

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÈRI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DES TRAVAUX PUBLICS



Mémoire de fin de cycle
En vue de l'obtention du diplôme de master en travaux publics
Option : Voies et Ouvrages D'art

Thème :

Contribution à l'étude des fondations superficielles par une approche numérique

Réalisé par :

TELLACHE MOHAMED AMINE

MENAOUM YACINE

Promotrice : *Mme Saifi Insaf*

Devant le jury :

Mme HERMIME Tassadit Présidente

Mr RAHMOUNI Ouassim Examineur

2022/2023

Dédicaces

*« Je dédie ce modeste travail :
à toute la famille : mon père, ma mère, mes frères et soeurs,
à tous les amis et proches ,mon neveu Adam , mon neveu Imad et
à toute personne ayant contribué à cet humble travail de près ou de loin. »*

Mohamed Amine

Dédicace

Je tiens à dédier ce travail à mes très chers parents qui m'ont soutenu et veillé sur ma bonne éducation et ma réussite dans la vie. Je leur présente toute ma reconnaissance, mon respect et mon plus profond amour.

A mes très chers frères et sœurs

Mes neveux Rayen, Yanis, Younes, Rawen, Sirine

A toute la famille,

A tous mes meilleurs amis

Sans oublier tous ceux qui ont aidé de près ou de loin pendant mon parcours universitaire.

Yacine

Remerciement

Avant tout, nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné la santé, le courage, la détermination, la volonté et la patience à mener cet humble travail à terme.

Notre grande gratitude sera pour notre promotrice Madame Saifi Insaf d'avoir prodigué son temps, ses conseils et surtout sa patience tout au long de ce présent travail.

Nous tenons humblement à exprimer nos vifs remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidés.

Nos profonds remerciements sont aussi adressés très sincèrement au président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail, qu'ils trouvent l'expression de nos sentiments les plus cordiaux.

Tout simplement, merci.

Résumé

Ce mémoire présente une contribution à l'étude des fondations superficielles par une approche numérique. La capacité portante des fondations superficielles est un sujet important dans le domaine de géotechnique. Depuis près d'un siècle plusieurs méthodes ont été développées par les chercheurs et ce afin d'établir, valider et améliorer le calcul de la capacité portante des fondations superficielles, en particulier, les semelles circulaires sont les plus utilisées pour les structures telles que les piles de ponts, les châteaux d'eau, les silos, etc. De nombreuses méthodes déterministes ont été proposées pour l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles, en supposant des propriétés uniformes du sol. Cependant, le sol est un matériau hétérogène avec des caractéristiques mécaniques et physiques variable, ce qui entraîne l'incertitude des résultats. Dans ce contexte, le présent sujet de recherche s'intéresse à l'exploitation du logiciel PLAXIS^{2d} pour contribuer à la réponse aux préoccupations des praticiens. La comparaison des résultats de la présente étude avec les résultats des études disponibles dans la littérature a montré que la divergence dans la littérature est liée aux procédures utilisées pour simuler les conditions d'interface du parement de la fondation et pour estimer la capacité portante. On a considéré une fondation circulaire non encastrée, reposant sur un sol bicouche argileux. Plusieurs modélisations numériques ont été réalisées pour étudier l'effet du rapport H/D et l'effet du rapport c_1/c_2 sur la capacité portante non drainée. Les résultats obtenus montrent que la présente étude se confronte assez bien avec les résultats donnés par ces auteurs.

Mots clés: Modélisation numérique, fondations circulaires, argile, capacité portante, non drainée, rupture, plasticité, PLAXIS^{2d}.

Abstract

This thesis presents a contribution to the study of shallow foundations using a numerical approach. The bearing capacity of shallow foundations is an important subject in the field of soil mechanics. For nearly a century, several methods have been developed by researchers for the purpose of establishing, validating and improving the calculation of the bearing capacity of shallow foundations, in particular, circular footings are the most used for structures such as bridge piers, water towers, silos, etc. Many deterministic methods have been proposed for estimating the bearing capacity of shallow foundations, assuming uniform soil properties. However, the soil is a heterogeneous material with variable mechanical and physical characteristics, which leads to the uncertainty of the results. In this context, this research subject is interested in the exploitation of the PLAXIS2d software to contribute to the response to the concerns of practitioners. Comparison of the results of the present study with the results of the studies available in the literature showed that the discrepancy in the literature is related to the procedures used to simulate the interface conditions of the foundation face and to estimate the bearing capacity. We considered a non-embedded circular foundation, resting on a two-layered clay soil. Several numerical models have been carried out to study the effect of the H/D ratio and the effect of the c_1/c_2 ratio on the undrained bearing capacity. The results obtained show that the present study compares quite well with the results given by these authors.

Key words: Numerical modeling, circular foundations, clay, bearing capacity, undrained, failure, plasticity, PLAXIS2d.

ملخص

تقدم هذه الأطروحة مساهمة في دراسة الأسس السطحية باستخدام الطريقة الرقمية. تعد قدرة تحمل الأساسات الضحلة موضوعاً مهماً في مجال ميكانيكا التربة. منذ ما يقرب من قرن من الزمان، تم تطوير العديد من الطرق من قبل الباحثين لغرض إنشاء والتحقق من صحة وتحسين حساب قدرة التحمل للأساسات الضحلة، على وجه الخصوص، تعد القواعد الدائرية الأكثر استخداماً للهياكل مثل أعمدة الجسور وأبراج المياه، الصوامع، إلخ. تم اقتراح العديد من الطرق القطعية لتقدير قدرة التحمل للأساسات الضحلة، بافتراض خصائص التربة الموحدة. ومع ذلك، فإن التربة مادة غير متجانسة ذات خصائص ميكانيكية وفيزيائية متغيرة، مما يؤدي إلى عدم اليقين في النتائج. في هذا السياق، يهتم موضوع البحث هذا باستغلال برنامج PLAXIS2d للمساهمة في الاستجابة لمخاوف الممارسين. أظهرت مقارنة نتائج الدراسة الحالية مع نتائج الدراسات المتوفرة في الأدبيات أن التناقض يرتبط بالإجراءات المستخدمة لمحاكاة ظروف الواجهة لوجه الأساس وتقدير قدرة التحمل. اعتبرنا أساساً دائرياً غير مدمج، يركز على تربة طينية ذات طبقتين. تم تنفيذ العديد من النماذج العددية لدراسة تأثير نسبة H / D وتأثير نسبة $c1 / c2$ على قدرة التحمل غير المستغلة. تظهر النتائج التي تم الحصول عليها أن الدراسة الحالية تقارن بشكل جيد مع النتائج التي قدمها هؤلاء المؤلفون.

الكلمات المفتاحية: النمذجة العددية، الأساسات الدائرية، طين، قدرة التحمل، غير نفوذة، الفشل، اللدونة.. PLAXIS2d

Table des matières

Résumé	I
Abstract	II
ملخص	III
Table des matières	IV
Liste des figures	VI
Liste des tableaux	VIII
Introduction générale	1

Chapitre 1 : le comportement des fondations superficielles

1.1. Introduction	4
1.2. Définition	4
1.3. Principes types des fondations superficielles	5
1.3.1. Les fondations filantes	5
1.3.2. Les fondations isolées	6
1.3.3. Les fondations radiers (les dalles)	6
1.4. Comportement des fondations superficielles sous charge verticale centrée	7
1.5. Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle.....	7
1.6. Conclusion.....	10

Chapitre 2 : Capacité portante d'une semelle superficielle

2.1. Introduction	12
2.2. Méthodes de calcul de la capacité portante	12
2.2.1. Méthodes classiques	12
2.2.1.1. Théorie de Rankine (1857)	12
2.2.1.2. Théorie de Prandtl (1920).....	15
2.2.1.3. Théorie de Terzaghi (1943)	16
2.2.1.4. Théorie de Meyerhof (1963).....	20
2.2.1.5. Théorie de Hansen (1970)	21
2.2.1.6. Théorie de Vesic (1973)	23
2.2.2. Méthodes numériques.....	24
2.3. Conclusion.....	24

Chapitre 3 : Synthèse bibliographique sur les fondations fondées sur une bicouche

3.1. Introduction	26
3.2. Méthodes classiques.....	27
3.3. Méthodes numériques	27
3.4. Conclusion.....	36

Chapitre 4 : les modèles de comportement et présentation de l'outil numérique utilisé

4.1. Introduction	38
4.2. Loi de comportement	38
4.2.1 Modél élastique.....	39
4.2.1.1. Modèle élastique linéaire isotrope (loi de Hooke).....	39
4.2.1.2 Modèle élastique orthotrope	40
4.2.2. Lois de comportement élastoplastique	42
4.2.2.1. La surface de charge.....	42
4.2.2.2 Notion de règle d'érouissage	43
4.2.3. Modèle de Mohr-Coulomb	45
4.3. Présentation de PLAXIS	48
4.3.1 Le code éléments finis PLAXIS	48
4.3.2 Options par défaut et solutions approchées	49
4.4. Conclusion.....	51

Chapitre 5 : Évaluation numérique de la capacité portante non-drainée des fondations circulaires sur sol bicouche

5.1. Introduction	53
5.2. Synthèse des travaux antérieurs.....	54
5.3. Procédure de modélisation numérique.....	55
5.4. Résultats des calculs et discussion.....	62
5.5. Conclusion.....	74
Conclusions générales.	75
Références bibliographiques.	77

Liste des figures

Chapitre 1 :

	Page
Figure 1.1: Fondation filante	5
Figure 1.2: Fondation isolée	6
Figure 1.3: Fondation de type radier	6
Figure 1.4: Courbe de chargement d'une fondation superficielle (Frank, 1999)	7
Figure 1.5: Mécanisme de rupture du sol sous une fondation superficielle Vesic (1973).	8
Figure 1.6: Variation des mécanismes de la rupture des fondations en fonction de la densité relative et de la profondeur D_f/B Vesic (1973).	10

Chapitre 2:

Figure 2.1 : Les coins de Rankine.	13
Figure 2.2 : Zones de rupture sous la fondation, Prandtl (1920)	15
Figure 2.3 : Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse [<i>Terzaghi (1943)</i>]	16
Figure 2.4 : Schéma de principe de la théorie de <i>Terzaghi</i>	17
Figure 2.5 : Méthode de superposition de <i>Terzaghi</i>	17
Figure 2.6 : Modèle utilisé par <i>Terzaghi</i> pour la détermination des facteurs de portance	18
Figure 2.7 : Facteurs de capacité portante en fonction de ϕ (<i>Terzaghi</i> : fondation rugueuse)	19
Figure 2.8 : facteurs de capacité portante de Hansen.	22

Chapitre 3:

Figure 3.1 : Géométrie de problème (Merifield et al., 1999).	28
Figure 3.2 : Modèle géométrique de Zhu 2004	29
Figure 3.3 : Comparaison des résultats obtenus par Zhu avec la littérature	30
Figure 3.4 : Variation de la cohésion avec la profondeur d'après Benmebarek et al. 2012	32
Figure 3.5 : Facteurs de portances obtenues par Benmebarek et al 2012	33
Figure 3.6 : Définition du problème (Ardakani et al 2013)	33
Figure 3.7 : Cas étudiés (a) Notation du problème ; (b) variation de la cohésion avec la profondeur. (Samir Benmoussa et al 2021)	35

Chapitre 4:

Figure 4.1: Courbe contrainte – déformation.	39
Figure 4.2: Un tissu composite carbone/carbone	41
Figure 4.3: Surface de charge	43
Figure 4.4: Essai de compression (ou de traction) uniaxiale d'un matériau	43
Figure 4.5: Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.	44
Figure 4.6: Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.	44
Figure 4.7: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.	45
Figure 4.8: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	46
Figure 4.9: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.	47
Figure 4.10: Modélisation de la dilatance ψ à partir du test triaxial (<i>Vermeer et de Borst, 1984</i>)	48

Chapitre 5:

Figure 5.1: Les paramètres géométriques	56
Figure 5.2: Introduire les caractéristiques géotechniques du sol « plaxis »	57
Figure 5.3: sol monocouche	58
Figure 5.4: Maillage du modèle numérique	59
Figure 5.5: Conditions aux limites du modèle	59
Figure 5.6: Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K0	60
Figure 5.7: Champ de contraintes initiales	61
Figure 5.8: Menu général de calcul	61
Figure 5.9 : Point de contrôle	62
Figure 5.10: La fenêtre d'informations de calculs	62
Figure 5.11: Comparaison des valeurs de issues de la présente étude avec les résultats donnés par d'autres auteurs pour les fondations circulaires à la surface lisse et rugueuse (monocouche)	64
Figure 5.12: Variation de Nc^* avec c_1/c_2 pour différentes combinaisons de $H/D=0.25$ et 0.25 pour le cas d'une semelle circulaire rugueuse	66
Figure 5.13: Variation de Nc^* avec c_1/c_2 pour différentes combinaisons de $H/D=0.5$ et 1 pour le cas d'une semelle circulaire rugueuse	67
Figure 5.14: Variation de Nc^* avec c_1/c_2 pour différentes combinaisons de $H/D=1.5$ pour le cas d'une semelle circulaire rugueuse	68
Figure 5.15a :les zones plastifiées ; $H/D=0.25$	69
Figure 5.15b :les zones plastifiées ; $H/D=0.25$	70
Figure 5.15c :les zones plastifiées ; $H/D=0.25$	71
Figure 5.16a :les zones plastifiées ; $H/D=1.5$	71
Figure 5.16b :les zones plastifiées ; $H/D=1.5$	72
Figure 5.16c :les zones plastifiées ; $H/D=1.5$	73

Liste des tableaux

Chapitre 2 :

Tableau 2.1 : Coefficients de capacité portante de <i>Terzaghi</i> pour un cisaillement générale.	19
Tableau 2.2 : Coefficients correcteurs correspondants à Vesic	23

Chapitre 3 :

Tableau 3.1 : Les facteurs de capacité portante modifiés (Ardakani et al 2013)	34
--------------------------------------------------------------------------------	----

Chapitre 4 :

Tableau 4.1 : Relations entre constantes élastiques d'après Leipholz (1974)	40
-----------------------------------------------------------------------------	----

Chapitre 5 :

Tableau 5.1 : Propriétés de sol non drainé (Md Nujid et al 2021)	57
Tableau 5.2 : N_c^* dans le cas d'une semelle circulaire parfaitement rugueuse pour une bicouche argileuse	65

Introduction générale

Les géotechniciens devraient souvent résoudre des problèmes de sol à différentes couches tandis que les théories classiques qui concernent la détermination de la capacité portante limite des fondations superficielles et la plupart des travaux existants sont accentuées sur des sols homogènes et infinis. Comme la variation des couches de sol sous une fondation est devenue une exigence dans la conception et la valeur de capacité portante dépend principalement des propriétés et de l'épaisseur de chaque couche. La prévision de la capacité portante limite de la fondation sur du sol à différentes couches est une étape primordiale. Terzaghi et Peck ont analysé pour la première fois en 1948 le comportement d'une semelle filante qui repose sur une couche de sable recouvrant une couche d'argiles. Après, beaucoup de recherches et de méthodes ont été utilisées et classifiées dans quatre approches majeures : équilibre limite, approche d'analyse limite, approche semi empirique et méthode d'élément finie. La difficulté du problème des fondations sur sol hétérogène réside dans sa complexité car il existe de nombreux facteurs influant sur la capacité portante que ce soit les caractéristiques intrinsèques des couches du sol et leur épaisseur, l'effet de forme, la nature du chargement,... etc

Le développement et la disponibilité des outils de modélisation numérique récents offrent une opportunité pour mettre en lumière la sensibilité de la portance du sol aux particularités rencontrées en pratique : forme de fondation, géométrie du milieu, condition de chargement, hétérogénéité du sol support, etc. Dans ce contexte, le présent sujet de recherche s'intéresse à l'exploitation du logiciel (plaxis2D) pour répondre aux préoccupations des praticiens en proposant à partir des résultats de modélisation numérique des tables et des abaques pour la portance non drainée des fondations circulaires dans différentes conditions.

La présente thèse se compose de 5 chapitres regroupés en deux parties.

La première partie présente une synthèse bibliographique et comporte trois chapitres.

Le premier chapitre : présent un certain nombre de connaissances générales sur les fondations et fonctionnement des fondations superficielles, et les différents mécanismes de rupture.

Le deuxième chapitre : les différentes méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles (Méthode classique / Méthode numérique).

Le troisième chapitre : expose une synthèse bibliographique sur les fondations fondées sur une bicouche.

La deuxième partie, partagée en deux chapitres (chapitre 4 et chapitre 5), est consacrée à la modélisation numérique.

Le quatrième chapitre : traite la description générale de l'outil de calcul (plaxis2D) ainsi que les modèles de comportement des sols utilisés dans la présente étude.

Le cinquième chapitre : Évaluation numérique de la capacité portante non-drainée des fondations circulaires sur sol bicouche. Les résultats numériques sont exposés sous forme de tableaux et de courbes. Des interprétations et des comparaisons avec les résultats disponibles dans la littérature et provenant d'autres auteurs sont également entreprises.

Enfin, ce mémoire se termine par une conclusion générale.

Chapitre 1
*Le comportement des fondations
superficielles*

Chapitre 1 : *Le comportement des fondations superficielles*

Sommaire

1.1. Introduction.....	4
1.2. Définition	4
1.3. Principes types des fondations superficielles	5
1.3.1. Les fondations filantes	5
1.3.2. Les fondations isolées.....	6
1.3.3. Les fondations radiers (les dalles)	6
1.4. Comportement des fondations superficielles sous charge verticale centrée	7
1.5. Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle.....	7
1.6. Conclusion	10

Chapitre 1

Le comportement des fondations superficielles

1.1. Introduction

Le sol est l'élément qui sert de support à l'ouvrage et les charges de service. Elle comprend la couche superficielle de l'écorce terrestre et la partie de l'édifice destinée à reporter les efforts sur le sol. Une fondation représente un enjeu fondamental d'une construction, car elle forme la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements.

Ce premier chapitre est consacré à la présentation générale d'un certain nombre de connaissances de base qui concernent le comportement des fondations superficielles. Nous allons aborder successivement la définition des fondations, leur fonctionnement, la présentation des différents types de fondations superficielles et les modes de rupture sous un chargement vertical sont expliqués.

1.2. Définition

On appelle fondations superficielle, les parties enterrées d'un ouvrage conçues pour transmettre au sol de manière rationnelle, les charges provenant de la superstructure.

Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol sont convenables au voisinage de la surface, les fondations sont exécutées avec un encastrement minimum dans le sol. On réalise

dans ce cas, des fondations superficielles dont l'encastrement (l'ancrage) « D » est inférieur à 4 ou 5 fois la largeur de la semelle « B ».

Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par B sa largeur et par L sa longueur, on distingue 3 types de fondations :

- Fondation superficielle : $D/B \leq 4$ à 5
- Fondation semi-profonde : $4 \leq D/B \leq 10$
- Fondation profonde : $D/B \geq 10$

Le choix du type de fondation va dépendre des caractéristiques du sol et de la descente des charges amenées par la superstructure.

1.3. Principes types des fondations superficielles :

On les classe en trois types : les semelles filantes ou continues placées sous plusieurs poteaux ou sous des murs ou voiles ; les semelles isolées situées sous un poteau ; et les radiers (semelles en béton armé couvrant la totalité de la construction).

1.3.1. Les fondations filantes :

Les fondations filantes sont généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées).

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée, on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'objet fondé.

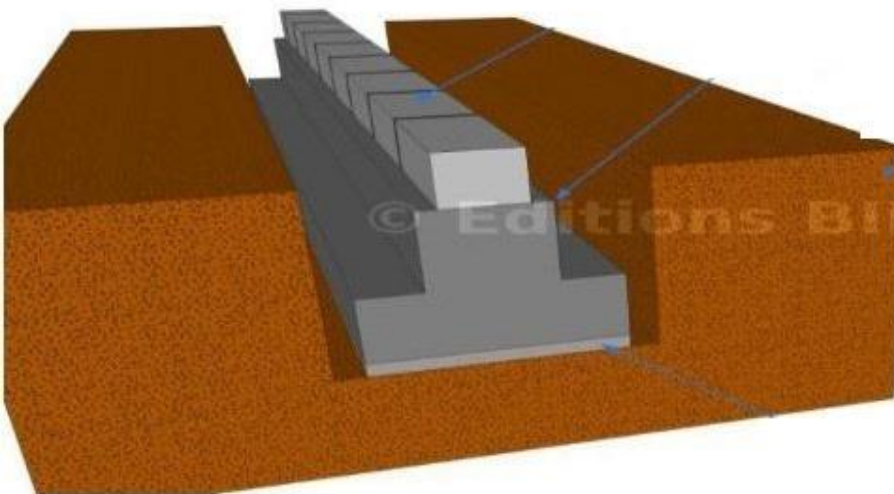


Figure 1.1 : Fondation filante

1.3.2. Les fondations isolées :

Si cette fondation supporte un poteau unique, elle est appelée semelle isolée ($L/B < 5$), elle peut être généralement, soit circulaire ou annulaire (de diamètre B), soit carrée ($L=B$), soit rectangulaire ($B < L < 5B$), etc

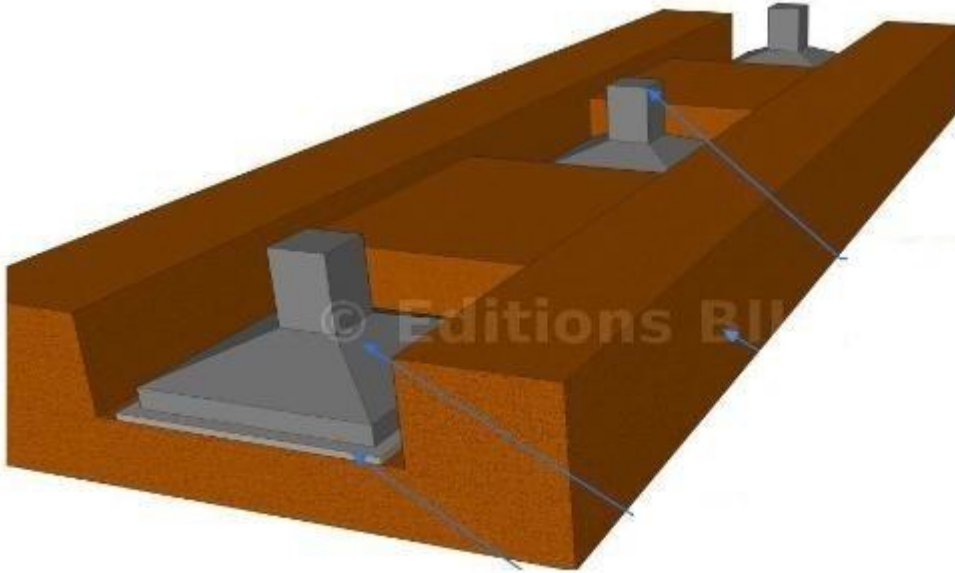


Figure 1.2 : Fondation isolée

1.3.3. Les fondations radiers (les dalles) :

Les radiers ou les dalles ont des dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.



