiser la position du point neutre (pour le premier test on suppose une position au-dessus de couche ferme environ de 10% de l'épaisseur de la couche de consolidation).
 - En utilisant La contrainte efficace de couche de recouvrement et le paramètre β , pour calculer l'effort de frottement de contact le long du pieu.
 - Calculez et tracez les forces dans le pieu.

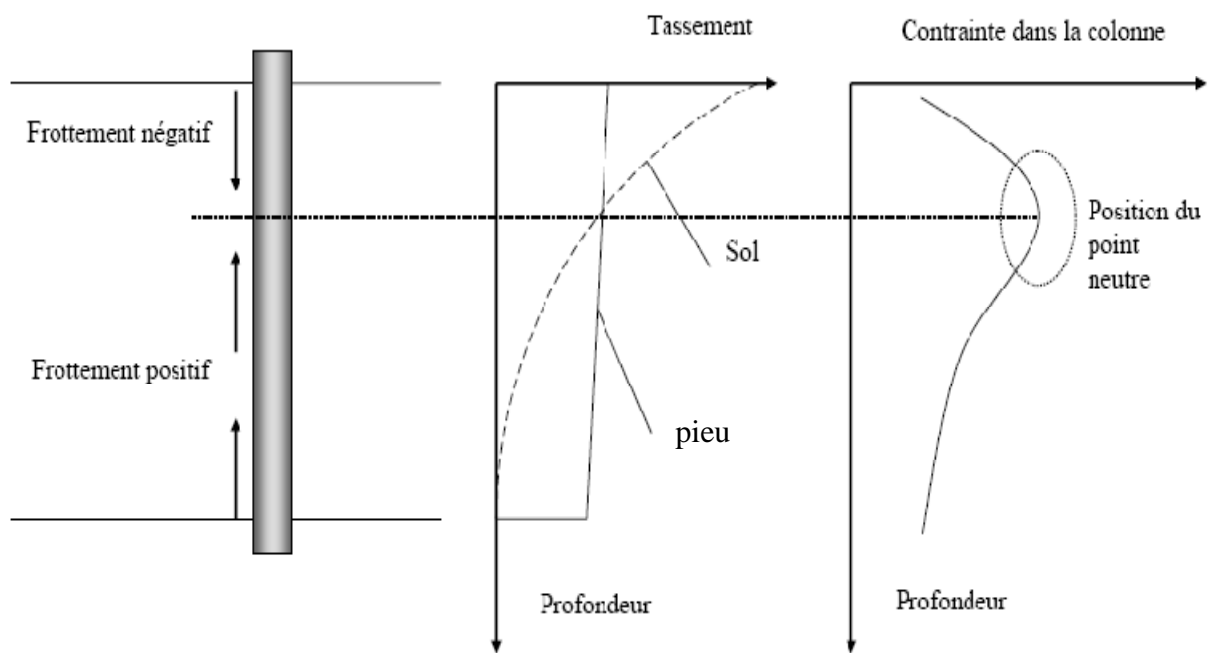


Fig.2.11. Mécanismes de transfert de charge, tassements et contraintes.

2.7. Conclusion

Pour estimer le frottement négatif et son effet sur les pieux, il existe plusieurs méthodes. Chacun d'eux contient une certaine théorie.

La méthode du Zeevaert met en évidence l'importance de la surface Ω d'influence du pieu. Elle est applicable lorsque l'entre distance des pieux est appréciablement moindre que l'épaisseur des couches compressibles. Lorsque l'entre distance des pieux est grands, donc lorsque Ω est grand, la valeur du frottement négatif est surestimée.

La méthode de Garlenger donne les résultats qui sont légèrement hauts pour les argiles mous. L'imperfection principale outre de cette approche est l'évaluation du paramètre de β qui doit être back figuré des limites du champ teste.

La méthode de combarieu permet de traiter les cas des pieux de diamètres quelconques dans toutes les configurations, isolés; file de pieux (calculs des pieux d'extrémité et des pieux intérieurs); groupe limité de pieux (calcul des pieux extérieurs et intérieurs); groupe illimité de pieux.

CHAPITRE 03 :**LES MODÈLES DE COMPORTEMENT ET L'OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ****3.1 Bref aperçu de la méthode des éléments finis****3.1.1 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, 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 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 : aérospatiale, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique, technique off-shore, ... etc. (Imbert J.F. 1979).

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

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

3.1.2. 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.

3.1.3. Calculs par la MEF

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influe pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay, ... etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des soutènements ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

Elle permet de:

- Effectuer les calculs d'écoulement ;
 - Simuler toutes les phases de travaux ;
 - Prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de soutènements ou de tirants ;
 - Calculer un coefficient de sécurité.
- Les sorties fournissent

Pour les ouvrages :

- *Déplacements;*
- *Sollicitations internes;*
- *Efforts dans les soutènements ou tirants.*

Pour le sol :

- *Déplacements;*
- *Déformations;*
- *Contraintes totales et effectives;*
- *Pressions interstitielles ;*
- *Coefficient de sécurité.*

Et donc la possibilité d'étudier l'interaction de l'exécution d'un écran sur des ouvrages existants.

3.2. Modèles de comportement:

3.2.1. Modèle élastique linéaire isotrope (Loi de Hook)

Les lois de comportement décrivent les relations entre les contraintes σ_{ij} et les déformations ε_{ij} dans un solide. La plus simple est celle qui relie linéairement les déformations aux contraintes, c'est l'élasticité linéaire donnée par la loi de Hook.

L'élasticité linéaire et isotrope dans un solide est caractérisée entre autre par la linéarité et la réversibilité des déformations.

Elle s'exprime par deux équations principales:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1 + \nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (3.1)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1 + \nu)} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu \cdot E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (3.2)$$

Où E et ν sont respectivement le module de Young et le coefficient de Poisson.

δ_{ij} est l'indice de Kronecker $\delta=1$ Si $i=j$ et $\delta=0$ Si $i \neq j$.

3.2.2. Comportement élastoplastique :

Un corps est dit avoir un comportement élastoplastique quand au delà d'un certain niveau de chargement il présente des déformations réversibles (élastiques) mais aussi des déformations irréversibles (plastiques) et que ces déformations et ces contraintes obéissent à des lois bien précises. Notons que la considération d'un corps élastoplastique se fait en excluant l'influence du paramètre temps.

On définit d'abord un critère de plasticité qui est une fonction des contraintes, éventuellement écouvissable avec les déformations. Ce critère ne peut être dépassé en aucun point. Lorsqu'il est atteint, débutent les déformations irréversibles ou plastiques. Ces déformations sont régies par une loi dite loi d'écoulement.

L'essai classique de traction sur une éprouvette d'un matériau ayant un comportement élastoplastique avec écouvissage permet de mettre en évidence le non linéarité et le phénomène d'irréversibilité caractérisant le comportement plastique.

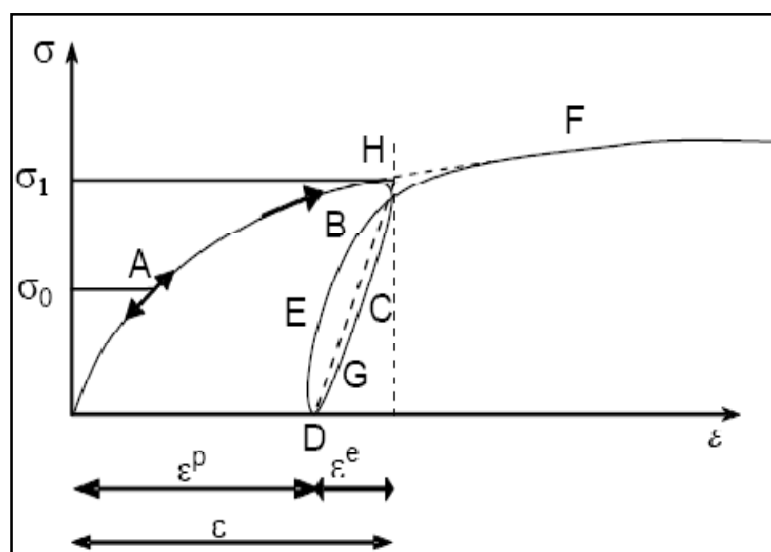


Fig.3.1. Comportement élastoplastique avec écouvissage.

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est à dire quand on décharge on revient en O . le point A , point limite au-delà duquel on n'a plus le comportement élastique correspond à une contrainte caractéristique dite seuil de plasticité initial ou limite élastique.

Après l'avoir franchi, et si étant au point B , par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD . La déformation qui reste $OD = \varepsilon^p$ est une déformation irréversible, dite plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF , F étant le prolongement du chemin du premier chargement.

On peut assimiler en général la courbe $BCDEF$ à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le point précédent (A). Cette évaluation du seuil de plasticité s'appelle écrouissage.

Dans ce cas la déformation totale est la somme des déformations élastiques ε^e et plastiques ε^p

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.3)$$

Si le seuil actuel σ_B est constant, le matériau est dit parfaitement plastique.

Si σ_B est toujours croissant ou décroissant le matériau est dit écrouissable à écrouissage positif ou négatif respectivement.

3.2.2.1 Notions de bases fondamentales

Des modèles de comportement élastoplastique sont basés sur trois notions fondamentales: la surface de charge, la règle d'écrouissage et la règle d'écoulement. Nous allons maintenant exposer les bases pour chaque' une de ces notions.

a) Notions de surfaces de charge

D'une façon plus générale et pour les cas tridimensionnels, le seuil de plasticité est remplacé par une fonction scalaire f dite fonction de charge ou critère de plasticité :

$$F = (\sigma, R) = 0 \quad (3.4)$$

Avec

σ : Tenseur des contraintes;

R : L'ensemble des paramètres d'écrouissage.

Cette fonction décrit dans l'espace des contraintes - déformations une surface dite communément en mécanique des sols surface d'état limite ou d'écoulement dont la projection dans le plan des contraintes est une courbe dite courbe d'état limite.

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties:

L'intérieur de la surface de charge, correspond à un état de déformations réversibles (élastiques),

La surface de charge en elle-même correspond à un état de déformation pouvant se décomposer de la manière suivante:

- Une partie réversible comme précédemment et une partie de déformations irréversibles (plastiques).

En résumé, trois états de chargement sont possibles :

$F < 0$: C'est l'intérieur de la surface, le domaine est élastique.

$F = 0$: Des déformations élastiques peuvent être éventuellement accompagnées de déformations plastiques.

$F > 0$: est un état de contraintes physiquement impossible en élasto-plasticité.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $F = 0$, deux cas de comportement élasto-plastique sont possibles:

a) La surface de charge n'évolue pas et l'expression de charge ne contient donc pas de paramètre d'écroissage (modèle élasto-plastique parfait).

b) La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élasto-plastique avec écroissage).

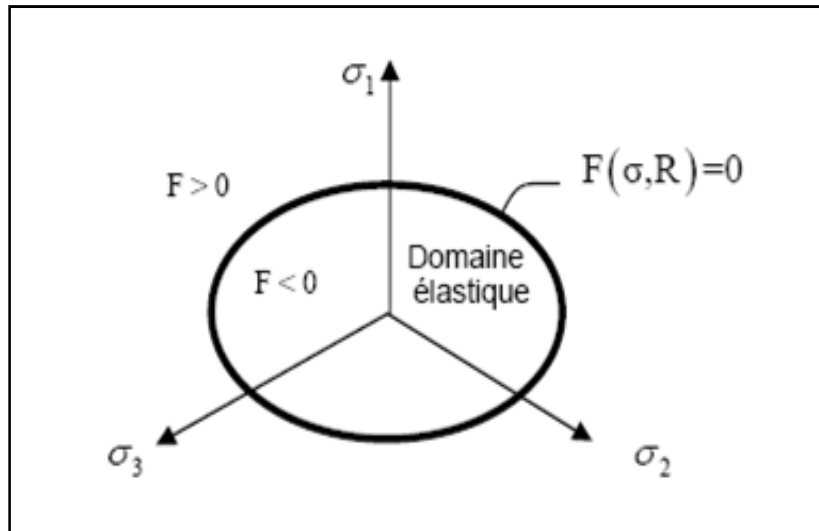


Fig.3.2. Surface de charge.

b) Notions de règle d'écroissage

L'écroissage de matériau se traduit par l'évolution de la surface de seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écroissage λ . Ces dernières peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques. Ils peuvent être des scalaires fonction des déformations plastiques comme pour le modèle de Com Clay (Rascoe & Buraland .1968, Scholfield & Wroth. 1968) qui utilise la déformation volumique plastique comme paramètre d'écroissage, ou bien des tenseurs par exemple ε_{ij}^p .

En général, on peut distinguer trois catégories de loi d'écroissage :

A) Ecroissage isotrope :

(lorsque le vecteur représentatif des contraintes dans l'espace des contraintes garde une direction constante). La théorie d'écroissage isotrope de Taylor et Quinney [1931] qui admet que le domaine élastique intérieur au critère de plasticité se transforme par homothétie de centre O pendant l'écroissage. Il correspond au cas où la surface de charge subit une dilatation ou une contraction uniforme. L'écroissage dans ce cas est caractérisé par une variable scalaire.

B) Ecroissage cinématique :

La théorie d'écroissage cinématique de Prager [1955 - 1958] qui propose que le domaine élastique se translate dans l'espace des contraintes.

L'écroissage dans ce cas est caractérisé par une variable tensorielle définissant le centre de la surface de charge.

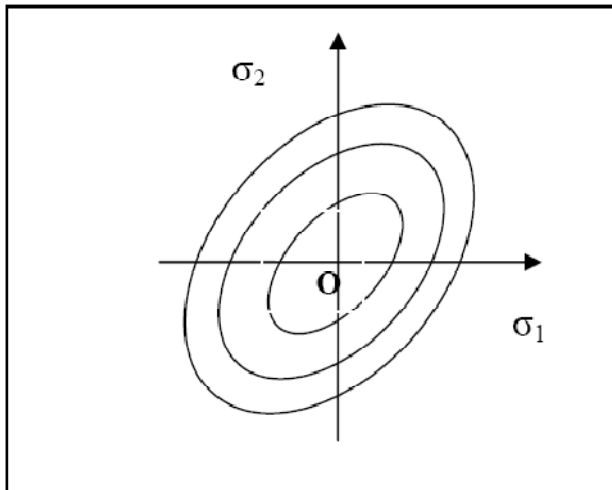


Fig.3.3. Modèle d'écrouissage isotrope.

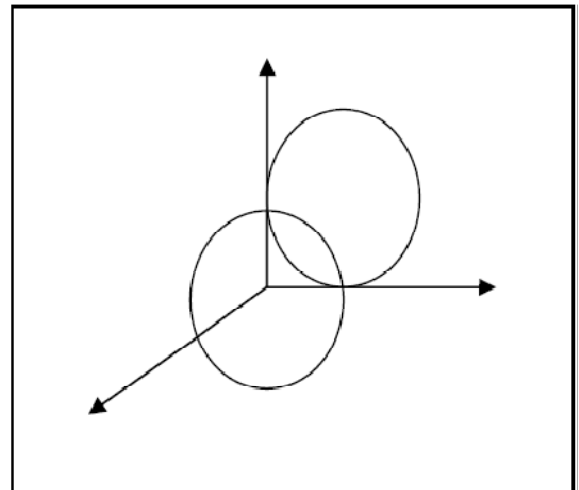


Fig.3.4. Ecrouissage cinématique

C) Ecrouissage mixte : La théorie de l'écrouissage mixte est une combinaison des deux théories précédentes qui conduit à un schéma plus complet pour permettre la création d'un modèle (Anisotrope cinématique). La surface de charge se translate et se dilate uniformément dans toutes les directions.

D) Ecrouissage anisotrope : la surface de charge peut subir en plus d'une expansion/contraction et d'une translation, une rotation et une déformation.

c) Notions de loi d'écoulement

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique $G(\sigma_{ij}) = 0$. La forme générale de l'incrément de déformation plastique est donnée par l'équation (3.4).

✚ Lois d'écoulement associées

La loi d'écoulement est dite associée à la surface de charge quand cette dernière est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique, ce qui revient naturellement à considérer $F = G$. La direction du vecteur déformation plastique dans l'espace des déformations principales (Confondu avec celui des contraintes principales) est ainsi perpendiculaire à la surface de charge, $F = 0$, c'est-à-dire au vecteur gradient, normal à cette surface. Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme.

$$\varepsilon_{ij} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.5)$$

Où

λ : multiplicateur plastique (Scalaire positif) les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite associée, sont dits standards. C'est le cas des métaux.

✚ Lois d'écoulement non associées

Dans le cas des sols et des roches, l'utilisation d'une loi d'écoulement non associée s'avère souvent nécessaire. En effet pour les lois élasto-plastique, considérant un angle de frottement φ , une loi d'écoulement associée induit un angle de dilatance, $\psi = \varphi$, qui s'avère souvent trop élevé pour les géo - matériaux

On a alors recours à des lois non associées. Dans ce cas, la direction du vecteur déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative du potentiel plastique,

$G(\sigma_{ij}) = 0$ qui est distincte de celle représentative de la fonction de charge plastique

$$F(\sigma_{ij}) = 0.$$

Cela permet de considérer des angles de dilatance, ψ compris entre 0 et φ .

3.2.2.2 Critères de plasticité

Dans l'espace des contraintes, il existe des états de contraintes physiquement possibles et des états de contraintes physiquement impossibles. L'ensemble des points associés aux premiers constitue un domaine dont la frontière prend le nom de surface limite. Son équation, $F(\sigma_{ij}) = 0$, dans l'espace des contraintes est appelée critère de plasticité.

Une fois la surface limite atteinte, les déformations sont indéterminées ; seules sont définies les vitesses de déformation, c'est-à-dire les directions des vecteurs incréments de déformation. On appelle alors critère d'écoulement, l'équation de la surface à laquelle les vitesses de déformation sont normales. Dans l'espace des déformations elle s'écrit

$$g(\varepsilon_{ij}) = 0.$$

Lorsque les fonctions F et g sont distinctes, le matériau est dit non standard. Dans le cas où

$F = g$ le matériau est dit standard.

Si le matériau a un comportement élasto-plastique, il est nécessaire de préciser le seuil à partir duquel l'élasticité n'est plus valable. Le seuil est défini par une valeur unique de contrainte. Quand l'état de contrainte est plus complexe, la définition du seuil devient également plus complexe et défini par une combinaison des contraintes principales.

a) Critère de Mohr-Coulomb

Coulomb proposa en 1773 le premier critère de plasticité en mécanique des sols, et ce critère est encore maintenant très couramment utilisé. Il se compose de deux droites dans le plan de Mohr. L'équation de ces droites est :

$$\text{Si } \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$$

$$f(\sigma) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0$$

Il s'agit de l'équation d'un plan. Son intersection avec la trisectrice se caractérise par :

$$2\sigma_1 = -2c \cotg \varphi$$

$$\text{Soit : } \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = -c \cotg \varphi$$

Si l'on note $H = c \cotg \varphi$ alors

$$(\sigma_1 + H - \sigma_3 - H) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2H \sin \varphi = 0$$

$$\text{Soit: } (\sigma_1 + H) - (\sigma_3 + H) - [(\sigma_1 + H) + (\sigma_3 + H)] \sin \varphi = 0$$

$$\left[\frac{(\sigma_1 + H)}{(\sigma_3 + H)} - 1 \right] - \left[\frac{(\sigma_1 + H)}{(\sigma_3 + H)} + 1 \right] \sin \varphi = 0$$

$$\frac{(\sigma_1 + H)}{(\sigma_3 + H)} = \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = k_p$$

Avec k_p : coefficient du butté

On en déduit l'expression générale du critère de Coulomb :

$$f = \left[\frac{(\sigma_1 + H)}{(\sigma_3 + H)} - k_p \right] \left[\frac{(\sigma_3 + H)}{(\sigma_1 + H)} - k_p \right] \left[\frac{(\sigma_3 + H)}{(\sigma_2 + H)} - k_p \right] [(\sigma_2 + H) - (\sigma_3 + H) - k_p] \\ [(\sigma_2 + H) - (\sigma_1 + H) - k_p] [(\sigma_1 + H) - (\sigma_2 + H) - k_p] = 0$$

Il s'agit là de l'équation d'une surface, composée de six plans coupant toute la trisectrice au même point S de coordonnées $(-H, -H, -H)$. C'est donc une pyramide de sommet S . son intersection avec un plan déviateur est un hexagone irrégulier, dont la forme est donnée sur la figure 3.5

On a en effet :

$$OP/OQ = \sqrt{(I_{2SP})} / \sqrt{(I_{2SQ})}$$

Or, en P et Q , $\sigma_1 = \sigma_3$, ce qui entraîne :

$$I_{2S} = [(\sigma_1 - \sigma_3)2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2] / 3$$

Par conséquent

$$OP/OQ = [(\sigma_{1P} - \sigma_{3P}) / (\sigma_{3Q} - \sigma_{1Q})] = [(\sigma_{1P} + H) - (\sigma_{3P} + H)] / [(\sigma_{3Q} + H) - (\sigma_{1Q} + H)]$$

$$= (\sigma_{3P} + H) [(\sigma_{1P} + H) / (\sigma_{3P} + H)] - 1] / (\sigma_{3Q} + H) [1 - (\sigma_{1Q} + H) / (\sigma_{3Q} + H)]$$

Mais P et Q appartiennent au même plan déviateur, donc :

$$\sigma_{1P} + 2\sigma_{3P} = \sigma_{1Q} + 2\sigma_{3Q}$$

$$\text{Mais aussi } \sigma_{1P} + H + 2(\sigma_{3P} + H) = \sigma_{1Q} + H + 2(\sigma_{3Q} + H)$$

$$(\sigma_{3P} + H)[2 + (\sigma_{1P} + H) / (\sigma_{3P} + H)] = (\sigma_{3Q} + H) [2 + (\sigma_{1Q} + H) / (\sigma_{3Q} + H)]$$

Il en résulte que

$$OP/OQ = [2 + (1 - \sin\varphi) / (1 + \sin\varphi)][(1 + \sin\varphi) / (1 - \sin\varphi) - 1] / [2 + (1 + \sin\varphi) / (1 - \sin\varphi)][1 - (1 - \sin\varphi) / (1 + \sin\varphi)]$$

Ce qui après développement nous donne :

$$OP/OQ = (3 + \sin\varphi) / (3 - \sin\varphi)$$

Etant donné le rôle symétrique joué par σ_1, σ_2 et σ_3 , on en déduit alors complètement la forme de l'hexagone (Fig. 3. 6)

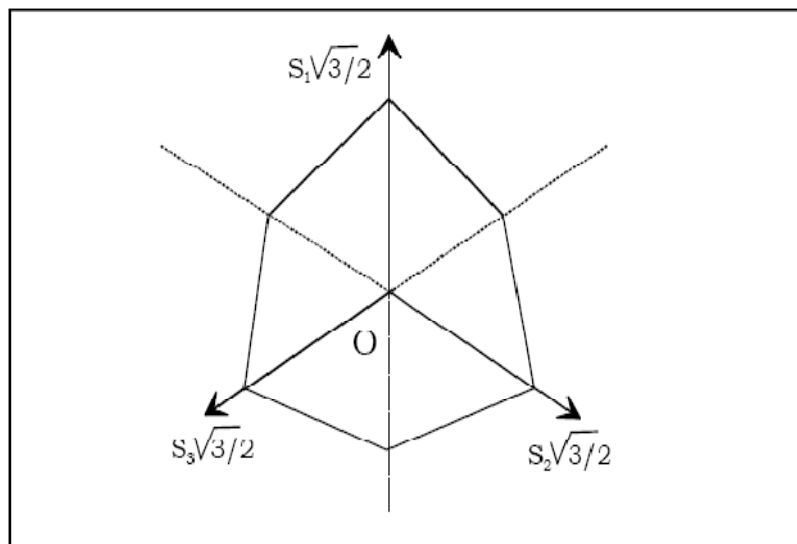


Fig.3.5. Intersection du critère de coulomb par un plan déviatoire.

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Il est proposé par Coulomb e, c'est le premier modèle de plasticité et il est maintenant encore couramment utilisé. La forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de Coulomb d'équation :

$$\tau = C + \sigma_n \operatorname{tg}(\varphi) \tag{3.6}$$

Où

σ_n et τ : Correspondent respectivement à la contrainte normale et la contrainte de cisaillement sur une facette donnée.

C : Représente la cohésion.

φ : Angle de frottement interne du matériau.

Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hook (E, ν) une surface de charge $f(\sigma_{ij})$ et une potentiel élastique $g(\sigma_{ij})$

C'est un modèle à deux paramètres de rupture (C, φ)

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \sigma_3 - \frac{2 \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (3.7)$$

Avec σ_1 contrainte principale majeure et σ_3 contrainte principale mineure

Le potentiel plastique de cisaillement correspond à une loi d'écoulement non associée.

$$g(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \sigma_3 \quad (3.8)$$

Lorsque les angles φ et ψ sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

Au total, on compte donc 5 paramètres mécaniques:

E : Module d'Young,

ν : Coefficient de Poisson,

c : Cohésion,

φ : Angle de frottement,

ψ : Angle de dilataance.

Un autre paramètre peut éventuellement entrer en ligne de compte qui est la contrainte de rupture par traction σ_t , ce qui correspond à l'introduction d'un critère supplémentaire (Avec sa propre loi d'écoulement) et modifie ainsi le modèle initial de Mohr-Coulomb qui ne tient pas compte de ce paramètre.

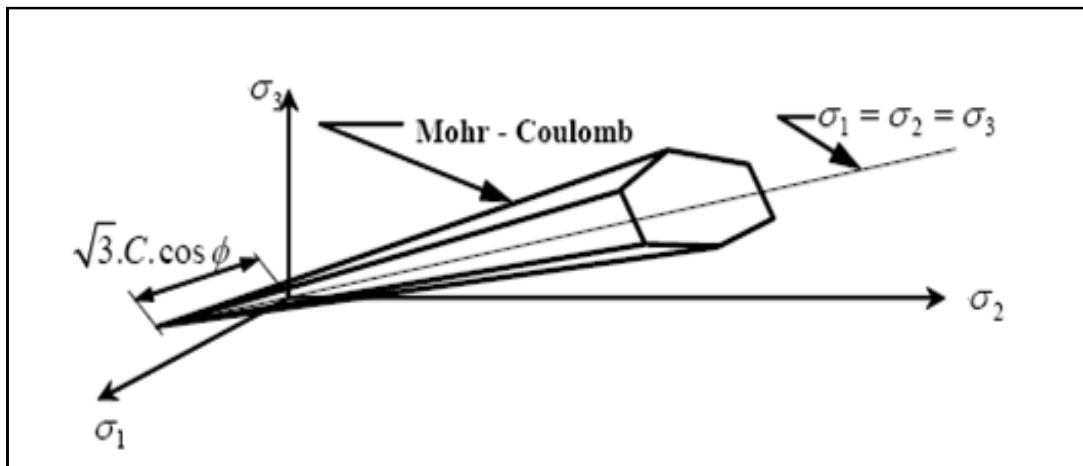


Fig.3.6. Surface de charge de Mohr Coulomb dans l'espace des contraintes principales.

✚ Dilatance par cisaillement

La dilatance est un changement de volume qui accompagne la distorsion d'un matériau par cisaillement. Elle est caractérisée par l'angle ψ qui représente le rapport de l'incrément de déformation plastique volumique sur l'incrément de déformation plastique de cisaillement Δe^{ps} .

L'angle de dilatance peut être déterminé à partir des essais triaxiaux ou à la boîte de cisaillement.

Pour les matériaux à frottement interne dont le critère de plasticité est de type de Mohr-Coulomb, une loi d'écoulement associée conduit généralement à surévaluer le gonflement qui accompagne la plastification par cisaillement. La mauvaise concordance entre l'expérience et les calculs explique l'introduction des lois d'écoulement non associées, dont les déformations plastiques dérivent d'un potentiel plastique de même forme mathématique que la fonction de charge mais l'angle de frottement est remplacé par l'angle de dilataance ψ avec $\psi < \varphi$.

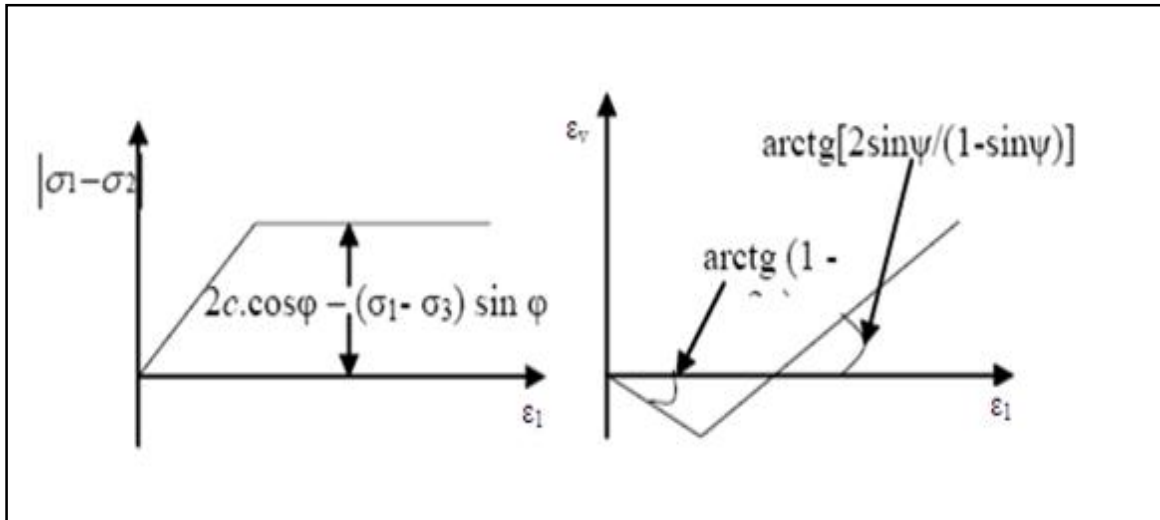


Fig.3.7. Idéalisation de la relation de ψ à partir des résultats de test triaxial (Vermeer et Bors, 1984).

En théorie de plasticité, dans un critère standard $G = F$, l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface de charge F . Dans le cas du critère de Mohr-Coulomb cette surface est représentée en plan par une droite de pente φ .

Par contre dans le cas des matériaux non standards $G \neq F$, l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface du potentiel G , dans le cas de ce critère le potentiel est représenté par une droite de pente ψ Fig.3.8.

On remarque bien que le choix d'un critère non standard diminue la composante de la déformation volumique Δe^{pv}

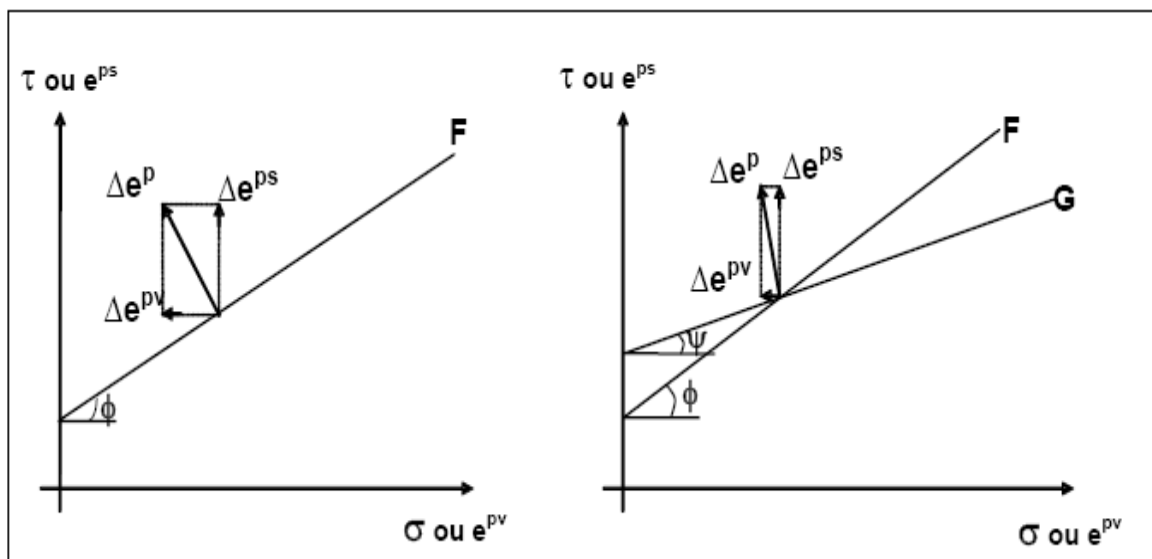


Fig.3.8. Différence entre critère standard et non standard (Mohr Coulomb).

b) Critère de Tresca (1870)

Tresca, après des essais sur du plomb, conclut que la plastification arrive quand la contrainte tangentielle maximale atteint une certaine limite. La fonction de rupture F est mathématiquement donnée par la relation :

$$F = [(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - 4k^2] [(\sigma_3 - \sigma_2)^2 - 4k^2] [(\sigma_2 - \sigma_1)^2 - 4k^2] = 0 \quad (3.9)$$

Avec

k : constante d'écoulement obtenue à partir d'essais uni axiaux (cohésion non drainée dans le cas d'un sol).