Figure 1.3 : Fondation de type radier

1.4. Comportement des fondations superficielles sous charge verticale centrée :

La Figure 1.4, montre l'évolution des tassements en fonction de la charge appliquée Q obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle, on observe qu'au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire. Le tassement croît en fonction de la charge appliquée. A partir d'une certaine charge Q_d le tassement n'est plus proportionnel (on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles). On constate également l'existence d'une charge ultime Q_u pour laquelle le sol est poinçonné. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure à la charge ultime Q_u . On peut dire que le tassement n'est plus contrôlé.

La charge Q_u est par définition la charge limite qui entraîne la rupture (on parle aussi souvent de charge de rupture ou encore de charge ultime).

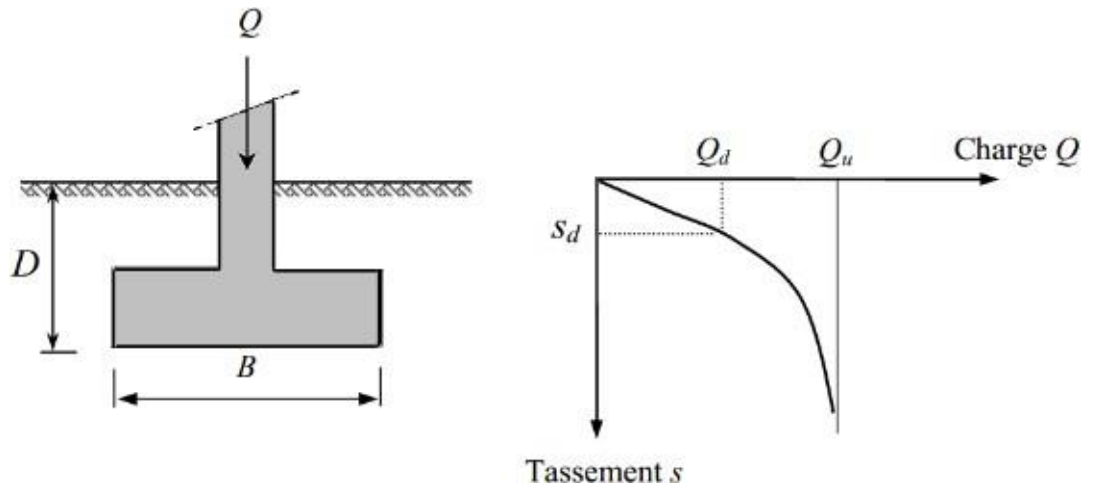


Figure 1.4 : Courbe de chargement d'une fondation superficielle (Frank,1999)

1.5. Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle :

Soit une fondation superficielle de largeur B dont la base se trouvant à une profondeur D_f au-dessous de la surface du sol. Si on applique une charge verticale centrée Q , d'une façon progressive sur cette semelle, on observe un tassement qui croît avec l'intensité de la charge.

Les résultats d'essais sur des semelles rigides Vesic (1973) montrent qu'il existe trois Mécanismes de rupture différents mobilisant un volume limité de sol, et qui dépendent de la densité du sable, de la taille et de l'enfouissement de la fondation (figure 1.5).

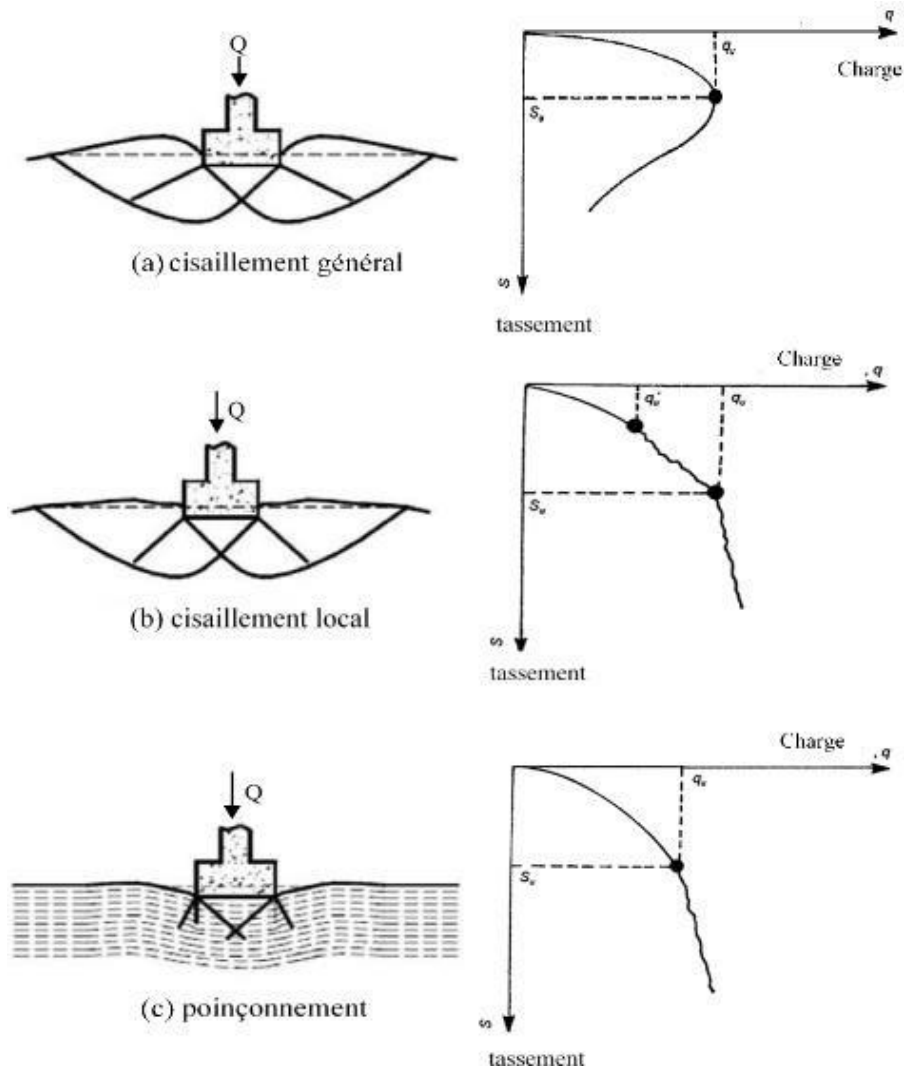


Figure 1.5 : Mécanisme de rupture du sol sous une fondation superficielle Vesic (1973).

1.5.1. Rupture par cisaillement général :

C'est le cas pour les sols relativement résistants tel qu'un sable dense ou une argile raide (figure 1.5.a), on observe la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement qui débouchent sur la surface du sol. Dans ce cas, on observe un tassement qui croît jusqu'à une valeur limite ($q = q_u$), qui représente la valeur du pic de la contrainte. Par ailleurs, à partir de cette valeur, le tassement continu sans qu'il y ait augmentation dans l'effort, le sol subit alors une rupture brusque par cisaillement.

1.5.2. Rupture par cisaillement localisé :

La surface de rupture ne s'étend qu'au voisinage immédiat de la fondation. Il y a également soulèvement du sol, mais après un enfoncement très important. C'est le cas pour les sols très compressibles, comme des sables moyennement denses ou un sol argileux d'une

consistance moyenne. Sur la courbe chargement-tassement indiquée sur la (figure 1.5b), on remarque que la valeur de charge q croît avec le tassement jusqu'à $q=q_u$, qui est appelée la première charge de rupture. Dans ce cas, la surface de rupture développée dans le sol sera comme celle montrée par la courbe continue de la figure (1.5a). Si on augmente encore la charge, la courbe chargement-tassement devient irrégulière et la surface de rupture sera discontinue, comme indiquée sur la figure (1.5b).

Quand la valeur de $q=q_u$ (capacité portante limite), la surface de rupture atteint la surface horizontale du sol. Au-delà, la courbe chargement tassement prend presque une forme linéaire. Ce type de rupture s'appelle rupture par cisaillement localisé. Il est caractérisé par un gonflement du sol au voisinage de la fondation et la surface de rupture ne débouche pas à la surface du sol.

1.5.3. Rupture par poinçonnement :

C'est le cas pour lequel l'assise de la fondation est constituée d'un sable lâche ou d'une argile molle ; D'après la figure 1.5c, on remarque que la fondation pénètre verticalement dans le massif.

Dans ce cas, la surface de rupture ne s'étend jamais à la surface du terrain. La courbe de chargement-tassement sera comme celle montrée dans la figure 1.5c. Une valeur maximale de charge par unité de surface, q , n'est jamais observée.

Il est à souligner que la nature du mécanisme de rupture de sol est fonction de plusieurs facteurs tels que la rigidité, la compressibilité relative du sol de fondation, la profondeur relative de la fondation D_f/B , et le rapport de la largeur à la longueur (B/L) de la fondation. Ceci a été clairement expliqué par Vesic(1973) qui a conduit des essais réalisés sur modèle réduit au laboratoire dans le cas d'un sable. La figure 1.6 présente la nature des mécanismes de rupture des semelles circulaires et filantes en fonction de la densité relative D_r du sol, la profondeur des fondations et le rayon hydraulique.

$$R=A/P$$

Où :

A : surface de la fondation = $B.L$

P : périmètre de la fondation = $2(B + L)$

De la figure 1.6, on peut remarquer que, quand $D_f/B \geq 9$, la rupture par poinçonnement se présente pour tous les cas quel que soit la densité relative ou la compaction du sable.

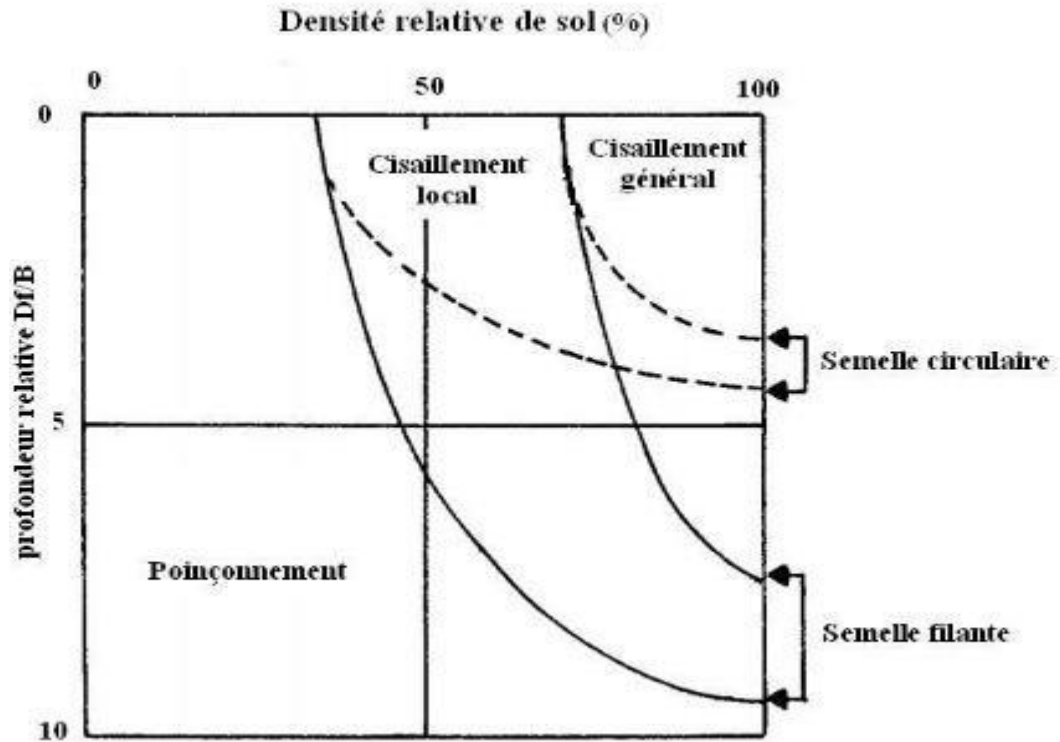


Figure 1.6 : Variation des mécanismes de la rupture des fondations en fonction de la densité relative et de la profondeur D_f/B Vesic (1973).

1.6. Conclusion :

Les fondations superficielles sont encore le mode de fondations le plus utilisé dans le monde, car il est le plus simple et le plus économique dans la plupart des cas.

On s'est intéressé dans ce chapitre à un certain nombre de connaissances de base sur la définition des fondations superficielles, leur fonctionnement et aux différents mécanismes de rupture. Le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol, plus le sol est compact et présente une bonne résistance au cisaillement, plus il aura de la portance, et donc, plus la semelle aura des dimensions réduites.

Chapitre 2
*Capacité portante d'une semelle
Superficielle*

Chapitre 2 : Capacité portante d'une semelle superficielle

Sommaire

2.1.	INTRODUCTION.....	12
2.2.	METHODES DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE.....	12
2.2.1.	Méthodes classiques.....	12
2.2.1.1.	Théorie de Rankine (1857).....	12
2.2.1.2.	Théorie de Prandtl (1920).....	15
2.2.1.3.	Théorie de Terzaghi (1943).....	16
2.2.1.4.	Théorie de Meyerhof (1963).....	20
2.2.1.5.	Théorie de Hansen (1970).....	21
2.2.1.6.	Théorie de Vesic (1973).....	22
2.2.2.	Méthodes numériques.....	23
2.3.	CONCLUSION.....	24

Chapitre 2

Capacité portante d'une semelle superficielle

2.1. Introduction

L'un des sujets les plus importants dans le domaine de géotechnique est l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles. La charge maximale par unité de surface que le sol peut supporter sans céder ou se déplacer est définie comme capacité portante des sols.

Ce chapitre sera consacré à présentation de différentes méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles (Méthodes classiques par ordre chronologique et Méthodes numériques), le chapitre s'achève par une conclusion.

2.2. Méthodes de calcul de la capacité portante

2.2.1. Méthodes Analytique

2.2.1.1. Théorie de Rankine (1857)

Pour Rankine le problème se ramène à l'étude de l'équilibre, sous l'extrémité de la fondation, entre un coin actif sous la demi-semelle et un coin passif à l'extérieur (I et II de la figure 2 .1).

Afin d'étudier l'équilibre qui règne sous la semelle, Rankine a considéré le cas le plus simple d'une semelle filante reposant sur massif homogène de sol ayant une cohésion c et un angle de frottement φ donnés.

La fondation est de largeur B et ancrée dans le massif à une profondeur D_f

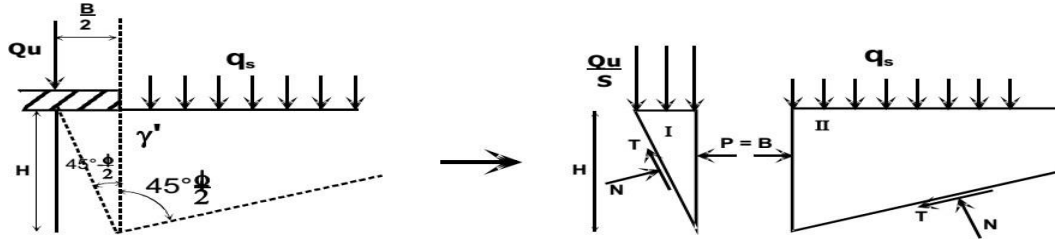


Figure 2.1: Les coins de Rankine.

Par symétrie par rapport à l'axe de la fondation, Rankine a formulé l'hypothèse d'existence sous la semelle de deux coins (I et II), le premier se trouvant directement sous la demi-semelle dans un état d'équilibre passif et le second se trouvant à l'extérieur dans un état d'équilibre actif. Le coin I agit donc en véritable écran de butée et de poussée à partir d'une approximation de l'état des contraintes dans le sol au contact d'un écran. Dans ces conditions, la détermination de la force de butée le long de la ligne qui limite les deux blocs I et II est aisée ;

Si on désigne par \vec{f} le vecteur contrainte exercé par le sol sur l'écran, la force de butée ou poussée par unité de longueur sera égale à :

$$\vec{F} = \int \vec{f} dz \quad (2.1)$$

Cette méthode repose sur l'hypothèse simplificatrice fondamentale suivante :

La présence de discontinuités, provoquées par l'existence de l'écran à la surface d'un massif de sol, ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol, et sur un plan parallèle à la surface du sol, la contrainte reste verticale et égale à :

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \cdot \cos\beta \quad (2.2)$$

(β : angle d'inclinaison de la surface du sol par rapport à l'horizontale).

Pour le cas passif (coin II) nous avons :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_p \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{k_p} + q \cdot k_p \cdot H \quad (2.3)$$

$$\text{D'où, } k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.4)$$

Pour le cas actif nous avons :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{k_a} + q \cdot k_a \cdot H \quad (2.5)$$

$$\text{D'où, } k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.6)$$

Les deux résultantes sont supposées avoir une même valeur, alors on peut écrire :

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_p \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{k_p} + q \cdot k_p \cdot H = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{k_a} + q \cdot k_a \cdot H \quad (2.7)$$

L'expression qui donne la charge maximum que supportera la semelle :

$$qu = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \left(\frac{1}{k_a}\right) \cdot (k_a - k_p) + \frac{2c}{k_a} (\sqrt{k_p} + \sqrt{k_a}) + q \cdot k_p^2 \quad (2.8)$$

Mais, $k_p = \frac{1}{k_a}$ alors d'après la figure 2.1 :

$$H = \frac{B}{2 \tan(45 - \frac{\phi}{2})} = \frac{B}{2 \sqrt{k_a}} \quad (2.9)$$

Alors, l'expression de q_u devient :

$$q_u = \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot B \cdot k_p^{\frac{3}{2}} + 2 \cdot c \cdot k_p \left(k_p^{\frac{1}{2}} + k_p^{-\frac{1}{2}}\right) + q k_p^2 \quad (2.10)$$

Ou bien ;

$$q_u = \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot B \cdot \left(k_p^{\frac{5}{2}} - k_p^{\frac{1}{2}}\right) + 2 \cdot c \cdot \left(k_p^{\frac{3}{2}} + k_p^{\frac{1}{2}}\right) + q k_p^2 \quad (2.11)$$

Qui s'écrit sous la forme condensée :

$$qu = \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + c N_c + q N_q \quad (2.12)$$

Et qui représente la capacité portante avec ;

$$N_\gamma = \frac{1}{2} (k_p^{5/2} - k_p^{1/2}) \quad (2.13)$$

$$N_q = k_p^2 \quad (2.14)$$

$$N_c = 2(k_p^{3/2} + k_p^{1/2}) \quad (2.15)$$

N_γ : est le facteur de surface N_c :

est le facteur de cohésion N_q :

est le facteur de profondeur

Le schéma de *Rankine* (figure 2.1) n'est qu'une approximation très grossière du véritable comportement du sol. En réalité, L'expérience sur modèles réduits montre que sous la fondation se forme un coin, limité par des faces planes inclinées qui s'enfoncent avec la semelle et se comporte en corps solide. . Il exerce une poussée sur le sol adjacent qui réagit en butée avec frottement sol-sol.

L'inconvénient d'une pareille hypothèse est d'imposer, en tout point de l'écran, la direction de la contrainte qui s'exerce sur l'écran, et donc de ne pas tenir compte de la valeur de frottement entre l'écran et le sol (dans notre cas, le frottement sol-sol)

Ainsi, pour l'étude de l'équilibre, sous l'extrémité de la fondation, entre un coin actif sous la demi-semelle et un coin passif à l'extérieur (I et II de la figure II.1), la théorie de Rankine suppose que le frottement sol-sol est nul, puisque la contrainte est horizontale.

2.2.1.2. Théorie de Prandtl (1920)

En 1920, Prandtl se suppose un sol pulvérulent, bidimensionnel, non pesant, d'angle de frottement interne φ , chargé normalement à sa surface par deux répartitions uniformes $p = qu$ et $q = \gamma D$.

D'après Prandtl, le mécanisme de rupture sous la fondation considère que la base de la fondation est lisse, donc un état actif de Rankine est développé dans le coin AA'O (figure 2.2).

Le système est formé par trois zones successives :

- La zone I en équilibre de poussée de Rankine.
- La zone II en équilibre de Prandtl.
- La zone III en équilibre de buttée de Rankine.

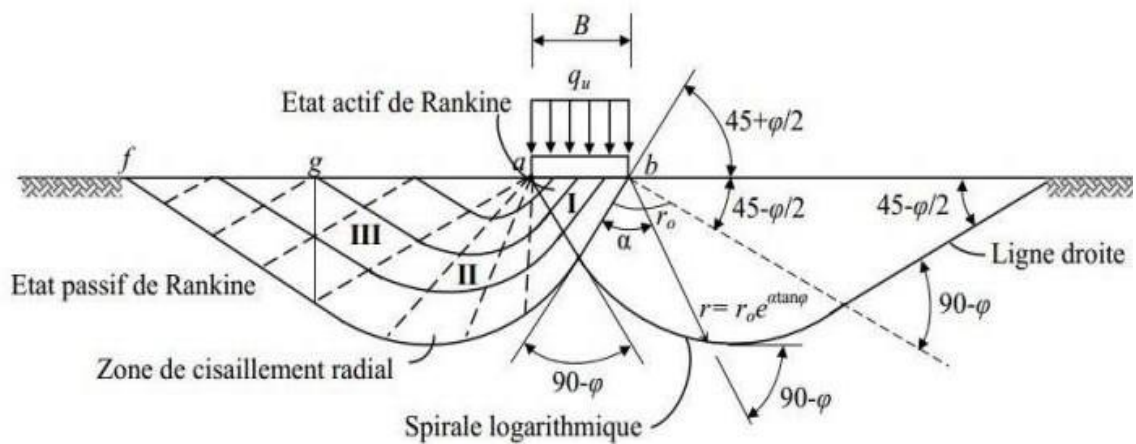


Figure 2.2 : Zones de rupture sous la fondation, Prandtl (1920)

Dans la zone I et III, la famille de lignes de glissement est formée de droites.

Dans la zone II, une famille de ligne de glissement est constituée de courbe. Il s'agit de lignes de glissement appartenant à cette même famille et qui sont homothétiques entre elles et forment des spirales logarithmiques. L'autre famille des lignes de glissement est formée de droites, faisant un angle de φ avec la normale aux points d'intersection avec les spirales, et ayant toutes un point de rebroussement à l'intersection des deux surcharges.

La valeur limite de q_u est alors, d'après Prandtl ;

$$q_u = \gamma D \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan \varphi} \quad \text{C'est-à-dire : } N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan \varphi} \quad (2.16)$$

Cette formule est quelque fois appelée formule de Prandtl Caquot, car ces deux auteurs l'ont publié, indépendamment l'un de l'autre vers (1920).

2.2.1.3. Théorie de Terzaghi (1943)

Les équations développées par Terzaghi (1943) ont été utilisées pendant longtemps et continuent à être employées par des ingénieurs. Son développement est inspiré à partir des études de Rankine (1857), Prandtl (1920), et Reissner (1924). Le modèle bidimensionnel utilisé par Terzaghi (figure 2.3) se présentait en une semelle filante avec une largeur de B et une profondeur d'encrage de la base de la semelle par rapport à la surface du sol de D_f .

Terzaghi a amélioré la solution de *Prandtl 1920* pour inclure la rugosité de la fondation et le poids de la zone de rupture. *Terzaghi* était le premier à développer une théorie pour l'évaluation de la capacité portante ultime des fondations superficielles. La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance: la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de *Terzaghi*). *Terzaghi* a proposé un mécanisme de rupture d'une fondation filante, présentée ci-dessous (figure 2.3).

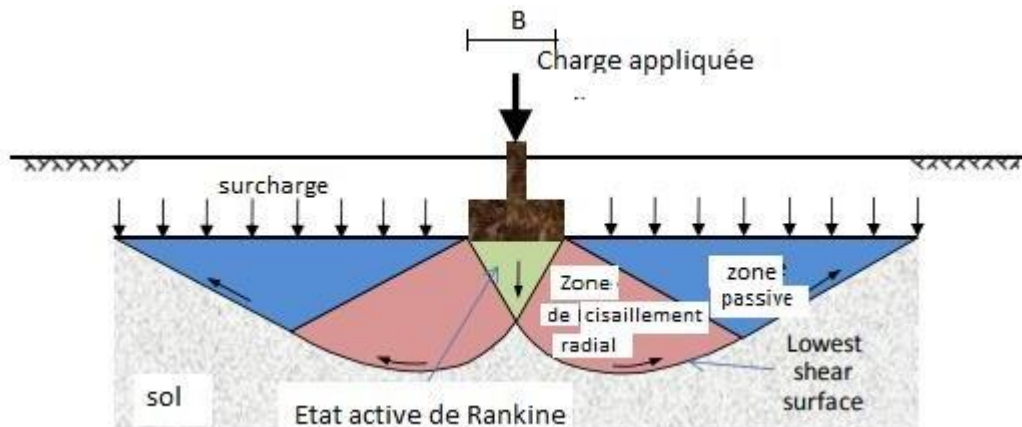


Figure 2.3: Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse [*Terzaghi (1943)*]

Il a basé sa théorie sur les conditions suivantes :

- Il a assumé que le coin au-dessous de la semelle est en équilibre élastique.
- Terzaghi a assumé que l'angle des surfaces du coin de rupture est α supérieur à $45^\circ + \frac{\phi}{2}$, qui résulte d'une prétention des coins actifs de Rankine.
- La résistance au cisaillement du sol au-dessus du niveau de fondation D , a été ignorée et contribue seulement comme une surcharge.
- On assume que la semelle est rugueuse.

En règle générale, la semelle de fondation est placée, après creusement, à une profondeur D_f dans un sol de poids spécifique γ à surface horizontale. La base de la semelle est alors choisie comme plan de référence sur lequel s'exercent des contraintes de compression égale Q_u/B à l'emplacement de la semelle et à $q_s = \gamma D_f$ à l'extérieur (Figure 2.4).



Figure 2.4 : Schéma de principe de la théorie de Terzaghi

Terzaghi a émis l'hypothèse que la charge maximum que l'on pouvait appliquer sur une fondation à la surface d'un sol pouvait être considérée approximativement comme étant la résultante des charges maximales applicables dans les états suivants (Figure 2.5).

- Sol supposé sans poids et sans cohésion, la charge dépend alors uniquement de la surcharge q et de l'angle de frottement interne φ ;
- Sol pesant, mais sans cohésion;
- Sol non pesant, et cohérent.

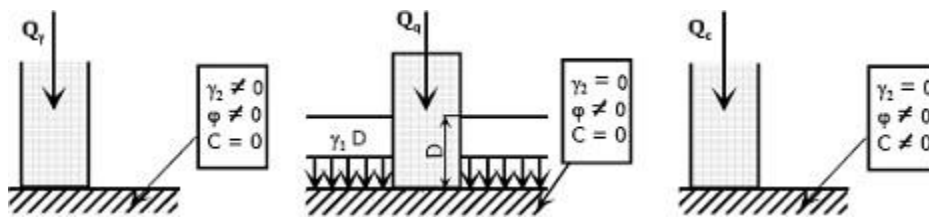


Figure 2.5: Méthode de superposition de Terzaghi

Utilisant l'analyse d'équilibre, Terzaghi a exprimé la capacité portante ultime sous la forme $q_u = c \cdot N_c + q N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$

Où : N_c, N_q et N_γ sont les facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

$$N_c = \cos \varphi \left[\frac{e^{2(3\pi/(4-\varphi/2))\tan\varphi}}{2 \cdot \cos^2(\frac{\pi+\varphi}{4})} - 1 \right] = \cot\varphi(N_q - 1) \quad (2.18)$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/(4-\varphi/2))\tan\varphi}}{2 \cdot \cos^2(\frac{\pi+\varphi}{4})} \quad (2.19)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2\varphi} - 1 \right) \tan\varphi \quad (2.20)$$

Avec K_{py} est le coefficient de butée des terres (passive)

Cette équation, cependant, est soumise aux restrictions suivantes: rupture générale, semelle filante, semelle de base rugueuse.

Toujours dans sa théorie, Terzaghi divise la zone de rupture sous la fondation en trois zones (figure 2.6) :

- Une zone triangulaire ACB immédiatement sous la fondation ou le sol fortement comprimé est en équilibre surabondant et se déplace avec la fondation, il forme un coin limite par les points A, B, C avec les angles BAC et ABC sont égaux à l'angle de frottement interne du sol φ .
- Une zone de cisaillement radial BCF où CF est un arc spirale logarithmique définie par la fonction : $r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \varphi}$.
- zone passive de Rankine triangulaire BFD.

Dans les zones de cisaillement radial et passif, les déplacements et les cisaillements sont très importants et il en résulte ainsi une rupture généralisée au-dessous de ces trois zones, le sol est peu ou non perturbé par la rupture (Salençon 1974).

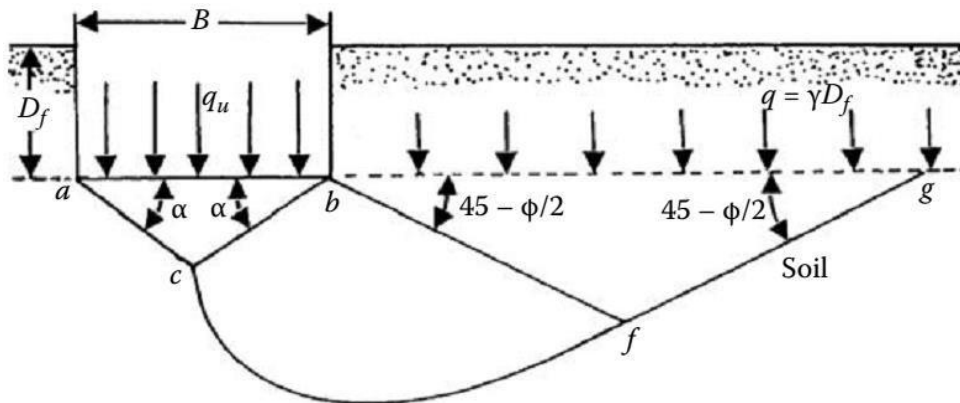


Figure 2.6 : Modèle utilisé par Terzaghi pour la détermination des facteurs de portance

La variation des coefficients de capacité portante en fonction de l'angle de frottement interne φ est donnée par le tableau 2.1, et la figure 2.7 donne les mêmes valeurs sous une forme graphique.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	5.54	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.10	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.57	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.10	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.80	65.27
4	6.97	1.49	0.06	21	18.92	8.26	4.31	38	77.55	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	147.74	261.60
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.87
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	1072.80

Tableau 2.1 : Coefficients de capacité portante de *Terzaghi* pour un cisaillement générale.

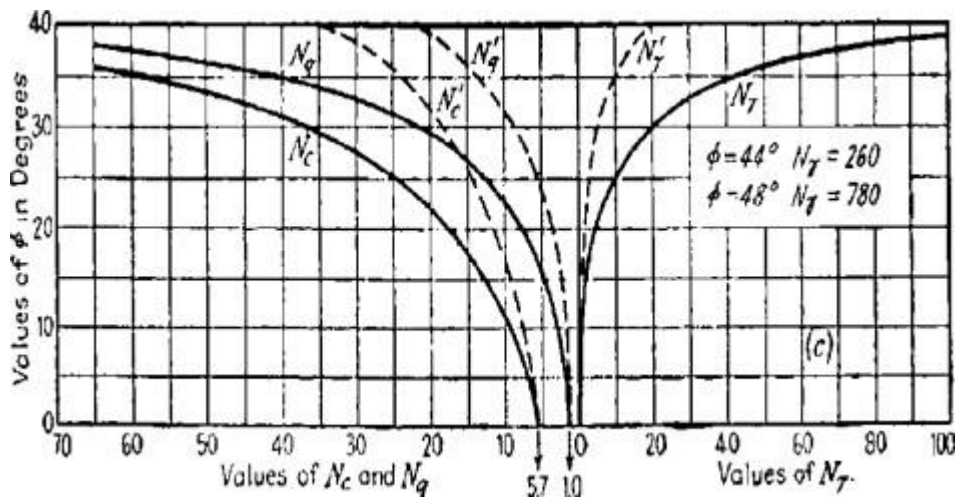


Figure 2.7 : Facteurs de capacité portante en fonction de ϕ (*Terzaghi* : fondation rugueuse)

De nombreux auteurs ont résolu le problème en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite. Bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes, toutes ces études conduisent à la formule générale de *Terzaghi*.

Ainsi le problème de la capacité portante se réduit à la détermination des facteurs de la capacité portante N_c , N_q et N_γ . Après la proposition de cette approche, diverses études ont été faites pour l'évaluation de ces facteurs.

2.2.1.4. Théorie de Meyerhof (1963)

Meyerhof (1963) décrit que la portance des semelles filantes est calculée selon la forme générale représentée par Terzaghi, avec des expressions établies par Prandtl (1920) pour N_c , par Reissner (1924) pour N_q et par lui-même (Meyerhof, 1961) pour une valeur approchée de N_γ , ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation.

Les expressions des facteurs de cohésion, profondeur et de surface s'expriment par :

$$\left[\begin{array}{l} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\varphi) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (2.21) \\ (2.22) \\ (2.23) \end{array}$$

Pour les semelles circulaires et rectangulaires ($B \times L$), des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de Skempton (1951) pour les argiles, par l'interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires :

$$\left[\begin{array}{l} s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ s_q = s_\gamma = 1 \\ s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{si } \varphi = 0 \\ \text{si } \varphi > 10 \text{ degrés} \end{array} \quad (2.24)$$

Pour les fondations rectangulaires, une interpolation est aussi proposée pour corriger la valeur de l'angle de frottement interne, plus forte de 10% dans les ruptures en déformations planes φ_p que dans les essais triaxiaux (φ_t) :

$$\varphi = \varphi_p = \left(1,1 - 0,1 \frac{B}{L} \right) \varphi_t \quad (2.25)$$

Pour tenir compte de la résistance du sol au-dessus de la base de la fondation, on utilise d'autres facteurs partiels :

$$\left[\begin{array}{l} d_c = 1 + 0,2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ d_q = d_\gamma = 1 \\ d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{si } \varphi = 0 \\ \text{si } \varphi > 10 \text{ degrés} \end{array} \quad (2.26)$$

Meyerhof indique aussi que, pour les charges excentrées, la pratique consiste à faire le calcul de portance sur une semelle filante de largeur B' réduite :

$$B' = B - 2e \quad (2.27)$$

Il semble trop sévère par comparaison avec les résultats d'essais. Les observations sont intermédiaires entre ces valeurs et celles déduites d'une répartition triangulaire des pressions sous la semelle (*Brinch Hansan ; 1955*). Toutefois, en cas de double excentrement, la réduction de la longueur et de la largeur de deux fois les excentrements correspondants est jugée suffisante.

Pour les charges inclinées, les travaux de *Meyerhof (1953)* ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

$$\begin{cases} i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \\ i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2 \end{cases} \quad (2.28)$$

Dans le cas général, la formule de calcul de la capacité portante du sol a donc la forme :

$$q_u = c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot N_c + q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot N_\gamma \quad (2.29)$$

Meyerhof attire l'attention du lecteur sur la liaison entre la résistance et le déplacement : sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielle peut se déplacer horizontalement de s à 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou la rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation. Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément. D'autre part, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à celle du sol, il faut utiliser une approche différente, par exemple avec des coefficients de réaction.

2.2.1.5. Théorie de Hansen (1970)

Dans une conférence présentée au Japon en octobre 1968 et publiée après son décès, *Brinch Hansen* en (1970) résume ses recommandations sur la force portante des fondations superficielles en suivant le cadre général introduit par *Terzaghi*, l'équation (2.17)

Les trois facteurs de portance ont pour expressions :

$$\begin{aligned} N_c &= (N_q - 1) \cot \phi \\ N_q &= \exp(\pi \tan \phi) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_\gamma &= 1,5(N_q - 1) \tan \phi \end{aligned} \quad (2.30)$$

Le facteur de la capacité portante N_γ est une borne inférieure, calculée par *Lundgren* et *Mortensen* (1953). *Hansen* (1961) proposait une expression différente :

$$N_{\gamma} = 1,8(N_q - 1) \tan \varphi \quad (2.31)$$

Intermédiaire entre la borne inférieure précédente et la solution de Meyerhof (1951). Le statut de cette expression n'est pas clair. Hansen (1961) indique que ce n'est qu'une borne inférieure parce qu'elle n'est que statiquement admissible.

Les facteurs de la capacité portante établis par Hansen pour une semelle filante sont présentés dans la Figure 2.9.

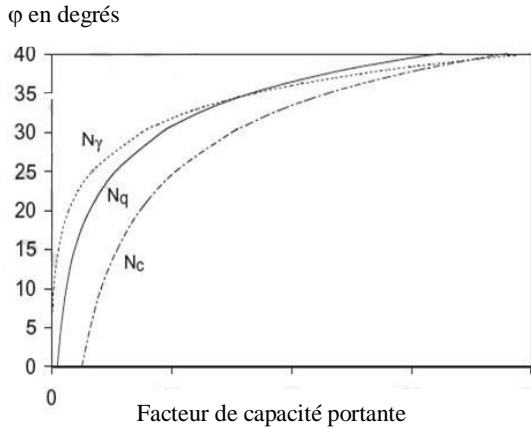


Figure 2.8 : facteurs de capacité portante de Hansen.

La capacité portante d'une fondation inclinée de forme quelconque, encastree dans un massif incliné et soumise à une charge inclinée, est égale à :

$$q_{max} = \frac{N}{A} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \quad (2.32)$$

(notation : s = forme ; d = profondeur ; i = inclinaison de la charge ; b = inclinaison de la base de la fondation ; g = inclinaison de la surface du sol ; N = composante de la charge normale à la base de la fonction ; A = aire de la fondation).

2.2.1.6. Théorie de Vesic (1973)

En 1973, Vesic a proposé la même équation de capacité portante que celle énoncée par l'équation générale de Hansen (1970), de plus, l'expression des termes Nc et Nq est identique à celle de Hansen (1970) mais N_γ est légèrement différente.

Il existe également des différences dans les termes i_i (facteur d'inclinaison de la charge), b_i (facteur d'inclinaison de la surface du sol), et g_i (facteur d'inclinaison de la base). L'équation de vesic (1973) est un peu plus facile à utiliser que celle de Hansen (1970) parce que Hansen utilise les termes i dans le calcul des facteurs de forme si, alors que Vesic ne le fait pas.

Vesic (1973) présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à Rankine en 1857, a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi (1925, chapitre 24). Il évoque aussi l'effet de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

- L'enveloppe des cercle de Mohr n'est pas une droite ;
- La rupture se développe progressivement sur la surface de rupture ;
- Il existe des zones de plus faible résistance
- ce dans tous les sols naturels.

	Terme de surface	Terme de profondeur	Terme de cohésion
Facteurs de portance	$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \varphi$ Pour $\varphi = 0$ $N_{\gamma} = 1$	$N_q = \tan^2(45 + \frac{\varphi}{2}) \exp(\pi \tan \varphi)$ Pour $\varphi = 0$ $N_q = 1$	$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$ Pour $\varphi = 0$ $N_c = 5.14$
Coefficients de forme $c^{\circ}, \varphi^{\circ}$	$S_{\gamma} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$	$S_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_q - 1} \tan \varphi$
Coefficient de résistance du sol en profondeur	$d_{\gamma} = 1$	$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2$ $\frac{D}{B} \frac{1}{2}$	

Tableau 2.2. Coefficients correcteurs correspondants à Vesic

2.2.2. Méthodes numériques

Les méthodes numériques sont des outils très intéressants pour la modélisation des ouvrages géotechniques. Cependant, par leurs nombreuses possibilités, elles donnent l'impression fallacieuse de « savoir tout faire », réduisant les actions de l'utilisateur à un simple rôle d'opérateur. De plus, leur complexité même conduit à se concentrer sur les manipulations et habiletés nécessaires à leur fonctionnement, au détriment de la réflexion accordée au problème traité (Mesta.P et al 2001)

Les méthodes numériques représentées par la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies sont des outils extrêmement puissants. Elles présentent l'avantage du fait que les hypothèses simplificatrices, surtout pour les terrains naturels stratifiés, sont de plus en plus fiables que les méthodes classiques d'équilibre limite. Les méthodes de résolutions numériques discrétisent

le sol en mailles et emploient des algorithmes pour assurer les exigences statiques et cinématique simultanément.

Les méthodes qui analysent le sol comme un milieu continu (éléments finis, différences finies, voire intégrales frontières ou couplage de ces méthodes) sont théoriquement plus complètes et plus correctes que les autres modélisations. Cependant, malgré des résultats encourageants, ces calculs n'ont pas encore véritablement fait leurs preuves pour les écrans de soutènement. La pratique montre notamment que la qualité - et même la pertinence - des résultats dépend de très nombreux choix et facteurs, tels que : maillage, conditions aux limites, modélisation de la structure et de l'interface, séquences de construction, état initial des contraintes, type de calcul et surtout modèle constitutif. (Vincent Labieuse 2003).

2.3. Conclusion

Dans ce chapitre, on a exposé les différentes théories et méthodes de calcul de la capacité portante. L'application de la formulation traditionnelle de Terzaghi (1943), pour déterminer de la capacité portante offre l'avantage de travail familier aux praticiens, et donne une solution conservatrice, cependant, la difficulté d'envisager l'interaction entre deux paramètres de chargement rend ce choix inconcevable pour des configurations compliquées et une compréhension profonde du problème est en général exigée. Les méthodes de calcul pour déterminer la capacité portante des fondations superficielles ont un aspect identique puisqu'elles sont toutes présentées selon la division en trois termes introduites (le terme de surface, le terme de cohésion et le terme de surcharge) de Terzaghi, mais les détails sont très variés d'un auteur à autre. La théorie de la capacité portante soulève un certain nombre de critiques et les auteurs sont loin d'être d'accord sur les valeurs à adopter pour les facteurs de capacité portante eux-mêmes.

Chapitre 3

*Synthèse bibliographique sur les
fondations fondées sur une bicouche*

Chapitre 3 : Synthèse bibliographique sur les fondations fondées sur une bicouche

Sommaire

3.1. Introduction.....	26
3.2. Méthodes classiques	27
3.3. Méthodes numériques	27
3.4. Conclusion	36

Chapitre 3

Synthèse bibliographique sur les fondations fondées sur une bicouche

3.1. Introduction

La fonction d'une fondation est de reporter la charge de la superstructure sur la formation du sol sous-jacente sans surcharger le sol. La capacité de prédire la capacité portante ultime d'une fondation est l'un des problèmes les plus importants de l'ingénierie des fondations et, par conséquent, il existe une littérature abondante détaillant les études théoriques et expérimentales sur ce sujet.