On reconnaît les équations de 6 plans parallèles à la trisectrice. La surface correspondante est un prisme hexagonal régulier qui admet pour axe la trisectrice.

L'hexagone qui constitue sa section droite est inscrit dans un cercle de rayon $2k\sqrt{2} / 3$

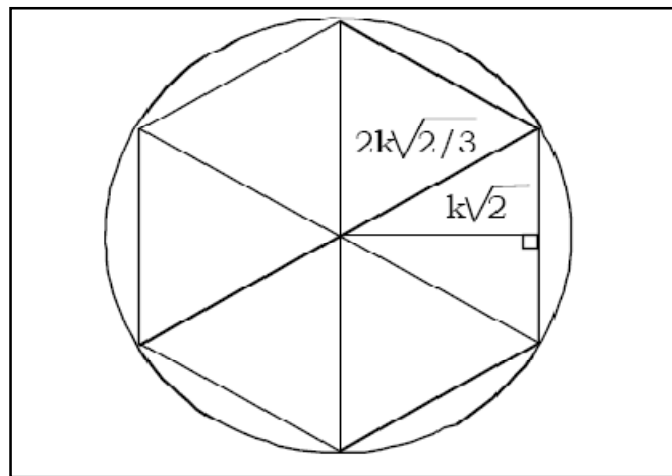


Fig.3.9. Intersection du critère de Tresca avec un plan déviatoire.

La distance de l'origine à l'un des plans est donnée par :

$$|\sigma_1 - \sigma_3 - 2k| / \sqrt{1 + 1} \text{ pour } \sigma_1 = \sigma_3 = 0 \text{ soit } k\sqrt{2}$$

Pour déterminer k , il suffit de faire un essai de compression simple à la rupture. Si σ_{1f} est la valeur obtenue :

$$\sigma_{1f} = 2k \text{ soit } k = \sigma_{1f} / 2$$

L'hexagone est ainsi inscrit dans un cercle de rayon $\sigma_{1f} \sqrt{2} / 3$.

c) Critères de Von Mises (1910)

Ce critère est initialement développé pour les métaux, il prend en compte la contrainte principale intermédiaire et que la plastification ne commence que quand le deuxième invariant du tenseur déviatorique atteint une valeur limite. Mathématiquement la fonction de rupture est exprimée comme :

$$F = I_{2s} - k^2 = 0 \quad (3.10)$$

Comme $I_{2s} = S_1^2 + S_2^2 + S_3^2$

Avec $S_i = \sigma_i - \sigma_m$

Et $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$

On obtient alors en contraintes principales:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 - 6k^2 = 0$$

qui dans l'espace correspondant, est l'équation d'un cylindre circulaire, de rayon $k\sqrt{2}$, admettant la trisectrice pour axe. En effet I_{2s} représente le carré de la distance d'un point à cette trisectrice.

Dans le plan déviatorique (perpendiculaire à la trisectrice) ce critère est représenté par un cercle.

Le paramètre k peut être déterminé avec un essai de compression simple, la rupture se produit pour une valeur σ_{1f} de σ_1 .

$$\text{Alors } 2\sigma_{1f}^2 - 6k^2 = 0$$

$$\text{Donc } k = \sigma_{1f}/\sqrt{3}$$

k : représente la contrainte maximale admissible en cisaillement pur.

c) Critère de Drucker-Prager (1950)

Ce critère constitue en réalité une approximation du critère de Mohr-Coulomb par une généralisation du critère de Von Mises ($\alpha = 0$). Il prend en compte l'influence de la contrainte hydrostatique en introduisant le premier invariant du tenseur des contraintes. Il est défini par la relation :

$$F = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k \quad (3.11)$$

Où, α et k sont des constantes.

Pour $\alpha = 0$ on trouve le critère de Von Mises et le cône devient un cylindre. La surface représentative du critère dans l'espace des contraintes principales est un cône d'axe de révolution l'axe méridien de l'espace des contraintes principales.

Ces critères sont anciens, mais restent cependant largement utilisés car les méthodes d'identification des paramètres caractérisant le comportement élasto-plastique ont fait leurs preuves pour ces critères. Depuis, de nombreux travaux ont permis d'élaborer des critères modélisant mieux le comportement des matériaux. Cependant, il reste toujours la difficulté de définir des processus expérimentaux simples et fiables permettant d'identifier les paramètres du modèle que l'on veut utiliser.

3.3. Présentation de PLAXIS

L'analyse de modèles géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers (Boulon et al. 2004).

3.3.1 Le code éléments finis PLAXIS

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique 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, prouvés, 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 (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). 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 volumes réduits, faciles à consulter.

L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation 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 (Boulon et al .2004).

3.4. Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS

3.4.1. Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-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 sollicitation 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 demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important (Boulon et al. 2004).

La démarche suivie dans le développement du code *PLAXIS* est différente. Un des objectifs de *PLAXIS* est de fournir à l'utilisateur un code d'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, ou le micro-ordinateur qui a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans

PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, 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 élastoplastiques 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'écroutissage. 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 décrive 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.

3.4.2. Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écroutissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (3.13)$$

où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 3.10).

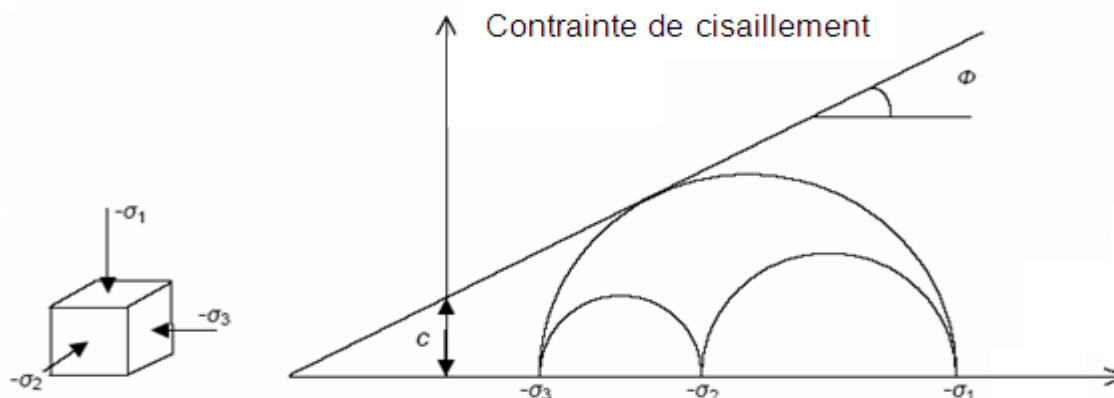


Fig.3.10. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 3.11) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

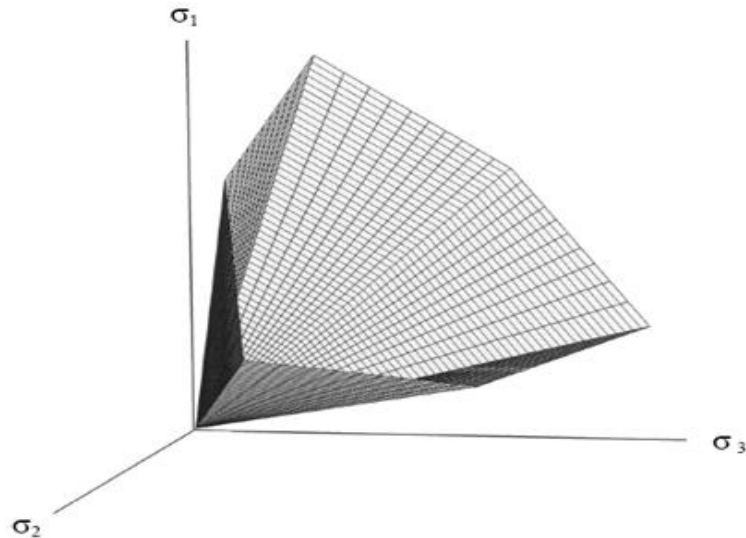


Fig.3.11. Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 3.12). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

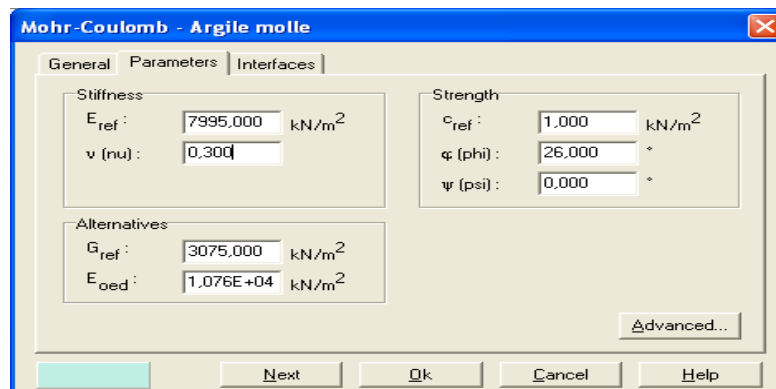


Fig.3.12. Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a) Module d'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 3.13).

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.

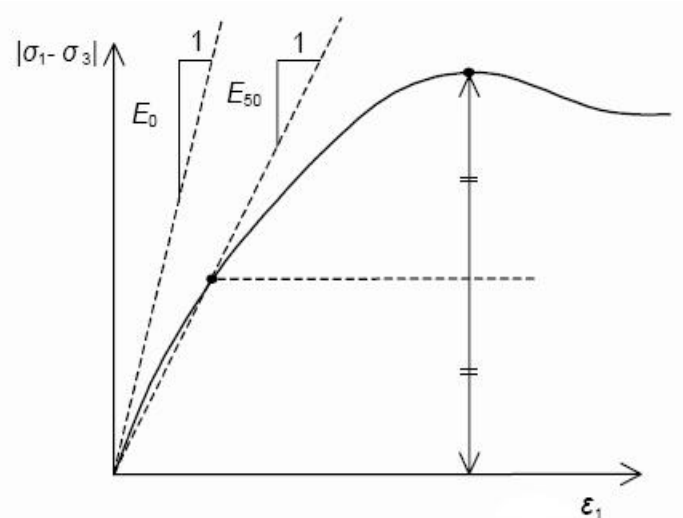


Fig.3.13. Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) 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 que cette valeur soit utilisable.

c) 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 35° 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 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure 3.10).

d) Cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$, *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 le problème (typiquement en kPa/m).

e) Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f) Les contraintes de traction :

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 3.11). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

g) Les paramètres avancés :

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (figure 3.14).

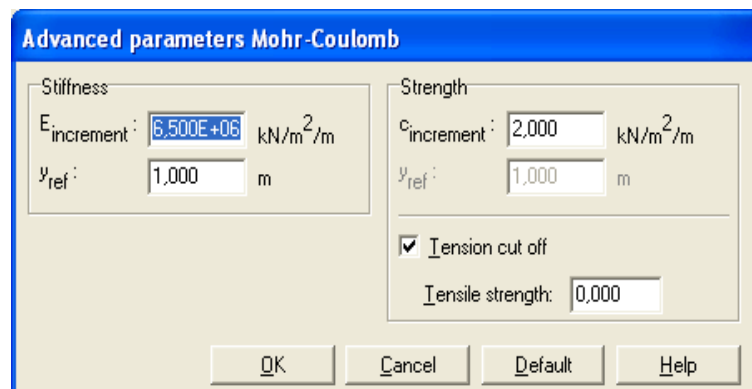


Fig.3.14. Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

3.4.3. 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 œdométrique en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- ✚ de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de 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 distinguer entre une charge et une décharge;
- ✚ de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

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

a) Les paramètres du *HSM* :

Les paramètres du *HSM* sont représentés sur la figure 3.15 :



Fig.3.15. Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

- c : cohésion (effective) [kN/m²];
 φ : angle de frottement effectif [°];
 ψ : angle de dilatance [°].

Paramètres de rigidité:

- E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial ; [kN/m²]
 E_{oed}^{ref} : Module tangent dans un essai œdométrique ; [kN/m²]
 m : Puissance (environ 0,58 pour les sables) [-]

- Janbu (1963) rapporte des valeurs de m autour de 0.5 pour les sables et les silts norvégiens,
- Von Soos (1980) rapporte de diverses différentes valeurs dans la gamme $0,5 < m < 1,0$.

Paramètres avancés :

- E_{ur}^{ref} : Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3$ à $4E_{50}^{ref}$) [kN/m²]
 ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut $\nu_{ur} = 0,2$) [-]
 p^{ref} : Contraintes de référence (par défaut $p^{ref} = 100$) [kN/m²]
 K_0^{NC} : K_0 -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin\phi$) [-]
 $c_{increment}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment}=0$) [kN/m³]

- y_{ref} : Unité de profondeur [m]
- R_f : Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f = 0,9$) [-]
- $\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$) [kN/m²]

Les paramètres avancés sont représentés sur la figure 3.16 :

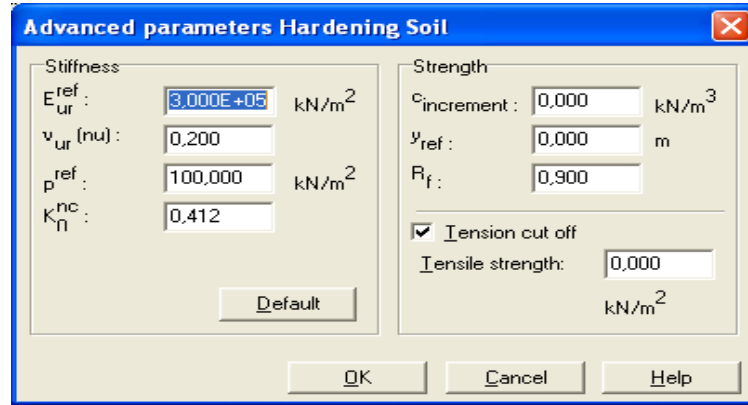


Fig.3.16. Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.

b) Courbes effort-déformation :

Une idée fondamentale pour la formulation du *HSM* est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale, ε_1 , et l'effort déviatorique, q , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxial drainer standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \text{ pour } q < q_f \tag{3.14}$$

Avec: $q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$ et $q = q_f/R_f$

q_a : valeur asymptotique de la résistance au cisaillement. Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

c) Les modules :

Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{P^{ref}} \right) \text{ avec } P^{ref} 100kN m^2 \tag{3.15}$$

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{P^{ref}} \right) \tag{3.16}$$

La figure 3.17 redonne ces définitions :

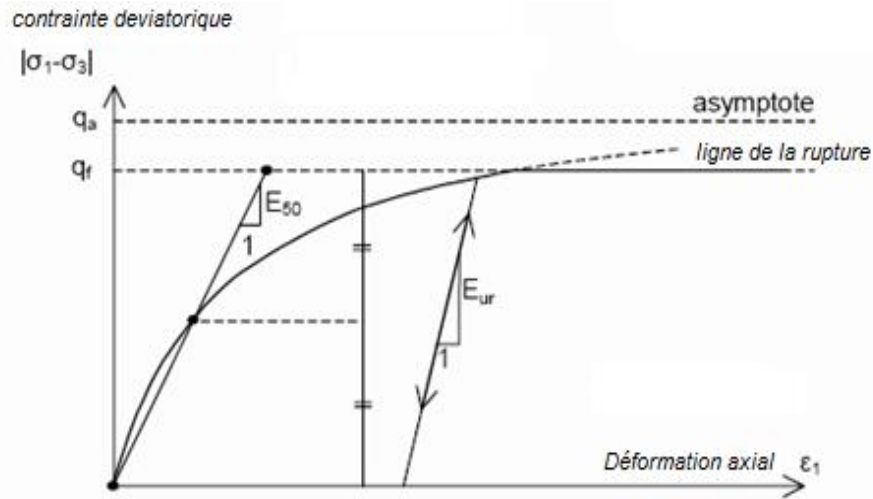


Fig.3.17. Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.

Le module œdométrique tangent est donné par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1}{p^{ref}} \right) \tag{3.17}$$

La définition du module œdométrique tangent est donnée sur la figure 3.18 et celle de la dilatançe (éventuellement) sur la figure 3.19.

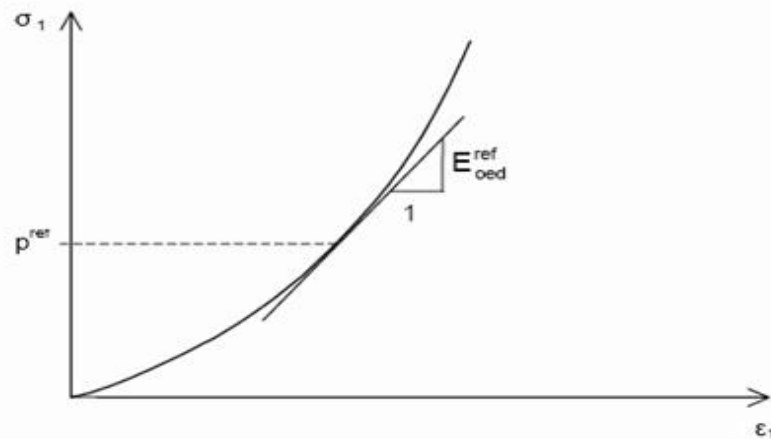


Fig.3.18. Définition du module œdométrique tangent.

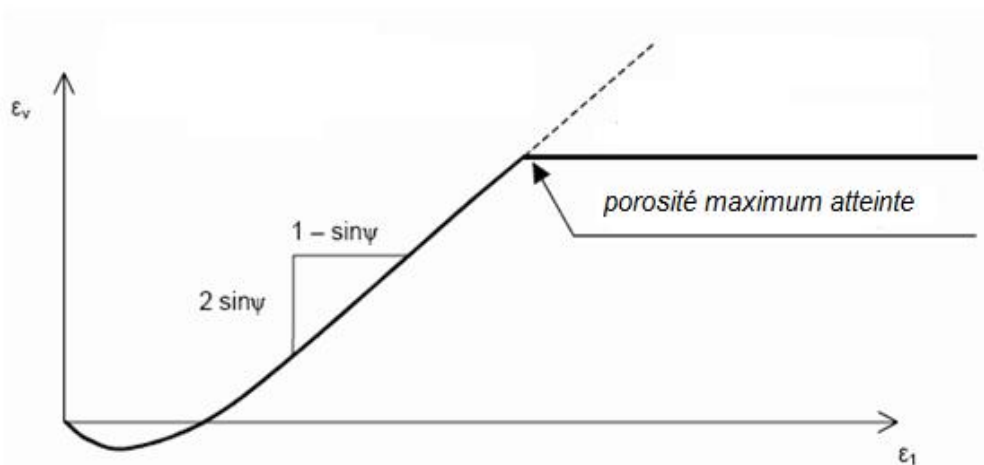


Fig.3.19. Définition de l'angle de dilatançe.

d) Surface de charge :

En fonction du paramètre d'écroutissage, on obtient alors dans le plan $q-p$ la forme des surfaces de charge (figure 3.20).

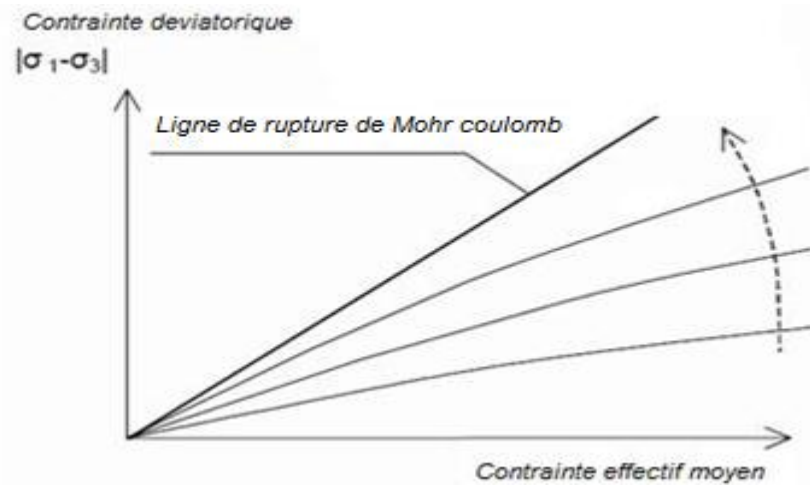


Fig.3.20. Forme des surfaces de charge du HSM.

e) Surface de rupture :

La surface de rupture est présentée sur la figure 3.21 pour un sol non cohérent.

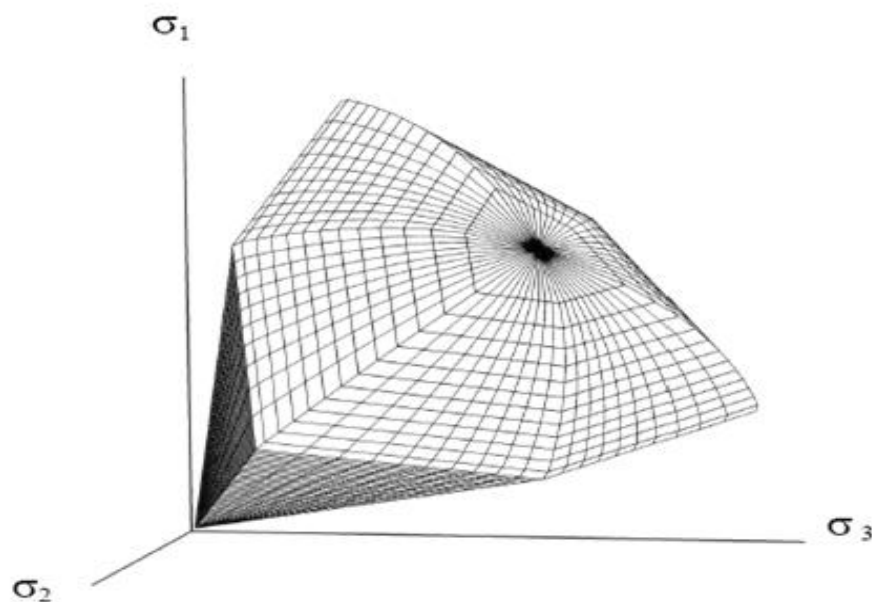


Fig.3.21. Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.

3.4.4. Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)

Ce modèle (*SSM*) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissage 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 non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

a) Les paramètres de compressibilité :

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement œdométrique 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 κ . 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 œdométrique).

On utilise alors λ^* et κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau 3.1. 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 sur le tableau 3.1 :

Tab.3.1. SSM, Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k .

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e}$	(2) $k^* = \frac{k}{1 + e}$
Relation avec les paramètres « Hollandais »	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $k^* \approx \frac{1 - \nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1 + e)}$	(6) $k^* \approx 1.3 \frac{1 - \nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} \frac{C_s}{1 + e}$

La figure ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres

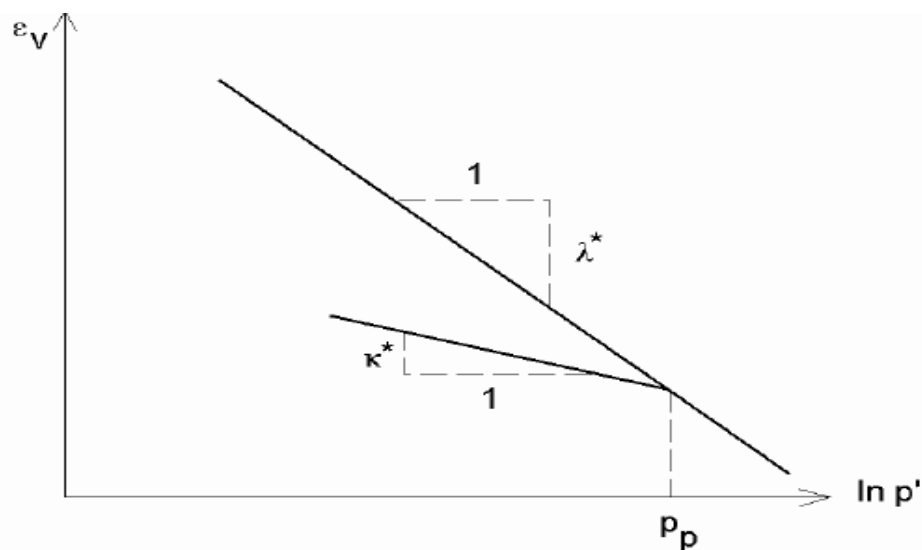


Fig.3.22. Différentes représentations lors d'un essai œdométrique.

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

b) Paramètre de contrainte K_0 :

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

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - k_0^{NC})^2}{(1 + 2k_0^{NC})^2} + \frac{(1 - k_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur}) \left(\frac{\lambda^*}{k^*} - 1\right)}{(1 - 2k_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur}) \frac{\lambda^*}{k^*} - (1 - k_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} \quad (3.18)$$

$$M \approx 3.0 - 2.8 k_0^{NC}$$

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

c) 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 œdométrique, 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.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (3.19)$$

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

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 (Brinkgereve et Vermeer . 2003)

d) Prise en compte de la surconsolidation :

PLAXIS calcul la pression de préconsolidation p_c à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP (*Pre Overburden Pressure*)).

e) Résumé :

Les paramètres nécessaires au *SSM* sont les suivants :

λ^* : Indice de compression ; [-]

k^* : Indice de gonflement ; [-]

c : cohésion ; [K/m²]

φ : angle de frottement [°]

ψ : Angle de dilatance [°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur} : coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0,15) [-]

k_0^{NC} : $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient K_0 relié à M [-]

M : paramètre en fonction de k_0^{NC} [-]

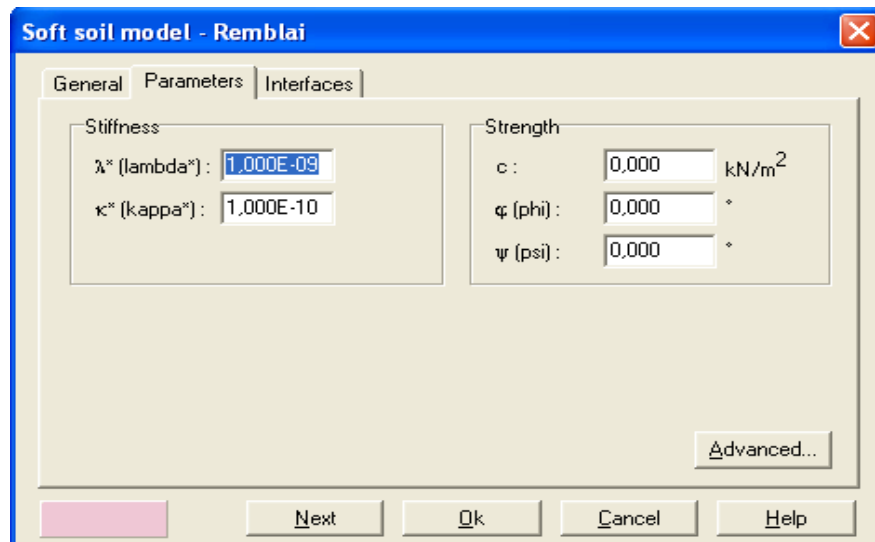


Fig.3.23. Fenêtre des paramètres du SSM.

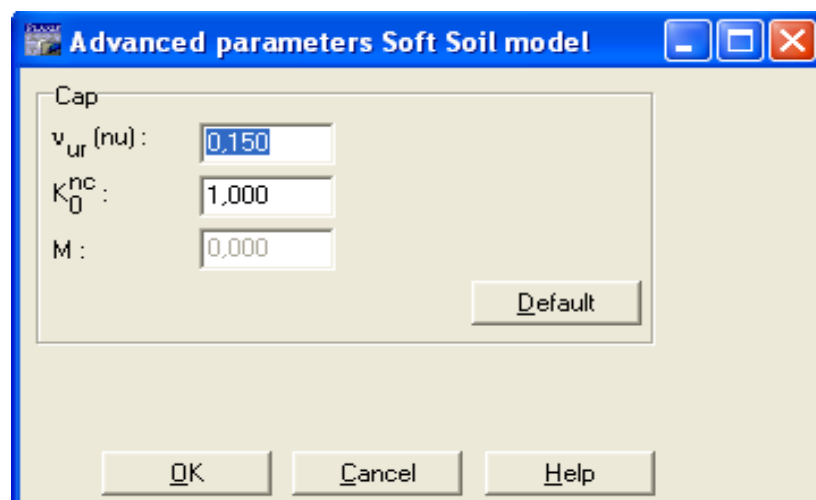


Fig.3.24. Fenêtre des paramètres avancés du SSM.

3.4.5. Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model) SSCM

Le SSCM permet de prendre en compte l'érouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre $C\alpha$. Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure 3.25 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

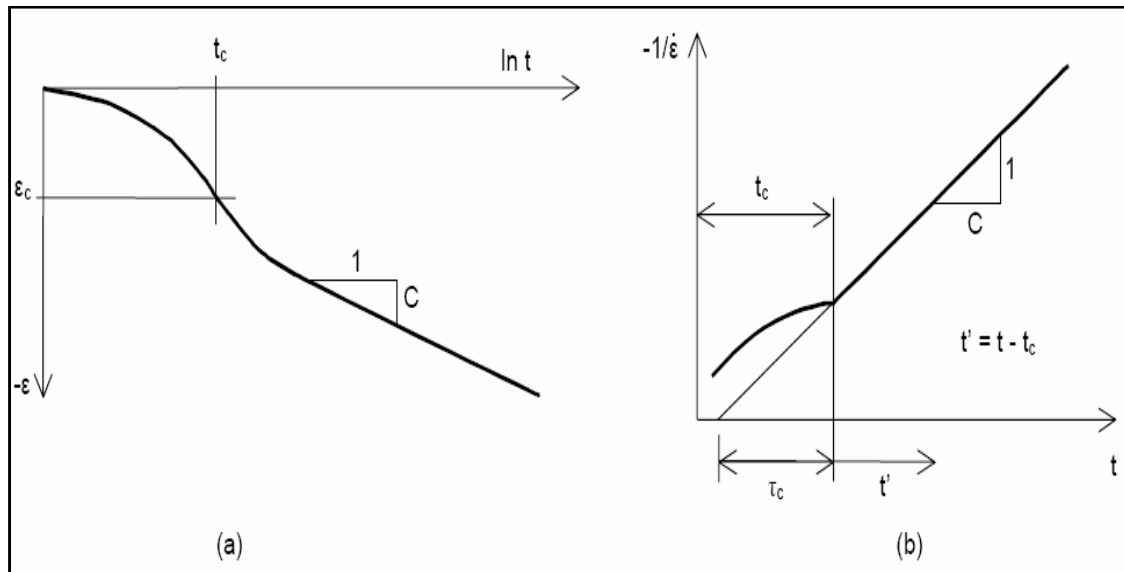


Fig.3.25. Effet du temps sur les essais œdométriques.