La capacité ultime des semelles filantes posées sur un sol homogène peut être estimée à l'aide de l'équation classique de Terzaghi et de ses facteurs de capacité portante associés. Cependant, en réalité, les profils de résistance du sol ne sont pas homogènes et peuvent être constitués de couches distinctes aux propriétés sensiblement différentes. Les ingénieurs géotechniciens traitent souvent des sols de fondation en couches qui sont de nature non homogène mais peuvent être simplifiés dans la représentation en tant que couches homogènes distinctes à des fins d'ingénierie. Le mécanisme de rupture d'un sol en couches dépend de l'épaisseur et des propriétés du sol de chaque couche. Dans certains cas où la couche supérieure est relativement épaisse et constituée d'un sol faible, le mécanisme de rupture peut être limité uniquement à la couche supérieure et la résistance des couches inférieures restantes n'a aucune influence.

L'objectif principal de ce travail est de présenter un état de l'art sur la capacité portante ultime du système de sol à deux couches. Les littératures sont passées en revue et regroupées ici comme suit :

- a) Méthodes classiques ;
- b) Méthodes numériques comprenant.

3.2. Méthodes classiques :

Meyerhof (1974) a utilisé la méthode de l'équilibre limite et a supposé différents modes de rupture du sol pour étudier la capacité portante du système de sol en couches pour les deux cas de sable dense recouvrant de l'argile molle et de sable meuble recouvrant de l'argile raide, pour les fondations filantes et circulaires. De même, Hanna (1982) a étudié la capacité portante du système de sol en couches pour les deux cas de sable dense recouvrant de l'argile molle et de sable meuble recouvrant de l'argile raide.

Purusothamaraj et al. 1974, dans cette étude, des solutions ont été obtenues pour des semelles sur des sols à deux couches avec cohésion-frottement en utilisant le deuxième théorème de Drucker et Prager (considération cinématique). L'approche de Drucker et Prager (1952), généralement connue sous le nom d'analyse limite, permet d'établir des limites supérieures et inférieures définies pour la charge ultime ou la charge d'effondrement. En général, le mécanisme de Prandtl-Terzaghi s'est avéré être vrai, mais avec des angles de coin aux limites variables (Terzaghi 1948 ; Hu 1964 ; Chen 1970). Ici, le mécanisme fondamental de Prandtl-Terzaghi a été considéré, mais les angles de coin ont été modifiés pour trouver la charge optimale.

Andrawes et al. 1996 ont étudié la charge pour une fondation filante à base rugueuse sur sol sableux reposant sur une strate rigide lisse. Les résultats indiquent que la capacité portante atteint une valeur minimale à une épaisseur de couche de sable spécifique. Toute augmentation de l'épaisseur de couche au-delà de cette valeur entraîne une augmentation de la capacité portante jusqu'à celle correspondant à un support continu. L'approche classique, incluant les travaux de (Hanna et Meyerhof 1979 ; Georgiadis 1985 ; Oda et Win 1990 ; Michalowaski et Shi 1995 ; Okamura et al. 1998 ; Abdulhaz et al. 2005 ; Carlos 2004 ; Zhang et Luan 2008 ; Huang et Qin 2009).

3.3. Méthodes numériques

Dans l'analyse numérique, les facteurs de capacité portante sont obtenus à partir de la courbe charge-déplacement. L'analyse est effectuée en fonction du rapport de résistance, du rapport d'épaisseur et de l'effet d'encastrement. Il existe peu de méthodes disponibles en analyse numérique telles que la différence par éléments finis, la méthode des éléments finis, l'élément

de frontière et l'élément discret. Le comportement des sols multicouches peut être modélisé à l'aide d'un modèle constitutif linéaire à non linéaire, disponible dans le package des éléments finis de logiciels d'application géotechnique tels que PLAXIS, ABAQUS, FLAC et COMSOL Multiphysics.

Georgiadis et Michalopoulos 1985 ont développé une méthode numérique des surfaces de glissement (équilibre des forces) pour les sols stratifiés pour les deux cas charges excentriques et inclinées.

Merifield et al. (1999) ont appliqué la méthode d'analyse limite pour évaluer la capacité portante non drainé d'une fondation filante rigide reposant sur deux couches d'argile. Les résultats des bornes supérieures et inférieures ont été présentés sous la forme des facteurs de portance en variant plusieurs propriétés et géométries des couches de sol.

La méthode suppose un modèle de sol parfaitement plastique avec le critère de Tresca. La géométrie du problème est présentée sur la Figure 3.1. La fondation filante d'une largeur B repose sur une couche supérieure d'argile d'une cohésion non drainé c_{u1} et d'une hauteur H , sous laquelle il y a une autre couche d'argile avec une cohésion non drainé c_{u2} et d'une hauteur infinie. Les solutions de ce problème sont présentées en fonction des rapports H/B et c_{u1}/c_{u2} , où H/B variant de 0.125 à 2 et c_{u1}/c_{u2} variant de 0.2 à 5.

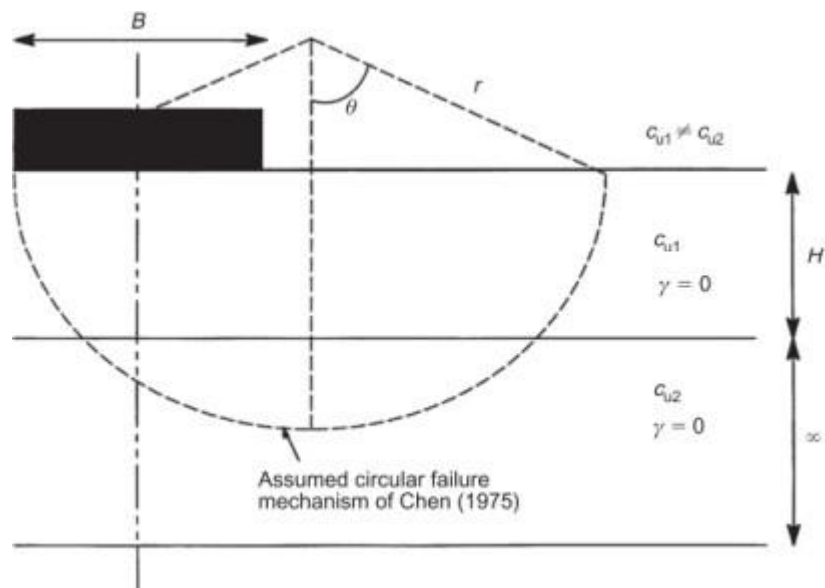


Figure 3.1 : Géométrie de problème (Merifield et al., 1999).

Dans le cas d'une semelle reposant sur deux couches d'argile, un facteur de capacité portante modifié a été défini par Merifield et al. (1999) comme suit :

$$Nc^* = qu / Cu_1 \quad (3.1)$$

Où Nc^* est le facteur de capacité portante modifié, qu est la charge limite d'une fondation superficielle sur une argile en couches et Cu_1 est la cohésion de la couche supérieure.

Les facteurs Nc^* calculés ont été présentés sous forme de tableaux et des courbes pour différentes valeurs de H/B et Cu_1/Cu_2 . Merifield et al. (1999) ont indiqué que pour une couche résistante sur une couche faible d'argile il y a une réduction de la capacité portante qui se passe pour $H/B < 2$.

Zhu 2004 a été réalisée une étude paramétrique pour évaluer la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sol bicouche argileux (voir figure 3.2). Les calculs ont été effectués par le logiciel d'analyse ABAQUS.

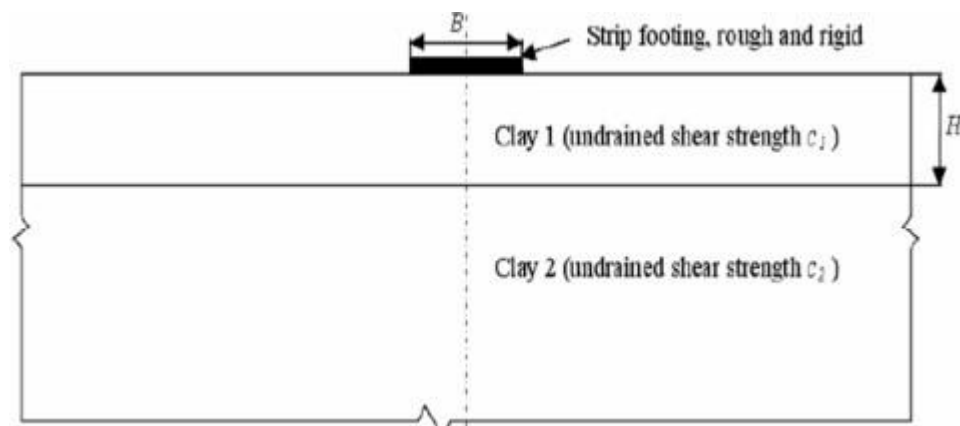


Figure 3.2 Modèle géométrique de Zhu 2004

Les résultats numériques trouvés par combinaisons des paramètres comme l'épaisseur de la couche et la résistance du sol sont présentés sur la figure 3.3, il est clair que le facteur de capacité de portance diminue avec l'augmentation d'épaisseur de la couche supérieure pour un profil du sol mou au-dessus d'une forte argile. Il existe une profondeur critique où la résistance au cisaillement de la couche inférieure n'affecte pas la capacité portante et le mécanisme de rupture est limité uniquement dans la couche supérieure. Les résultats de calcul sont comparés avec la solution trouvée par Merifield et al 1999, avec laquelle ils sont en bon accord.

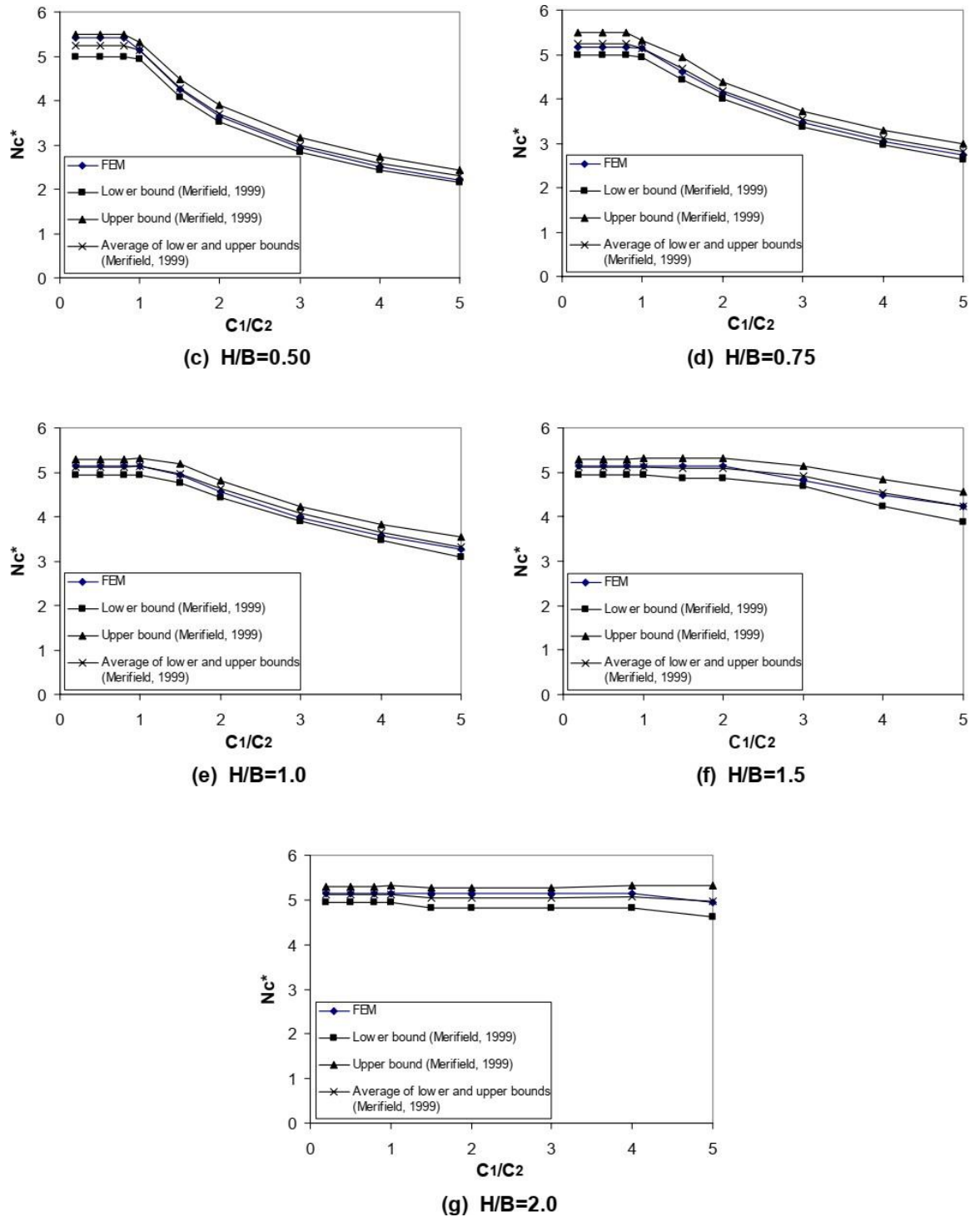


Figure 3.3 Comparaison des résultats obtenus par Zhu avec la littérature

Youssef et al 2005 ont étudié la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sol de fondation à deux couches (sable et argile) dans le cas de charges inclinées et/ou excentriques en utilisant l'approche cinématique en analyse limite, dans laquelle la translation

des mécanismes de rupture (pour le cas d'une charge inclinée) et de rotation (pour le cas d'une charge excentrée) ont été utilisés.

Zhu et Michalowski (2005) ont appliqué des calculs élasto-plastiques au système tridimensionnel en utilisant la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel ABAQUS, pour déterminer les expressions des trois coefficients forme des semelles carrées et rectangulaires sur un sol argileux à deux couches. Le sol a été traité comme un matériau de Mohr-Coulomb avec une loi de comportement non associée.

Merified et al. (2006) ont utilisé une analyse par éléments finis pour prédire la capacité portante non drainée des semelles filantes, carrées et circulaires reposant sur des argiles stratifiées. Zhang et Luan (2008) ont présenté une équation pour un sol argileux homogène à deux couches, qui était applicable aux charges horizontales et verticales, en fonction de l'épaisseur de la couche supérieure et du rapport de résistance au cisaillement non drainé.

Dans les travaux de Zhan 2011, la capacité portante des semelles filantes sur sol argileux à deux couches sous chargement incliné, excentrique et excentrique-oblique est étudiée à l'aide de la méthode des éléments finis, où aucune tension soutenue n'est supposée pour l'interface semelle-sol. Cependant, le cas de l'interface avec la capacité de traction n'est pas étudié. Il s'agit d'une interface fondation-sol entièrement collée, particulièrement pertinente pour les fondations peu profondes en mer, qui sont souvent équipées d'une jupe circonférentielle pour réaliser l'encastrement.

Bandini et Pham (2011) se sont principalement concentrés sur l'effet de la profondeur d'encastrement sur la capacité portante ultime des semelles filantes sur des argiles à deux couches.

Yu et al. (2011) ont également effectué une analyse par éléments finis à grande déformation de ce sujet pour déterminer la capacité portante ultime des semelles carrées et circulaires peu profondes sur des argiles à deux couches. Leurs résultats sont basés sur la densité du sol et la largeur de la semelle, et sont présentés sous forme de graphiques. De nombreux chercheurs ont suggéré une solution de limite supérieure pour la capacité portante ultime des argiles à deux couches, ce qui peut entraîner une conception dangereuse car la véritable charge d'effondrement est inconnue.

Benmebarek et al 2012 ont analysés numériquement, en utilisant le code FLAC 3D, la capacité portante d'une semelle filante et d'une semelle carrée, reposant sur un profil d'une argile bicouche de cohésion non drainée variable linéairement avec la profondeur.

Les cas considérés de la variation linéaire de la cohésion avec la profondeur sont présentés sur la figure 3.4

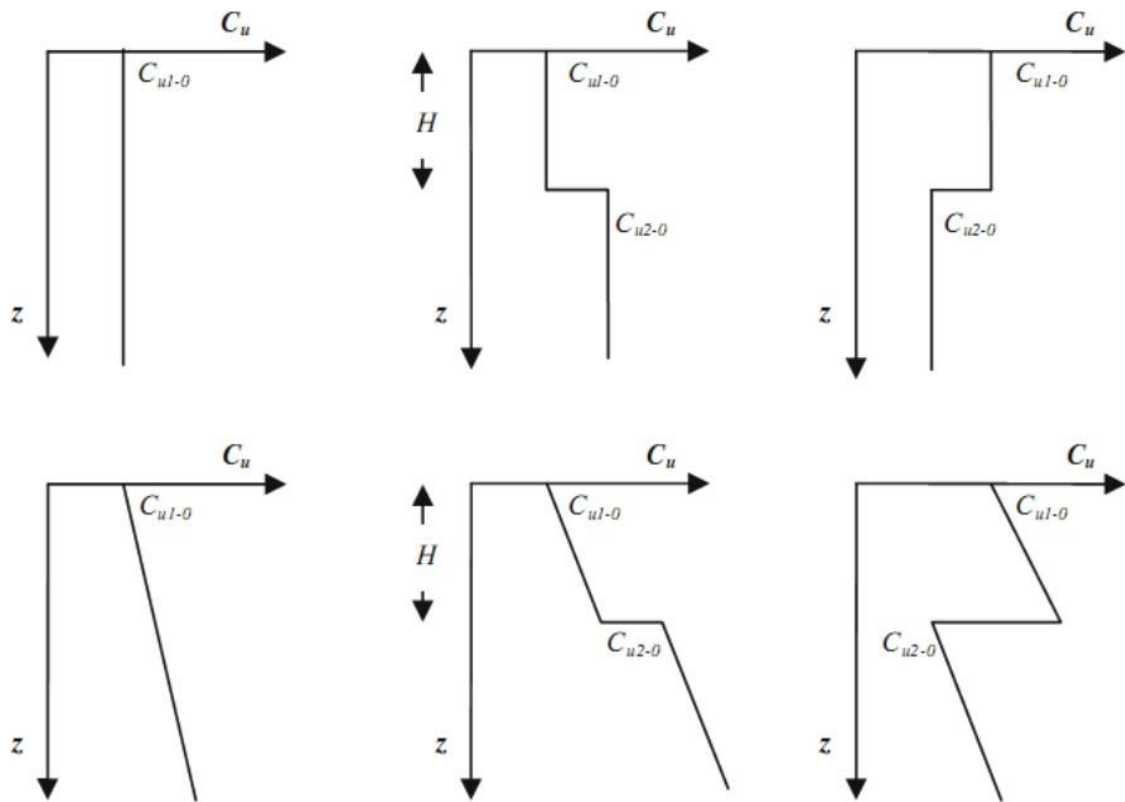


Figure 3.4 Variation de la cohésion avec la profondeur d'après Benmebarek et al.2012

Les facteurs de portance modifié Nc^* pour les cas d'argiles à une et deux couches, avec une cohésion non drainée croissante linéairement avec la profondeur, sont présentés sur la figure 3.5, sachant que m est un facteur non dimensionnel qui définit le taux d'augmentation de la cohésion avec la profondeur.

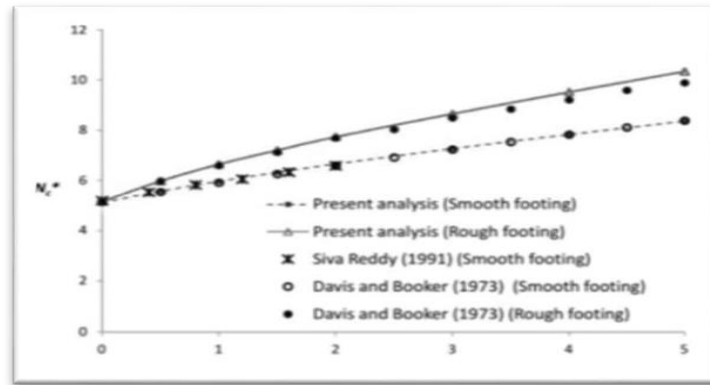


Figure 3.5 Facteurs de portances obtenues par Benmebarek et al 2012

Karamitros et al. (2013) ont utilisé une analyse numérique de la capacité portante induite par la liquéfaction, dégradation des fondations peu profondes sur un profil de sol à deux couches.

Ardakani et (2013), l'effet de l'inclinaison de la couche (figure 3.6) d'une semelle filante sur la capacité portante est évalué à l'aide du logiciel commercial FLAC 2D. Les facteurs de capacité portante modifiés pour la couche horizontale et inclinée sont déterminés.

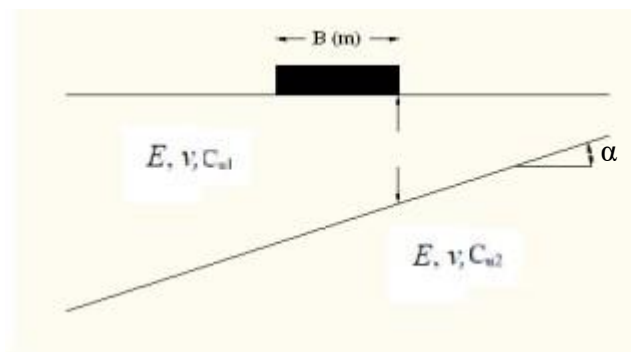


Figure 3.6 : Définition du problème (Ardakani et al 2013)

Dans le cas $cu_1/cu_2 < 1$, la capacité portante modifiée diminue avec l'augmentation de H_d/B . d'autre part, l'augmentation de H_d/B élève le facteur de capacité portante modifié pour le cas $cu_1/cu_2 > 1$ et la capacité portante augmente avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison de l'interface voir le tableau 3.1 (avec H_d est la profondeur minimale entre le bord de la base de la semelle et l'interface de deux couches d'argile).

Tableau 3.1 : Les facteurs de capacité portante modifiés (Ardakani et al 2013)

H_d/B	c_{u1}/c_{u2}	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = 10^\circ$	$\alpha = 20^\circ$	$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$
0.25	0.25	6.10	5.52	5.29	5.17	5.20
	0.5	6.05	5.50	5.25	5.14	5.15
	1	4.87	4.87	4.87	4.87	4.87
	2	2.97	3.10	3.33	3.45	3.60
	4	1.84	1.92	2.08	2.22	2.45
0.5	0.25	5.05	4.97	4.92	4.90	4.90
	0.5	5.03	4.97	4.92	4.90	4.90
	1	4.87	4.87	4.87	4.87	4.87
	2	3.55	3.58	3.62	3.70	3.82
	4	2.32	2.34	2.45	2.61	2.78
1	0.25	5.01	5.01	5.01	5.01	5.01
	0.5	4.98	4.98	4.98	4.87	4.97
	1	4.87	4.87	4.87	4.87	4.87
	2	4.51	4.25	4.26	4.27	4.27
	4	3.23	3.15	3.24	3.36	3.50
1.5	0.25	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95
	0.5	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95
	1	4.87	4.87	4.87	4.87	4.87
	2	4.80	4.75	4.79	4.84	4.84
	4	4.32	4.04	4.08	4.13	4.28

Ibrahim (2014) a rapporté une étude sur le comportement d'une semelle circulaire qui repose sur une couche de sable dense recouvrant une couche d'argiles molles. Il est mentionné dans cette étude que la capacité portante ultime est directement proportionnelle à l'angle de frottement interne du sol granulaire, à l'épaisseur de la couche granulaire et à la profondeur de la fondation alors qu'elle est inversement proportionnelle au diamètre de la semelle. Il est en outre rapporté par Ibrahim (2014) que le cisaillement par poinçonnement et la rupture de Prandtl se produiront respectivement dans le sol granulaire supérieur et la couche d'argile molle inférieure.

Lee et al. (2016) ont présenté les résultats d'une étude numérique de la capacité portante verticale non drainée des fondations annulaires rugueuses reposant sur un sol purement cohérent avec une cohésion non drainée constante et d'autre fois reposant sur un sol non drainée variable linéairement avec la profondeur.

Papadhópoulos et Gazetas (2019) ont évalué la capacité portante non drainée des fondations filantes et carrées, sous chargement combiné (M, V), et reposant sur deux couches d'argile à l'aide d'analyses par éléments finis bidimensionnelles et tridimensionnelles.

Shariati et al. (2020a et 2020b) ont analysé le mécanisme de rupture et le comportement charge-déplacement des fondations peu profondes situées sur des sols à grains fins sous des charges dynamiques et statiques à l'aide du logiciel d'éléments finis PLAXIS 2D. Pham et Ohtsuka (2021) ont étudié de manière approfondie la capacité portante ultime d'une semelle rigide sur la surface libre de sable recouvrant l'argile en utilisant la méthode des éléments finis plastiques rigides (RPFEM).

Samir Benmoussa et al 2021, des calculs numériques de la capacité portante des semelles circulaires rigides et rugueuses sur un sol bicouche purement cohérent, ou la cohésion est constante dans chaque couche et sur un sol d'un bicouche a cohésions non drainées variable en profondeur, ont été effectués à l'aide du code FLAC (figure 3.7). Les résultats du calcul de la capacité portante qui dépendent de l'épaisseur de la couche supérieure, du rapport de résistance des argiles à deux couches et des taux d'augmentation de la cohésion avec la profondeur sont présentés dans des tableaux et des graphiques, et comparés aux résultats publiés précédemment disponibles dans la littérature. La profondeur critique des semelles circulaires est significativement inférieure à celle des semelles filantes.

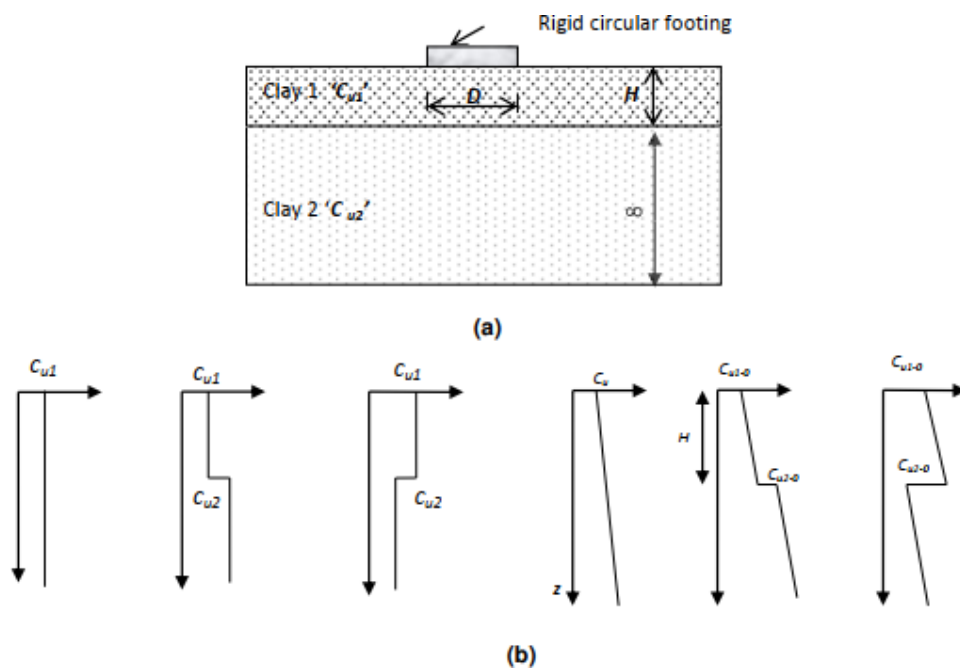


Figure 3.7 : Cas étudiés (a) Notation du problème ; (b) variation de la cohésion avec la profondeur. (Samir Benmoussa et al 2021)

Loghman Rahim et al 2022a, la capacité portante d'une semelle filante située sur les deux couches de sol cohésif-frictionnel ainsi que les effets de la taille de la semelle et de l'épaisseur relative de la couche supérieure sur le mécanisme de rupture et la capacité portante ont été étudiés sur la base de laboratoire et des modèles numériques. Les analyses numériques visent principalement à examiner les effets de la taille de la fondation, en considérant différents paramètres, sur la capacité portante de deux sols stratifiés cohésifs-frictionnels. Pour assurer l'exactitude des résultats numériques, des modèles d'éléments finis correspondant à des modèles de laboratoire ont été simulés, avec la sortie des méthodes numériques et expérimentales comparées. Loghman Rahim et al 2022b, une nouvelle corrélation est proposée pour évaluer la capacité portante d'une semelle filante située sur le sol à deux couches cohésives-frictionnelles sur la base d'observations de 12 ensembles de modèles physiques, d'une analyse numérique correspondant à des expériences et à des recherches antérieures. Une série d'études paramétriques a été réalisée pour évaluer la précision de la corrélation proposée à l'aide du logiciel d'éléments finis PLAXIS 2D. À cette fin, les valeurs de la capacité portante ultime obtenues à la fois par des méthodes numériques et théoriques pour 56 modèles différents ont été comparées. Une comparaison des résultats montre que la corrélation proposée permet d'évaluer la capacité portante ultime pour différents états de la semelle filante sur le sol à deux couches avec une relativement bonne

3.4. Conclusion :

La littérature ci-dessus indique que la plupart des études ont été réalisées pour la semelle filante reposant sur un sol stratifié. Cependant, il existe un manque d'analyse de la capacité portante des semelles circulaires reposant sur un sol stratifié.

Dans ce travail notre intérêt est porté sur l'utilisation du logiciel PLAXIS^{2d} pour examiner numériquement la capacité portante non drainée des fondations circulaires sur sol bicouche

Chapitre 4

Les modèles de comportement et
présentation de l'outil numérique
utilisé

Chapitre 4 : les modèles de comportement et présentation de l'outil numérique utilisé

Sommaire

4.1. Introduction	38
4.2. Loi de comportement	38
4.2.1 Modèl élastique	39
4.2.1.1. Modèle élastique linéaire isotrope (loi de Hooke)	39
4.2.1.2 Modèle élastique orthotrope	40
4.2.2. Lois de comportement élastoplastique.....	42
4.2.2.1. La surface de charge.....	42
4.2.2.2 Notion de règle d'écroissage	43
4.2.3. Modèle de Mohr-Coulomb	45
4.3. Présentation de PLAXIS.....	48
4.3.1 Le code éléments finis PLAXIS	48
4.3.2 Options par défaut et solutions approchées	49
4.4. Conclusion	51

4.1 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.

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-plastique des matériaux. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Les modèles de comportement disponibles dans PLAXIS sont :

- Modèle élastique linéaire ;
- Modèle de Mohr-Coulomb;
- Modèle de sol avec écrouissage (Harding Soil Model);

4.2 Loi de comportement

Une loi de comportement exprime les relations existant entre les contraintes et les déformations d'un petit élément de volume macroscopique de matériau. D'après Nova (2005), le comportement mécanique des sols est très complexe ; il n'est pas linéaire, il est irréversible et il dépend du chemin de contraintes. Il est donc évident qu'une loi mathématique capable de reproduire tous les aspects du comportement d'un sol serait excessivement complexe. Dans ce qui suit, on présente un aperçu sur le comportement élastique linéaire et le modèle de comportement élasto-plastique.

En général, la loi de comportement permet de relier les contraintes σ aux déformations ε subies par le matériau. C'est elle qui prendra en compte la nature du matériau.

Il est observable que sur de nombreux matériaux la courbe (σ, ε) présente deux parties distinctes : une partie linéaire correspondant à un comportement réversible du matériau

(élasticité) et une partie non linéaire correspondant à un comportement irréversible à partir de la limite élastique (Figure 4.1).

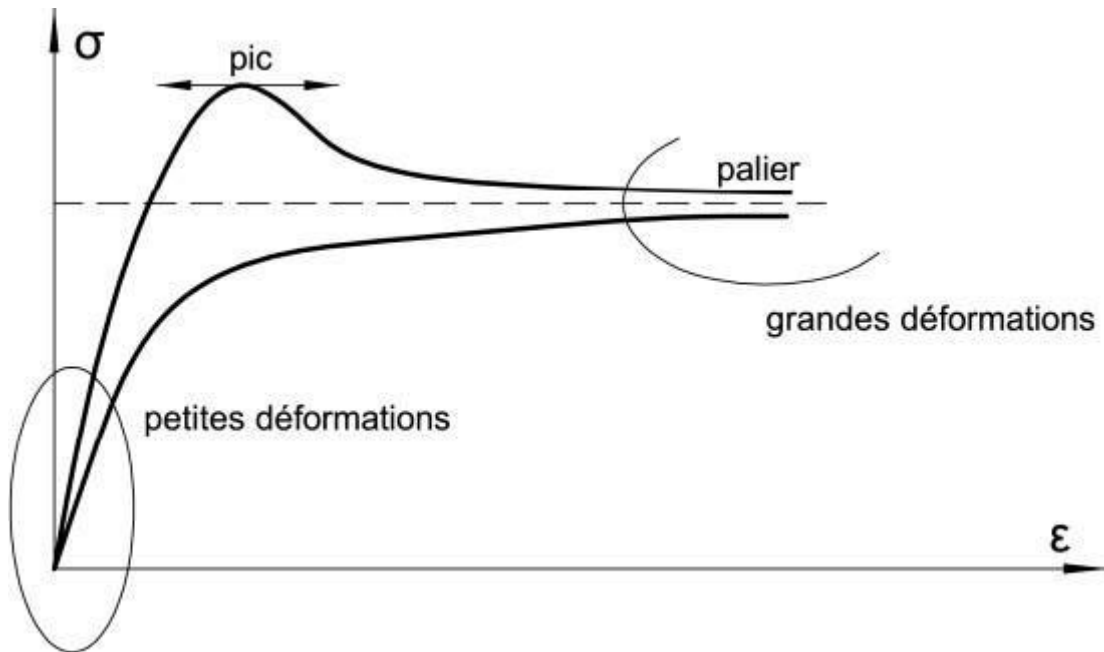


Figure 4.1 Courbe contrainte – déformation.

4.1.1 Modèle élastique

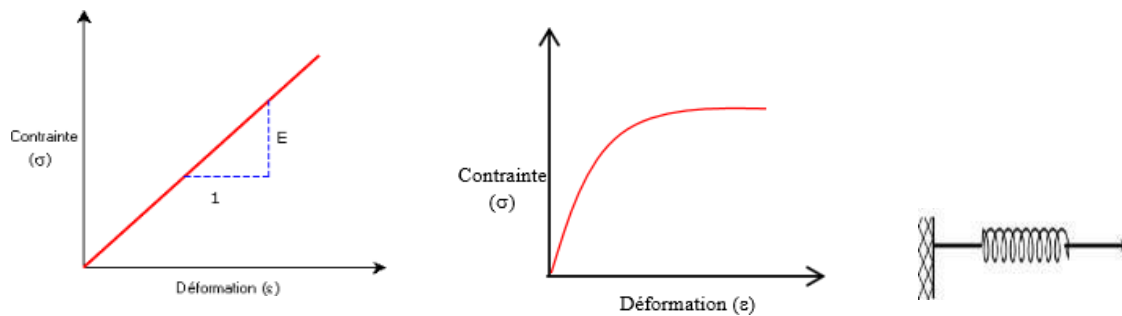
4.1.1.1 Modèle élastique linéaire isotrope (loi de Hooke)

Les lois de comportement relient les sollicitations appliquées σ_{ij} à la réponse en déformations des matériaux ϵ_{ij} . Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes par la relation de Hooke qui adopte les formes établies dans les équations :

$$\epsilon_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (4.1)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \epsilon_{ij} + \frac{E-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \epsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (4.2)$$

Où E et ν sont le module d'Young et le coefficient de Poisson et δ_{ij} est l'indice de Kronecker. Le modèle rhéologique relatif à l'élasticité linéaire peut être représenté par un ressort de raideur E .



Elasticité linéaire

Elasticité non linéaire

Modèle analogique

Le cas de l'élasticité linéaire correspond à la situation dans laquelle il existe une relation linéaire entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations élastiques. Ce n'est généralement pas le cas des sols qui, même pour de faibles déformations, ont un comportement élastique non linéaire.

Tableau 4.1: Relations entre constantes élastiques d'après Leipholz (1974)

Expression des paramètres				
Couple de paramètres utilisés	Module de cisaillement G	Module d'Young E	Module volumique K	Coefficient de poisson ν
G, E	G	E	$\frac{G \cdot E}{9G - 3E}$	$\frac{E - 2G}{2G}$
G, K	G	$\frac{9GK}{3K + G}$	K	$\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$
G, ν	G	2G (1+ν)	$\frac{3G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}$	ν
K, E	$\frac{3KE}{9k - E}$	E	K	$\frac{3K - E}{6K}$
E, ν	$\frac{E}{2(1 + \nu)}$	E	$\frac{E}{3(1 - 2\nu)}$	ν
K, ν	$\frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)}$	3K(1-2ν)	K	ν

4.1.1.2 Modèle élastique orthotrope

On dit qu'un modèle de comportement est orthotrope lorsque les propriétés élastiques présentent une symétrie selon trois plans perpendiculaires.

Un modèle isotrope transverse est automatiquement orthotrope (mais l'inverse n'est pas vrai) ; ces modèles sont typiquement utilisés pour les tissus 2D ou 3D orthogonaux, équilibrés ou non



Figure 4.2: Un tissu composite carbone/carbone

Une base orthonormale dont les vecteurs se situent à l'intersection des plans de symétrie est appelée base d'orthotropie ; par exemple, la base (x,y,z) de la figure 4.2 est une base d'orthotropie. Dans une telle base, le modèle possède une écriture matricielle relativement simple, de la forme suivante :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ 2\varepsilon_{12} \\ 2\varepsilon_{13} \\ 2\varepsilon_{23} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} & -\frac{\nu_{13}}{E_3} \\ -\frac{\nu_{21}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_3} \\ -\frac{\nu_{31}}{E_1} & -\frac{\nu_{32}}{E_2} & \frac{1}{E_3} \\ & & & \frac{1}{G_{12}} \\ & & & & \frac{1}{G_{13}} \\ & & & & & \frac{1}{G_{23}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{Bmatrix} \quad (4.3)$$

Le modèle implique neuf constants élastiques indépendants :

E_1, E_2, E_3 modules d'Young dans les directions des axes locaux ;

G_{23}, G_{13}, G_{12} modules de cisaillement dans les plans parallèles aux axes locaux ;

$\nu_{12}, \nu_{13}, \nu_{23}$ coefficients de poisson, où ν_{ij} caractérise la contraction latérale dans la direction locale i causée par la contrainte de traction dans la direction locale j .

En vertu de la symétrie de la matrice contrainte-déformation nous avons :

$$\frac{\nu_{21}}{E_1} = \frac{\nu_{12}}{E_2}, \quad \frac{\nu_{31}}{E_1} = \frac{\nu_{13}}{E_3}, \quad \frac{\nu_{32}}{E_2} = \frac{\nu_{23}}{E_3} \quad (4.4)$$

Pour les plaques minces ayant un comportement de contrainte plane ($\sigma_{zz} = 0$) et aucun cisaillement transversal $\delta_{xz} = \delta_{yz} = 0$, la matrice de rigidité devient :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ 2\varepsilon_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} & \cdot \\ -\frac{\nu_{21}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & \cdot \\ \cdot & \cdot & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} \quad (4.5)$$

Par inversion de Matrice on a :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E_1}{1-\nu_{12}\nu_{21}} & -\frac{\nu_{12}E_1}{1-\nu_{12}\nu_{21}} & \cdot \\ -\frac{\nu_{21}E_2}{1-\nu_{12}\nu_{21}} & \frac{E_2}{1-\nu_{12}\nu_{21}} & \cdot \\ \cdot & \cdot & G_{12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$

4.1.2 Lois de comportement élastoplastique

La théorie de l'élasto-plasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte-déformation et l'existence de déformations irréversibles suggèrent l'application du schéma de l'élasto-plasticité aux sols.

La déformation totale est la somme des déformations élastiques s^e et plastiques s^p . Elle est donnée par l'équation suivante :

$$s = s^e + s^p$$

Les modèles élastoplastiques sont basés sur trois notions fondamentales : la surface de charge, la règle d'écrouissage et la règle d'écoulement. Nous allons dans ce qui suit, exposer les bases pour chacune de ces notions.

4.1.2.1 La surface de charge :

Elle définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement du Matériau est irréversible.

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 déformations pouvant se décomposer de la manière suivante : une partie réversible comme précédemment et une partie de déformations irréversibles (plastiques).

La frontière entre ces deux domaines est caractérisée par une fonction scalaire F appelée fonction de charge : $F(\sigma_{ij}, R) = 0$

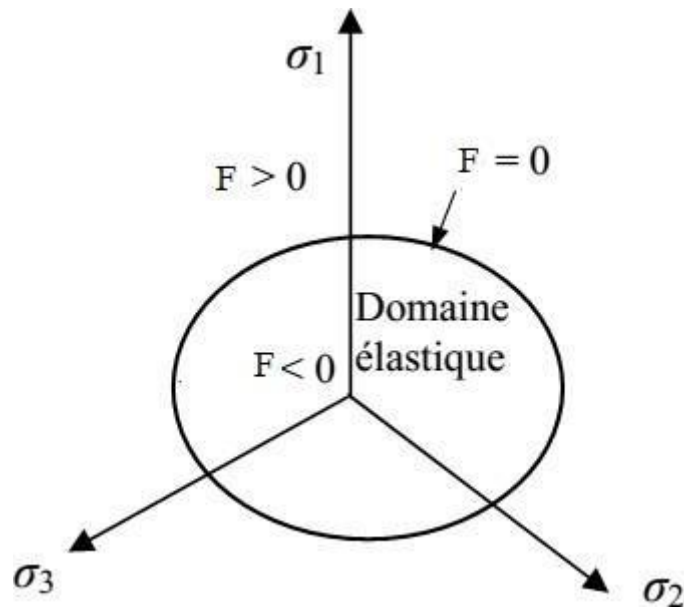


Figure 4.3 : Surface de charge

4.1.2.2 Notion de règle d'érouissage

L'érouissage d'un matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. L'essai de traction (ou de compression) uniaxiale (figure 4.4) va nous permettre de décrire cette notion d'érouissage.