Le *Soft Soil Creep Model* élargit ces résultats dans le plan p - q (figure 3.26) en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

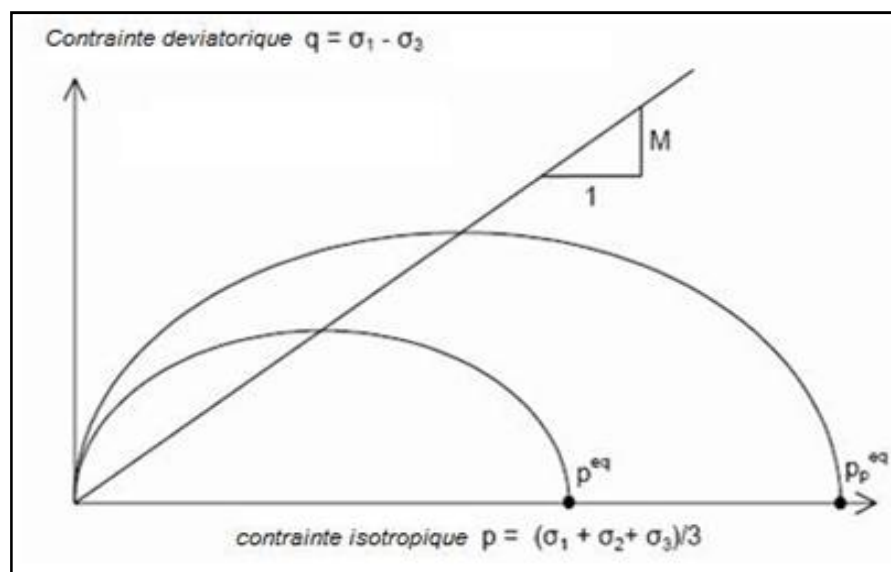


Fig. 3.26. Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p - q .

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \quad (3.20)$$

$$P^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2k_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - k_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2k_0^{NC})} \right] \quad (2.21)$$

Les paramètres du SSCM

Le paramètre de fluage est μ^* défini par :

$$\mu^* = \frac{C \alpha_V}{2.3(1 + e)} \quad (3.22)$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :

c : cohésion ; [K/m²]

φ : angle de frottement [°]

ψ : Angle de dilatance [°]

Paramètre de consolidation :

λ^* : Indice de compression ; [-]

k^* : Indice de gonflement ; [-]

μ^* : Indice du fluage ; [-]

Les paramètres avancés :

ν_{ur} : coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0,15) [-]

k_0^{NC} : $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient K_0 relié à M [-]

M : paramètre en fonction de k_0^{NC} [-]

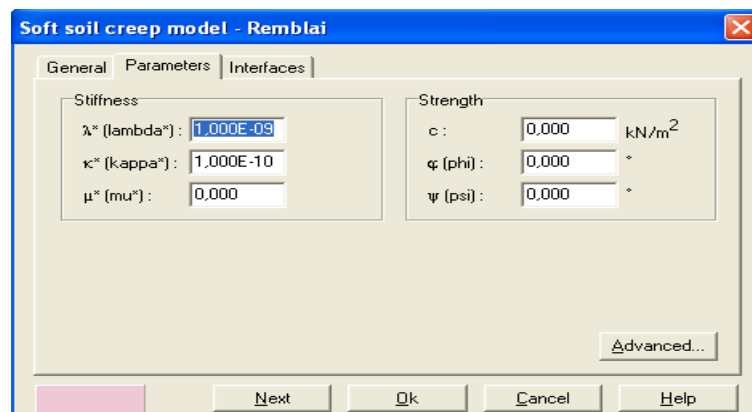


Fig. 3.27. Fenêtre des paramètres du SSCM.

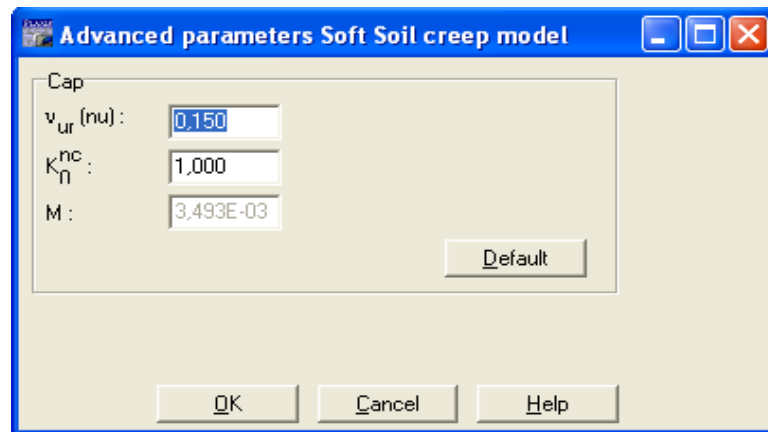


Fig. 3.28. Fenêtre des paramètres avancés du SSCM.

3.5. Conclusion

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux, depuis le modèle élasto-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 sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis.

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 on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, 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, 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).

CHAPITRE 04 :

MODELISATION NUMERIQUE -VALIDATION DE LA PROCEDURE NUMERIQUE

4.1 Introduction

L'approche par la méthode des éléments finis permet de déterminer le comportement du pieu ainsi que du massif du sol l'entourant. La modélisation du comportement des pieux exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux ainsi que le choix d'un bon modèle d'interface sol-pieu et d'une loi de comportement adéquate du sol. La modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée par une schématisation en symétrie de révolution ou tridimensionnelle. La condition de symétrie de révolution (ou "axisymétrie") est généralement utilisée dans le cas d'un pieu cylindrique isolé, l'axe de symétrie étant l'axe du pieu. La condition tridimensionnelle reste l'approche la plus réaliste ; en revanche, elle requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux.

4.2. Modélisation numérique axisymétrique des pieux par EF

Lors d'une modélisation axisymétrique, le pieu est supposé cylindrique et plein. Des caractéristiques équivalentes sont alors cherchées pour les surfaces, les modules et les densités pour les pieux à section non circulaire ou non pleine, en conservant généralement les rigidités axiales et les diamètres extérieurs ou les longueurs des pieux réels. En général, une équivalence de la surface latérale est privilégiée par rapport à la surface en pointe ou la surface de la section moyenne. En connaissant le rayon équivalent du pieu, il faut affecter au matériau constituant le pieu un module d'Young tel qu'il assure une rigidité équivalente à celle du pieu réel. Pour la modélisation d'un pieu isolé, il convient de fixer les limites verticales du maillage ($u = 0$) à au moins deux fois la longueur L_p du pieu et la limite horizontale inférieure à au moins 2,5 fois la longueur L_p en dessous de la pointe (condition $v = 0$ ou $u = v = 0$), soit $3,5 L$ depuis la surface (Mestat et Prat 1999). Par ailleurs, le maillage d'un pieu isolé doit être relativement resserré au voisinage des interfaces, c'est-à-dire à la pointe et le long du fût, où des forts gradients risquent d'apparaître tout en respectant des valeurs acceptables du rapport de forme avec l'approche "thin layer".

4.3. Modélisation numérique tridimensionnelle des pieux par EF

Cette approche requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. La modélisation de l'interface entre le pieu et le sol par des éléments adéquats augmente également le nombre de nœuds du maillage. Le calcul est relativement long et d'une durée parfois excessive. Les utilisateurs de cette approche cherchent assez souvent à réduire leur maillage, mais cette réduction risque d'être effectuée au détriment de la précision des résultats. Pour éviter de telles modélisations grossières, la section du pieu (circulaire ou non, creuses ou non) est fréquemment remplacée par une section polygonale pleine équivalente. Cette approximation est utilisée pour la

commodité qu'elle procure dans la réalisation des maillages tridimensionnels. Les essais de chargement de pieux isolés sous chargement axial ont été rarement modélisés par la méthode des éléments finis tridimensionnels et l'interface a été rarement prise en compte.

Le but de cette étude est de constituer une compréhension du comportement de ce type d'ouvrage (pieux, inclusions rigide), et s'intéresse plus particulièrement à la contribution de l'étude du frottement négatif.

Pour cela, on peut simuler et étudier un pieu isolé en axisymétrie dans un sol mou par extension

Dans ce présent chapitre, après la description du modèle utilisé, les conditions aux limites et la procédure de calcul on présente les résultats numériques sous forme de tableaux et de courbes suivis d'une discussion.

Le modèle de référence a été établi et calculé avec le logiciel *PLAXIS* 8.2. Il sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude paramétrique qui suivra.

4.4 Définition des données

Pour que le logiciel *PLAXIS* puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui introduire toutes les données qui sont les suivantes :

4.4.1 Hypothèses et géométrie

a) Les hypothèses générales données :

- Définition d'une interface entre les ouvrages est le sol.

b) La géométrie du modèle :

Le modèle est symétrique (figure 4.1) il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) axisymétrie de 15 m de largeur sur 25 m de profondeur. Ce modèle est présenté sur la figure 4.2. Un profil simplifié de sol a été employé par Lee et al (2002). Le pieu fait 0,5 m de diamètre et de 20 m de longueur.

Conditions aux limites : on choisit les conditions aux limites par défaut, déplacements libres sur les deux cotés verticaux et bloqués au fond.

Deux couches de sol composent la coupe simplifiée :

- une couche d'argile molle en surface de 20 m d'épaisseur ;
- une couche de sable résistant de 5 m d'épaisseur.

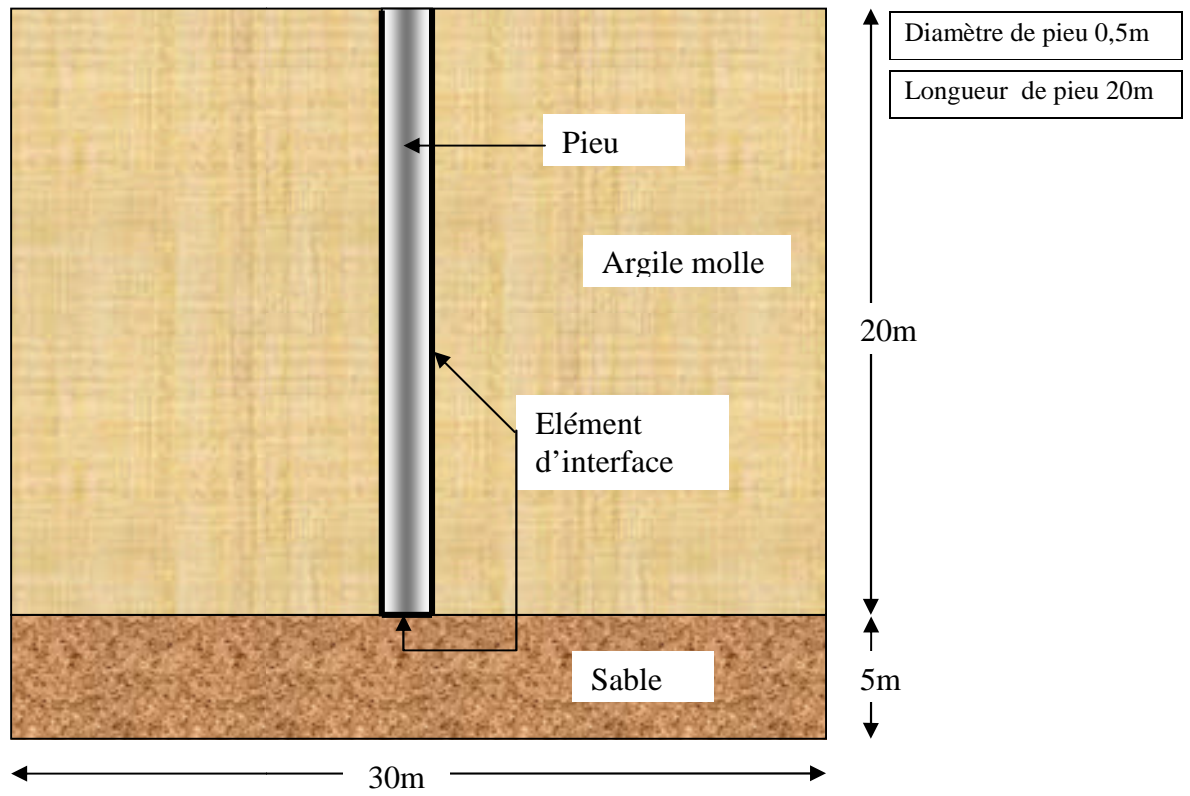


Fig. 4.1. Vue en coupe du modèle.

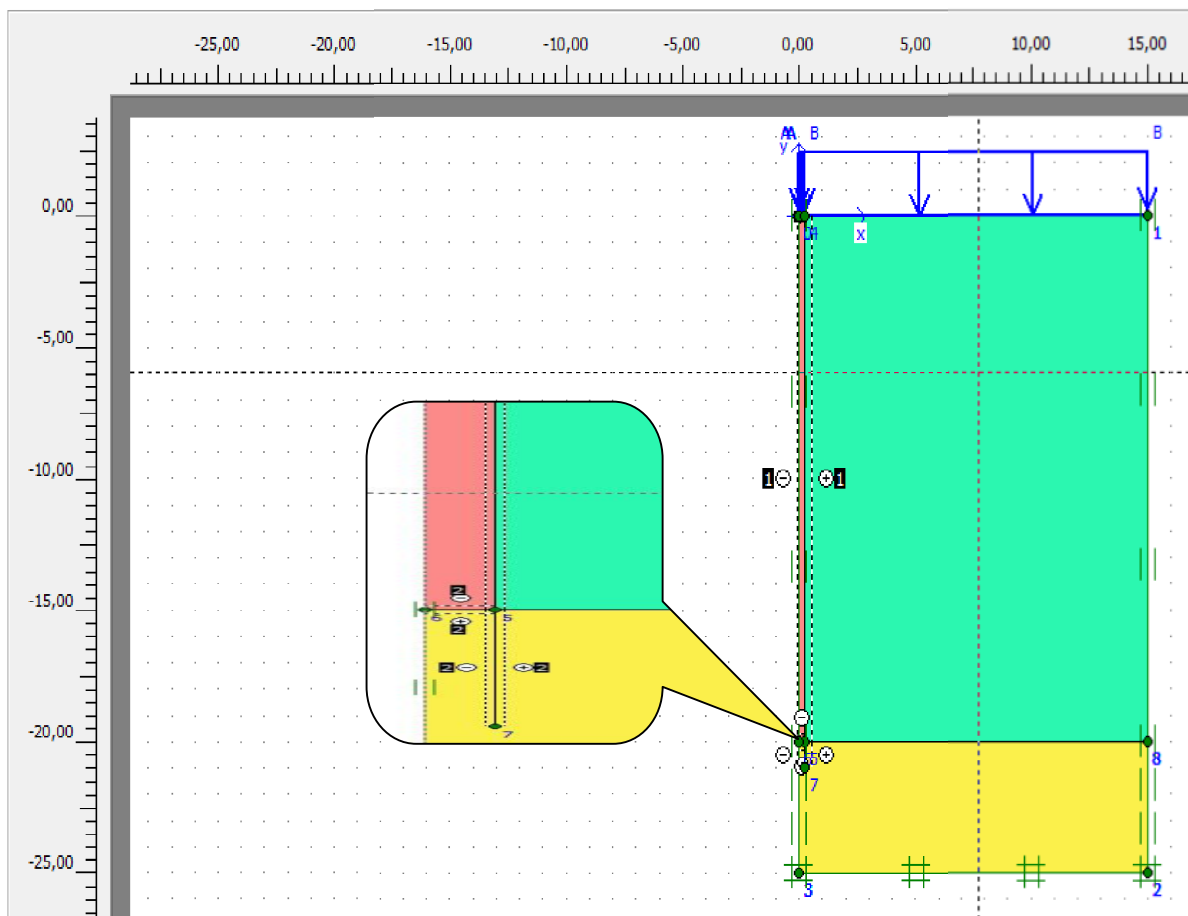


Fig. 4.2. Modèle 2D géométrique du modèle.

Des interfaces sont utilisées pour produire les effets d'interaction entre le sol et les structures. Pour le pieu, elles se prolongent jusqu'à 1 m sous la pointe.

Remarque :

Il est recommandé de prolonger les interfaces dans les angles de structures de manière à assurer une liberté suffisante aux déformations et à obtenir une meilleure distribution de l'état de contrainte. Il est toutefois nécessaire de s'assurer que la raideur de la partie de l'interface étendue est égale à celle du sol et que, la perméabilité de ce bout d'interface n'influence pas le champ d'écoulement.

4.4.2 Caractéristiques des matériaux

a) Propriétés des couches de sols et des interfaces :

Les propriétés des couches de sols et des interfaces sont résumées dans le tableau 3.1 :

Tab.4.1. Propriétés des couches de sols et des interfaces.

Paramètres	Nom	Pieu	Argile molle	Sable	Unité
-Modèle type	<i>Model</i>	Iso-élastique	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	-
-Type de comportement	<i>Type</i>	Non Drainé	Drainé	Drainé	-
-Poids volumique sec	γ_{unsat}	25	18	20	kN/m ³
-Poids volumique humide	γ_{sat}	28	20	22	kN/m ³
-Module d'Young	E_{ref}	2.10 ⁶	5000	50000	kN/m ²
-Coefficient de Poisson	ν	0,30	0,3	0,3	-
-Cohésion	c	-	3	0.1	kN/m ²
-Angle de frottement	φ	-	20	45	°
-Angle de dilatation	ψ	-	0.1	10	°
-Facteur de réduction des efforts à l'interface	R_{inter}	Rigide	0.83	0.3	-
-Coefficient de pression de terre au repos	K_0	-	0.65	0.5	-

La rugosité de l'interface est modélisée par le choix d'une valeur convenable du facteur de réduction des efforts à l'interface (R_{inter}). Ce facteur relie les caractéristiques de l'interface (frottement de la paroi et adhérence) aux caractéristiques du sol (angle de frottement et cohésion).

Le paramètre R_{inter} , est défini ci-dessous :

$$\tan \varphi_{interface} = R_{inter} \tan \varphi_{sol} \quad \text{et} \quad c_{interface} = R_{inter} c_{sol}$$

4.4.3 Génération du maillage

Le modèle est établi en des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 900 éléments et le nombre des nœuds est de 7864.

On règle la finesse du maillage "*refine cluster*" sur "Mesh" puis, on le raffine localement au niveau des éléments de pieu, comme indiqué sur la figure 4.3.

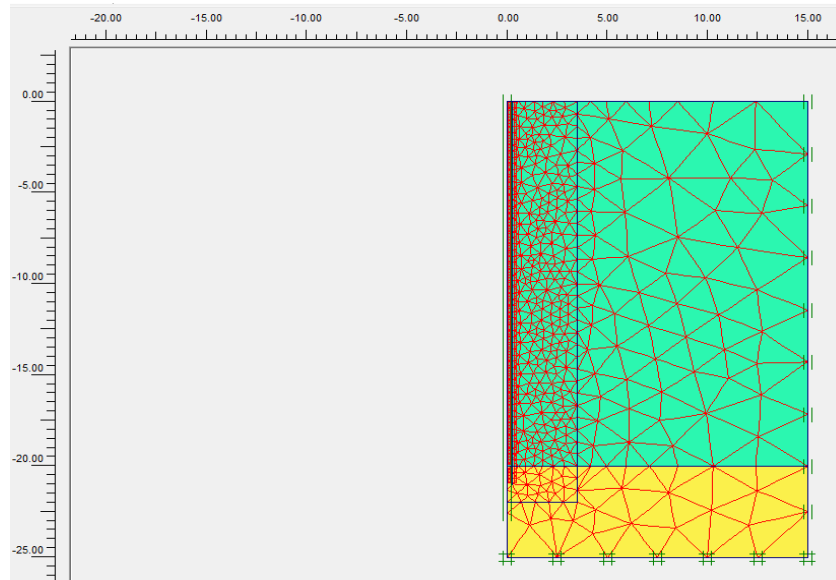


Fig.4.3. Maillage du modèle.

4.4.4 Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

a) Conditions hydrauliques (figure 4.4) :

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à la surface.

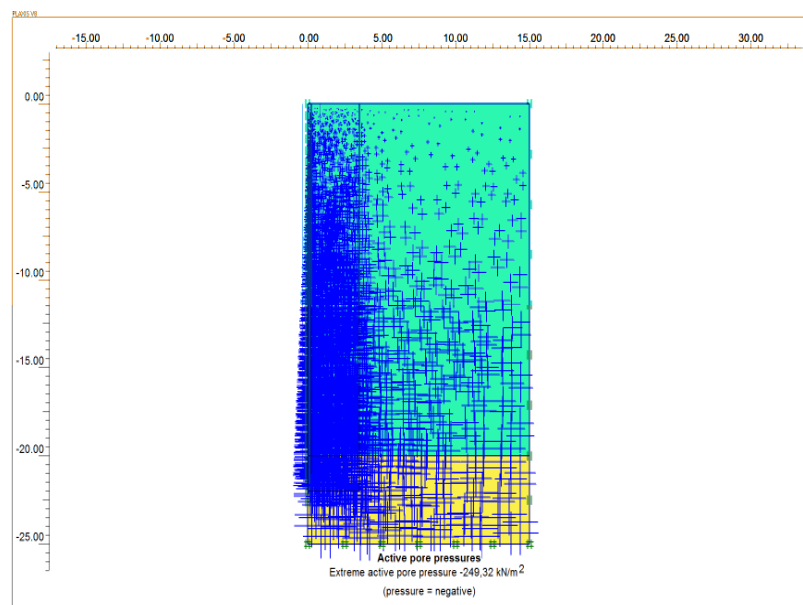


Fig.4.4. Génération des pressions interstitielles initiales.

b) Contraintes initiales (figure 4.5) :

Pour le calcul des contraintes initiales, on génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 de tableau 4.1. La valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jacky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

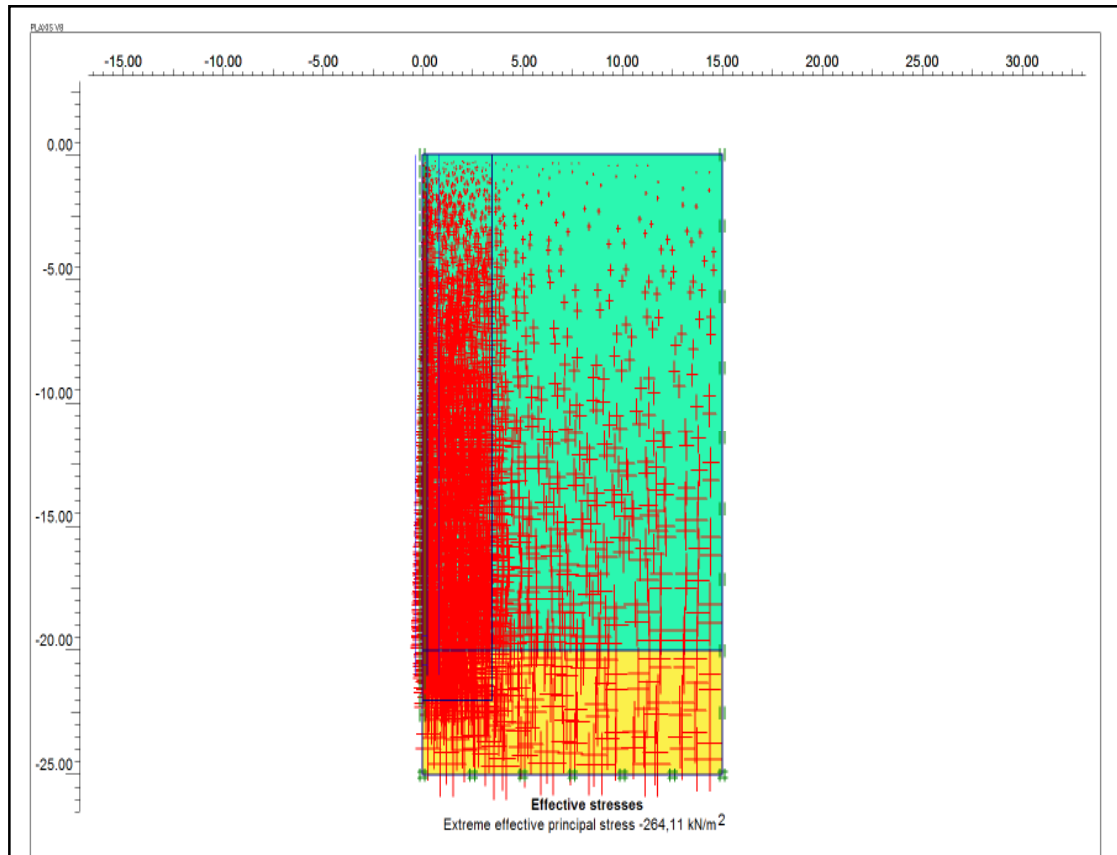


Fig.4.5. Génération des contraintes effectives initiales.

4.5. Procédure de calculs

Le calcul se fait défini en des phases dans l'ordre, passant par deux phases comme suit :

- Phase 0 :

Initiation des contraintes (procédure K_0), on détermine les contraintes effectives initiales.

- Phase 1 :

Mise en place du pieu : ne pas oublier de sélectionner les éléments d'interface dans cet élément.

-Phase 2 :

Mise en place de remblai à côté de pieu et modéliser comme une charge répartie q d'intensité 50 kN/m^2 .

4.6. Vérification de modèle numérique

Le modèle du pieu isolé a été calculé avec l'hypothèse d'un module élastique E_p du pieu de 2 GPa et un coefficient de Poisson de 0.3, ainsi que d'autres paramètres mentionnés dans le tableau 4.1. Par la comparaison entre le modèle numérique de ce mémoire et le modèle numérique établi dans la littérature pour montrer que l'étude sur le frottement négatif de pieu est exactitude par le modèle numérique de ce mémoire. Le Fig. 4.6 a montré cela quand la charge extérieure (remblai) égale à 50 kPa, les distributions de surcharge du frottement négatif (dragload) et la contrainte de cisaillement le long de la profondeur de pieu étaient en bon accord entre les résultats obtenus par ce mémoire et les résultats obtenus par la littérature Lee et al. (2002) et Comodromos et Bareka. (2005).

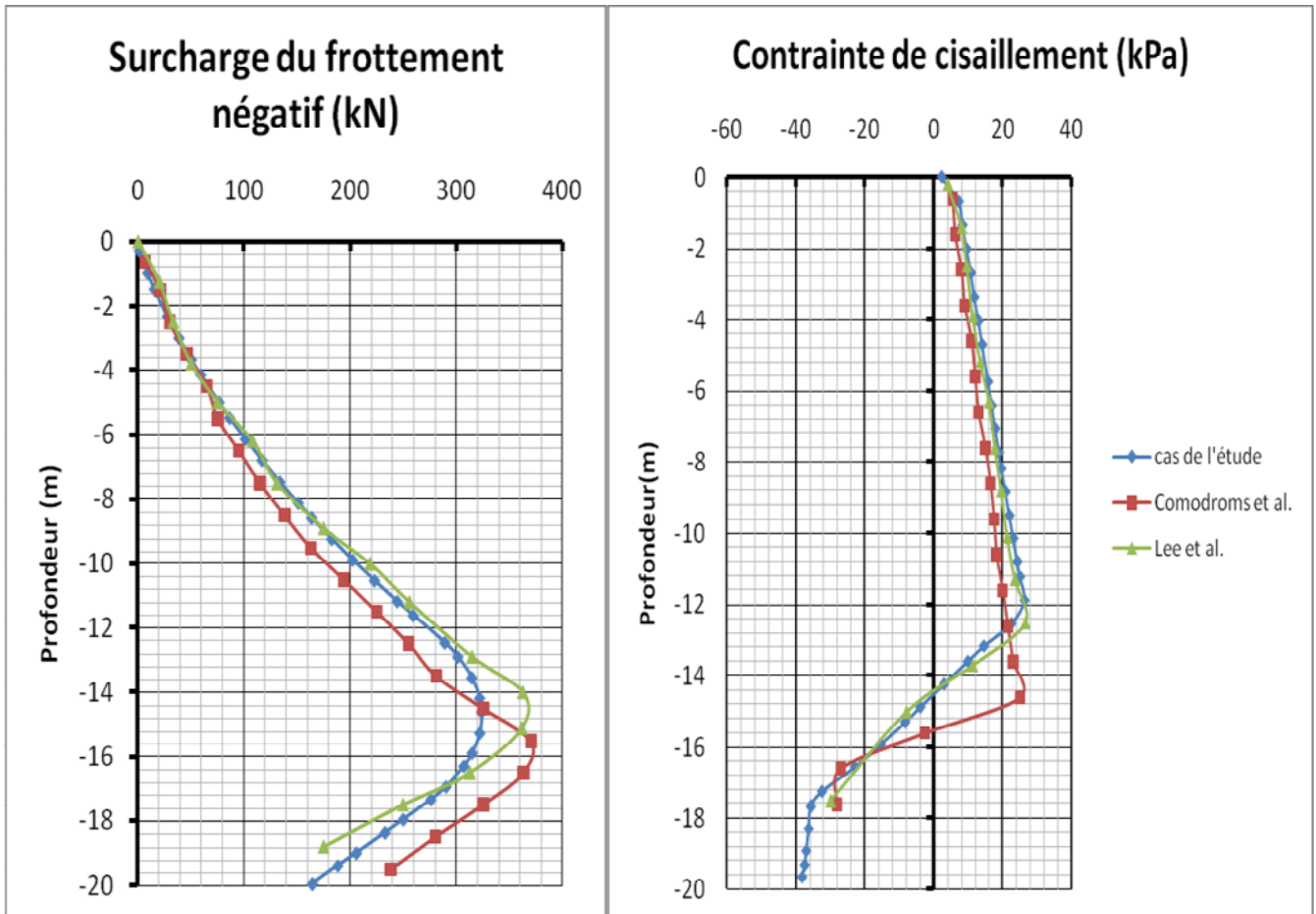


Fig.4.6. La comparaison des distributions de la surcharge du frottement négatif et la contrainte de cisaillement entre cas de l'étude et la littérature.

4.7. Les principaux résultats

On s'intéressera successivement aux contraintes et aux déplacements : à détailler contrainte verticales et contrainte de cisaillement, déplacements verticaux

4.7.1 Résultats de la phase

Nous allons donner les résultats de la dernière phase seulement.

a) Déformation de maillage :

La déformation de maillage et des éléments structuraux sont représentés sur la figure 4.6. On note que le pieu est enfoncé au sable résistant avec une valeur de 40mm ainsi que le déplacement total maximum de 152,21mm au sol.