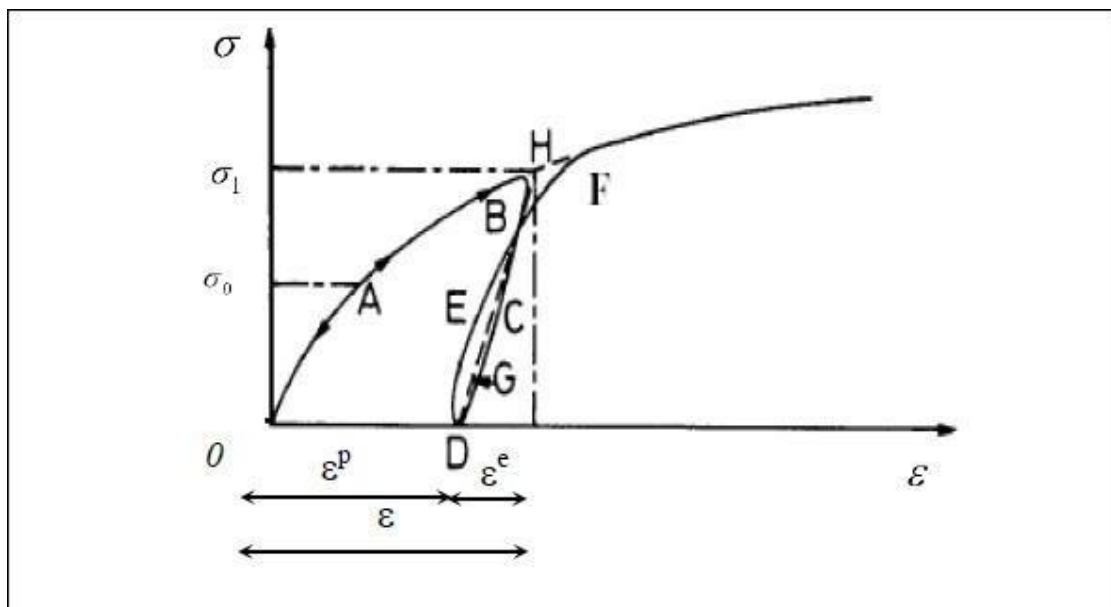


Figure 4.4 : Essai de compression (ou de traction) uniaxiale d'un matériau

L'écroissage : Elle permet d'évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes et donc le domaine d'élasticité. Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K pour symboliser l'élasticité du matériau, et un patin de seuil S_0 .

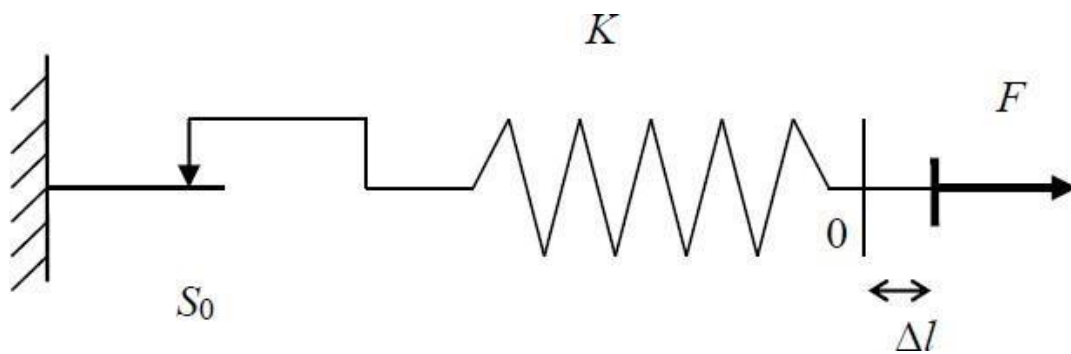


Figure 4.5 Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure 4.5

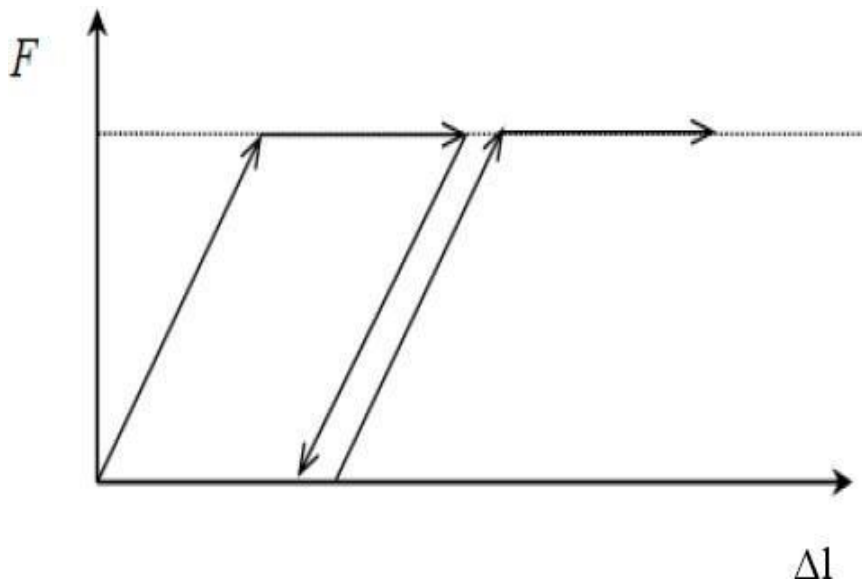


Figure 4.6 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures 4.5 et 4.6 est un comportement élastique-plastique sans écroissage. La figure 4.7 représente un comportement élastique-plastique avec écroissage.

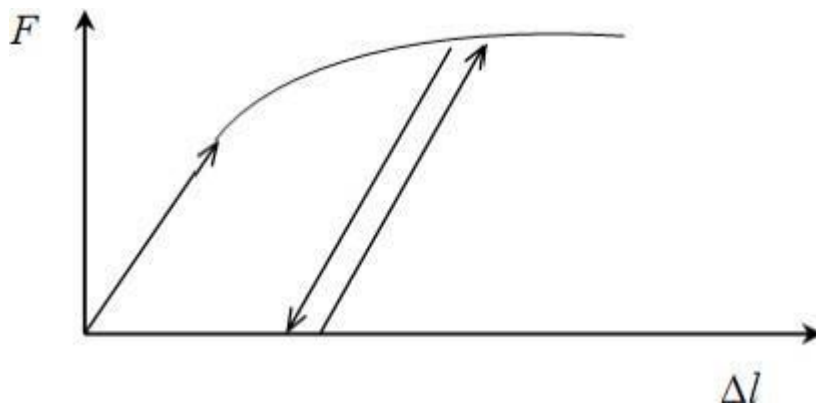


Figure 4.7 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

4.1.3 Modèle de Mohr-Coulomb :

La théorie de Mohr-Coulomb est un modèle mathématique décrivant la réponse des matériaux fragiles tels que le béton, ou des agglomérats lâches, aux contraintes de cisaillement ainsi qu'au stress normal. La plupart des matériaux d'ingénierie classiques suivent cette règle dans au moins une partie de leur enveloppe qui se rompt par cisaillement. En géotechnique, la théorie est utilisée pour définir la résistance au cisaillement des sols et des roches à différents états de contrainte effective.

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb représente l'enveloppe linéaire qui est obtenue par le rapport entre la contrainte de cisaillement d'un matériau et la contrainte normale :

$$\tau = c + \sigma n \operatorname{tg}(\varphi) \quad (4.7)$$

τ est la contrainte de cisaillement.

σ est la contrainte normale.

c est l'ordonnée de l'enveloppe de rupture par rapport à l'axe.

φ est la pente de l'enveloppe de rupture.

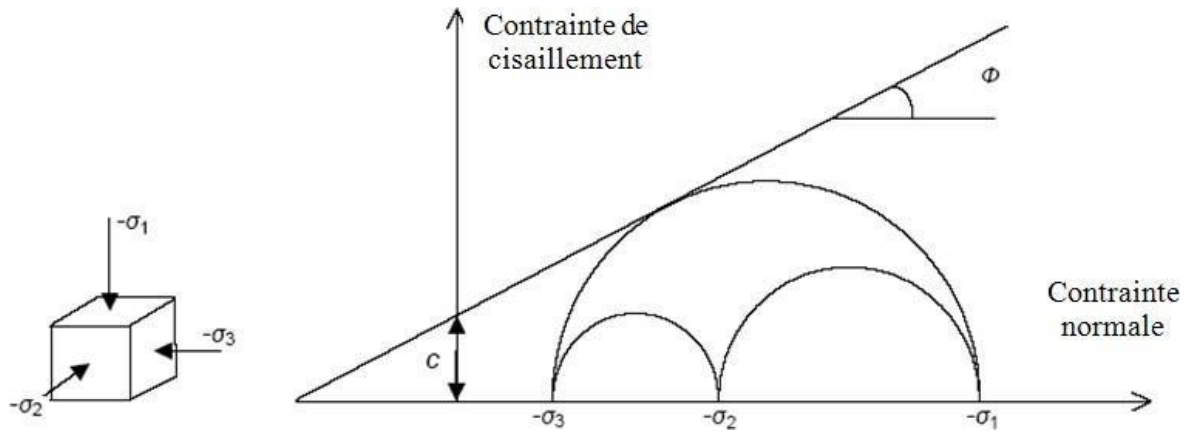


Figure 4.8 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

A l'intérieur de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique. Dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale d'équation :

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 - \sigma_3) \sin\phi - 2c \cos\phi = 0 \quad (4.8)$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$). Cette pyramide est centrée autour de la trisectrice de l'espace des contraintes principales (1er invariant des contraintes) comme illustré sur la figure 4.9:

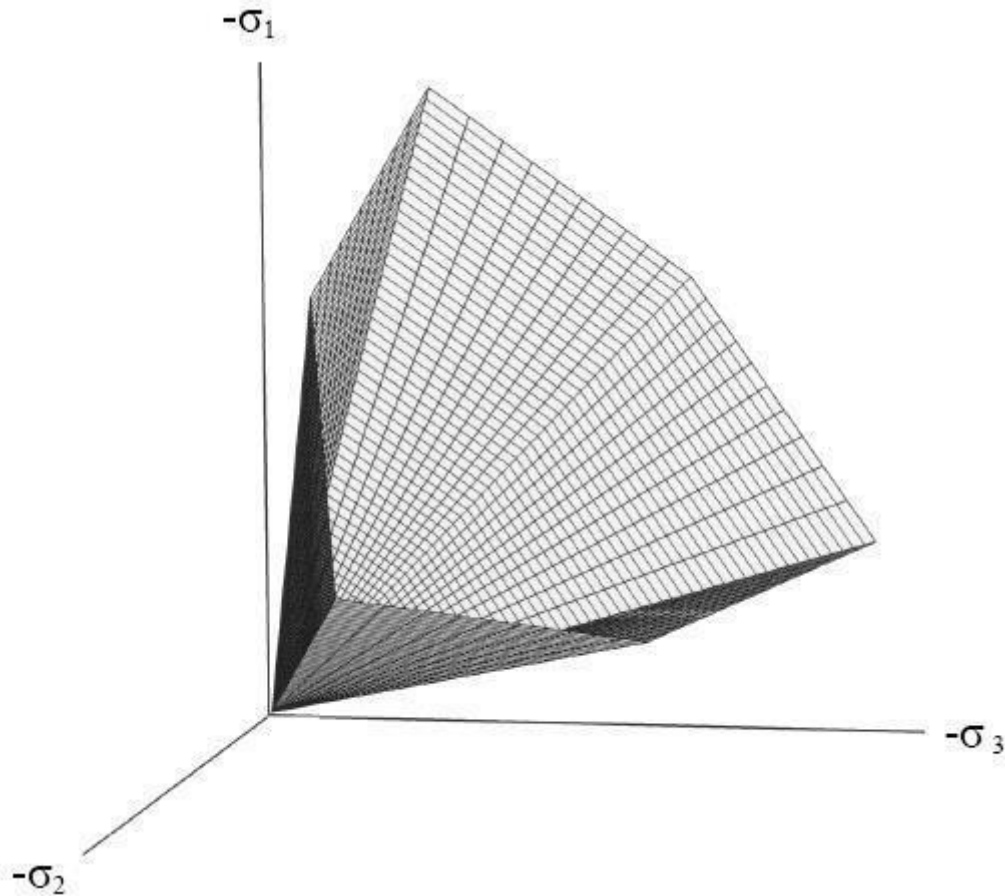


Figure 4.9 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le potentiel plastique de cisaillement correspond à une loi d'écoulement non associée décrite par l'équation :

$$G(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \sigma_3 \quad (4.9)$$

Lorsque l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

La dilatance correspond au 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 $\Delta e^{pv} / \Delta e^{ps}$. L'angle de dilatance peut être déterminé à partir des essais triaxiaux ou à la boîte de cisaillement. L'angle de dilatance est déterminé à partir de la représentation graphique de la variation de la déformation volumique v_e en fonction de la déformation axiale e_1 (Vermeer et de Borst, 1984).

La modélisation de la dilatance, basée sur le critère de Mohr-Coulomb est représentée sur la figure 4.9.

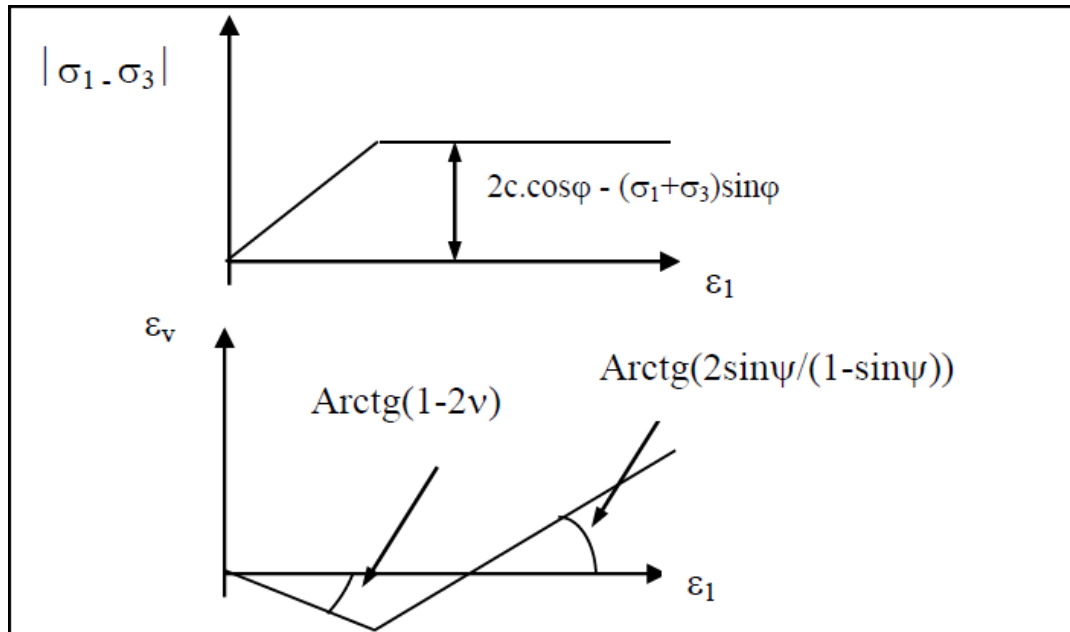


Figure 4.10: Modélisation de la dilatance ψ à partir du test triaxial (Vermeer et de Borst, 1984)

4.2 Présentation de code de modélisation numérique plaxis 2D :

L'analyse de projets 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 permettant 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 des fichiers.

4.2.1 Le code éléments finis PLAXIS :

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudostatique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (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 mêmes données, un calcul affiné.

4.2.2 Options par défaut et solutions approchées

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

Les options par défaut commencent dès le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du

matériau après application de la gravité. L'option K0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple). Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; PLAXIS offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel. L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction Proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats : Des résultats donnés du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

4.3 Conclusion :

L'objectif voulu dans ce chapitre est de faire la description d'une loi de Mohr-coulomb du sol et une présentation de l'outil de simulation numérique.

Nous nous intéressons dans notre contribution numérique à une loi élastique parfaitement plastique adoptant comme critère de rupture celui de Mohr-coulomb. Ce modèle décrit d'une manière très efficace le comportement réel du sol et présente l'avantage de la facilité d'insertion par le code numérique.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé: soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel...

Chapitre 5

Évaluation numérique de la capacité
portante non-drainée des fondations
circulaires sur sol bicouche

Chapitre 5 : Évaluation numérique de la capacité portante non-drainée des fondations circulaires sur sol bicouche

Sommaire

5.1. Introduction.....	53
5.2. Synthèse des travaux antérieurs	54
5.3. Procédure de modélisation numérique	55
5.4. Résultats des calculs et discussion	62
5.5. Conclusion	74

Chapitre 5

Évaluation numérique de la capacité portante non-drainée des fondations circulaires

5.1. Introduction

La détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle, reposant sur un massif homogène de sol non drainé, constitue une des questions les plus anciennes et fondamentales du génie géotechnique. Plusieurs méthodes existent dans la littérature pour l'évaluation de la capacité portante ultime, à savoir : la méthode d'équilibre limite, la méthode des caractéristiques ou lignes de glissement, la méthode d'analyse limite avec ses deux approches, cinématique et statique, l'analyse limite par éléments finis et les calculs élasto-plastiques en utilisant la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies.

Toute la théorie de la capacité portante a été établie pour une fondation reposant sur un milieu homogène semi infini, du moins en dessous de la surface horizontale passant par la base de la fondation. Or, dans la nature de tels milieux n'existent pas, du fait de leur origine géologique.

Le problème de la capacité portante d'une fondation filante a été largement étudié dans la littérature par des approches théoriques ou numériques. En revanche, pour les fondations circulaires, les modélisations numériques sont récentes et les ingénieurs géotechniciens utilisent des coefficients empiriques préconisés par les différentes réglementations.

Dans ce chapitre, notre intérêt est porté sur l'utilisation du logiciel PLAXIS^{2d} pour examiner numériquement l'effet du rapport de cohésion des deux couches et le rapport de la distance de la première couche d'argile à la base de la fondation sur la portance non drainée d'une fondation circulaire.

5.2. Synthèse des travaux antérieurs

La capacité portante des fondations filantes a été abordée initialement dans le cadre de la formulation classique de la capacité portante exprimée par l'équation de Terzaghi.

L'équation générale pour le calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle filante reposant sur un sol homogène, proposée par *Terzaghi (1943)* est donnée par :

$$q_u = c \cdot N_c + q N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (6.1)$$

Où :

q_u : est la capacité portante ultime ;

c : la cohésion du sol ;

q : la surcharge au-dessus du niveau de la fondation de la semelle ;

γ : le poids volumique du sol;

N_c, N_q et : sont les facteurs de capacité portante représentant respectivement l'effet de la cohésion c , la surcharge q et le poids volumique γ .

L'équation (6.1) est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs s_c, s_q et s_γ pour tenir compte de la forme de la fondation. Pour une semelle circulaire l'équation généralisée de Terzaghi devient :

$$q_u = c \cdot s_c \cdot N_c + q \cdot s_q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot s_\gamma \cdot N_\gamma \quad (6.2)$$

Où

s_c, s_q et : Sont appelés les facteurs de correction de forme, corrigeant respectivement

N_c, N_q et .

Pour une semelle circulaire de surface reposant sur une seule couche d'argile homogène dans des conditions non drainées, les praticiens utilisent généralement l'expression de Terzaghi pour calculer les charges ultimes de la semelle. Pour une semelle circulaire sans surcharge, l'expression de la capacité portante ultime est réduite à :

$$q_u = c \cdot s_c \cdot N_c = c N_c^* \quad (6.3)$$

N_c^* : Est le facteur de portance modifié.

La capacité portante ultime des semelles circulaires reposant sur une seule couche d'argile homogène dans des conditions non drainées peut-être estimée à l'aide de l'équation (6.3). In situ, les sols naturels sont souvent déposés en multicouches. Ces couches sont de nature non homogène mais peuvent être considérées comme des couches homogènes distinctes dans des buts d'ingénierie, bien que les propriétés de résistance des couches adjacentes soient généralement assez différentes. Si une semelle est placée sur la surface d'un sol stratifié pour lequel l'épaisseur de la couche supérieure est grande par rapport à la largeur ou au diamètre de la semelle, alors l'évaluation réaliste de la capacité portante peut être obtenue en utilisant la théorie conventionnelle de la capacité portante basée sur les propriétés de la couche supérieure. Cependant, si l'épaisseur de la couche supérieure est comparable à la largeur de la semelle, cette approche peut ne pas être appropriée.

L'effet de la stratification homogène du sol pour les semelles filantes a été largement traité dans la littérature, en particulier par Merifield et al. (1999); Michalowski (2002) ; Zhu (2004) ; Merified et al. (2006) ; Zhang and Luan (2008) ; Kuo et al. (2009) ; Zhan and Luan 2011; Benmebarek et al. (2012); Md Nujid (2014); Nujid et al (2014) ; Rao et al. 2015 ; Ahmadi et al 2016 ; Xiao et al 2018 ; Papadopoulou and Gazetas (2019) ; Rahimi et al (2022) ; Mandal et al (2022). Et pour les semelles circulaires traité par Desai et al 1970; Meyerhof (1974); Hanna and Meyerhof (1980); Wang et al (2002); Merified et al. (2006) ; Srinivasan et al 2013; Ibrahim (2014); Joshi et al (2015); Zeydi et al 2020 ; Benmoussa et al 2021.

Dans le cas d'un profil de sol stratifié à résistance au cisaillement non drainé constante, il convient de réécrire l'équation (6.1) sous la forme (Merifield et al, 1999):

$$q_u = c \cdot N_c^* \quad (6.4)$$

$$N_c^* = \frac{q_u}{c} \quad (6.5)$$

c_1 : est la cohésion de la couche supérieure.

5.3. Procédure de modélisation numérique

5.3.1. Présentation du cas étudié

On considère une semelle circulaire de diamètre D (= 2 mètre) reposant directement sur une bicouche semi infini. Les paramètres géométriques de l'étude sont représentés dans la figure 5.1.

Avec D : Largeur de la semelle ;

- H : Epaisseur de la couche supérieure ;
 c_1 : est la cohésion de la couche supérieure ;
 c_2 : est la cohésion de la couche inférieure.