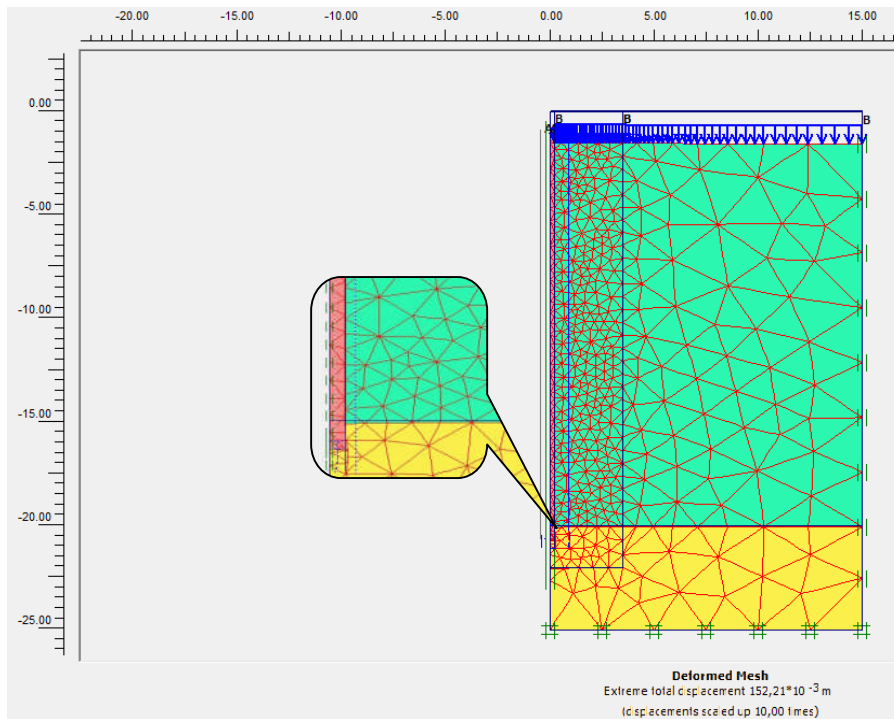


Fig.4.6. Déformation de maillage.

b) Déplacement vertical (Tassement) :

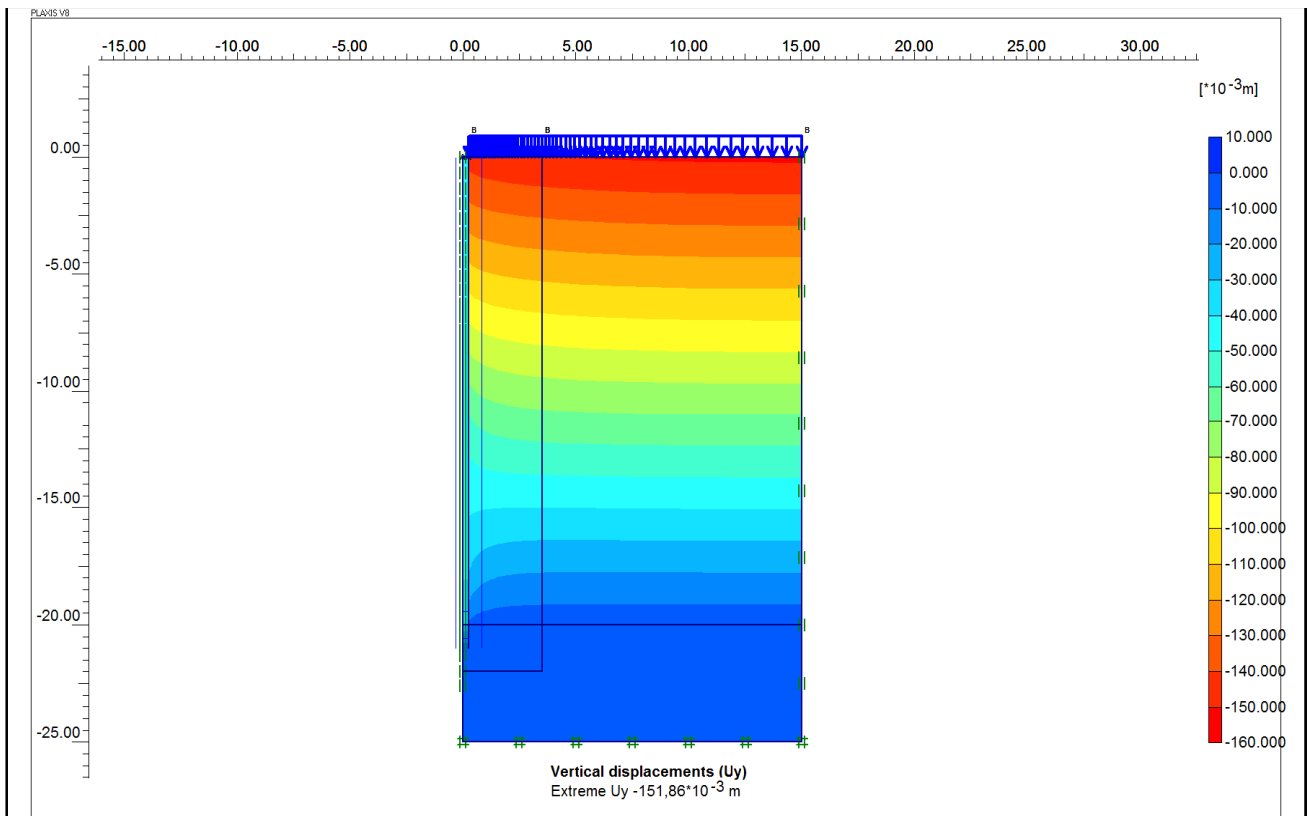


Fig.4.7. Déplacement vertical (Tassement).



Fig.4.8. Déplacement vertical (Tassement de pieu et de sol) .

D'après la figure on note qu'il y a un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Sur l'intervalle $[0 ; 14,87]$ m le sol se déplace plus vite que le pieu, Sur l'intervalle $[14,87 ; 20]$ m le pieu se déplace plus vite que le sol. Le tassement de pieu égal le tassement de sol a la profondeur $z=14,87$ m (Fig. 4.8).

C) Contraintes vertical le long de pieu :

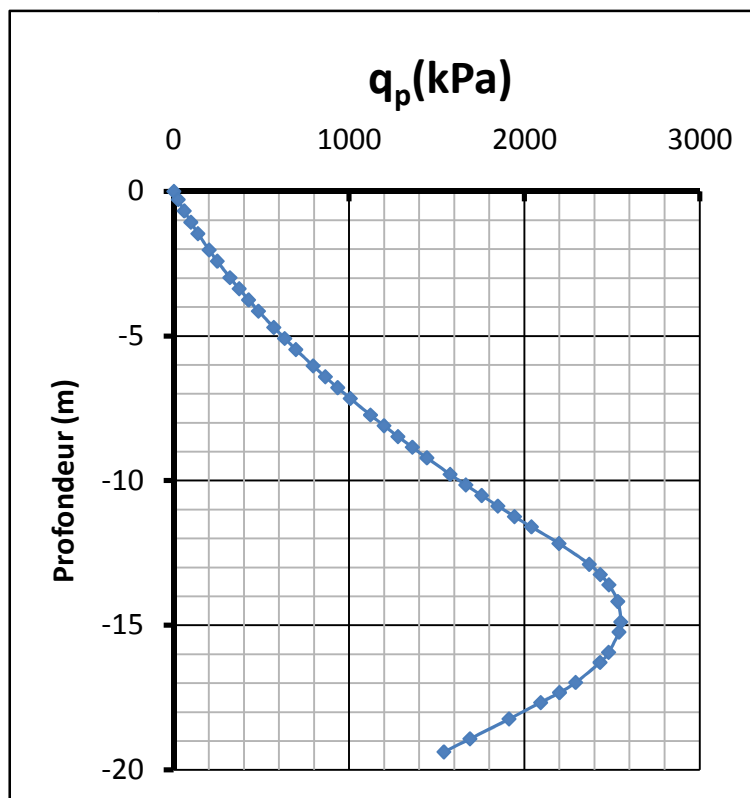


Fig. 4.9. Distribution Contrainte vertical le long de pieu

Pour la contrainte verticale le long du pieu on note un accroissement de contrainte vertical proportionnel à la profondeur jusqu'à la valeur 2549,115 kPa à la profondeur de 14,87 m et ensuite une réduction jusqu'à la valeur 1540,726kPa (Fig. 4.9).

C) Contraintes de cisaillement le long de l'interface du pieu :

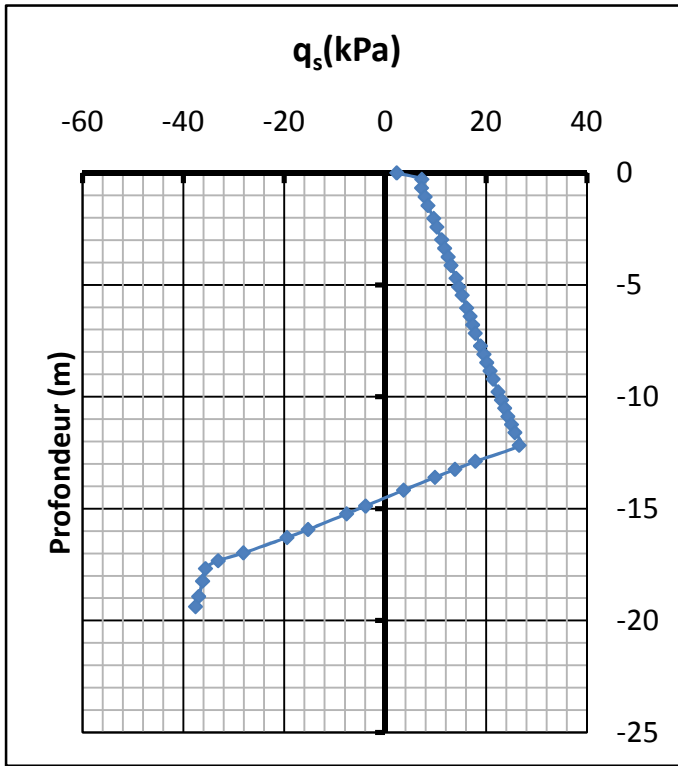


Fig. 4.10. Distribution de Contrainte de cisaillement le long de l'interface du pieu.

D'après la figure 4.10 on note qu'il y a deux parties de distribution de contrainte :un partie positif [0 ; 14,87] m et un partie négatif [14,87 ; 20] m. la contrainte de cisaillement est nul a la profondeur z= 14,87m (Fig. 4.10).

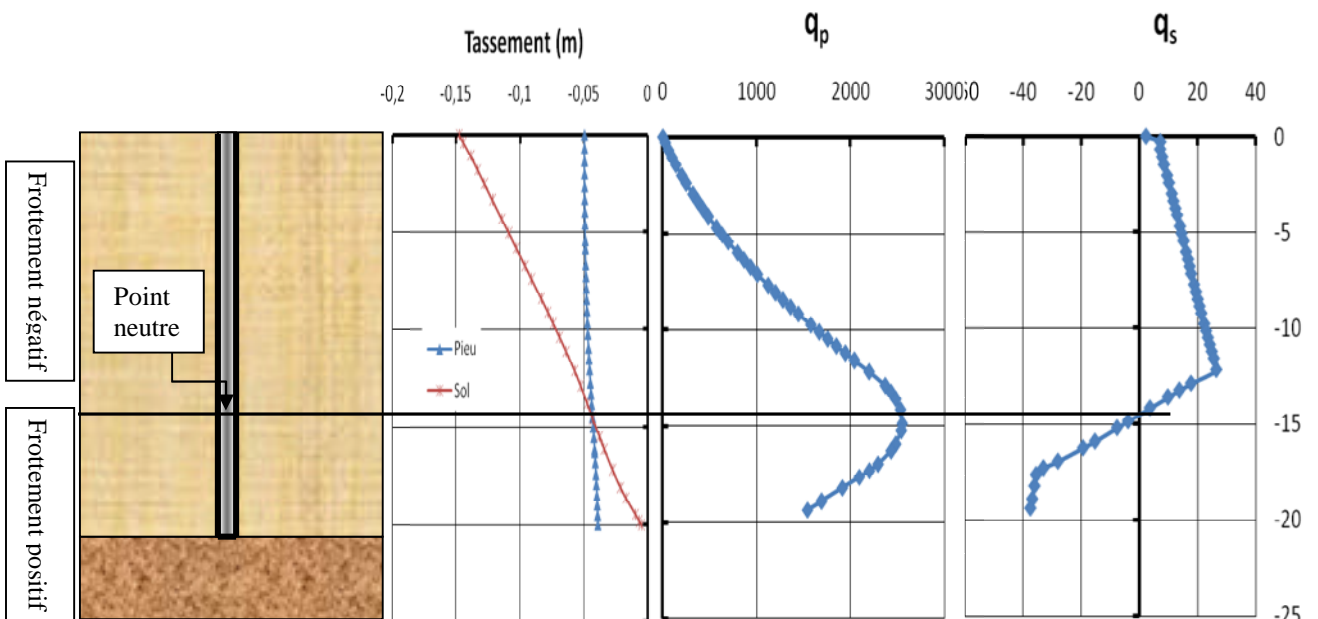


Fig. 4.11. Mécanismes de transfert de charge : tassements et contraintes.

4.8. Conclusions

La modélisation numérique aux éléments finis du comportement d'un pieu nécessite la prise en compte de l'effet d'installation, un modèle de comportement d'interface.

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral positif, vers le haut (Fig.4.11). Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse sous la surcharge appliqué au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui applique un frottement négatif qui le surcharge.

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

CHAPITRE 05 :

ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

5.1 Introduction

Après l'établissement du modèle du pieu et les résultats obtenus, l'étude paramétrique sera effectuée. Il sera question de montrer l'effet de différents paramètres sur les résultats (au niveau du pieu, l'interface et le sol). On utilise la même profile du modèle, avec les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer, les paramètres sont modifiés un par un, et toujours dans des fourchettes raisonnables.

- ✚ On a deux types de paramètres :
 - Les paramètres de calculs (modélisation).
 - Les paramètres géotechniques.
- ✚ Dans cette étude, la comparaison sera faite sur deux types de résultats :
 - Les déplacements (tassement).
 - Les contraintes (vertical, cisaillement).

Les deux types de résultats seront présentés pour la dernière phase.

5.2 Effet des paramètres de calculs

On propose d'étudier l'effet des deux paramètres suivants :

- Le maillage.
- La précision des calculs (tolérance).

5.2.1 Maillage

L'utilisateur de *PLAXIS* doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume (voir Fig. 5.1). L'élément par défaut est le triangle à 6 nœuds. Il fournit des interpolations du second ordre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant au total trois points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 15 nœuds, l'interpolation est d'ordre quatre, et l'intégration nécessite douze points de contrainte. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi (Brinkgreve. 2003).

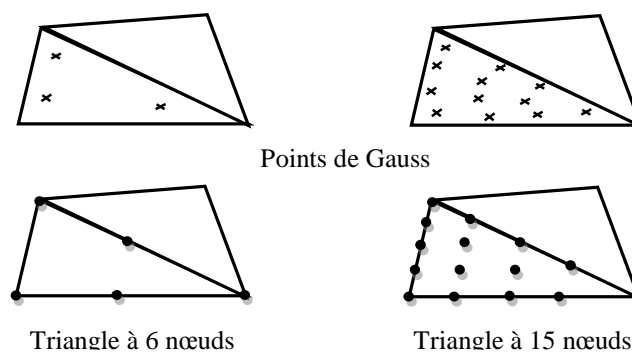


Fig.5.1. Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. Ceci implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible à savoir celui à 6 nœuds.

Ce dernier est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de phi-c réduction. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds.

On change le maillage des éléments de 6 nœuds à 15 nœuds et on compare les résultats qui sont présentés par les tableaux et les courbes sur les figures suivantes :

Tab.5.1. Influence de maillage sur le tassement.

Z(Profondeur) [m]	6 NŒUDS	15 NŒUDS	Différence (%)
	S [m]	S [m]	
0.0000	0.0514	0.0515	+0.33
2.0272	0.0513	0.0515	+0.33
4.0381	0.0510	0.0512	+0.33
6.0337	0.0505	0.0507	+0.33
8.1028	0.0496	0.0498	+0.32
10.1477	0.0483	0.0485	+0.32
12.1700	0.0466	0.0467	+0.32
14.1711	0.0445	0.0446	+0.33
16.2828	0.0421	0.0423	+0.35
18.2371	0.0403	0.0405	+0.38
19.9457	0.0393	0.0394	+0.41
20.0000	0.0392	0.0394	+0.41

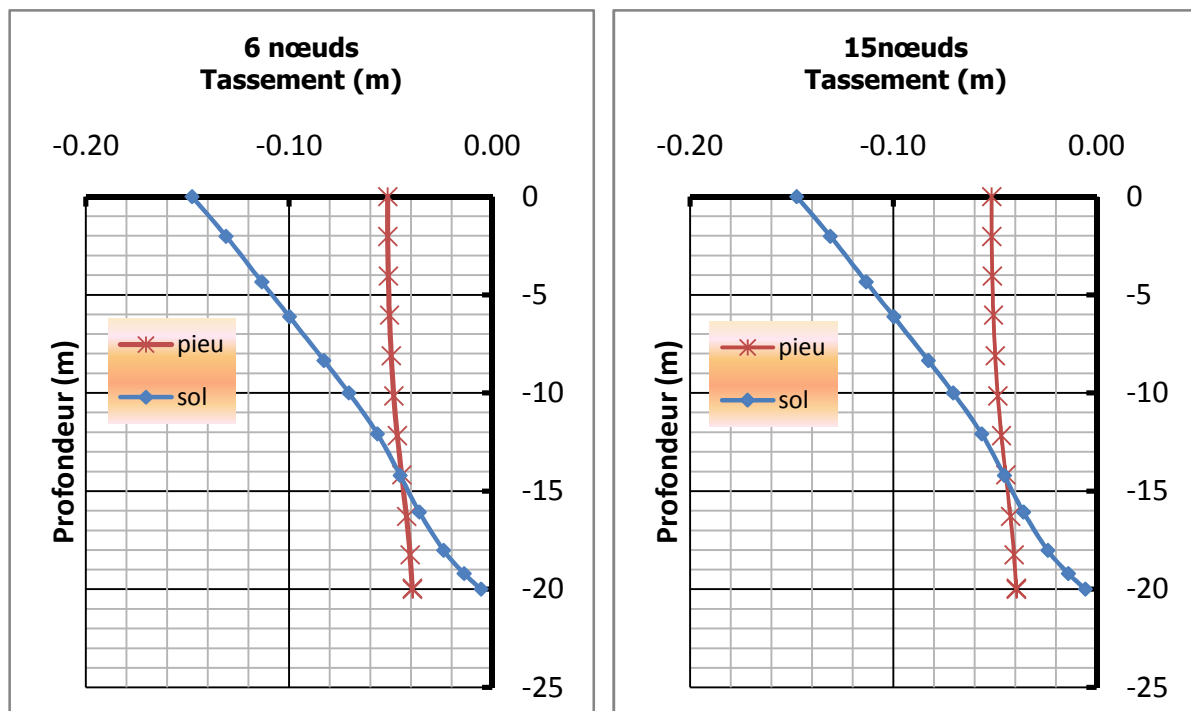
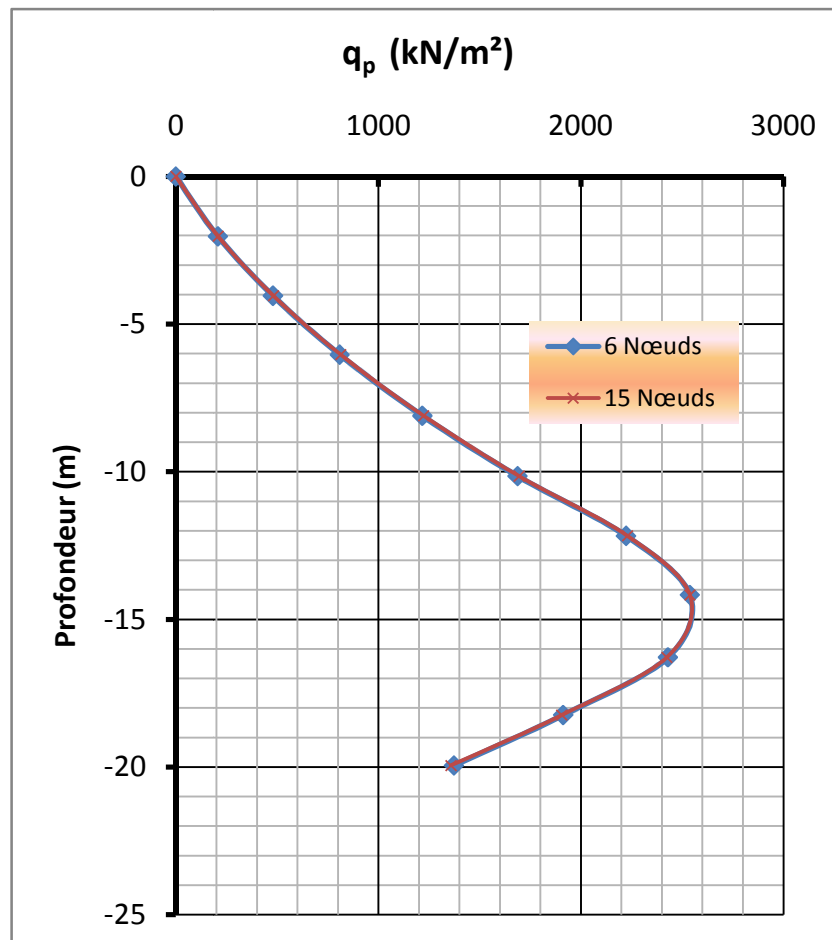


Fig.5.2. Influence de maillage sur le tassement.

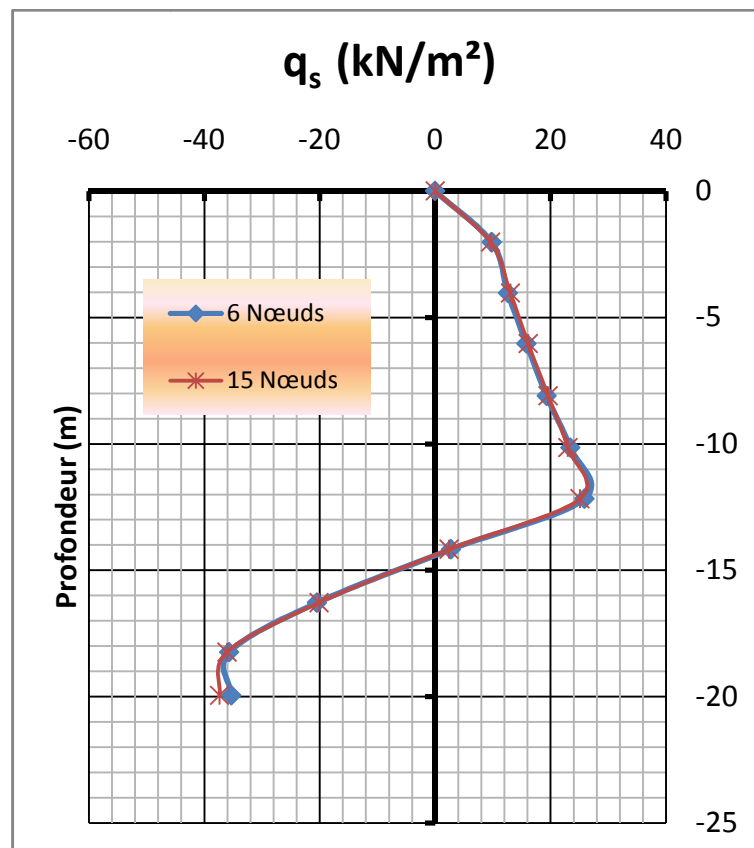
Tab.5.2. Influence de maillage sur les contraintes vertical le long du pieu.

Z(Profondeur) [m]	6 NŒUDS	15 NŒUDS	Difference (%)
	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]	
0	0	0	
2.0272	207.6307	208.783	+0.56
4.0381	479.617	481.822	+0.46
6.0336	809.092	814.203	+0.63
8.1028	1217.323	1223.805	+0.53
10.1477	1687.547	1694.971	+0.44
12.1700	2223.211	2230.298	+0.32
14.1711	2538.057	2538.321	+0.01
16.2828	2430.083	2424.381	-0.23
18.2371	1912.908	1905.361	-0.39
19.9457	1373.462	1358.255	-1.11

**Fig.5.3.** Influence de maillage sur les contraintes vertical le long du pieu.

Tab.5.3. Influence de maillage sur les contraintes du cisaillement le long du pieu.

Z (Profondeur) [m]	6 NŒUDS	15 NŒUDS	Différence (%)
	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]	
0	0	0	
2.0272	9.8360	9.6205	-2.19
4.0381	12.6322	13.0288	+3.14
6.0336	15.8373	16.1316	+1.86
8.1028	19.3473	19.5618	+1.11
10.1477	23.4432	22.9993	-1.89
12.1700	25.8852	25.0732	-3.14
14.1711	2.7679	2.4061	-13.07
16.2828	-20.4707	-20.1428	-1.60
18.2371	-35.6740	-36.0627	+1.09
19.9457	-35.2994	-37.3660	+5.85

**Fig.5.4.** Influence de maillage sur les contraintes du cisaillement le long du pieu.

5.2.2 Discussions

Les résultats donnés dans les tableaux et les figures ci-dessus montrent en passant de l'élément à 6 nœuds à l'élément à 15 nœuds.

- Pour le maillage, on remarque une augmentation de tassement du pieu de (+0.32% à +0.41%) entre la tête et la base,
- Une augmentation de contrainte vertical le long du pieu jusqu'au seuil de l'ordre de (+0.1% à +0.56%) et puis une diminution de (-0.23% à -1.1%).
- Une augmentation variable de contrainte de cisaillement le long du pieu de l'ordre de (-3.14% à +5.85%).

5.2.3. Précision des calculs

Dans toutes les analyses non linéaires où un nombre défini de pas de calcul est utilisé, un décalage avec la solution exacte apparaît, comme présenté sur la figure 5.5. Un algorithme de résolution doit s'assurer que les erreurs d'équilibre restent localement et globalement dans des limites acceptables. Les seuils d'erreur adoptés par *PLAXIS* sont liés directement à la valeur spécifiée de l'erreur tolérée "*tolerated error*" (Brinkgereve. 2003).

A l'intérieur de chaque pas, le programme de calcul continue les itérations jusqu'à ce que les erreurs calculées soient inférieures à la valeur spécifiée. Si l'erreur tolérée est réglée sur une valeur élevée, le calcul sera relativement rapide mais peut s'avérer inexact ; si elle est petite, le temps de calcul peut être très long. En général, le réglage standard de 0,03 est acceptable dans la plupart des calculs.

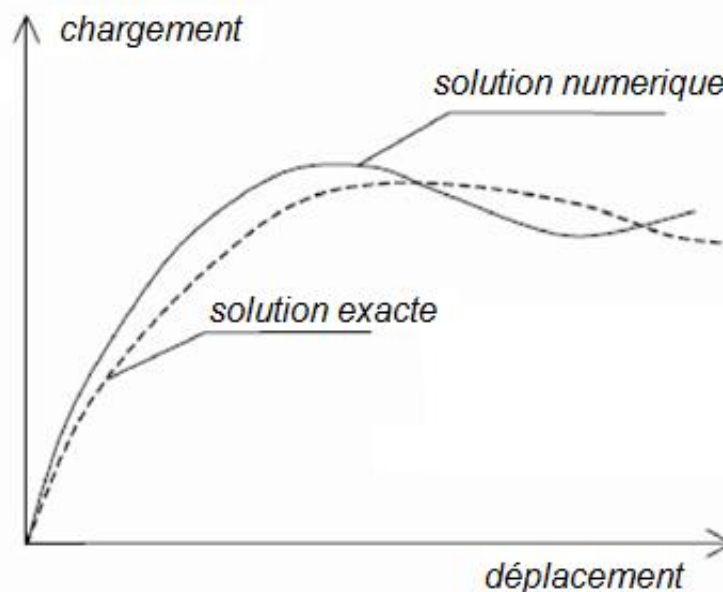


Fig.5.5. Comparaison de la solution exacte avec la solution numérique (Brinkgereve . 2003).

La précision des calculs est définie par la tolérance sur la convergence des calculs. Par défaut la tolérance est de 1 %, celle utilisée pour le calcul du modèle de référence.

Pour étudier l'effet de ce paramètre on fait le calcul pour trois tolérances à savoir 1%, 3 % et 6 %.

La comparaison des résultats est présentée dans les tableaux et les courbes sur les figures suivantes :

Tab.5.4. Influence de la précision des calculs sur le tassement.

Z(Profondeur) [m]	1%	3%	6%	Différence (%) Entre 1%et3%	Différence (%) Entre 1%et6%	Différence (%) Entre 3%et6%
	S [m]	S [m]	S [m]			
0.0000	0.0514	0.0515	0.0517	+0.23	+0.72	+0.49
2.0272	0.0513	0.0514	0.0517	+0.23	+0.71	+0.49
4.0381	0.0510	0.0511	0.0514	+0.23	+0.70	+0.48
6.0337	0.0505	0.0506	0.0508	+0.23	+0.68	+0.46
8.1028	0.0496	0.0497	0.0499	+0.23	+0.64	+0.44
10.1477	0.0483	0.0484	0.0486	+0.23	+0.60	+0.41
12.1700	0.0466	0.0467	0.0468	+0.23	+0.53	+0.36
14.1711	0.0445	0.0445	0.0447	+0.00	+0.46	+0.32
16.2828	0.0422	0.0422	0.0423	+0.00	+0.39	+0.28
18.2371	0.0404	0.0404	0.0405	+0.00	+0.34	+0.25
19.9457	0.0393	0.0393	0.0394	+0.00	+0.30	+0.22
20.0000	0.0393	0.0393	0.0394	+0.00	+0.30	+0.22

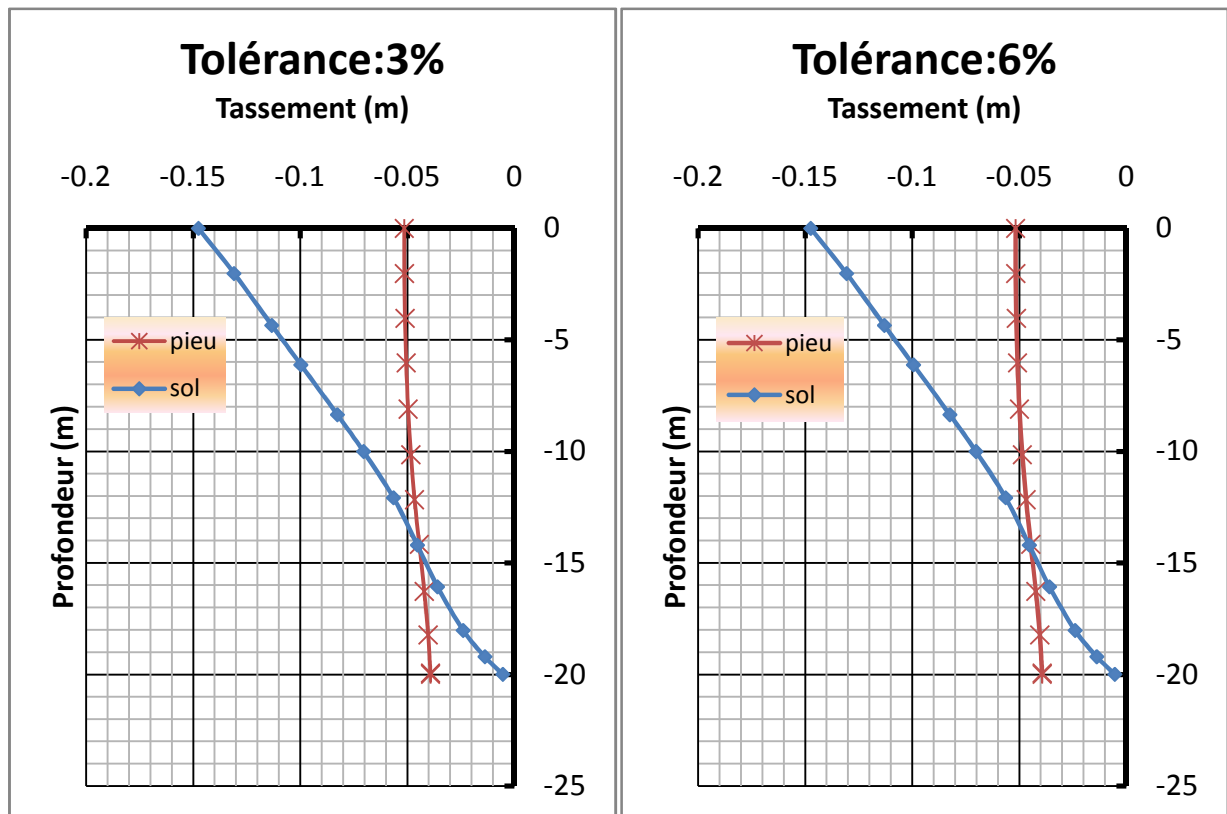
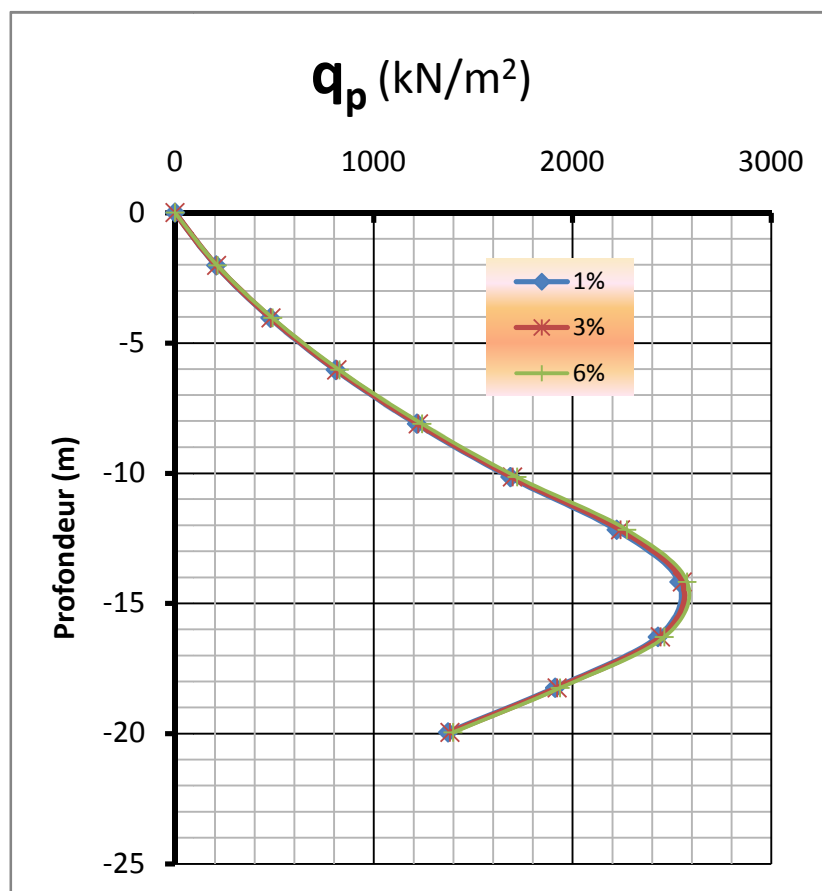


Fig.5.6. Influence de la précision des calculs sur le tassement.