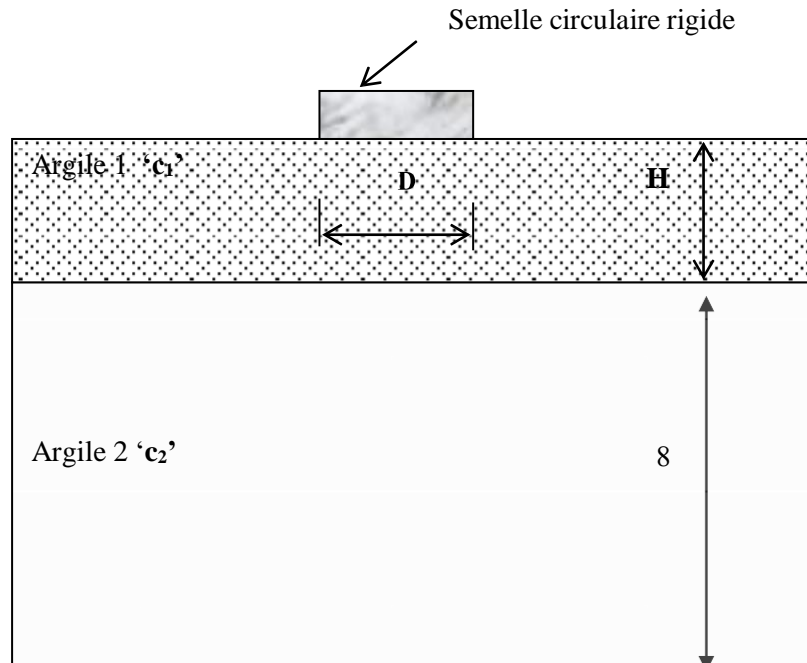


Figure 5.1 : Les paramètres géométriques

- Du fait de la symétrie géométrique, seule la moitié du modèle est retenue.
- Le problème est modélisé par un modèle géométrique axisymétrique.

5.3.2. Caractéristiques des matériaux

Le sol est régi par un critère élasto-plastique où la loi de comportement de Mohr Coulomb est adoptée. Les propriétés du sol sont résumées dans le tableau 5.1 :

Tableau 5.1 : Propriétés de sol non drainé (Md Nujid et al 2021)

Paramètres	Désignation	Valeurs
Poids volumique apparent	γ_{unsat}	17 KN/m ³
Poids volumique sature	γ_{sat}	18 KN/m ³
Module de déformation	E	3*10 ⁴ KN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0.3
Cohésion (couche supérieure)	c_1	20 KN/m ²

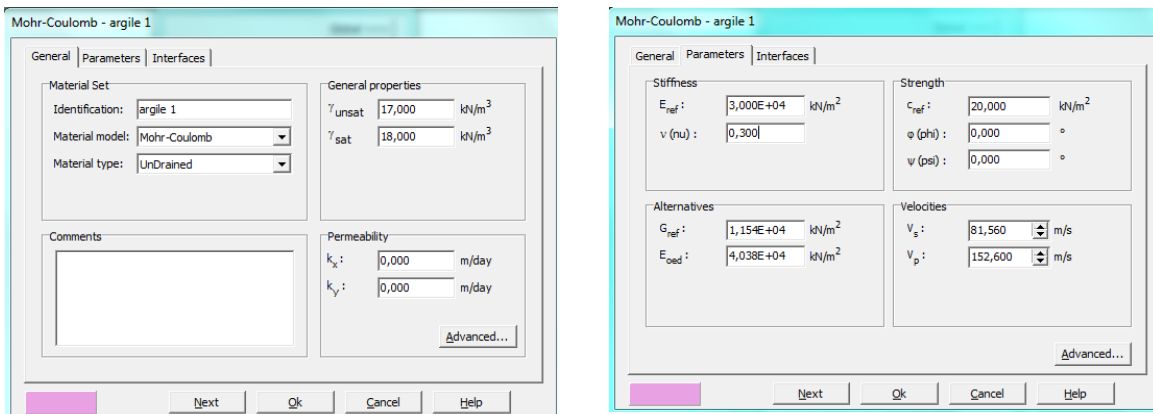


Figure 5.2 : Introduire les caractéristiques géotechniques du sol « plaxis »

5.3.3. Modélisation de la fondation

La semelle est considérée comme étant rigide (indéformable), le chargement est modélisé par l'application d'un déplacement imposé aux nœuds de la surface de la semelle (interface). De plus, cette interface peut être lisse (le déplacement horizontal à l'interface n'est pas imposé) ou rugueuse (le déplacement horizontal à l'interface est nul).

5.3.4. Maillage et conditions aux limites

Le maillage retenu est représenté sur la figure 5.3, l'élément de base utilisé dans la génération du maillage pour le sol est l'élément triangulaire à 15 nœuds. De nombreux tests ont été exécutés pour examiner l'influence du maillage ; un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones de forts gradients de contraintes, c'est-à-dire au voisinage de la semelle et sous sa base. L'icône 'maillage' permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle la finesse du maillage dans le menu « Mesh » sur « very fine » et on le raffine localement sur la partie au-dessous de la semelle.

Les conditions aux limites : On choisit les conditions aux limites par défaut, les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure ; tandis que pour les limites verticales, les déplacements horizontaux sont bloqués et les déplacements verticaux sont libres comme indiqué sur la figure 5.4.

Les distances des frontières adoptées sont suffisantes afin que les conditions aux limites n'influent pas sur les résultats et que les mécanismes de rupture ne les interceptent pas.

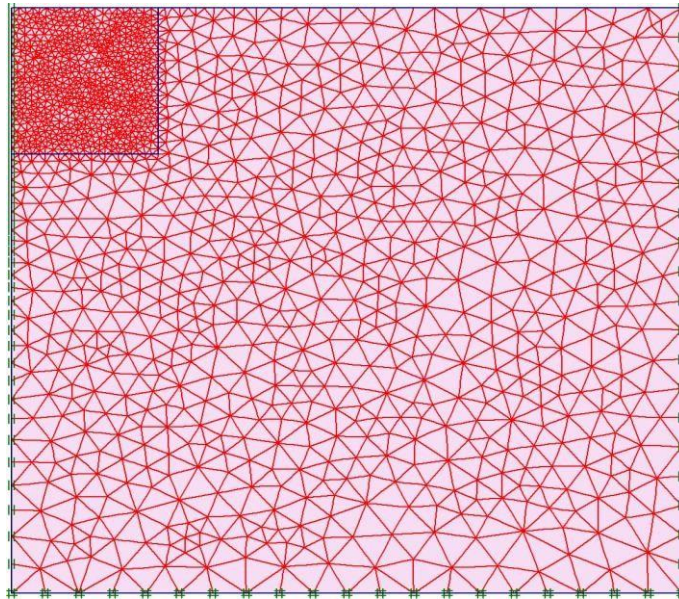
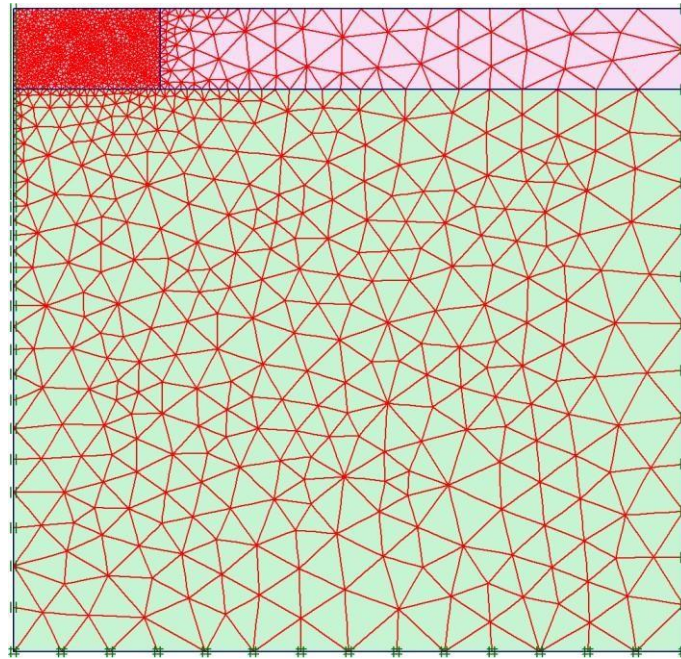


Figure 5.3 a) Sol monocouche



b) Sol bicouche

Figure 5.4 : Maillage du modèle numérique

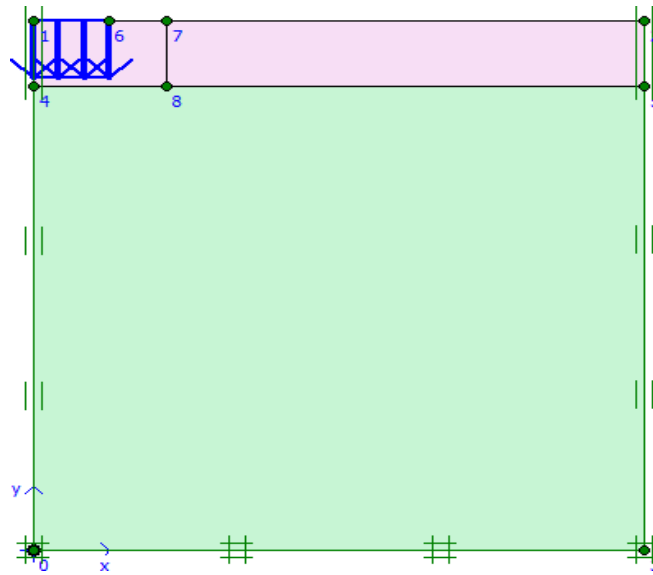


Figure 5.5 : Conditions aux limites du modèle

5.3.5 Génération des contraintes initiales

Certains problèmes d'analyse en ingénierie géotechnique demandent la spécification de l'état de contraintes initiales. Ces contraintes causées par le poids propre du massif de sol représentent l'état d'équilibre du sol en place.

Dans une analyse avec Plaxis, ces contraintes initiales doivent être spécifiées par l'utilisateur. Il existe deux possibilités pour obtenir ces contraintes :

- La procédure K_0
- Le chargement gravitaire.

Dans la présente analyse, la procédure qui a été naturellement adoptée est celle de K_0 , puisque la procédure K_0 sera utilisée uniquement dans les cas où la surface est horizontale et où les couches de sols et la nappe phréatique lui sont parallèles. Dans tous les autres cas, on utilisera le chargement gravitaire.

Les contraintes initiales sont alors calculées.

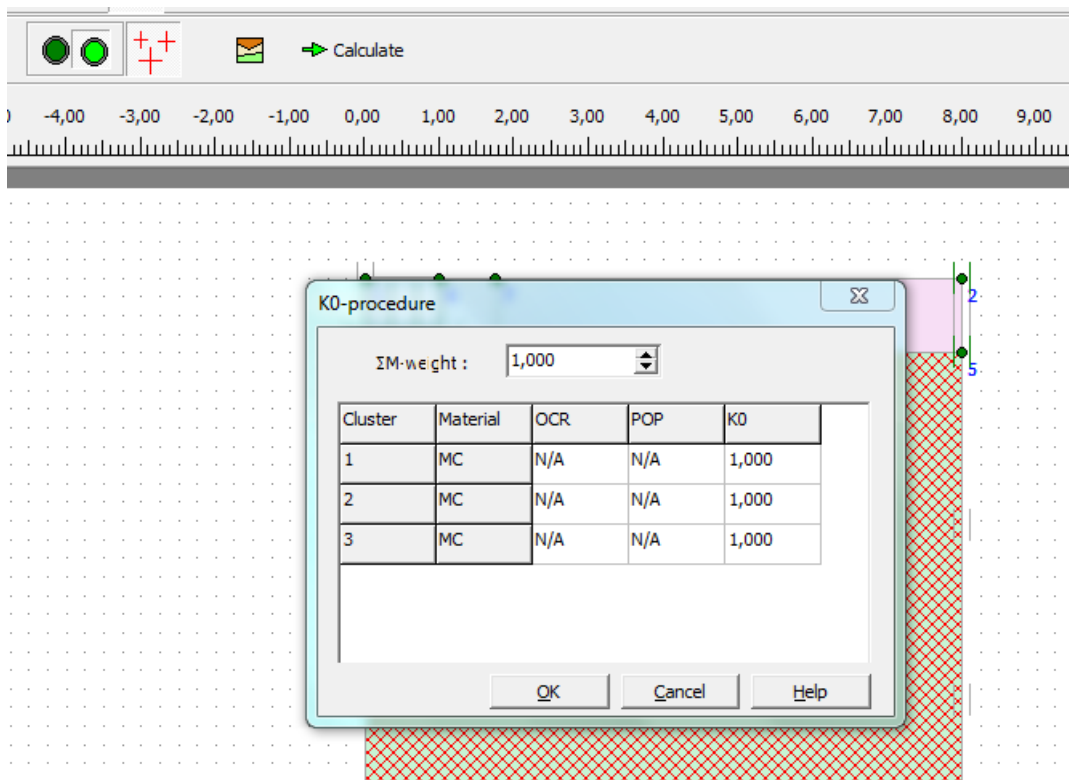


Figure 5.6 : Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K_0

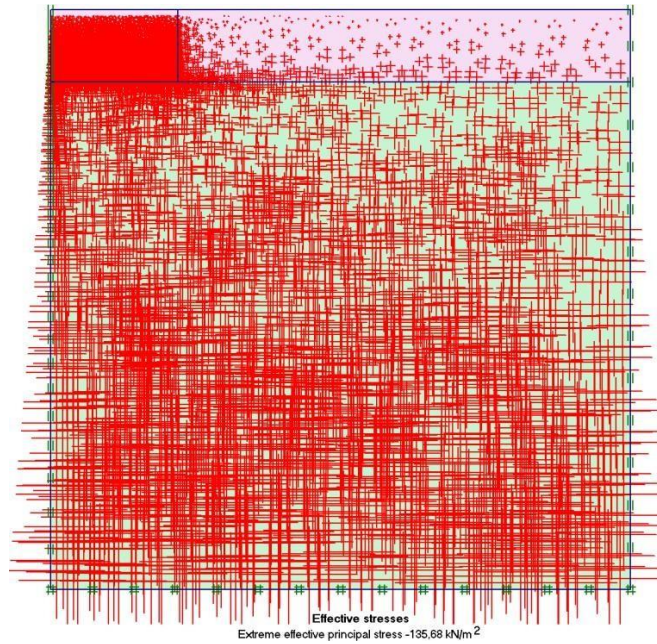


Figure 5.7 : Champ de contraintes initiales

5.3.5. Phasage de calcul

Après avoir cliqué sur le bouton Calculer et enregistré les données d'entrée, le programme d'entrée est fermé et le programme de calculs est démarré. Le programme Calculs permet de définir et d'exécuter des phases de calcul.

Il est nécessaire de définir les points où l'on souhaite enregistrer au cours du calcul les contraintes, les déformations ou les déplacements (figure 5.8).

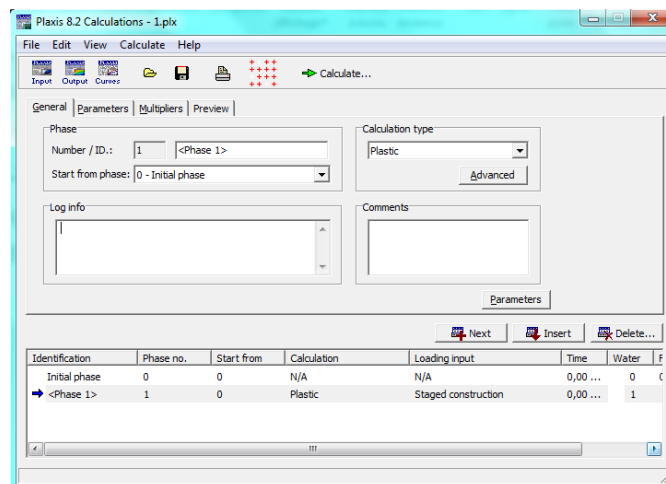


Figure 5.8 : Menu général de calcul

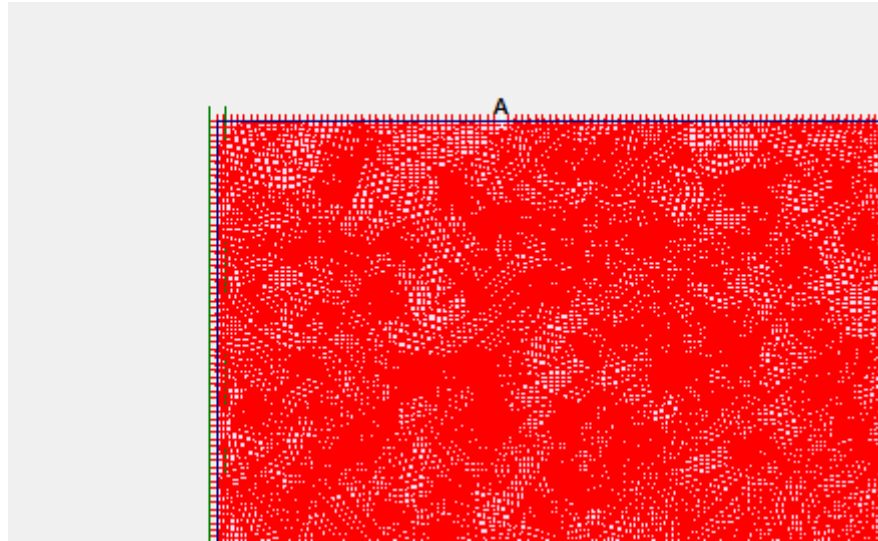


Figure 5.9 : Point de contrôle

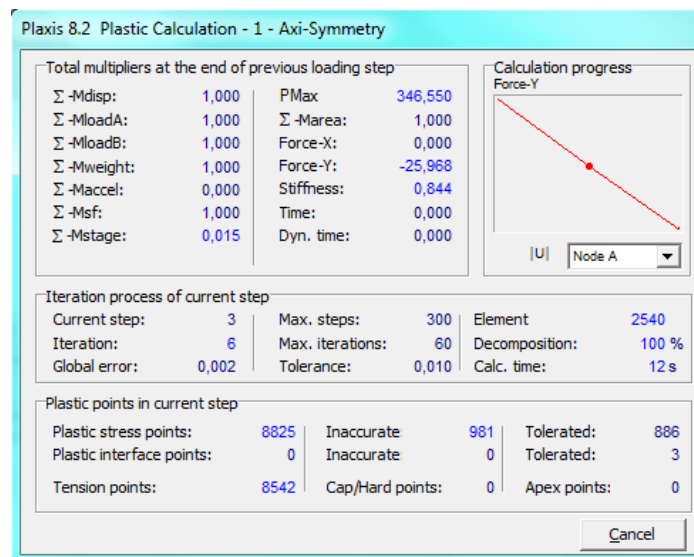


Figure 5.10 : La fenêtre d'informations de calculs

5.4. Résultats des calculs et discussion

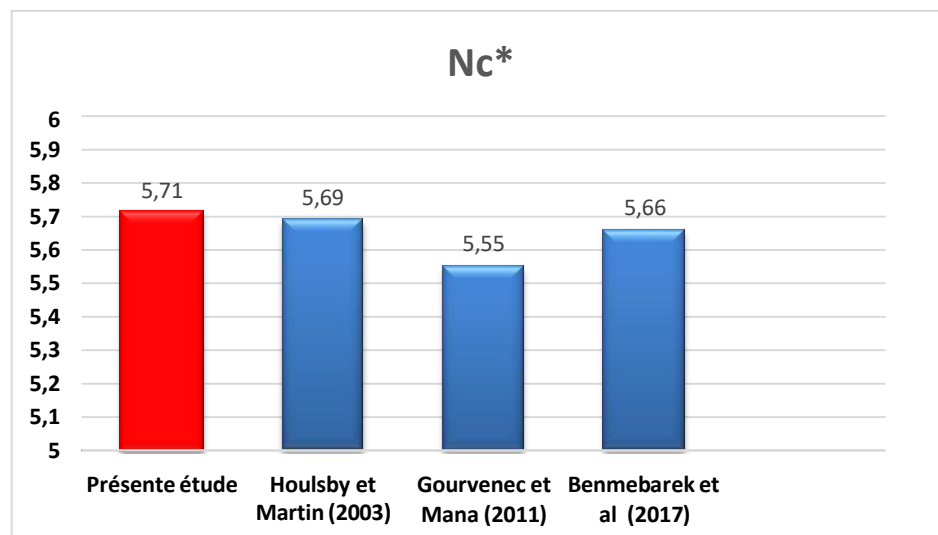
5.4.1. Modélisation d'une semelle circulaire sur un sol cohérent homogène

Avant de calculer la capacité portante des semelles circulaires sur des argiles non drainées à deux couches, une première vérification a été faite sur le facteur de portance N_c^* pour une fondation circulaire à base lisse (le déplacement horizontal à l'interface n'est pas imposé) ou rugueuse (le déplacement horizontal à l'interface est nul) sur une monocouche et comparé aux solutions existantes disponibles dans la littérature (figure 5.10). La valeur de N_c^* obtenue par

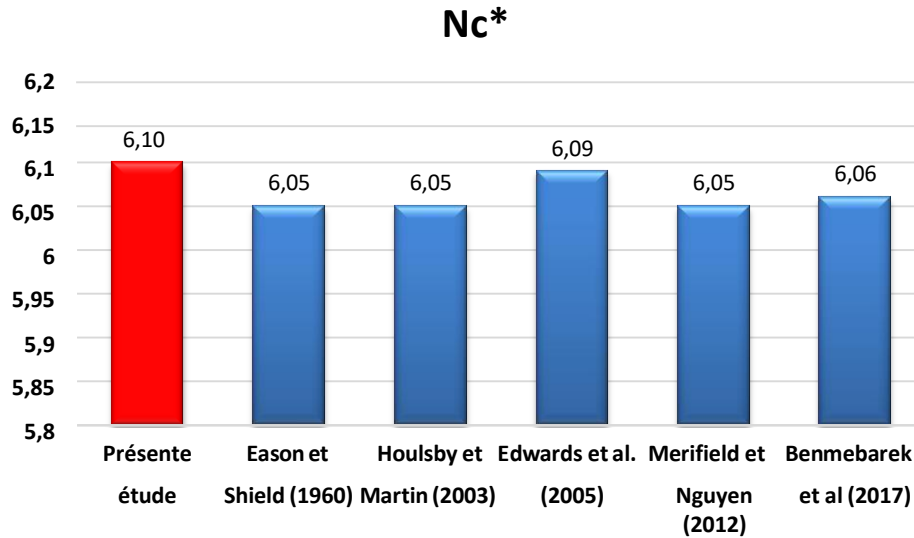
simulation à l'aide du code PLAXIS pour une semelle circulaire reposant sur la surface du sol non drainé est égale à 5.71 et 6.10 respectivement pour une semelle lisse et une semelle rugueuse.