Tab.5.5. Influence de la précision sur les contraintes verticale le long du pieu.

Z(Profondeur) [m]	1%	3%	6%	Différence (%) Entre 1%et3%	Différence (%) Entre 1%et6%	Différence (%) Entre 3%et6%
	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]			
0.0000	0	0	0			
2.0272	207.6307	209.4469	213.9899	+0.87	+3.06	+2.19
4.0381	479.6168	482.9651	491.8453	+0.70	+2.55	+1.85
6.0337	809.0916	814.0892	827.4751	+0.62	+2.27	+1.65
8.1028	1217.3229	1224.7347	1242.7703	+0.61	+2.09	+1.48
10.1477	1687.5469	1698.4732	1721.2574	+0.65	+2.00	+1.35
12.1700	2223.2115	2242.5879	2274.0296	+0.87	+2.29	+1.41
14.1711	2538.0575	2552.7143	2577.0421	+0.58	+1.54	+0.96
16.2828	2430.0826	2442.6802	2462.3551	+0.52	+1.33	+0.81
18.2371	1912.9082	1922.7251	1938.4228	+0.51	+1.33	+0.82
19.9457	1373.4618	1383.2927	1398.9821	+0.72	+1.86	+1.14

**Fig.5.7.** Influence de la précision sur les contraintes verticale le long du pieu.

Tab.5.6. Influence de la précision sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Z(Profondeur) [m]	1%	3%	6%	Différence (%) Entre 1%et3%	Différence (%) Entre 1%et6%	Différence (%) Entre 3%et6%
	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]			
0.0000	0	0	0			
2.0272	9.8360	9.9383	10.1641	+1.04	+3.34	+2.30
4.0381	12.6323	12.7033	12.9301	+0.56	+2.36	+1.80
6.0337	15.8373	15.9280	16.1694	+0.57	+2.10	+1.52
8.1028	19.3473	19.4912	19.7300	+0.74	+1.98	+1.23
10.1477	23.4432	23.6849	23.9833	+1.03	+2.30	+1.27
12.1700	25.8852	25.8892	25.3544	+0.02	-2.05	-2.07
14.1711	2.7679	2.6381	2.3717	-4.69	-14.31	-9.62
16.2828	-20.4707	-20.5488	-20.7562	+0.38	+1.39	+1.01
18.2371	-35.6740	-35.8414	-36.0449	+0.47	+1.04	+0.57
19.9457	-35.2995	-35.8496	-36.1035	+1.56	+2.28	+0.72

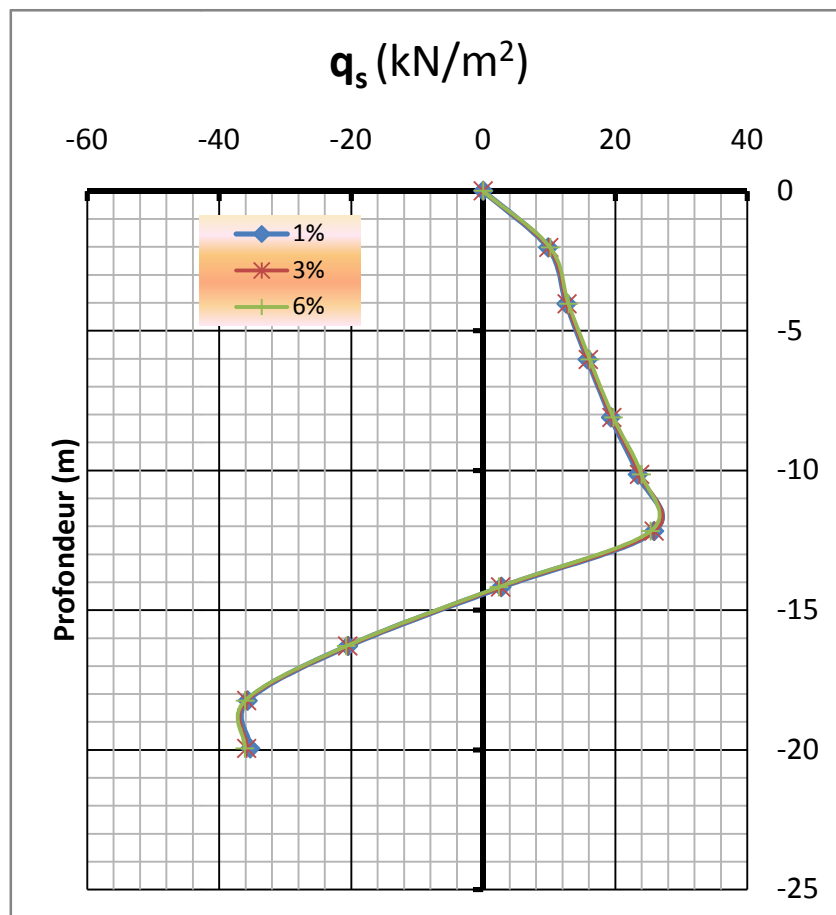


Fig.5.8. Influence de la précision sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

5.2.4 Discussions

Les résultats donnés dans les tableaux et les figures montrent

- ✚ Pour la précision des calculs, on remarque qu'en passant de 1% à 3% puis à 6% un accroissement de différence en bas vers le haut de tassement du pieu de l'ordre de (+0.0% à +0.72%) entre la base et la tête
- ✚ Une élévation de contrainte verticale le long du pieu de l'ordre de (+0.51% à +3.06%).
- ✚ Une augmentation variable de contrainte de cisaillement le long du pieu de l'ordre de (-2.07% à +3.34%).

5.2.5. Conclusions pour les paramètres de calculs

Il est bien prouvé que les valeurs calculées sont plus proches les unes des autres (tassement, contrainte verticale, contrainte de cisaillement) et presque stable.

Les résultats montrent la faible sensibilité des calculs vis-à-vis des deux tests, la nature de discrétisation (éléments à 6 et à 15 nœuds) et la précision du calcul.

En conclusion l'effet de ces deux paramètres sur les résultats est très faible.

5.3 Effet des paramètres géotechniques

En ce qui concerne les paramètres géotechniques on va étudier l'influence de quatre d'entre eux.

5.3.1 Effet des paramètres du sol

Les paramètres du sol sont la cohésion, l'angle de frottement, le module d'Young (module d'élasticité) et le module de Poisson.

5.3.1.1 Cohésion c'

Dans le 1^{er} modèle la cohésion $c' = 3$ kPa pour la 1^{ère} couche. Pour l'étude paramétrique on fait les calculs pour :

- $c' + 2$ (kPa) ;
- $c' - 2$ (kPa).

Remarque :

PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour ne pas avoir de complications, il est conseillé d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c \geq 0,1$ kPa) (Brinkgereve . 2003).

La comparaison des résultats est présentée par les tableaux et les courbes sur les figures suivantes :

Tab.5.7. Influence de la cohésion sur le tassement.

Z(Profondeur) [m]	$c'=5\text{kPa}$	$c'-2$	$c'+2$	Différence (%) Entre (c') et ($c'-2$)	Différence (%) Entre (c') et ($c'+2$)
	S [m]	S [m]	S [m]		
0.0000	0.0514	0.0498	0.0531	-3.12	+3.45
2.0272	0.0513	0.0497	0.0531	-3.11	+3.44
4.0381	0.0510	0.0495	0.0528	-3.08	+3.39
6.0337	0.0505	0.0490	0.0522	-3.02	+3.30
8.1028	0.0496	0.0482	0.0512	-2.93	+3.17
10.1477	0.0483	0.0470	0.0498	-2.80	+2.99
12.1700	0.0466	0.0454	0.0479	-2.64	+2.76
14.1711	0.0445	0.0433	0.0456	-2.52	+2.58
16.2828	0.0421	0.0411	0.0432	-2.48	+2.47
18.2371	0.0403	0.0393	0.0413	-2.49	+2.42
19.9457	0.0393	0.0383	0.0402	-2.53	+2.41
20.0000	0.0392	0.0383	0.0402	-2.53	+2.41

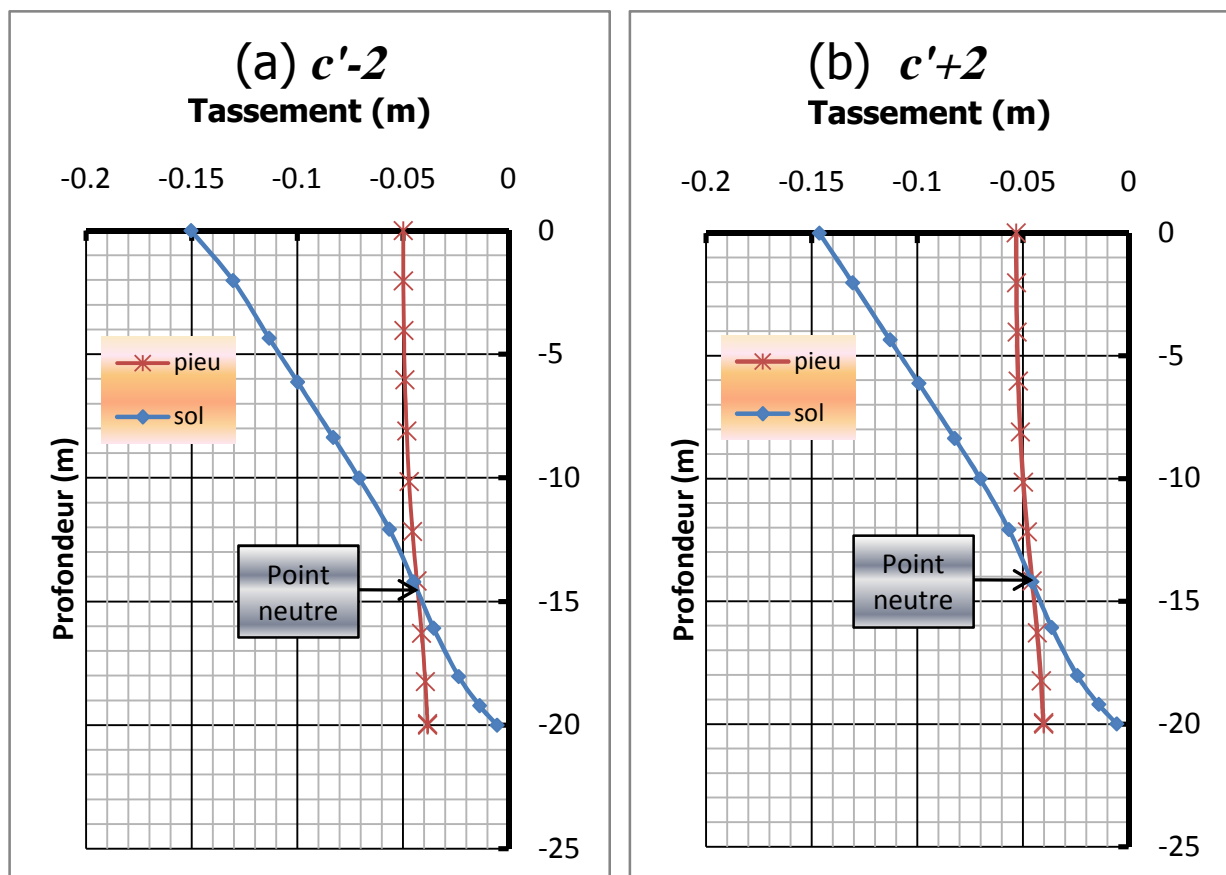


Fig.5.9. Influence de la cohésion sur le tassement pour le deux cas de variation (a) $c'+2$; (b) $c'-2$ ($c'=5\text{kPa}$).

Tab.5.8. Influence de la cohésion sur les contraintes verticale le long du pieu.

Z(Profondeur) [m]	$c'=5\text{kPa}$	$c'-2$	$c'+2$	Différence (%) Entre (c') et ($c'-2$)	Différence (%) Entre (c') et ($c'+2$)
	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]		
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
2.0272	207.6307	195.9086	229.2641	-5.65	+10.42
4.0381	479.6168	444.1268	526.9021	-7.40	+9.86
6.0337	809.0916	750.7250	885.2966	-7.21	+9.42
8.1028	1217.3229	1133.5318	1324.9186	-6.88	+8.84
10.1477	1687.5469	1578.8124	1827.6326	-6.44	+8.30
12.1700	2223.2115	2089.1286	2388.7269	-6.03	+7.44
14.1711	2538.0575	2447.6442	2656.5656	-3.56	+4.67
16.2828	2430.0826	2374.7997	2511.8557	-2.27	+3.37
18.2371	1912.9082	1886.0321	1963.1873	-1.40	+2.63
19.9457	1373.4618	1368.7337	1401.6471	-0.34	+2.05

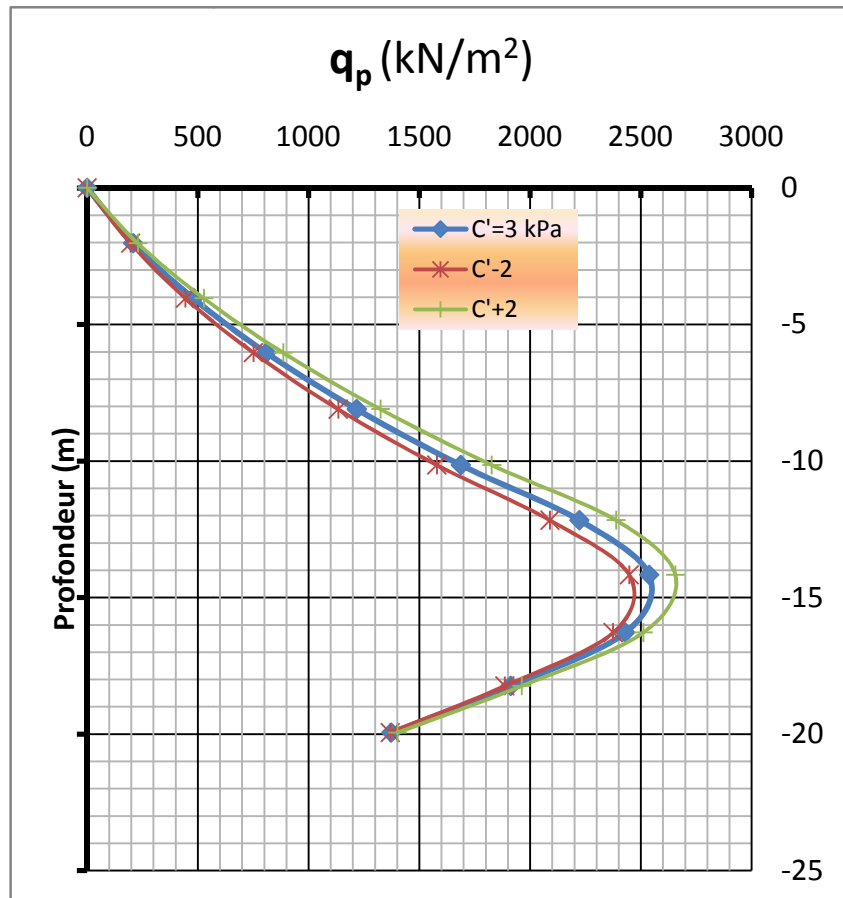
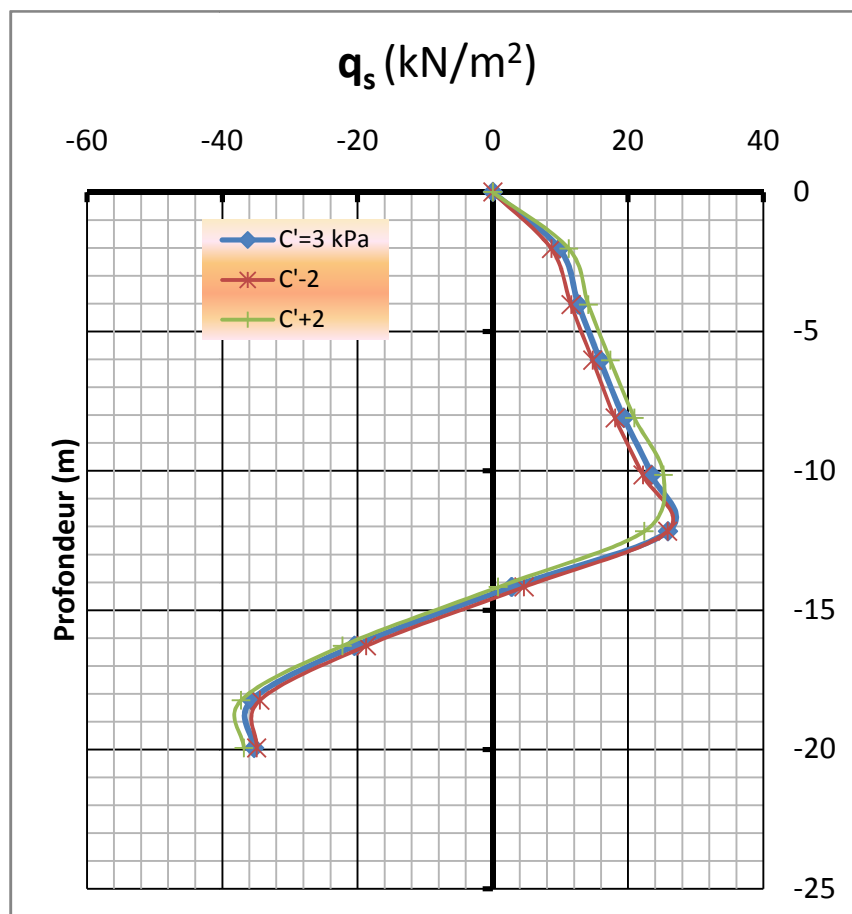


Fig.5.10. Influence de la cohésion sur les contraintes verticale le long du pieu.

Tab.5.9. Influence de la cohésion sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Z(Profondeur) [m]	$c'=5\text{kPa}$	$c'-2$	$c'+2$	Différence (%) Entre (c') et ($c'-2$)	Différence (%) Entre (c') et ($c'+2$)
	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]		
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
2.0272	9.8360	8.6468268	11.235045	-12.09	14.22
4.0381	12.6323	11.559412	14.137014	-8.49	11.91
6.0337	15.8373	14.746488	17.368535	-6.89	9.67
8.1028	19.3473	18.066413	20.944619	-6.62	8.26
10.1477	23.4432	22.167548	25.229495	-5.44	7.62
12.1700	25.8852	25.810314	22.388843	-0.29	-13.51
14.1711	2.7679	4.5966188	0.8006837	66.07	-71.07
16.2828	-20.4707	-18.722495	-22.233918	-8.54	8.61
18.2371	-35.6740	-34.447711	-37.204707	-3.44	4.29
19.9457	-35.2995	-34.906734	-36.795786	-1.11	4.24

**Fig.5.11.** Influence de la cohésion sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

5.3.1.1 Discussions

Dans le cas d'une augmentation de la cohésion ($c'+2$) conduit à un accroissement des tassements du pieu de +2.41 à +3.45 % et des contraintes verticales le long du pieu de +2.05 à +10.42% et des contraintes de cisaillement le long du pieu de l'ordre de +4.24 à +14.22 %. Tandis que la diminution de la cohésion ($c'-2$) conduit à Une réduction des tassements du pieu de l'ordre de -2.53 à -3.12% et des contraintes verticales le long du pieu de l'ordre de -0.34 à -7.40% et des contraintes de cisaillement le long du pieu de l'ordre de -1.11 à -12.09%.

Une augmentation de la cohésion de "+2 "a une influence presque le même qu'une diminution de ceux-ci de "-2".

5.3.1.2 Angle de frottement φ'

L'angle de frottement φ' est saisi en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques (Brinkgereve . 2003).

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un modèle. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

Dans le modèle l'angle de frottement est $\varphi' = 20^\circ$ pour la couche d'argile molle. Pour l'étude paramétrique, on fait les calculs pour :

➤ $\varphi' - 5^\circ$.

➤ $\varphi' + 5^\circ$.

La comparaison des résultats est synthétisée dans les tableaux et les courbes sur les figures suivantes :

Tab.5.10. Influence de l'angle de frottement sur le tassement.

Z(Profondeur) [m]	$\varphi'=20^\circ$	$\varphi' -5^\circ$	$\varphi' +5^\circ$	Différence (%) Entre (φ') et ($\varphi' -5$)	Différence (%) Entre (φ') et ($\varphi' +5$)
	S [m]	S [m]	S [m]		
0.0000	0.0514	0.0503	0.0558	-2.17	+8.64
2.0272	0.0513	0.0502	0.0557	-2.18	+8.62
4.0381	0.0510	0.0499	0.0554	-2.18	+8.52
6.0337	0.0505	0.0494	0.0547	-2.16	+8.31
8.1028	0.0496	0.0486	0.0536	-2.08	+7.92
10.1477	0.0483	0.0474	0.0519	-1.91	+7.33
12.1700	0.0466	0.0459	0.0496	-1.60	+6.51
14.1711	0.0445	0.0439	0.0471	-1.22	+5.84
16.2828	0.0421	0.0418	0.0444	-0.82	+5.29
18.2371	0.0403	0.0401	0.0423	-0.47	+4.85
19.9457	0.0393	0.0391	0.0411	-0.37	+4.69
20.0000	0.0392	0.0391	0.0411	-0.37	+4.69

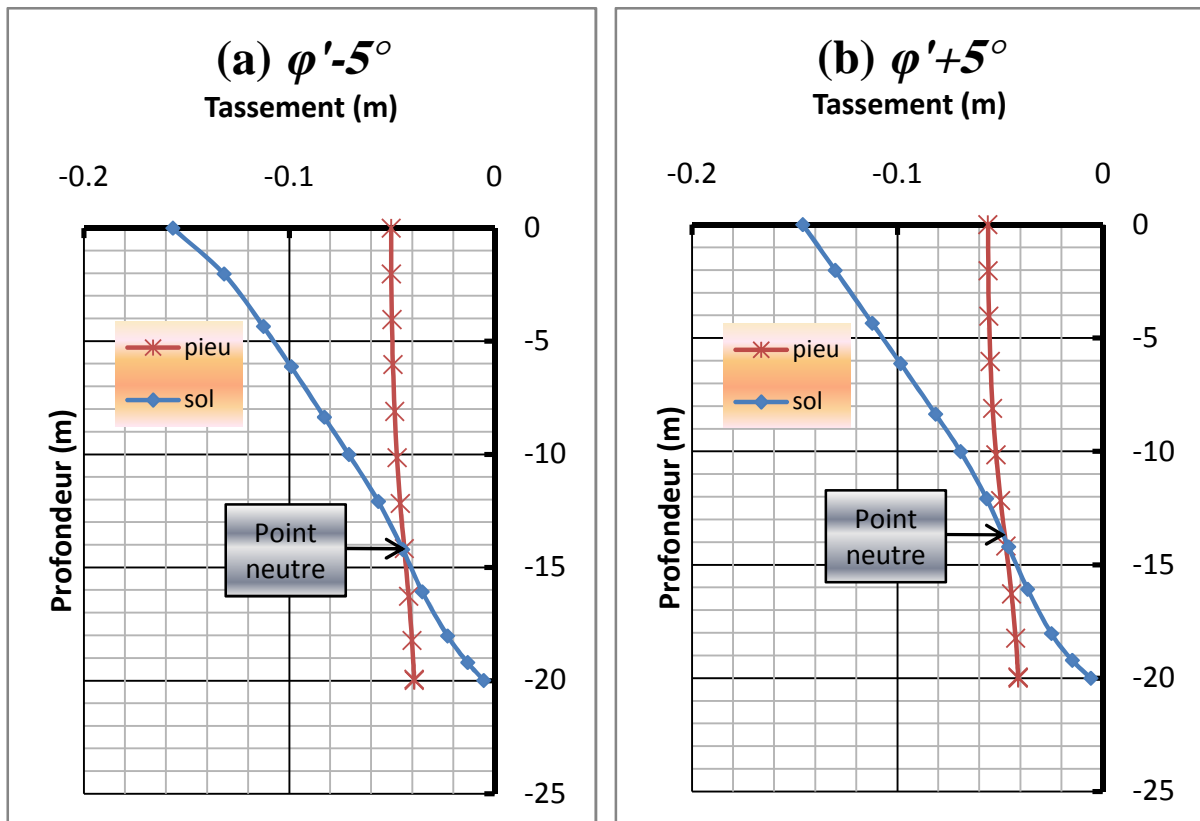


Fig. 4.12. Influence de l'angle de frottement sur le tassement pour le deux cas (a) $\varphi' = -5^\circ$; (b) $\varphi' + 5^\circ$ ($\varphi' = 20^\circ$).

Tab.5.11. Influence de l'angle de frottement sur les contraintes verticale le long du pieu.

Z(Profondeur) [m]	$\varphi' = 20^\circ$	$\varphi' = -5^\circ$	$\varphi' = +5^\circ$	Différence (%) Entre (φ') et ($\varphi' - 5$)	Différence (%) Entre (φ') et ($\varphi' + 5$)
	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]		
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
2.0272	207.6307	211.9598	246.1635	+2.09	+18.56
4.0381	479.6168	469.8194	588.5613	-2.04	+22.71
6.0337	809.0916	773.9639	1009.3293	-4.34	+24.75
8.1028	1217.3229	1140.3726	1532.6730	-6.32	+25.91
10.1477	1687.5469	1549.6442	2137.6414	-8.17	+26.67
12.1700	2223.2115	2005.6167	2722.0298	-9.79	+22.44
14.1711	2538.0575	2346.2361	2927.5119	-7.56	+15.34
16.2828	2430.0826	2251.0423	2740.2988	-7.37	+12.77
18.2371	1912.9082	1805.2572	2133.1525	-5.63	+11.51
19.9457	1373.4618	1377.9601	1423.1749	+0.33	+3.62

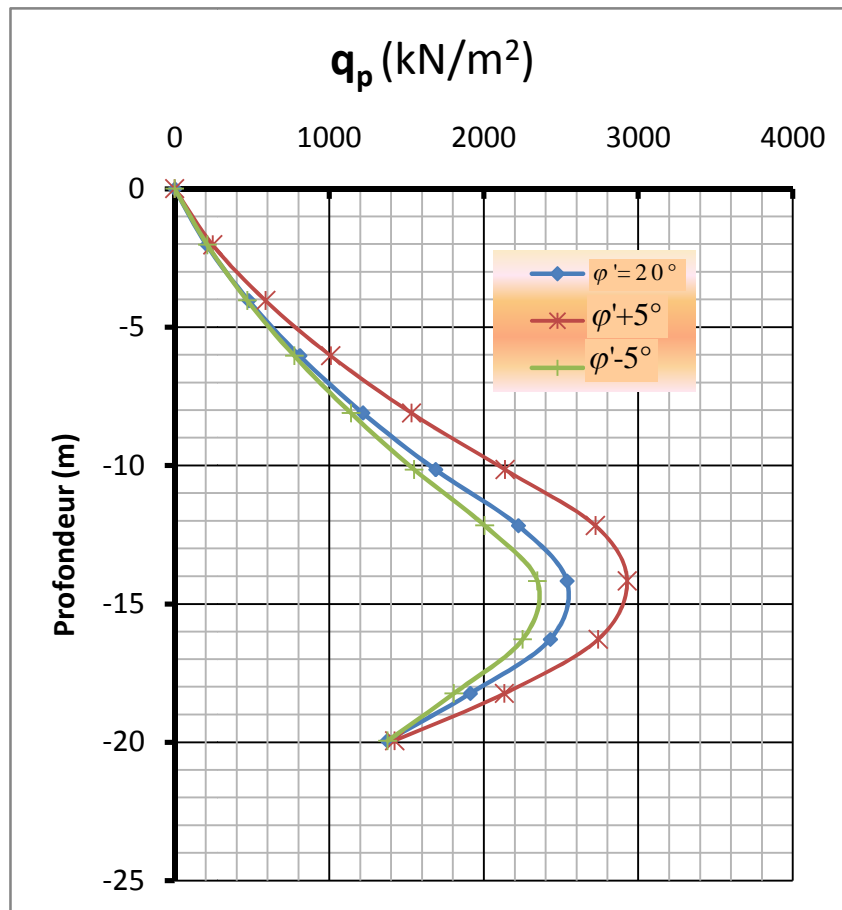


Fig.5.13. Influence de l'angle de frottement sur les contraintes verticale le long du pieu.

Tab.5.12. Influence de l'angle de frottement sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Z(Profondeur) [m]	$\varphi' = 20^\circ$	$\varphi' - 5^\circ$	$\varphi' + 5^\circ$	Différence (%) Entre (φ') et ($\varphi' - 5$)	Différence (%) Entre (φ') et ($\varphi' + 5$)
	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]		
0.0000	0	0	0		
2.0272	9.8360	9.4419	13.0573	-4.01	+32.75
4.0381	12.6323	11.6276	16.9084	-7.95	+33.85
6.0337	15.8373	14.1176	21.0762	-10.86	+33.08
8.1028	19.3473	16.6452	25.6310	-13.97	+32.48
10.1477	23.4432	19.6721	31.1027	-16.09	+32.67
12.1700	25.8852	22.2757	17.8865	-13.94	-30.90
14.1711	2.7679	3.8688	-1.7352	39.78	-162.69
16.2828	-20.4707	-20.4610	-23.9114	-0.05	+16.81
18.2371	-35.6740	-28.5529	-46.5490	-19.96	+30.48
19.9457	-35.2995	-28.0851	-45.7709	-20.44	+29.66

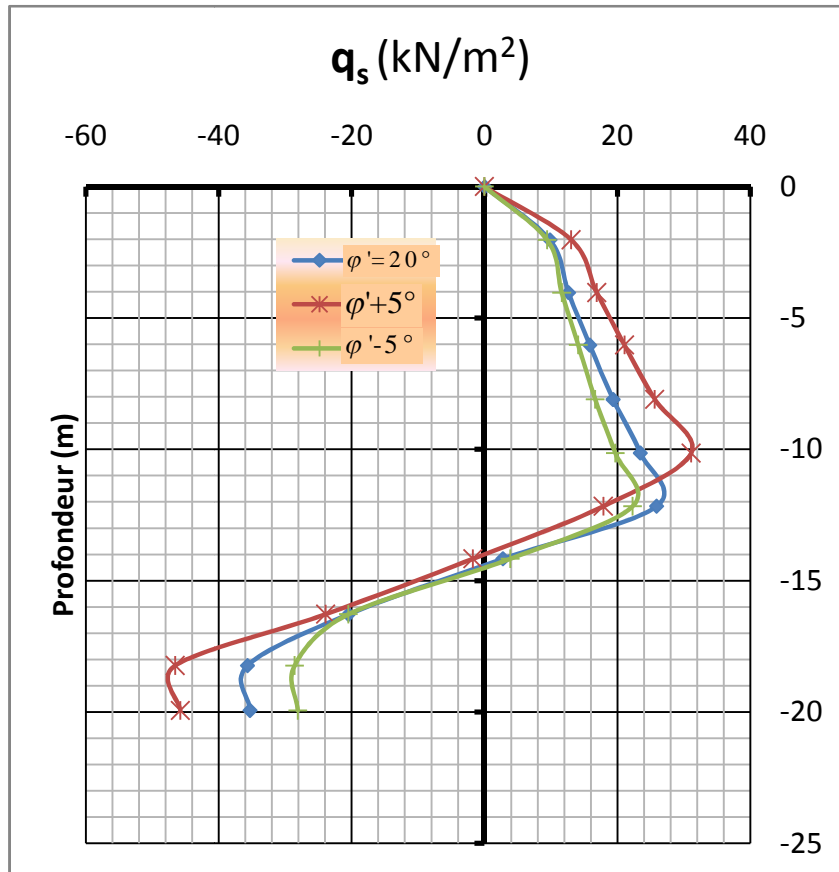


Fig.5.14. Influence de l'angle de frottement sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

5.3.1.2.1. Discussions

Une augmentation de l'angle de frottement conduit à :

- Un accroissement des tassements du pieu (de l'ordre de +4.69 à +8.64%) et des contraintes verticales le long du pieu (de l'ordre de +3.62 à +26.67%) et des contraintes de cisaillement le long du pieu (de l'ordre de +16.81 à +33.85%).

Une diminution de l'angle de frottement conduit à :

- Une réduction très sensible des tassements du pieu (de l'ordre de -0.37 à -2.18%) et des contraintes verticales le long du pieu (de l'ordre de -2.04 à -9.79%) et des contraintes de cisaillement le long du pieu (de l'ordre de -4.01 à -20.44%).

Une augmentation de l'angle de frottement de 5° a une influence beaucoup plus importante qu'une diminution de ceux-ci de 5° .

5.3.1.3 Module d'Young E

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présente un comportement non linéaire dès le début du chargement (Brinkgereve. 2003).

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} (voir figure 3.13). Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les

sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

Pour les sols, le module initial et le module sécant tendent à augmenter avec la pression de confinement. Par conséquent, les couches de sol en profondeur ont souvent une raideur plus élevée que les couches en surface. De plus, la raideur apparente dépend du chemin de contrainte suivi. La raideur durant les cycles charge-décharge est supérieure à celle durant un chargement primaire. En outre, la raideur observée pour un sol en termes de module d'Young est généralement plus petite pour des compressions drainées que pour du cisaillement. Donc, en choisissant un module de déformation constant pour représenter le comportement du sol, on devra retenir une valeur qui prenne à la fois en compte le niveau de contrainte et le chemin de contrainte. Remarquons que des comportements de sols dépendant des contraintes sont pris en compte dans les modèles avancés de *PLAXIS*. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, *PLAXIS* propose une option spéciale pour définir une rigidité variable avec la profondeur.

On prendra comme module pour la couche d'argile molle $E = 5000$ kPa;

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

- $0,75 E$.
- $1,25 E$.

On obtient les résultats suivants :

La comparaison des résultats est présentée dans les tableaux et les courbes sur les figures suivantes :

Tab.5.13. Influence du module d'élasticité sur le tassement.

$Z(\text{Profondeur})$ [m]	$E=5000$ kPa	$0.75 E$	$1.25 E$	Différence (%) Entre (E) et($E-25\%$)	Différence (%) Entre (E) et($E+25\%$)
	S [m]	S [m]	S [m]		
0.0000	0.0514	0.0620	0.0447	+20.66	-13.06
2.0272	0.0513	0.0619	0.0446	+20.68	-13.08
4.0381	0.0510	0.0616	0.0443	+20.78	-13.16
6.0337	0.0505	0.0611	0.0438	+20.99	-13.31
8.1028	0.0496	0.0602	0.0429	+21.34	-13.58
10.1477	0.0483	0.0589	0.0416	+21.88	-13.98
12.1700	0.0466	0.0572	0.0398	+22.66	-14.54
14.1711	0.0445	0.0550	0.0377	+23.62	-15.20
16.2828	0.0421	0.0525	0.0355	+24.59	-15.84
18.2371	0.0403	0.0505	0.0338	+25.24	-16.28
19.9457	0.0393	0.0493	0.0328	+25.49	-16.46
20.0000	0.0392	0.0492	0.0328	+25.50	-16.46

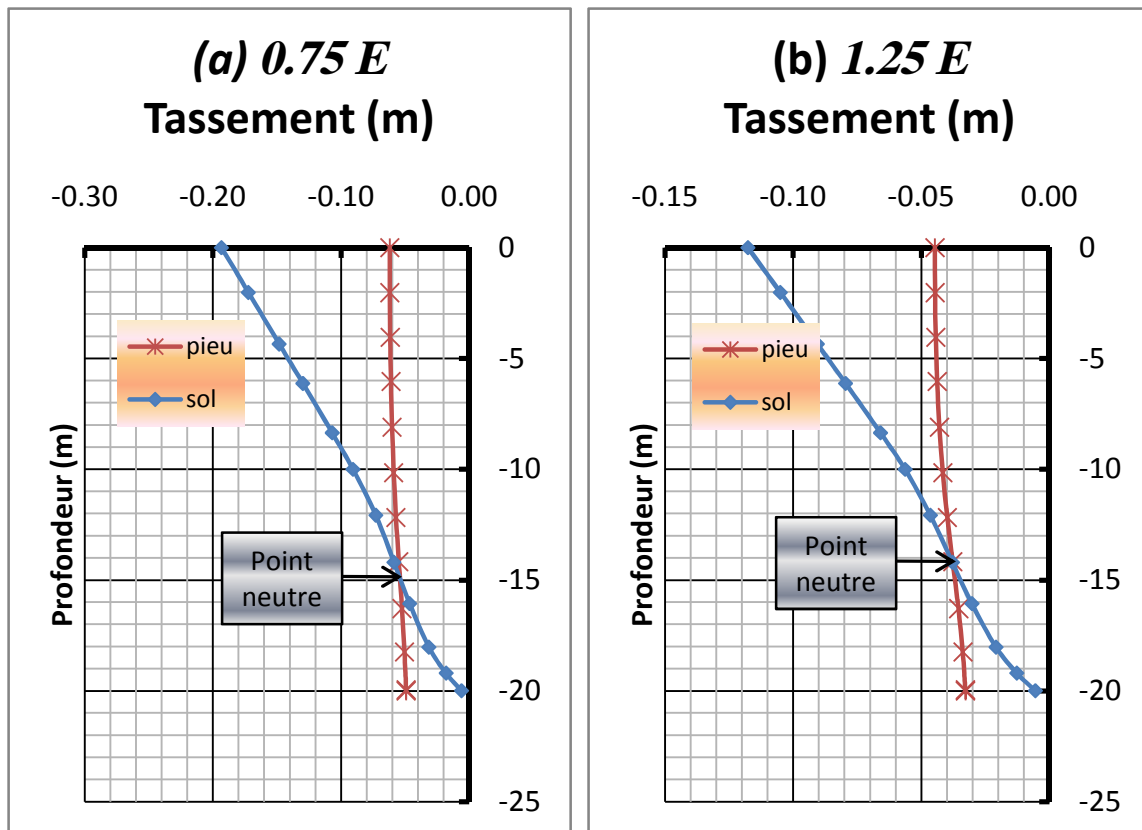


Fig.5.15. Influence du module d'élasticité sur le tassement pour le deux cas (a) diminution du module d'élasticité (0.75 E) ; (b) augmentation du module d'élasticité 1.25 E (E=5000 kPa).

Tab.5.14. Influence du module d'élasticité sur les contraintes verticale le long du pieu.

Z(Profondeur) [m]	$E=5000 \text{ kPa}$	$0.75E$	$1.25E$	Différence (%) Entre (E) et (E-25%)	Différence (%) Entre (E) et (E+25%)
	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]		
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
2.0272	207.6307	210.4396	211.1301	+1.35	+1.69
4.0381	479.6168	485.2919	486.6733	+1.18	+1.47
6.0337	809.0916	817.6680	819.7651	+1.06	+1.32
8.1028	1217.3229	1228.8297	1232.2440	+0.95	+1.23
10.1477	1687.5469	1701.8793	1707.4883	+0.85	+1.18
12.1700	2223.2115	2238.0320	2238.2623	+0.67	+0.68
14.1711	2538.0575	2635.8106	2486.3128	+3.85	-2.04
16.2828	2430.0826	2592.2575	2332.1604	+6.67	-4.03
18.2371	1912.9082	2109.9458	1794.5205	+10.30	-6.19
19.9457	1373.4618	1573.4094	1253.7830	+14.56	-8.71

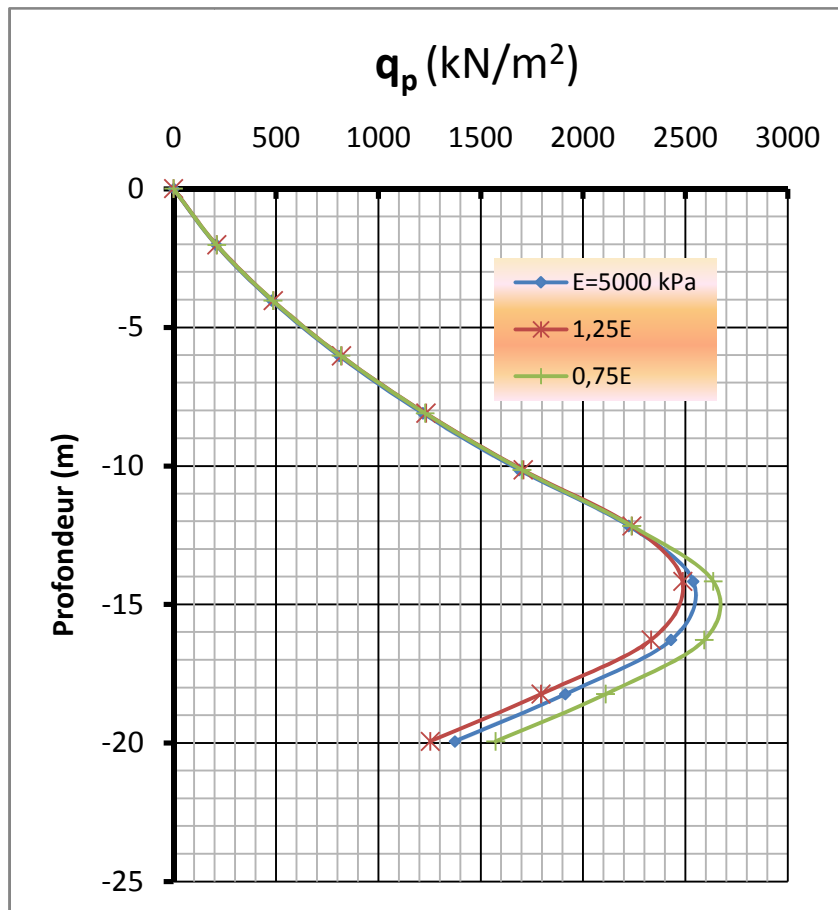


Fig.5.16. Influence du module d'élasticité sur les contraintes verticale le long du pieu.

Tab.5.15. Influence du module d'élasticité sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Z(Profondeur) [m]	<i>E=5000 kPa</i>	<i>0.75E</i>	<i>1.25E</i>	Différence (%) Entre (E) et(E-25%)	Différence (%) Entre (E) et(E+25%)
	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]		
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
2.0272	9.8360	9.9816	10.0233	+1.48	+1.90
4.0381	12.6323	12.7953	12.8154	+1.29	+1.45
6.0337	15.8373	16.0015	16.0354	+1.04	+1.25
8.1028	19.3473	19.4963	19.5727	+0.77	+1.16
10.1477	23.4432	23.5907	23.7418	+0.63	+1.27
12.1700	25.8852	27.0759	21.0824	+4.60	-18.55
14.1711	2.7679	6.3617	0.0616	+129.84	-97.77
16.2828	-20.4707	-17.5098	-22.4648	-14.46	+9.74
18.2371	-35.6740	-35.6172	-35.7645	-0.16	+0.25
19.9457	-35.2995	-33.8713	-36.6061	-4.05	+3.70

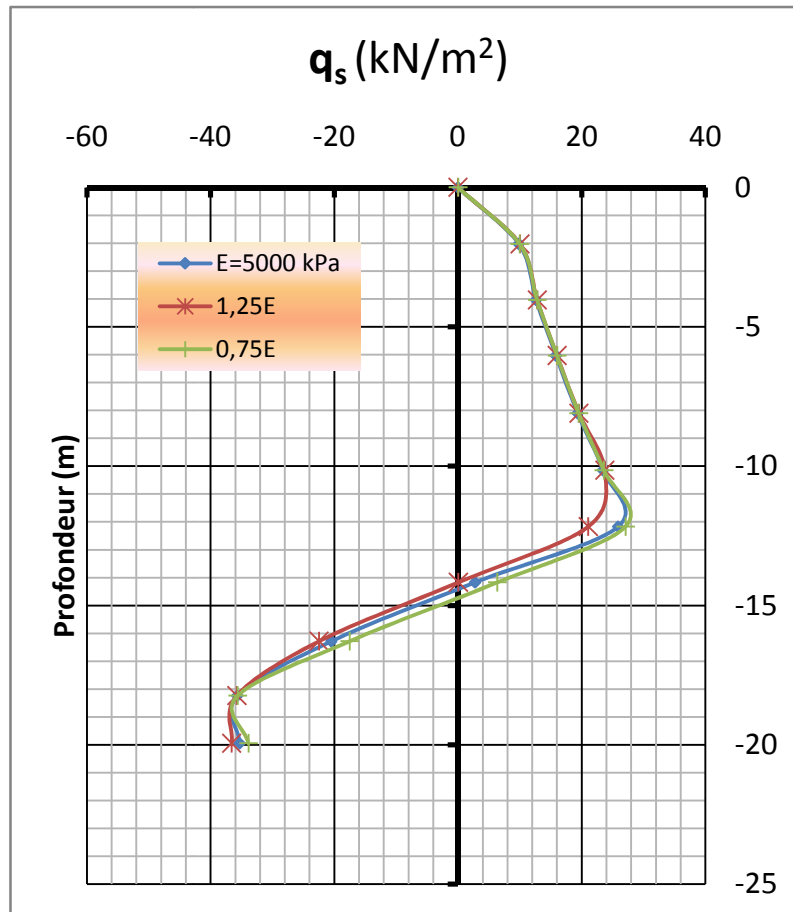


Fig.5.17. Influence du module d'élasticité sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

5. 3.1.3.1 Discussions

Une augmentation du module d'élasticité conduit à :

- ✚ Une réduction des tassements du pieu (de -13.06 à -16.46%) et des contraintes verticales le long du pieu à la partie inférieure (de l'ordre de -2.04 à -8.71%) et des contraintes de cisaillement le long du pieu (de +1.16 à -18.55%).

Une diminution du module d'élasticité conduit à :

- ✚ Un accroissement des tassements du pieu (de l'ordre de +20.66 à +25.50 %) et des contraintes verticales le long du pieu (de l'ordre de +0.67 à +14.56%) et des contraintes de cisaillement le long du pieu (de l'ordre de +0.63 à +4.60%).

L'influence de ce paramètre est d'autant plus importante que ses valeurs sont plus faibles.

5.3.1.4 Coefficient de Poisson ν

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson (ν_0) (Brinkgereve. 2003).

Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée.

Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire. Dans ces types de chargement, *PLAXIS* devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport $K_0 = \sigma_{oh} / \sigma_{ov}$. Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1 - \nu)$ pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour K_0 . Ainsi, ν est évalué par l'intermédiaire de K_0 . Dans la plupart des cas, les valeurs de ν seront comprises entre 0,3 et 0,4. En général, de telles valeurs peuvent être aussi utilisées pour des conditions de chargement autres que la compression unidimensionnelle. Dans le cas d'un comportement non drainé, il est conseillé d'entrer une valeur effective pour le coefficient de Poisson et de sélectionner « *Undrained* » comme type de comportement. De cette façon, *PLAXIS* ajoutera automatiquement un module de compressibilité pour le fluide interstitiel, basé sur un coefficient de Poisson non drainé implicite de 0,495. Dans ce cas, le coefficient de Poisson effectif devra être inférieur à 0,35. Utiliser des valeurs plus élevées du coefficient de Poisson impliquerait que l'eau ne soit pas suffisamment raide par rapport au squelette du sol pour simuler un comportement non drainé.

Dans le modèle on a pris un coefficient de Poisson de $\nu = 0,3$ pour la 1^{ère}.
Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

- $\nu - 0,1$;
- $\nu + 0,1$.

La comparaison des résultats est présentée par les tableaux et les courbes sur les figures suivantes :

Tab.5.16. Influence du coefficient de Poisson sur le tassement.

Z(Profondeur) [m]	$\nu = 0,3$	$\nu - 0,1$	$\nu + 0,1$	Différence (%) Entre (ν) et ($\nu - 0,1$)	Différence (%) Entre (ν) et ($\nu + 0,1$)
	S [m]	S [m]	S [m]		
0.0000	0.0514	0.0565	0.0402	+9.96	-21.66
2.0272	0.0513	0.0564	0.0402	+9.97	-21.70
4.0381	0.0510	0.0561	0.0399	+10.00	-21.91
6.0337	0.0505	0.0556	0.0392	+10.11	-22.31
8.1028	0.0496	0.0548	0.0382	+10.36	-23.00
10.1477	0.0483	0.0535	0.0367	+10.77	-23.99
12.1700	0.0466	0.0519	0.0349	+11.38	-25.05
14.1711	0.0445	0.0498	0.0330	+12.03	-25.80
16.2828	0.0421	0.0474	0.0310	+12.50	-26.36
18.2371	0.0403	0.0455	0.0295	+12.88	-26.87
19.9457	0.0393	0.0444	0.0286	+13.03	-27.14
20.0000	0.0392	0.0444	0.0286	+13.04	-27.15

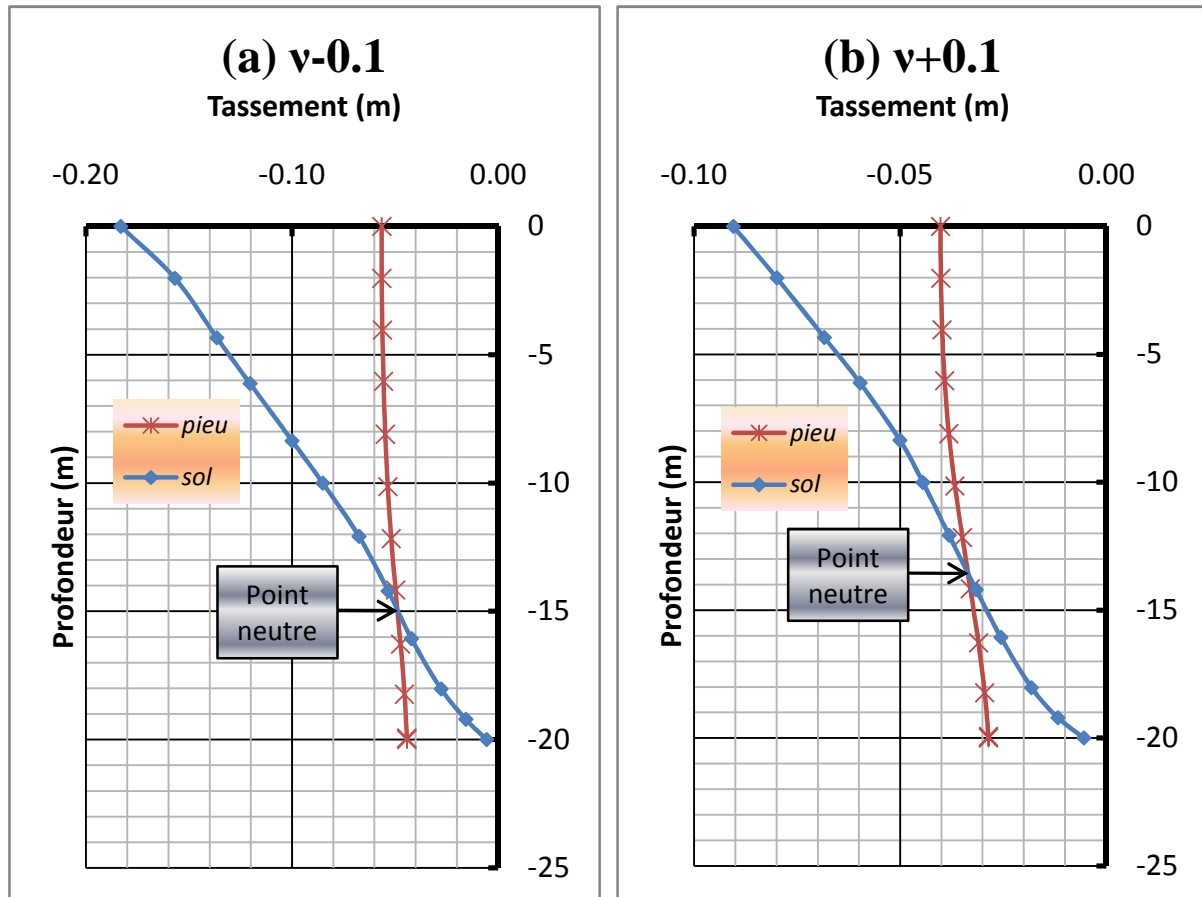


Fig.5.18. Influence du coefficient de Poisson sur le tassement pour les deux cas (a) $\nu = -0.1$; (b) $\nu = +0.15 (\nu = 0,3)$.

Tab.5.17. Influence du coefficient de Poisson sur les contraintes verticale le long du pieu.

Z(Profondeur) [m]	$\nu = 0,3$	$\nu -0.1$	$\nu +0.1$	Différence (%) Entre (ν) et ($\nu -0.1$)	Différence (%) Entre (ν) et ($\nu +0.1$)
	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]		
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
2.0272	207.6307	215.8017	237.1909	+3.94	+14.24
4.0381	479.6168	484.4305	552.2804	+1.00	+15.15
6.0337	809.0916	789.9227	928.2368	-2.37	+14.73
8.1028	1217.3229	1168.0052	1385.7117	-4.05	+13.83
10.1477	1687.5469	1604.1451	1872.6645	-4.94	+10.97
12.1700	2223.2115	2101.9024	2158.7201	-5.46	-2.90
14.1711	2538.0575	2573.5706	2235.4950	+1.40	-11.92
16.2828	2430.0826	2518.7295	2092.7187	+3.65	-13.88
18.2371	1912.9082	1984.5431	1713.4970	+3.74	-10.42
19.9457	1373.4618	1471.2062	1152.4370	+7.12	-16.09

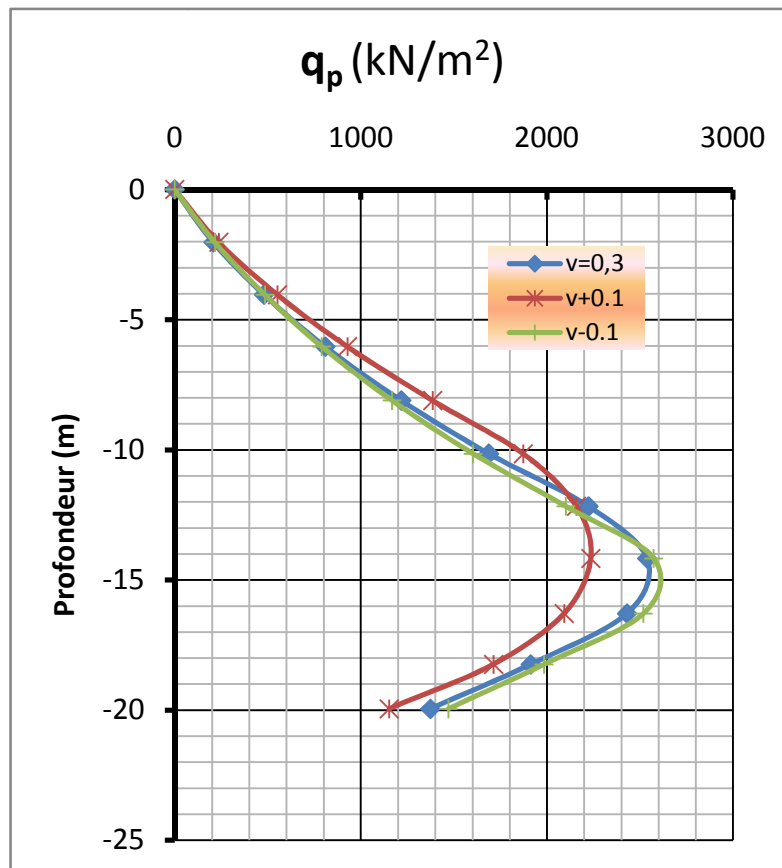


Fig.5.19. Influence du coefficient de Poisson sur les contraintes verticale le long du pieu.

Tab.5.18. Influence du coefficient de Poisson sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

(Profondeur) [m]	$\nu = 0,3$	$\nu - 0.1$	$\nu + 0.1$	Différence (%) Entre (ν) et ($\nu - 0.1$)	Différence (%) Entre (ν) et ($\nu + 0.1$)
	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]		
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
2.0272	9.8360	10.0918	12.1855	+2.60	+23.89
4.0381	12.6323	11.9139	15.1271	-5.69	+19.75
6.0337	15.8373	14.2034	18.3360	-10.32	+15.78
8.1028	19.3473	17.7572	21.8536	-8.22	+12.95
10.1477	23.4432	21.5832	17.9787	-7.93	-23.31
12.1700	25.8852	25.0391	6.4225	-3.27	-75.19
14.1711	2.7679	9.6282	-4.0612	+247.85	-246.73
16.2828	-20.4707	-22.2787	-16.6451	+8.83	-18.69
18.2371	-35.6740	-34.0086	-31.3445	-4.67	-12.14
19.9457	-35.2995	-32.9635	-36.9000	-6.62	+4.53

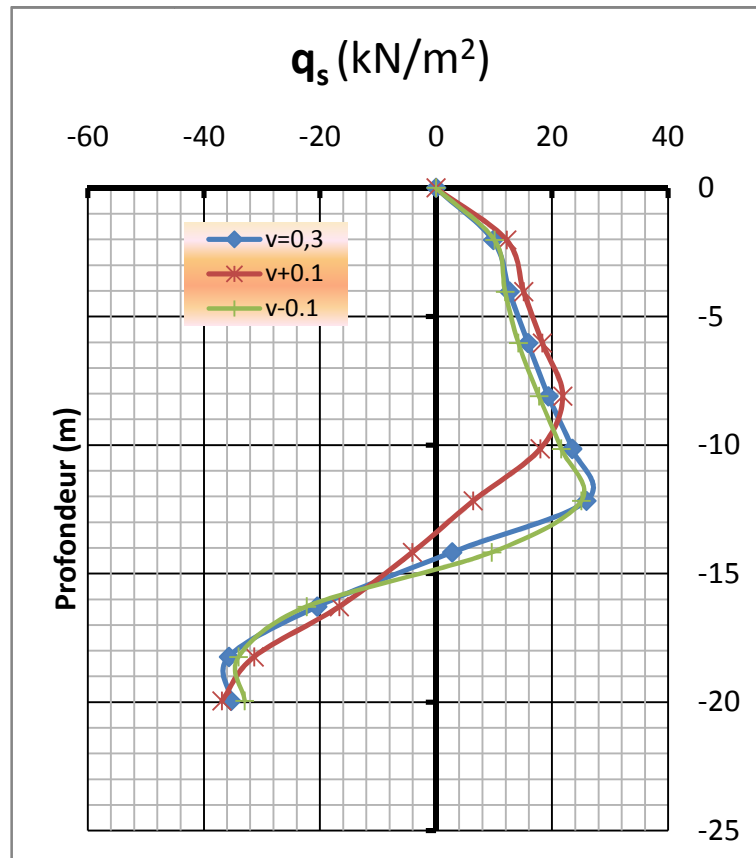


Fig.5.20. Influence du coefficient de Poisson sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

5.3.1.4.1 Discussions

Dans le cas d'une augmentation du coefficient de Poisson les constatations suivantes :

- ☒ Une réduction des tassements du pieu de -21.66 à -27.15 %
- ☒ Un accroissement des contraintes verticales le long du pieu à la partie supérieur (de l'ordre de +10.97 à +14.24%) et une réduction à la partie inférieure (de l'ordre de -2.90 à -16.09%)
- ☒ Un accroissement des contraintes de cisaillement le long du pieu à la partie supérieur (de l'ordre de +12.95 à +23.89%) et une réduction à la partie inférieure (de l'ordre de -12.14 à -23.31%)

Une diminution du coefficient de Poisson conduit à :

- ☒ Un accroissement des tassements du pieu (de l'ordre de +9.96 à +13.04%).
- ☒ Une réduction des contraintes verticales le long du pieu à la partie supérieur (de l'ordre de -2.37 à -5.46%) et un accroissement à la partie inférieure (de l'ordre de +1.40 à +7.12 %).
- ☒ Une réduction des contraintes de cisaillement le long du pieu à la partie supérieur (de l'ordre de -3.27 à -10.32%) et un accroissement à la partie inférieure (de l'ordre de +8.83%).

L'influence de ce paramètre est d'autant plus importante que ses valeurs sont plus faibles.

5.3.2. Conclusion pour les paramètres du sol

Quand une augmentation de c' , φ' ou des modules conduit à :

- ✚ Un accroissement des tassements du pieu tel que la position de point neutre déplacée vers le haut a une petite distance (0.4 m).
- ✚ Une augmentation de la valeur maximale de contraintes verticales le long du pieu et même pour les contraintes de cisaillement. Subséquemment la force de frottement négatif

Par contre pour la diminution de c' , φ' ou des modules acquitte à une réduction des tassements du pieu et des contraintes verticales et de cisaillement le long du pieu.

Une augmentation de la cohésion à une influence presque le même qu'une diminution de ceux-ci.

Une augmentation des angles de frottement a une influence beaucoup plus importante qu'une diminution de ceux-ci.

L'influence du module d'élasticité est d'autant plus importante que ses valeurs sont plus faibles.

Tandis que l'augmentation de coefficient de poisson conduit à :

- ✚ Une réduction des tassements du pieu tel que la position de point neutre déplacée vers le haut a une distance de 1 m.
- ✚ Une diminution de la valeur de contraintes verticales le long du pieu, Subséquemment la force de frottement négatif
- ✚ Changement de la distribution des contraintes de cisaillement le long du pieu.

Mais la diminution de coefficient de poisson conduit à :

- ✚ Un accroissement des tassements du pieu et des contraintes verticales le long du pieu et des contraintes de cisaillement le long du pieu.

L'influence du coefficient de Poisson est d'autant plus importante que ses valeurs sont plus grandes.

5.3.3 Effet du rabattement

- Dans le cas de l'étude, la nappe phréatique initiale à la même niveau que le terre plein $NP = 0$ m. Le rabattement est simulée par la définition d'une nappe rabattue pour le sol et le calcul se fait avec calcul de pression hydrostatique.

Pour l'étude paramétrique, on effectue le rabattement aux quatre niveaux suivant :

- $NP = -2$ m
- $NP = -5$ m
- $NP = -10$ m
- $NP = -20$ m (au-dessous du pieu).

La comparaison des résultats est présentée dans les tableaux et les courbes sur les figures suivantes :

Tab.5.19. Influence du rabattement sur tassements.

Z(Profondeur) [m]	$N.P = 0\text{ m}$ (modèle)	$N.P = -2\text{ m}$	$N.P = -5\text{ m}$	$N.P = -10\text{ m}$	$N.P = -20\text{ m}$
	S [m]	S [m]	S [m]	S [m]	S [m]
0.0000	-0.0514	-0.0649	-0.0829	-0.1080	-0.1388
2.0272	-0.0513	-0.0648	-0.0828	-0.1079	-0.1387
4.0381	-0.0510	-0.0645	-0.0825	-0.1076	-0.1384
6.0337	-0.0505	-0.0639	-0.0819	-0.1069	-0.1378
8.1028	-0.0496	-0.0629	-0.0808	-0.1058	-0.1367
10.1477	-0.0483	-0.0615	-0.0792	-0.1042	-0.1350
12.1700	-0.0466	-0.0596	-0.0772	-0.1020	-0.1328
14.1711	-0.0445	-0.0572	-0.0745	-0.0991	-0.1299
16.2828	-0.0421	-0.0545	-0.0714	-0.0956	-0.1260
18.2371	-0.0403	-0.0524	-0.0691	-0.0927	-0.1225
19.9457	-0.0393	-0.0512	-0.0675	-0.0908	-0.1202
20.0000	-0.0392	-0.0512	-0.0675	-0.0907	-0.1201

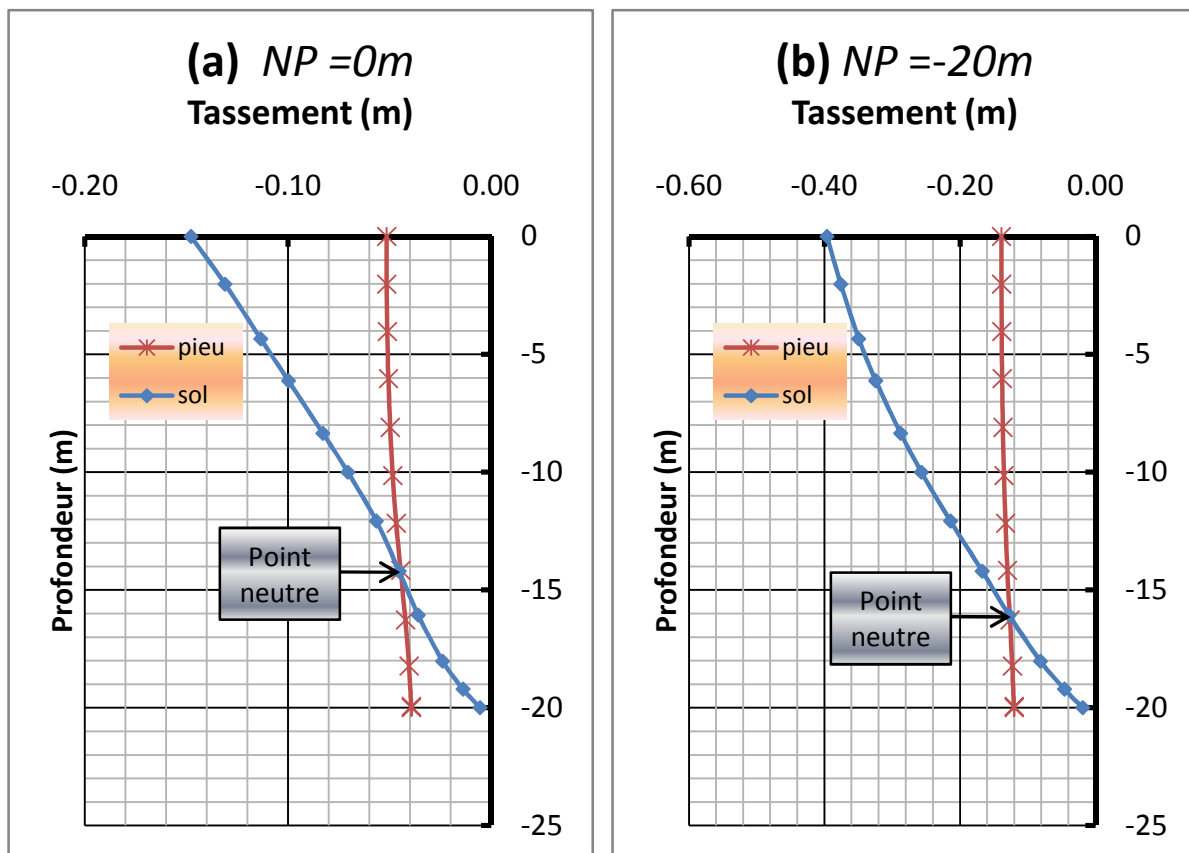


Fig.5.21. Influence du rabattement sur tassements pour le deux rabattements (a) $N.P=0m$;(b) $N.P= -20m$.

Tab.5.20. Influence du rabattement sur les contraintes verticale le long du pieu.

Z(Profondeur) [m]	$N.P = 0 \text{ m}$ (modèle)	$N.P = -2 \text{ m}$	$N.P = -5 \text{ m}$	$N.P = -10 \text{ m}$	$N.P = -20 \text{ m}$
	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]
0.0000	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2.0272	207.6307	217.6705	214.9694	213.4054	214.0724
4.0381	479.61678	521.1018	527.7715	522.3373	523.2829
6.0337	809.09156	880.1972	925.2090	917.7914	918.8473
8.1028	1217.3229	1317.2600	1406.9372	1423.6807	1424.7935
10.1477	1687.5469	1815.1331	1943.8321	2013.7753	2014.6656
12.1700	2223.2115	2376.3503	2542.9947	2678.3314	2691.4553
14.1711	2538.0575	2839.6024	3158.9733	3404.5840	3450.6366
16.2828	2430.0826	2727.0752	3090.1662	3595.0043	4113.9767
18.2371	1912.9082	2134.3620	2436.5655	2874.5636	3401.2406
19.9457	1373.4618	1572.5470	1834.6038	2201.7643	2620.8898

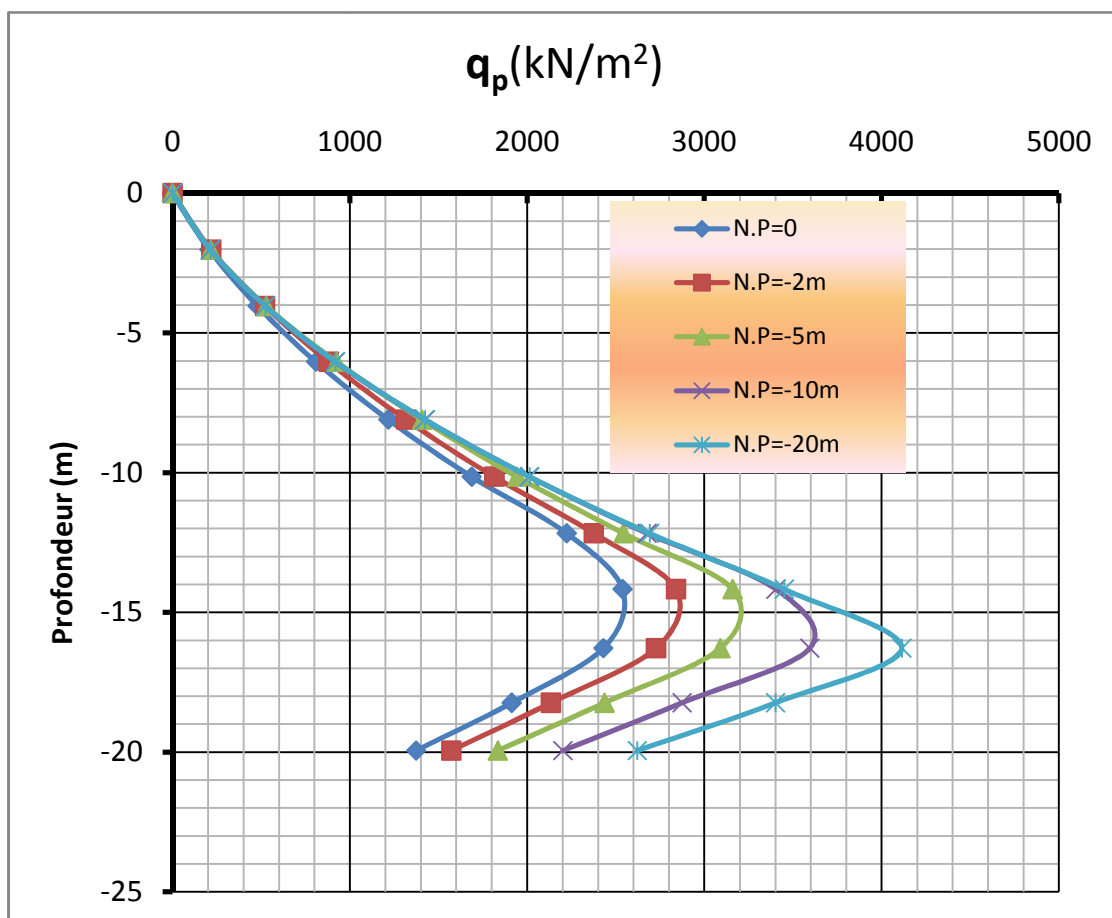
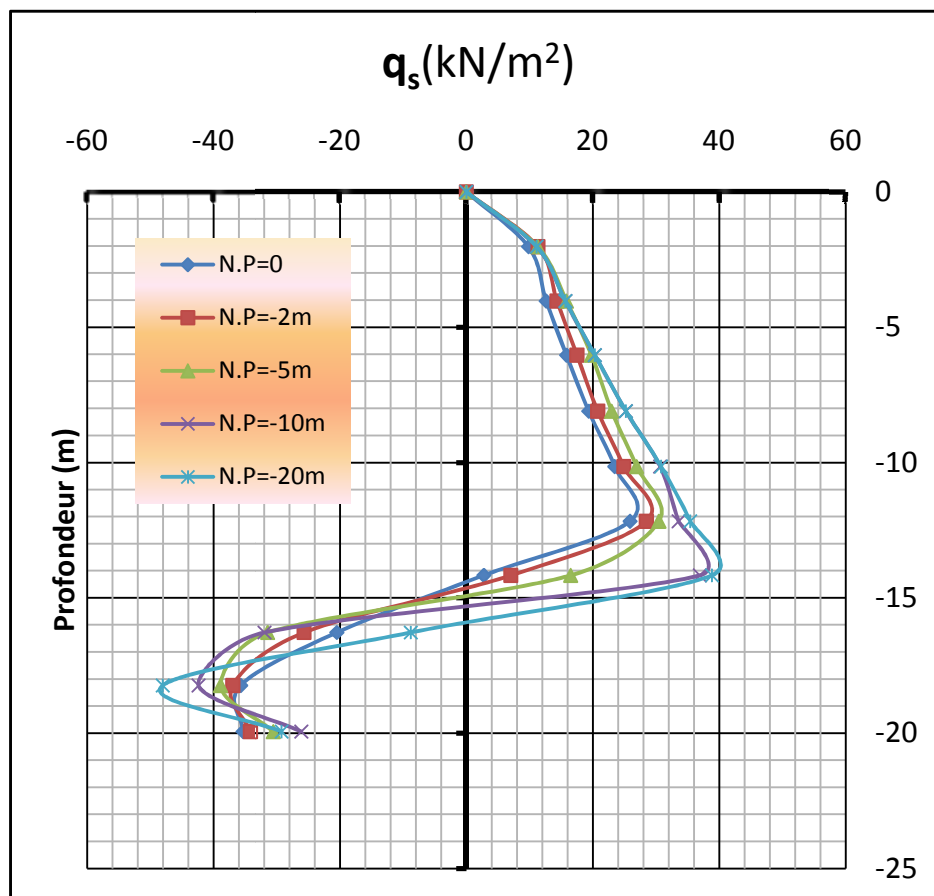


Fig.5.22. Influence du rabattement sur les contraintes verticale le long du pieu.

Tab.5.21. Influence du rabattement sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Z(Profondeur) [m]	$N.P = 0 \text{ m}$ (modèle)	$N.P = -2 \text{ m}$	$N.P = -5 \text{ m}$	$N.P = -10 \text{ m}$	$N.P = -20 \text{ m}$
	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2.0272	9.8360	11.3466	11.2867	11.1320	11.1323
4.0381	12.6322	14.3508	15.8375	15.6670	15.6767
6.0337	15.8373	17.5147	19.7797	20.3414	20.3390
8.1028	19.3473	20.7855	22.9820	25.2536	25.2478
10.1477	23.4432	24.9106	26.9378	30.6788	30.8033
12.1700	25.8852	28.4946	30.4632	33.5966	35.4079
14.1711	2.7679	7.0407	16.5144	36.9558	38.8600
16.2828	-20.4707	-25.6675	-31.4331	-31.9693	-8.7869
18.2371	-35.6740	-36.9422	-38.8803	-42.3988	-48.0291
19.9457	-35.2994	-34.1404	-30.5556	-26.1202	-29.2196

**Fig.5.23.** Influence du rabattement sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

5.3.3.1 Conclusion pour effet du rabattement

Pour l'effet du rabattement si on passe de rabattement (modèle.) au rabattement ($NP = -2$ m, $NP = -5$ m, $NP = -10$ m, $NP = -20$ m), on constate :

Une augmentation très importante des tassements, des contraintes verticales et des contraintes de cisaillement le long du pieu par ce qu'il y a un grand déplacement relatif entre le pieu et le sol (le sol se déplace plus vite que le pieu).

La position de point neutre bouge vers le bas a une distance de 1.7m entre $NP = -0$ m et $NP = -20$ m tel que la distribution du force de frottement négatif prolongée à une longueur très importante du pieu

L'influence de ce paramètre est d'autant plus importante que le rabattement est plus grand.

5.3.4 Effet du modèle de comportement

Dans le modèle de plaxis on a utilisé le modèle Mohr-Coulomb. Pour l'étude paramétrique, on utilise le Modèle de sol avec écrouissage «*Hardening Soil Model*»(HSM).

5.3.4.1 Calcul des paramètres de HSM

Le modèle *HSM* a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points (voir paragraphe 3.4.6).

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

On conserve le même découpage de couches et on calcul au milieu de chaque couche, trois modules de déformations équivalents au module E_{50} par les formules :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\sigma'_3 / P_{ref} \right)^m ; E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\sigma'_3 / P_{ref} \right)^m ; E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\sigma'_3 / P_{ref} \right)^m$$

$$E_{ur}^{ref} \approx 4 E_{50}^{ref} ; E_{oed}^{ref} \approx E_{50}^{ref}$$

Les caractéristiques des deux couches en fonction de la profondeur sont données sur le tableau 5.21.

Tab.5.22. Paramètres de HSM.

Profondeur	E_{50}^{ref}	E_{ur}^{ref}	E_{oed}^{ref}	γ_{unsat}	γ_{sat}	K_0	ϕ'	ψ	c	ν	P_{ref}	m
m	KPa	KPa	KPa	kN/m ³	kN/m ³	-	°	°	KPa	-	KPa	-
0~20	11700	46800	11700	18	20	0,562	20	0	3	0,3	100	0,55
20~25	30000	90000	30000	20	22	0.280	45	15	0.1	0,3	100	0,55

La comparaison des résultats est présentée dans les tableaux et les courbes sur les figures suivantes :

Tab.5.23. Influence du modèle de comportement sur le tassement pour le deux cas (a) modèle de Mohr Coulomb(M.C); (b) Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model HSM).

Z(Profondeur) [m]	M-C	HSM	Différence (%)
	S [m]	S [m]	
0.0000	0.0514	0.0279	-45.75
2.0272	0.0513	0.0278	-45.84
4.0381	0.0510	0.0274	-46.23
6.0337	0.0505	0.0268	-46.99
8.1028	0.0496	0.0257	-48.25
10.1477	0.0483	0.0241	-50.10
12.1700	0.0466	0.0221	-52.48
14.1711	0.0445	0.0201	-54.90
16.2828	0.0421	0.0181	-57.10
18.2371	0.0403	0.0168	-58.34
19.9457	0.0393	0.0162	-58.63
20.0000	0.0392	0.0162	-58.63

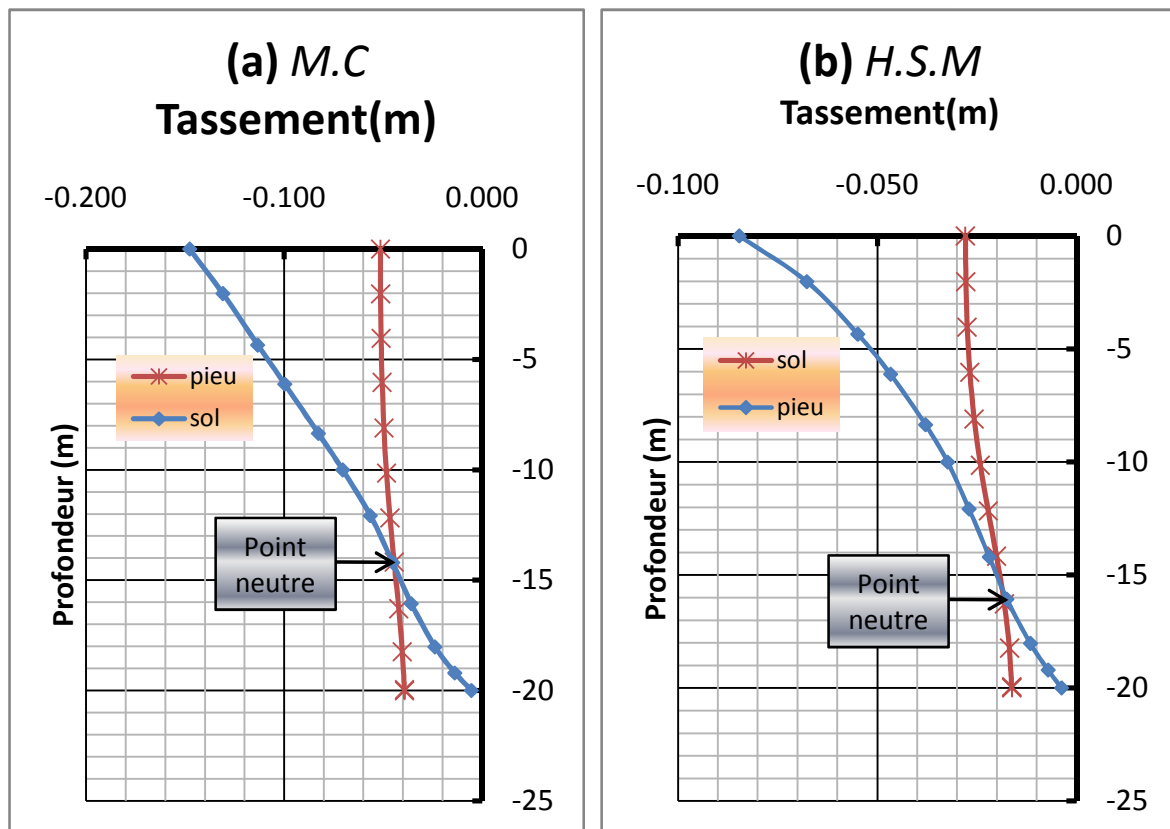


Fig.5.24. Influence du modèle de comportement sur le tassement pour le deux cas (a) modèle de Mohr Coulomb(M.C); (b) Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model HSM).

Tab.5.24. Influence du modèle de comportement sur les contraintes verticale le long du pieu pour le deux cas (a) modèle de Mohr Coulomb(M.C); (b) Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model HSM).

Z(Profondeur) [m]	M.C	HSM	Différence (%)
	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]	
0	0	0.0000	
2.0272	207.6307	256.1300	+23.36
4.0381	479.617	592.8388	+23.61
6.0336	809.092	987.9673	+22.11
8.1028	1217.323	1462.6007	+20.15
10.1477	1687.547	1993.0285	+18.10
12.1700	2223.211	2337.2646	+05.13
14.1711	2538.057	2346.3695	-07.55
16.2828	2430.083	1973.7362	-18.78
18.2371	1912.908	1341.8930	-29.85
19.9457	1373.462	770.1414	-43.93

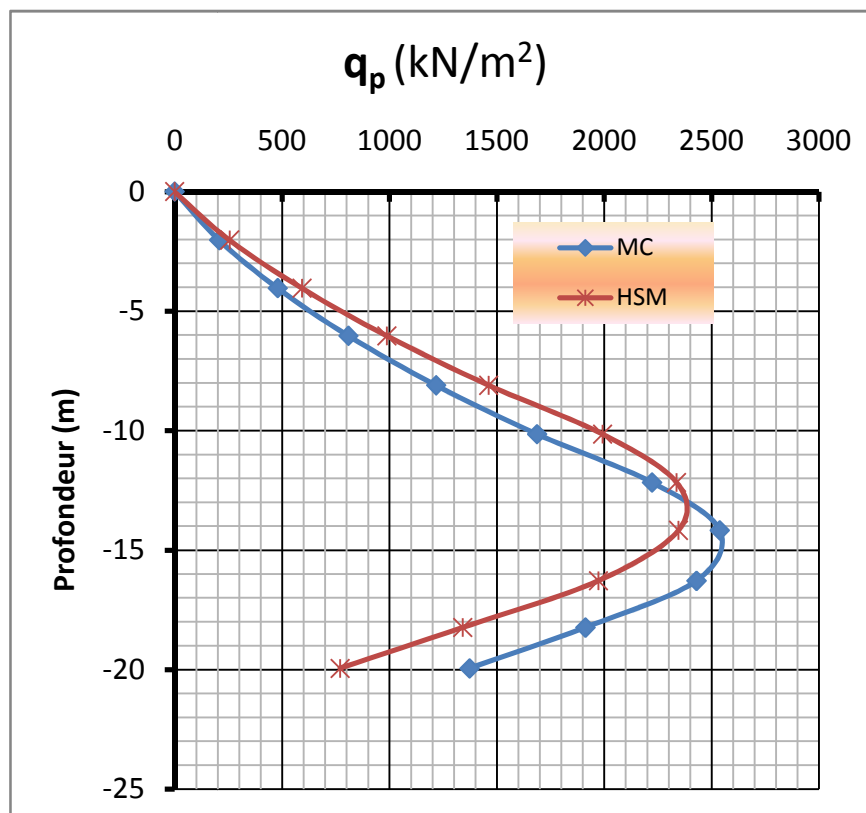


Fig.5.25. Influence du modèle de comportement sur les contraintes verticale le long du pieu pour le deux cas (a) modèle de Mohr Coulomb(M.C); (b) Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model HSM).

Tab.5.25. Influence du modèle de comportement sur les contraintes du cisaillement le long du pieu pour le deux cas (a) modèle de Mohr Coulomb (M.C); (b) Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model HSM).

Z (Profondeur) [m]	MC	HSM	Différence (%)
	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]	
0.0000	0.0000	0.0000	
2.0272	9.8360	13.2421	+34.63
4.0381	12.6322	15.9371	+26.16
6.0336	15.8373	19.2052	+21.27
8.1028	19.3473	22.3097	+15.31
10.1477	23.4432	23.4195	-0.10
12.1700	25.8852	6.3685	-75.40
14.1711	2.7679	-11.0802	-500.31
16.2828	-20.4707	-33.0630	+61.51
18.2371	-35.6740	-38.3053	+7.38
19.9457	-35.2994	-30.1593	-14.56

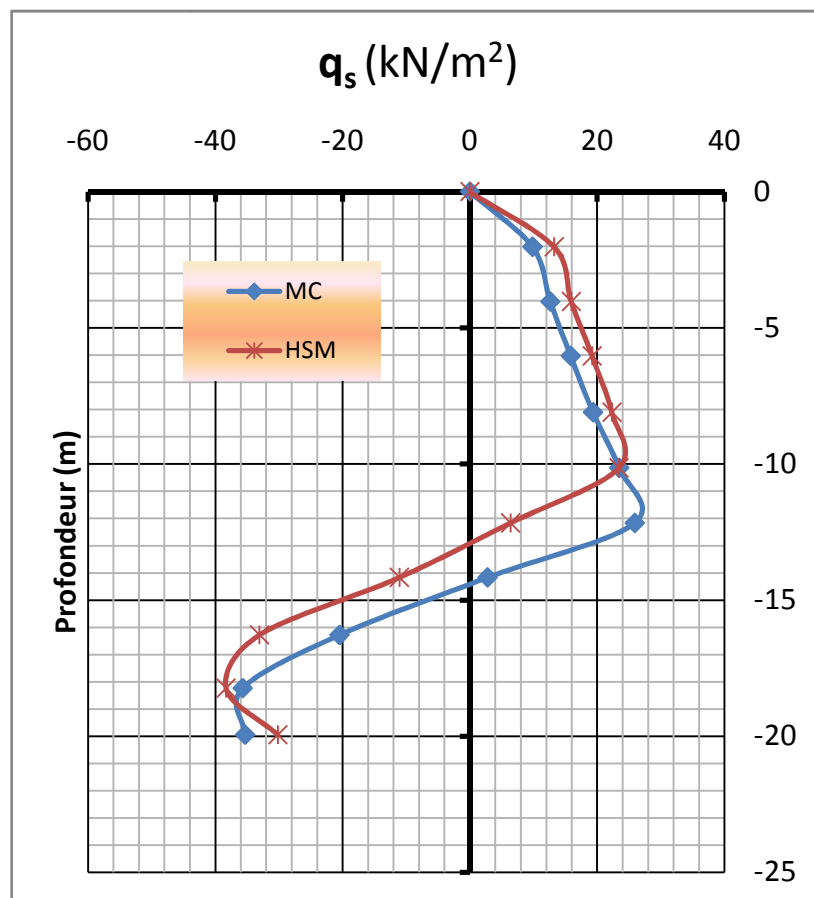


Fig.5.26. Influence du modèle de comportement sur les contraintes du cisaillement le long du pieu pour le deux cas (a) modèle de Mohr Coulomb (M.C); (b) Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model HSM).

5.3.4.2 Discussions

Lorsqu' on passe de modèle Mohr-Coulomb (*M.C*) à celui *Hardening Soil Model (H.S.M)*, on remarque :

- ✚ une réduction très important des tassements du pieu de -45.75 % à -58.63%.

Une augmentation des contraintes verticale perceptible jusqu'au seuil de +05.13 % à +23.36 % et puis une diminution de -07.55 % à -43.93 %.

- ✚ Une augmentation variable des contraintes de cisaillement le long du pieu.
- ✚ A la profondeur 14.1711m (à coté de point neutre) il y a une variation très important de contrainte de cisaillement le long du pieu à cause de changement de signe de contrainte de (+) à(-) et le point plus approché à point neutre.

5.3.4.3 Conclusion pour effet du modèle de comportement

Lorsqu' on passe de Mohr-Coulomb (*M.C*) à celui *Hardening Soil Model (H.S.M)*, on constate :

- ✚ une réduction très important des tassements du pieu tel que la position de point neutre déplacée vers le bas à une distance de 2m
- ✚ Une augmentation de la valeur maximale de contrainte verticale le long du pieu, subséquemment la force de frottement négatif perceptible.
- ✚ Un changement de la distribution des contraintes de cisaillement le long du pieu.

En conclusion l'effet de changement du modèle de comportement sur les résultats est très important.

5.3.5 Effet des interfaces

La résistance de l'interface peut être définie grâce aux options suivantes :

➤ **Rigide :**

Cette option est utilisée pour que l'interface n'influe pas sur la résistance du sol avoisinant. Par exemple, les interfaces s'étendant autour des angles d'un élément de structure ne sont pas significatives des interactions sol-structure et ne doivent donc pas subir de réduction de leurs caractéristiques. Ces interfaces doivent être déclarées Rigide (ce qui correspond à $R_{inter} = 1,0$). Ainsi, les propriétés de l'interface, y compris l'angle de dilatance ψ_i , sont identiques aux propriétés du sol excepté le coefficient de Poisson ν_i .

➤ **Manuel :**

Si la résistance d'interface est régie par l'option "Manuel", la valeur de R_{inter} peut être saisie manuellement. En général, pour des interactions réelles entre le sol et un élément de structure, l'interface est plus faible et plus déformable que la couche de sol associée, ce qui signifie que la valeur de R_{inter} est inférieure à 1. Des valeurs représentatives de R_{inter} dans le cas d'interactions entre différents types de sols et de structures peuvent être trouvées dans la littérature. En l'absence d'informations plus détaillées, il est classique de prendre un R_{inter} d'environ 2/3 pour un contact sable-acier et d'environ 1/2 pour des contacts argile-acier ; les interactions avec du béton donnent des valeurs légèrement supérieures. Des valeurs de R_{inter} supérieures à 1 ne devraient normalement pas être utilisées (Brinkgereve et Vermeer. 2003).

Dans le cas d'étude on a pris un coefficient de rigidité d'interface égale à : 0,83 pour la couche d'argile molle,

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

- ❖ $R_{inter} = 0,5$.
- ❖ $R_{inter} = 0,7$.
- ❖ **Rigide** ($R_{inter} = 1$).

La comparaison des résultats est présentée dans les tableaux et les courbes sur les figures suivantes :

Tab.5.26. Influence des interfaces sur le tassement.

Z(Profondeur) [m]	R (modèle)	$R_{inter} = 0,5$	$R_{inter} = 0,7$	Rigide ($R_{inter} = 1$)
	S [m]	S [m]	S [m]	S [m]
0.0000	0.0514	0.0428	0.0485	0.0551
2.0272	0.0513	0.0427	0.0485	0.0550
4.0381	0.0510	0.0426	0.0483	0.0547
6.0337	0.0505	0.0423	0.0478	0.0540
8.1028	0.0496	0.0417	0.0471	0.0529
10.1477	0.0483	0.0410	0.0460	0.0513
12.1700	0.0466	0.0400	0.0446	0.0491
14.1711	0.0445	0.0387	0.0427	0.0465
16.2828	0.0421	0.0372	0.0407	0.0438
18.2371	0.0403	0.0359	0.0391	0.0417
19.9457	0.0393	0.0350	0.0381	0.0405
20.0000	0.0392	0.0350	0.0380	0.0405

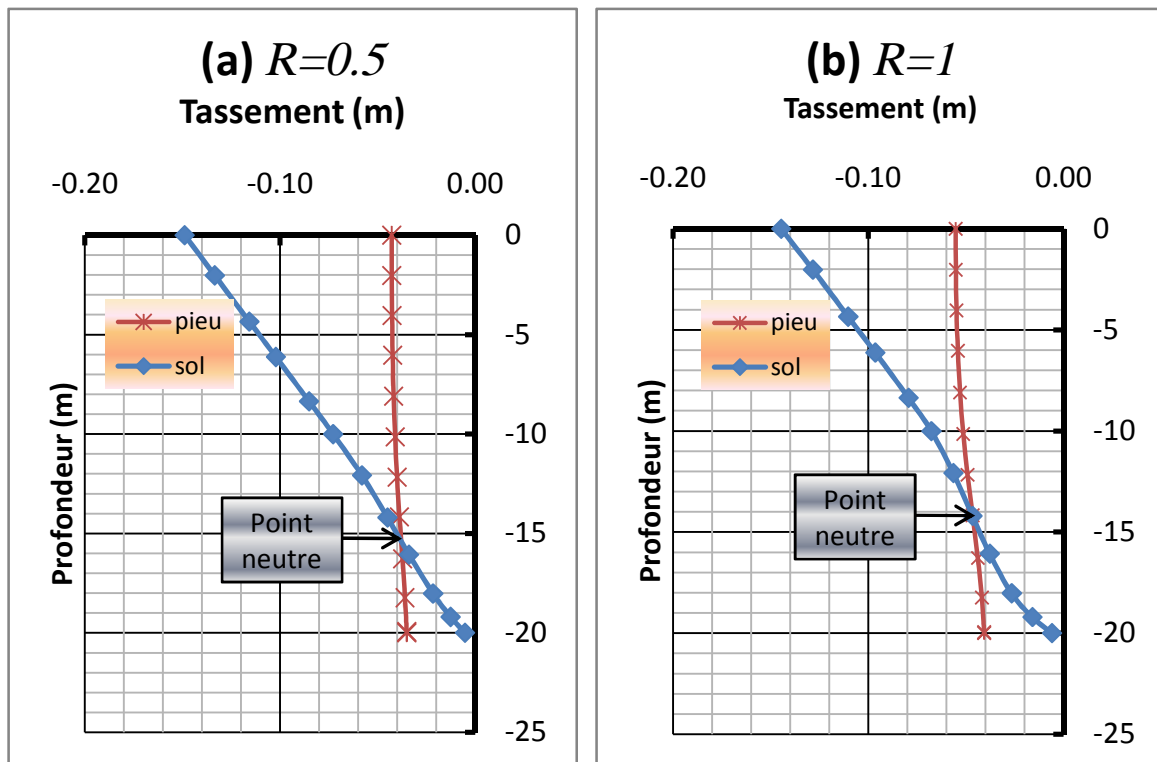


Fig.5.27. Effet des interfaces sur le tassement pour les deux cas (a) facteur de réduction de résistance $R=0.5$ (b) interface rigide $R=1$.

Tab.5.27. Influence des interfaces sur les contraintes verticale le long du pieu.

Z(Profondeur) [m]	R (modèle)	$R_{inter} = 0,5$	$R_{inter} = 0,7$	Rigide ($R_{inter} = 1$)
	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]
0.0000	0	0	0	0
2.0272	207.6307	138.8718	181.63187	253.0996
4.0381	479.6168	311.6550	414.41946	593.2020
6.0337	809.0916	518.5232	695.76965	1001.2249
8.1028	1217.3229	771.9129	1043.3723	1503.6583
10.1477	1687.5469	1060.8322	1442.2842	2081.4806
12.1700	2223.2115	1385.1486	1893.6155	2709.0880
14.1711	2538.0575	1693.4901	2229.7368	2962.1209
16.2828	2430.0826	1765.2073	2193.1141	2758.7888
18.2371	1912.9082	1573.3836	1792.9802	2095.0656
19.9457	1373.4618	1286.8700	1355.0008	1413.6710

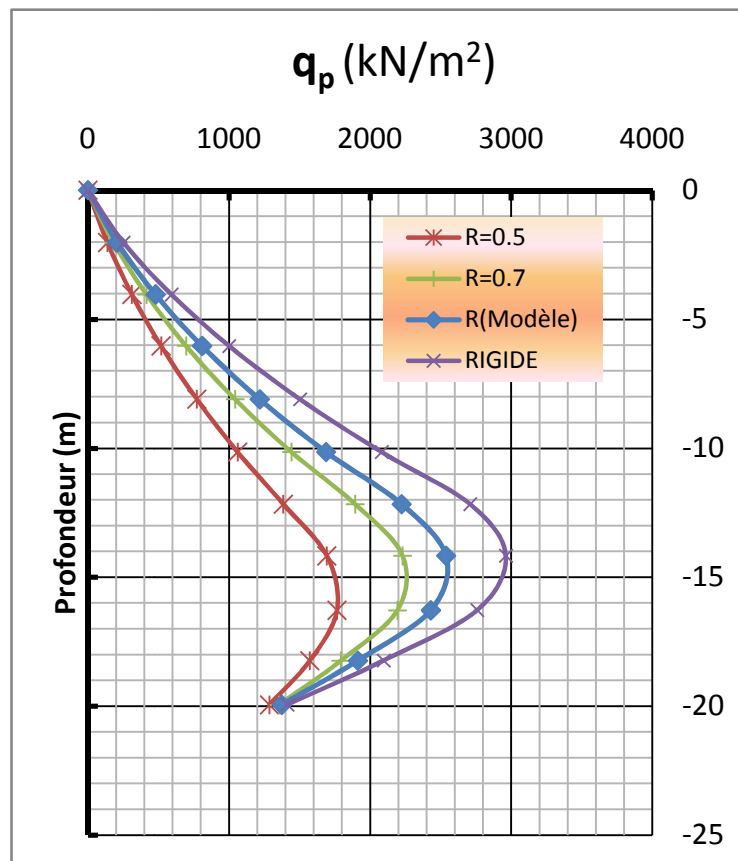
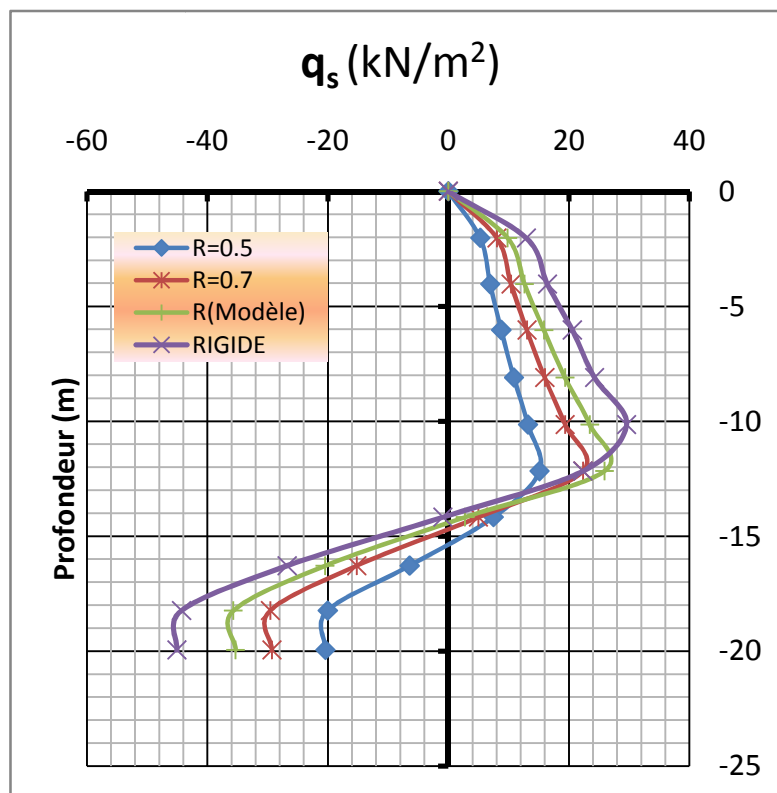


Fig.5.28. Influence des interfaces sur les contraintes verticale le long du pieu.

Tab.5.28. Influence des interfaces sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

Z(Profondeur) [m]	R (modèle)	$R_{inter} = 0,5$	$R_{inter} = 0,7$	Rigide ($R_{inter} = 1$)
	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]	q_s [kN/m ²]
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2.0272	9.8360	5.2871	8.0770	12.9495
4.0381	12.6323	6.9403	10.4350	16.4507
6.0337	15.8373	8.7716	13.0645	20.5896
8.1028	19.3473	10.8753	16.0279	24.2771
10.1477	23.4432	13.2120	19.4165	29.5831
12.1700	25.8852	15.1212	22.3695	22.3403
14.1711	2.7679	7.4920	4.9921	-0.9056
16.2828	-20.4707	-6.4361	-15.2068	-26.7734
18.2371	-35.6740	-20.0392	-29.5447	-44.3071
19.9457	-35.2995	-20.4230	-29.2695	-45.0724

**Fig.5.29.** Influence des interfaces sur les contraintes de cisaillement le long du pieu.

5.3.5.1 Conclusion pour effet des interfaces

Si on applique de plusieurs valeurs de coefficient de rigidité d'interface ($R=0.5$; 0.7 ; 0.83 et 1 "rigide").

Pour un coefficient de rigidité d'interface relativement petite de 0.5 les contraintes verticale le long du pieu ont atteint la valeur du 1765.21 kPa. Il prend sa valeur maximum du 2962.12 kPa quand un coefficient de rigidité d'interface de 1 (interface rigide) est appliqué.

Il est remarquable que La position de point neutre déplacée vers le bas a une distance de 1.55 m pour

l'application de deux surcharges 0.5 et 1. Ceci peut être attribué au fait que le pieu est fondée sur un matériel très raide tandis que le sol environnant est à compressibilité moyenne.

La profondeur du point neutre est graduellement augmentée avec le coefficient de rigidité d'interface.

L'influence de ce paramètre est d'autant plus importante que ses valeurs sont plus faibles.

5.3.6 Effet des étapes de chargement

Souvent pour des raisons pratiques, il n'est pas possible de construire le remblai avant l'installation des pieux. Dans ce cas, la construction du pieu et le remblai suivent cela des pieux. L'ordre de ces étapes de constructions est important pour le développement du frottement négatif sur les pieux.

Une recherche plus détaillée a été considérée indispensable pour la combinaison de la charge axiale du pieu et de la surcharge correspondante au remblai d'approche du pieu.

L'étude paramétrique se fait pour les cas de chargement caractéristique suivant;

- application de plusieurs valeurs de la surcharge ($q=10, 25, 50$ et 100KPa).
- Application des cas de chargement suivant :
 - (a) Application de la charge répartie sur le pieu ($P = 1500\text{ KPa}$) sans toute surcharge.
 - (b) Application de la charge répartie sur le pieu et puis application de la surcharge ($q= 50\text{ KPa}$). ($P+q$).
 - (c) Application de la surcharge et puis application de la charge répartie sur le pieu ($q+P$).
 - (d) Superposition des résultats du cas de charge (a) avec ceux de la surcharge (50 kPa).

On obtient les résultats suivants :

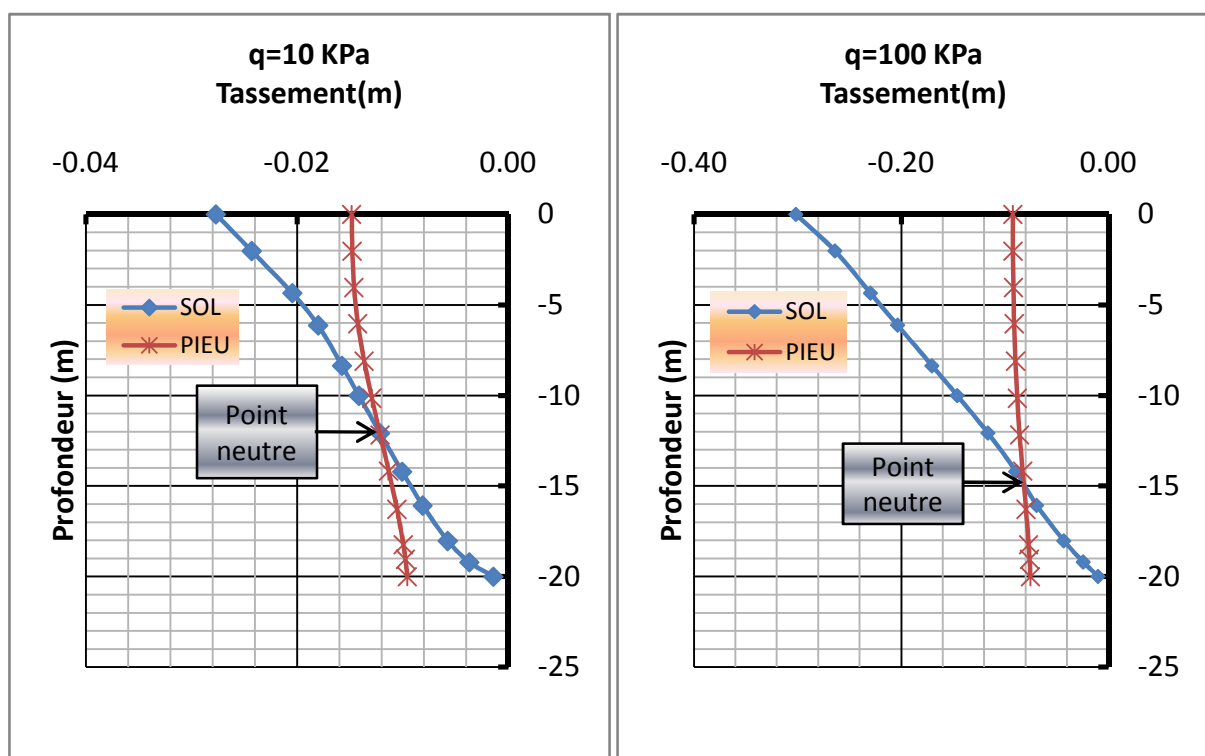


Fig.5.30. tassement du pieu et sol pour deux cas de surcharge 10 et 100KPa .

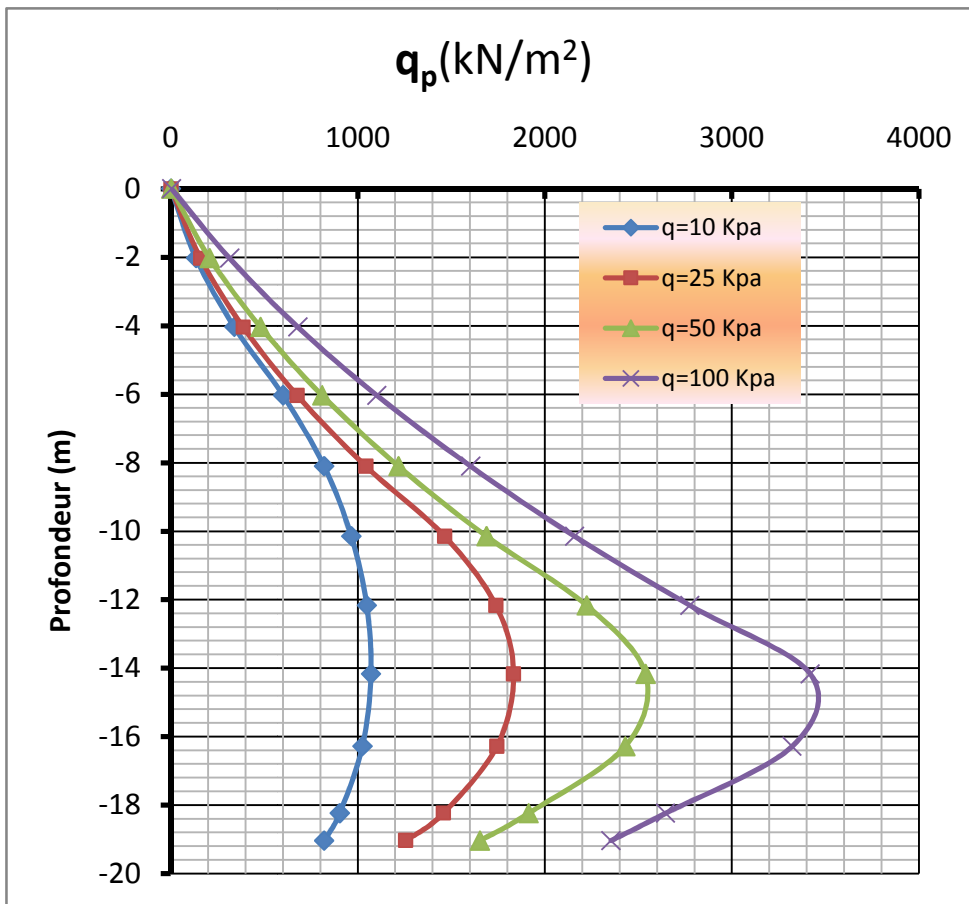


Fig.5.31. contrainte verticale le long du pieu pour des diverses surcharges.

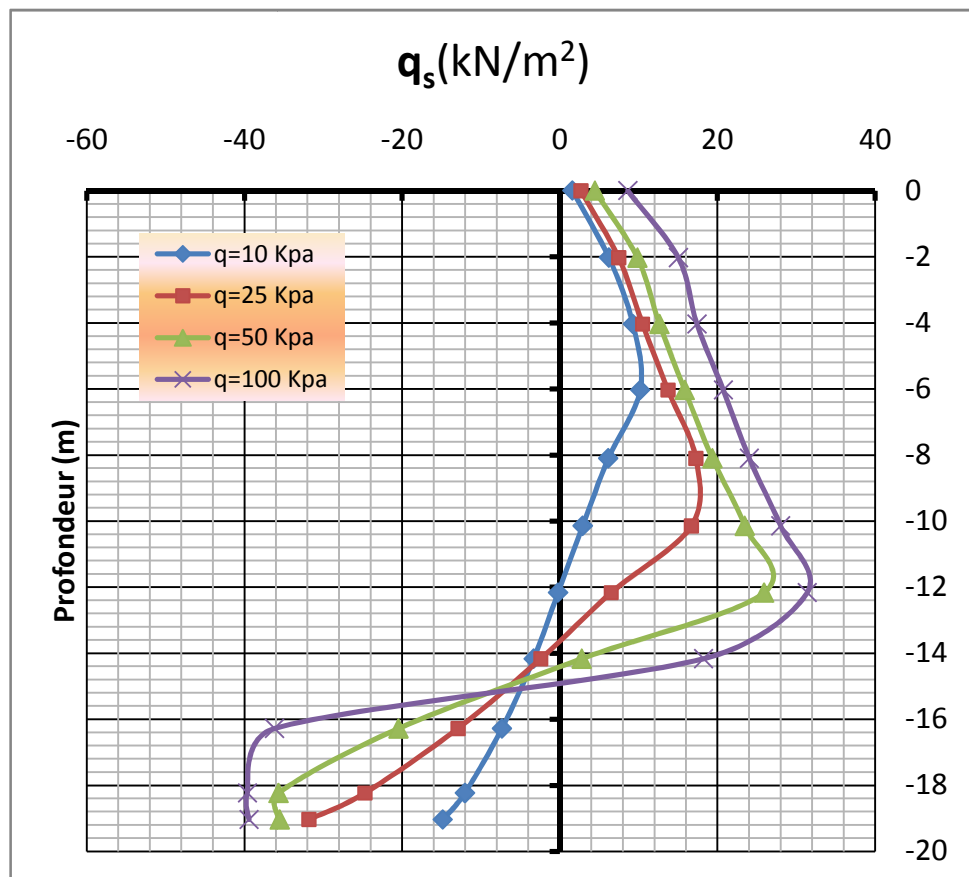


Fig.5.32. contrainte de cisaillement le long du pieu pour des diverses surcharges.

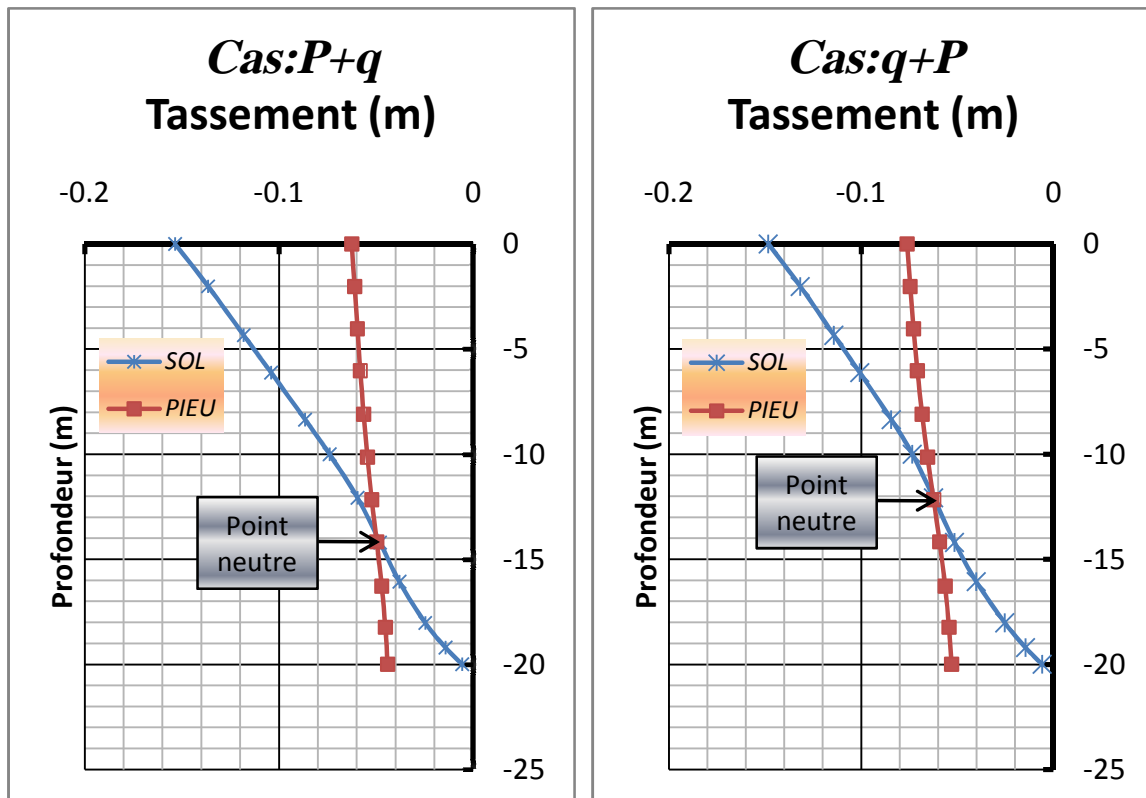


Fig.5.33. tassement du pieu et sol pour deux cas de charge (a) et (b).

- (c) Application de la surcharge et puis application de la charge répartie ($P=1500\text{KPa}$) sur le pieu ($q+P$).
- (d) Application de la charge répartie sur le pieu et puis application de la surcharge ($q=50\text{KPa}$). ($P+q$).

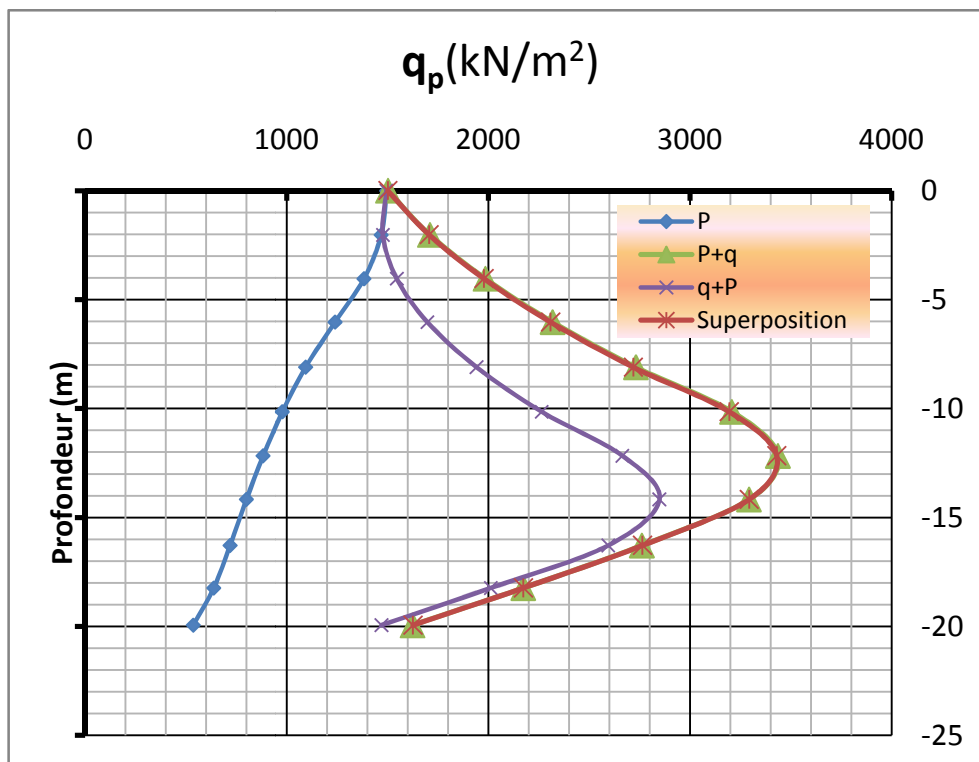


Fig.5.34. Contraintes verticale le long du pieu pour la combinaison de la charge axiale ($P=1500\text{KPa}$) et la surcharge ($q=50\text{KPa}$).

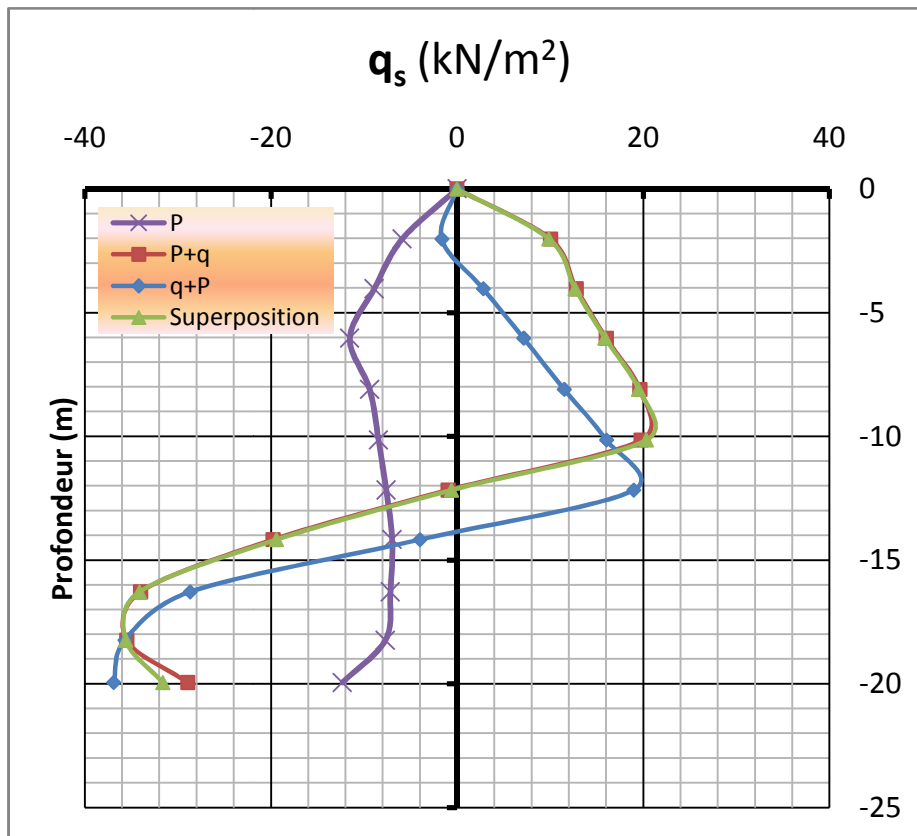


Fig.5.35. Contraintes de cisaillement le long du pieu pour la combinaison de la charge axial ($P=1500\text{kPa}$) et la surcharge ($q=50\text{kPa}$).

5.3.6.1 Conclusion pour les étapes de chargement

- Si on applique de plusieurs valeurs de la surcharge ($q=10, 25, 50$ et 100kPa).

Pour une surcharge relativement petite de 10 kPa la contrainte verticale le long du pieu a atteint la valeur du 1070 kPa . Il prend sa valeur maximum du 3420 kPa quand une surcharge de 100 kPa est appliquée.

La Figure.5.30. Montre que La position de point neutre déplacée vers le bas a une distance de 3 m pour l'application de deux surcharges 10 et 100kPa . Ceci peut être attribué au fait que le pieu est fondée sur un matériel très raide tandis que le sol environnant est à compressibilité moyenne.

La profondeur du point neutre est graduellement augmentée avec la charge extérieure.

- Si on applique des cas de chargement divers

Le tassement du pieu dû à l'application de la charge sur pieu sans n'importe quelle surcharge est de $12,76\text{ mm}$, alors qu'au cas (c) serait de $62,53\text{ mm}$ et au cas (b) serait de $76,08\text{ mm}$, c.à.d. une augmentation de 21.66% .

La figure.5.34. Illustre la distribution de contrainte le long de pieu pour les cas des chargements caractéristiques suivants :

- Application de la charge répartie sur le pieu ($P = 1500\text{ KPa}$) sans toute surcharge.
- Application de la charge répartie sur le pieu et puis application de la surcharge ($q= 50\text{ KPa}$). ($P+q$).
- Application de la surcharge et puis application de la charge répartie sur le pieu ($q+P$).
- Superposition des résultats du cas de charge (a) avec ceux de la surcharge (50 kPa).

Le cas (c) correspondant à la construction du remblai précéderait cela du pieu, alors que le cas (b)

correspond au cas renversé. Dans les cas (b) et (c) la simulation est effectuée à deux étapes séquentielles dans le même processus numérique. Au contraire, la superposition des deux solutions mentionnées ci-dessus. Comme prévu, la combinaison de la charge du pieu avec la surcharge extérieure mène à une augmentation de la force axiale du pieu.

Plus spécifiquement le cas de charge (b) fournit une force axiale considérablement plus grande que le cas (c);

On l'accepte largement que l'effet du frottement négatif sur les pieux diminue quand la construction de remblai précède la construction du pieu (ou l'ouvrage par exemple pont), c.-à-d. la charge de pieu est appliquée quand le sous-sol a déjà subi le tassement dû à la construction du remblai d'approche l'ouvrage.

L'influence de tassement sur la conception de la superstructure qu'il peut voir que la valeur appropriée doit être adoptée selon l'ordre de construction.

5.4 Conclusion générale

En cette étude, les effets du frottement négatif dans les pieux ont été examinés. Le cas d'un pieu isolé dans un profil simplifié de sol a été au commencement examiné et comparé à la recherche précédente. On a observé la bonne concordance entre les résultats de l'étude courante et ceux d'une analyse semblable. Il est montré l'effet de variation des différents paramètres sur les résultats au niveau du pieu, du sol et de leur interface. On l'a également constaté que

La profondeur du point neutre est graduellement augmentée avec

- L'augmentation de c' , φ' ou des modules.
- Rabattement de la nappe phréatique.
- Le coefficient de rigidité d'interface.
- La surcharge de remblai.

Une augmentation de la cohésion a une influence presque la même qu'une diminution de ceux-ci.

Une augmentation des angles de frottement a une influence beaucoup plus importante qu'une diminution de ceux-ci.

L'influence du module d'élasticité est d'autant plus importante que ses valeurs sont plus faibles.

L'effet de rabattement de la nappe phréatique est d'autant plus important que le rabattement est plus grand.

En conclusion l'effet de changement du modèle de comportement sur les résultats est très important.

Le coefficient de rigidité d'interface est d'autant plus important que ses valeurs sont plus faibles.

On l'accepte largement que l'effet du frottement négatif sur les pieux diminue quand la construction de remblai précède la construction du pieu (ou l'ouvrage par exemple pont), c.-à-d. la charge de pieu est appliquée quand le sous-sol a déjà subi le tassement dû à la construction du remblai d'approche l'ouvrage.

L'influence de tassement sur la conception de la superstructure qu'il peut voir que la valeur appropriée doit être adoptée selon l'ordre de construction.

5.5. Réduction de frottement négatif

Pour une conception plus économique, Les techniques effectif qui permettre de réduire le frottement négatif sur les pieux sont trois, ces méthodes qui ont été examinées dans le domaine géotechnique sont :

- le bitume a enduit les pieux en acier entourées par une boue de bentonite
- pieu en béton entourée par la bentonite
- électro-osmose

La réduction la plus efficace de frottement négatif rapportée a été avec le bitume sur les pieux en acier employant cette technique Bjerrum et autres ont réussi à réduire le frottement négatif par 90%, que les pieux en acier ont été enduites de 80/100 bitume de pénétration environ 1mm épais ,la possibilité d'éraflure outre de l'enduit pendant que le pieu était enfoncé par la suffisance granulaire était éliminé en utilisant une chaussure de conduite qui était 10cm plus larges que le pieu cette chaussure de conduite surdimensionnée a créé un espace ouvert entre le sol et la pieu. Une boue de bentonite a été placée dans l'espace ouvert autour du pieu pour empêcher le sol de s'effondrer contre le pieu.

L'électro-osmose a été également trouvé efficace pour la réduction du frottement négatif entre les pieux en acier et le sol. Le pieu est faite à la cathode et la tige en métal est conduite étroitement près car une anode les tensions exigées sont petite (0,6v à 2,0v) et du même ordre de grandeur que la tension utilisée dans la protection cathodique le traitement avec l'électro-osmose doit être continuée jusqu'à ce que la compression de l'argile soit complète la méthode puisse être économique dans les situations où la protection cathodique est exigée de toute façon pour empêcher la corrosion.

Références Bibliographiques

- Bouafia A.(2000).** Mécanique des sols appliquée, problèmes résolus. office des publications Universitaires.
- Bouafia A. (2006).** Les essais in-situ dans les projets de fondations . Office des publications universitaires.
- Boulon M., Flavigny E., Malecot Y. et (2004).** Pratique éclairée des éléments finis en géotechnique , document 1, Laboratoire 3S et Terrasol, décembre 2004.
- Braja M.Das.(1999).** Principles of foundation engineering (fourth edition).PWS PUBLISHING.
- Brinkgreve R.B.J (2003).** PLAXIS Version 8, manuel de référence, Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas.
- Brinkgereve R.B.J. ET Vermeer P.A. (2003).** PLAXIS Version 8 material model manual, DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- Brinkgereve R.B.J. ET Vermeer P.A. (2003).** PLAXIS Version 8, scientific manual, DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- Brinkgereve R.B.J. ET Vermeer P.A. (2003).** PLAXIS Version 8, validation manual, DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- Corté J.F. (1986).** Interprétation des signaux transitoires recueillis lors du battage des pieux. Justification théorique et intérêt pratique. Bull. Liaison Labo P. et Ch. (F) no 145, p. 13-20, sept.-oct.
- Emilios M. Comodromos, Spyridoula V. Bareka.(2005).** Evaluation of negative skin friction effects in pile foundations using 3D nonlinear analysis. Computers and Geotechnics 32 210–221.
- Fascicule N° 62. (1999).** Règles techniques de conception et de calcul des fondation des ouvrages de génie civil”. Editions Eyrolls.
- Frank R. (1999).** Calcul des fondations superficielles et profondes. Techniques de l’Ingénieur. Presses de l’ENPC.
- Imbert J.F. (1979).** Analyse des structures par éléments finis. Edition SEPADUES,
- Lee C.J, Bolton MD, Al-Tabbaa A.(2002).** Numerical modelling of group effects on the distribution of dragloads in pile foundations. Geotechnique;52(5):325–35.

Nuyens J. (1973). Capacité portante et tassements des fondations à partir d'essais in situ. Presses universitaires de Bruxelles.

Pierre H. (1997). Génie géotechnique Application de la mécanique des sols et des roches ".Edition Marketing / Ellips.

Reconnaissance géologique et géotechnique des tracés de routes et autoroutes. (1982). Notes d'Information Technique LCPC. Ministère de l'Urbanisme et du Logement. Ministère des Transports.

Richard P, Kent A (1974). Final Report negative skin friction. the Civil Engineering Department of University Of Connecticut.

Schlosser F (1988). Elements de mécanique des sols. Presses de l'ENPC.