L'erreur relative est 0.35%, 2.8 % et 0.87% comparée à la valeur de Houlsby et martin (2003), Gourvenec et mana (2011) Benmebarek et al (2017) respectivement pour le cas lisse.

L'erreur relative est 0.81%, 0.81 %, 0.16%, 0.81% et 0.65% comparée à la valeur de Eason et Shield (1960), Houlsby et Martin (2003), Edwards et al. (2005), Merifield et Nguyen (2012) et Benmebarek et al (2017) respectivement pour le cas de la semelle rugueuse.



a) Semelle circulaire lisse



b) Semelle circulaire rugueuse

Figure 5.11: Comparaison des valeurs de issues de la présente étude avec les résultats donnés par d'autres auteurs pour les fondations circulaires à la surface lisse et rugueuse (monocouche)

5.4.2. Modélisation d'une semelle circulaire sur un sol bicouche

Dans cette section, on a considéré une fondation circulaire non encastrée, reposant sur un sol bicouche argileux. Plusieurs modélisations numériques ont été réalisées pour étudier l'effet du rapport H/D et l'effet du rapport c_1/c_2 sur la capacité portante non drainée. Les solutions ont été calculées pour des rapports H/D qui varient de 0.125 à 1.5 et de c_1/c_2 qui varient de 0.25 à 5. Ceci couvre la plus part des problèmes d'intérêt pratique.

Le tableau (5.2) montre une comparaison des valeurs du coefficient de portance Nc^* trouvées, dans le cas d'une semelle circulaire parfaitement rugueuse, en utilisant le code PLAXIS et celles trouvées par certains auteurs dans le cas d'un sol stratifié purement cohérent.

Les résultats obtenus sont comparés avec d'autres résultats publiés dans la littérature : Merifield et al (2006) en utilisant le logiciel ABAQUS (basé sur l'analyse des éléments finis) ; Benmoussa et al (2021) en utilisant le code de calcul Flac (basé sur la méthode des différences finies). Les résultats obtenus montrent que la présente étude se confronte assez bien avec les résultats donnés par ces auteurs.

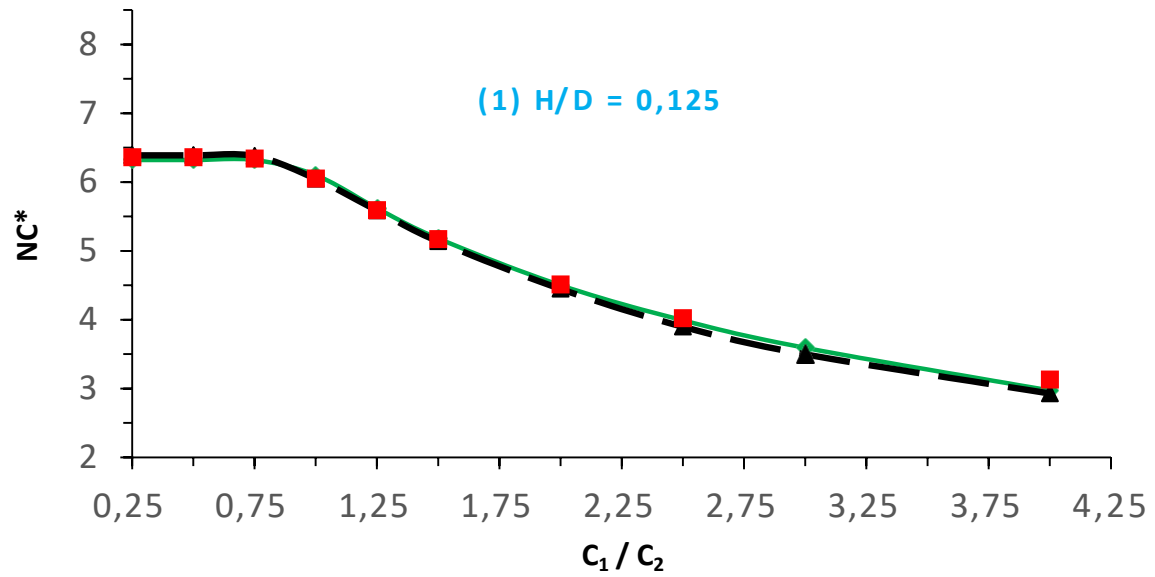
Tableau 5.2 : N_c^* dans le cas d'une semelle circulaire parfaitement rugueuse pour une bicouche argileuse

0.125	<i>Présente solution (plaxis)</i>	7.44	7.43	7.07	6.10	5.29	4.68	3.84	3.28	2.88	2.34	1.99
	<i>Merifield et al (2006)</i>	7.95	7.89	6.85	6.05	5.27	4.66	3.85	3.32	-	2.41	2.07
	<i>Benmoussa et al (2021)</i>	7.80	7.78	6.97	6.05	5.26	4.65	3.81	3.26	2.86	2.32	2.01
0.25	<i>Présente solution (plaxis)</i>	6.32	6.32	6.32	6.10	5.62	5.18	4.50	3.99	3.59	2.97	2.67
	<i>Merifield et al (2006)</i>	6.36	6.36	6.34	6.05	5.59	5.17	4.51	4.02	-	3.13	2.78
	<i>Benmoussa et al (2021)</i>	6.39	6.39	6.38	6.05	5.59	5.14	4.45	3.90	3.50	2.93	2.59
0.5	<i>Présente solution (plaxis)</i>	6.10	6.10	6.10	6.10	6.08	5.96	5.60	5.15	4.76	4.21	4.21
	<i>Merifield et al (2006)</i>	6.04	6.04	6.04	6.05	6.02	5.90	5.58	5.23	-	4.39	4.03
	<i>Benmoussa et al (2021)</i>	6.05	6.05	6.05	6.05	6.03	5.91	5.38	4.97	4.62	4.10	3.82
1	<i>Présente solution (plaxis)</i>	6.09	6.10	6.09	6.10	6.09	6.09	6.10	6.10	6.10	6.05	5.83
	<i>Merifield et al (2006)</i>	6.03	6.03	6.03	6.03	6.05	6.05	6.06	6.06	-	6.04	5.94
	<i>Benmoussa et al (2021)</i>	6.05	6.05	6.05	6.05	6.05	6.04	6.04	6.03	6.00	5.90	5.85
1.5	<i>Présente solution (plaxis)</i>	6.09	6.09	6.09	6.10	6.09	6.09	6.09	6.09	6.09	6.09	6.09
	<i>Merifield et al (2006)</i>	6.04	6.04	6.03	6.05	6.04	6.04	6.04	6.04	-	6.04	6.03
	<i>Benmoussa et al (2021)</i>	6.05	6.05	6.05	6.05	6.05	6.05	6.05	6.05	6.05	6.05	6.05

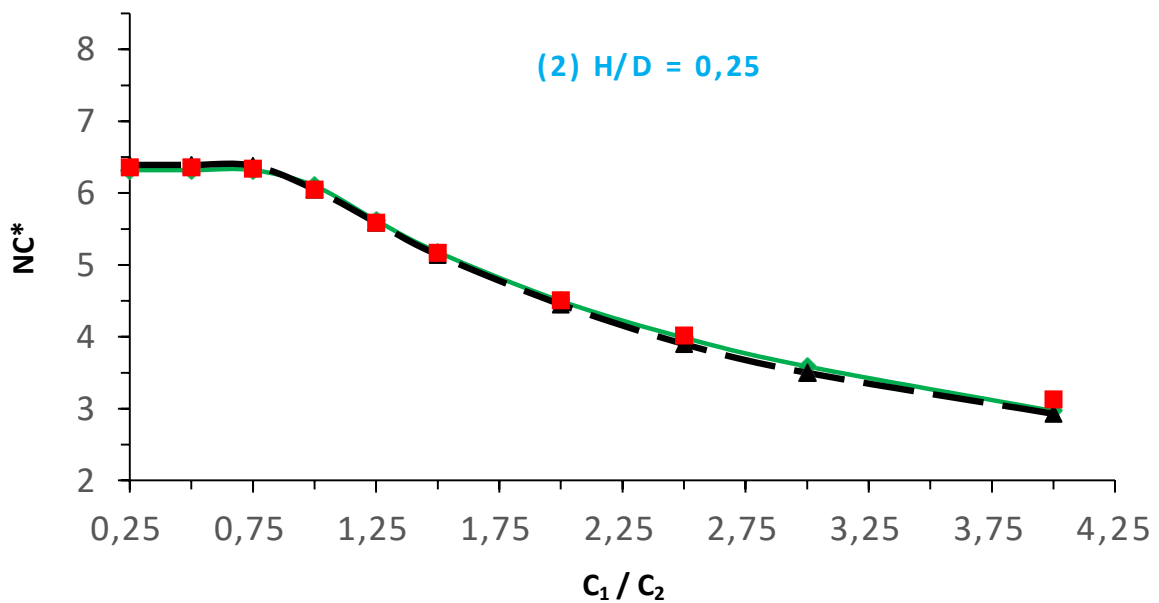
Pour plus d'illustration, les résultats sont également représentés par des graphiques. La Figure 5.11 montre la variation de N_c^* avec c_1/c_2 pour différentes combinaisons de H/D ($=0.125$; 0.25 ; 0.5 ; 1 et 1.5). Les résultats montrent que :

- Pour le rapport $H/D= 0.125$, les résultats de cette étude montrent bien que la valeur de N_c^* presque constante jusqu'à un rapport du $c_1/c_2=0.75$. par la suite, la valeur de N_c^* diminue avec l'augmentation du rapport c_1/c_2 .
- Pour le rapport $H/D= 0.25$, la valeur de N_c^* presque constante jusqu'à un rapport du $c_1/c_2=1$. par la suite, la valeur de N_c^* diminue avec l'augmentation du rapport c_1/c_2 .
- Pour le rapport $H/D= 0.5$, la valeur de N_c^* presque constante jusqu'à un rapport du $c_1/c_2=1.5$. par la suite, la valeur de N_c^* diminue avec l'augmentation du rapport c_1/c_2 .

- pour les rapports $H/D=1$ et $H/D=1.5$, on peut constater qu'aucune réduction et augmentation ne se produit dans la valeur de Nc^* avec une augmentation de la ration c_1/c_2 .



—◆— Présente solution (plaxis) ■ Merifield et al (2006) —▲— Benmoussa et al (2021)



—◆— Présente solution (plaxis) ■ Merifield et al (2006) —▲— Benmoussa et al (2021)

Figure 5.12 : Variation de Nc^* avec c_1/c_2 pour différentes combinaisons de $H/D=0.125$ et 0.25 pour le cas d'une semelle circulaire rugueuse.

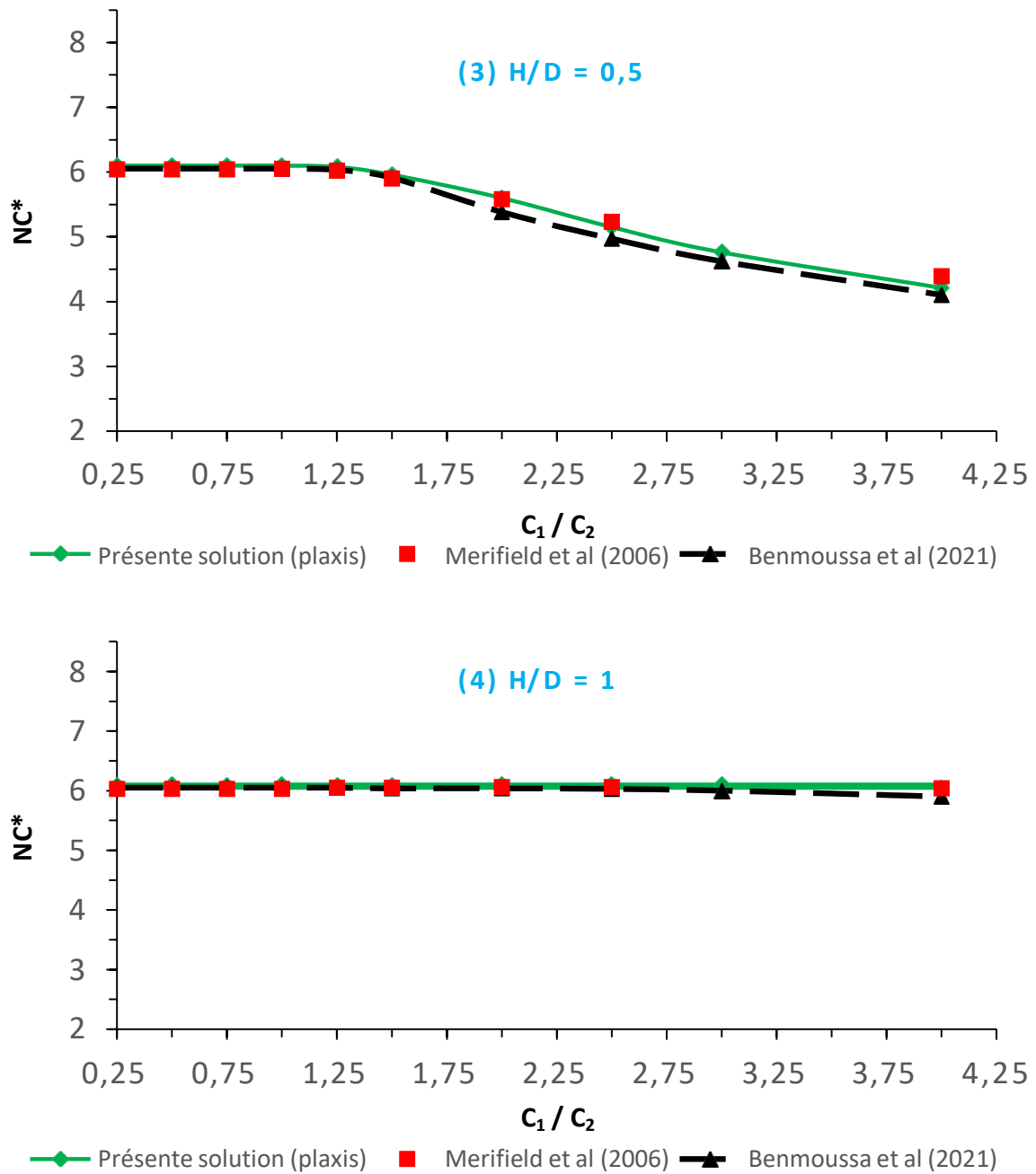


Figure 5.13 : Variation de N_c^* avec c_1/c_2 pour différentes combinaisons de $H/D=0.5$ et 1 pour le cas d'une semelle circulaire rugueuse.

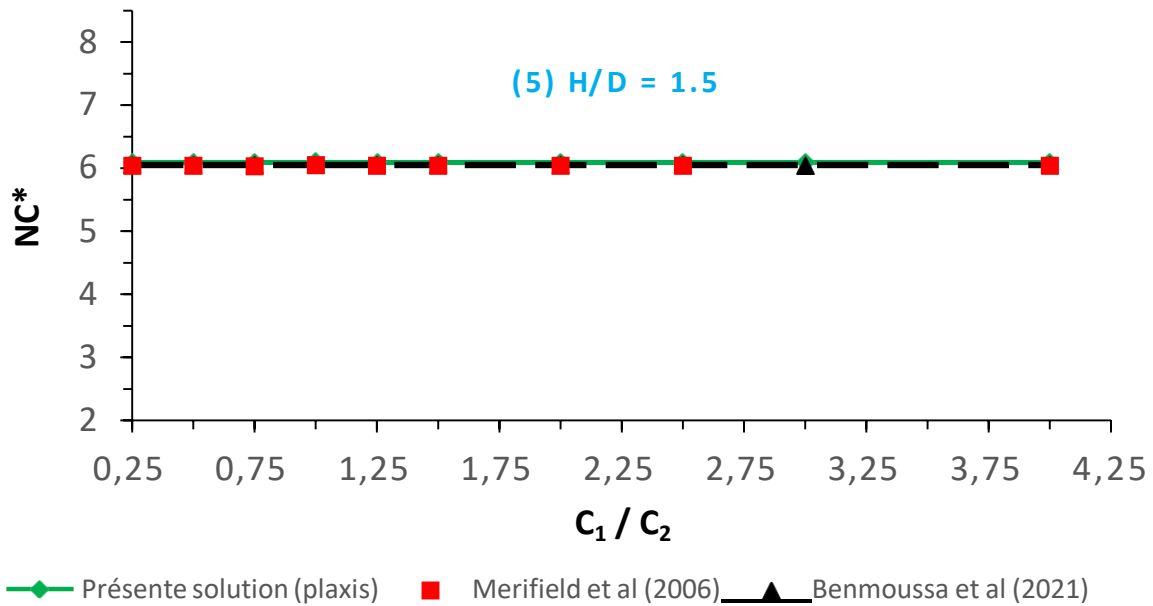


Figure 5.14 : Variation de N_c^* avec c_1/c_2 pour différentes combinaisons de $H/D=1.5$ pour le cas d'une semelle circulaire rugueuse.

5.4.3. Mécanismes de rupture d'une semelle circulaire sur un sol bicouche

Les figures 5.12 et 5.13 montrent le développement de la zone plastique sous la fondation reposant sur un sol bicouche. Cette zone est caractérisée par une rupture de cisaillement, pour les deux cas $H/D < 1$ ($=0.25$) et $H/D > 1$ ($=1.5$). Il est à noter que la forme des surfaces de rupture est influencée par les rapports H/D et c_1/c_2 .

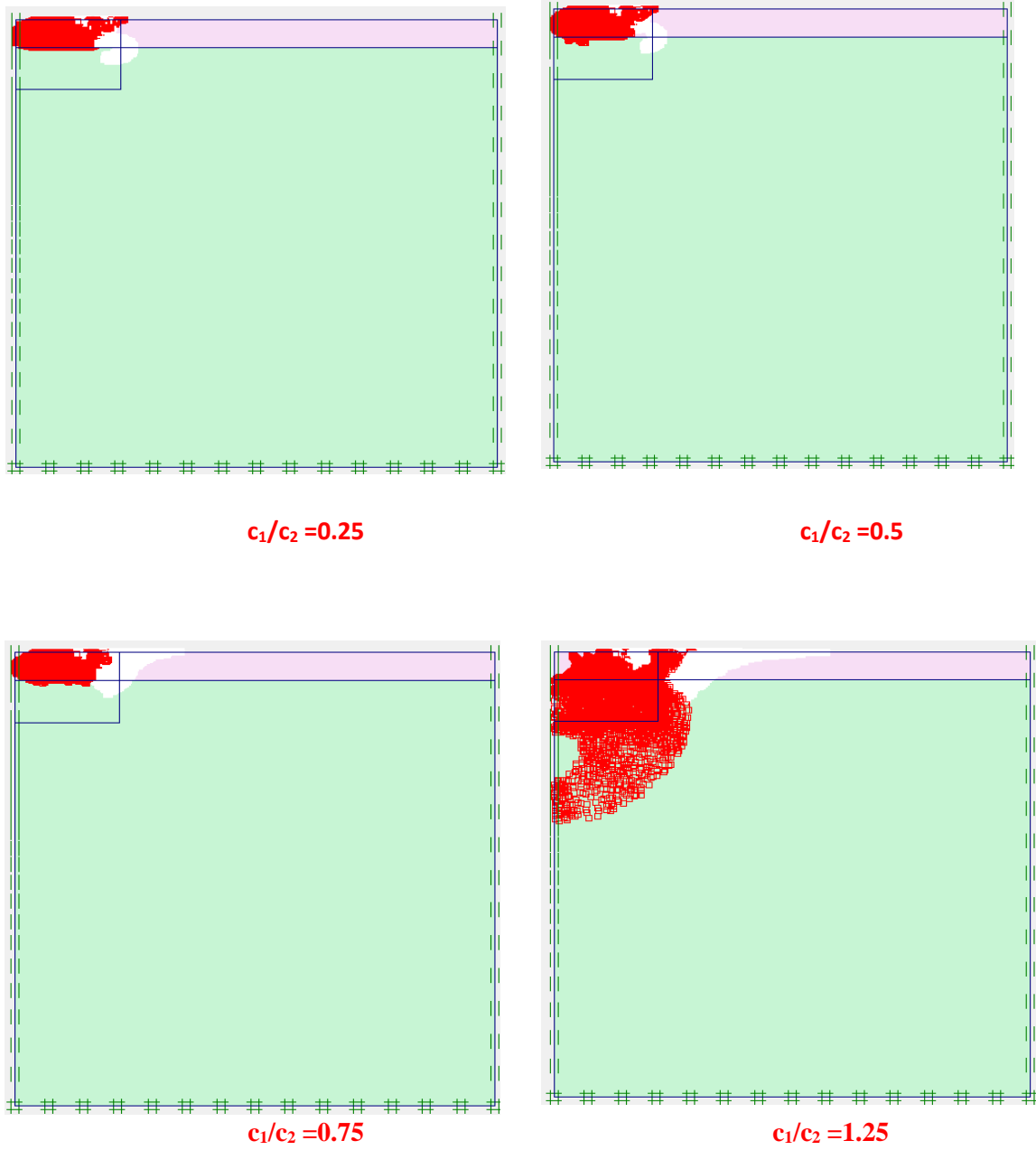
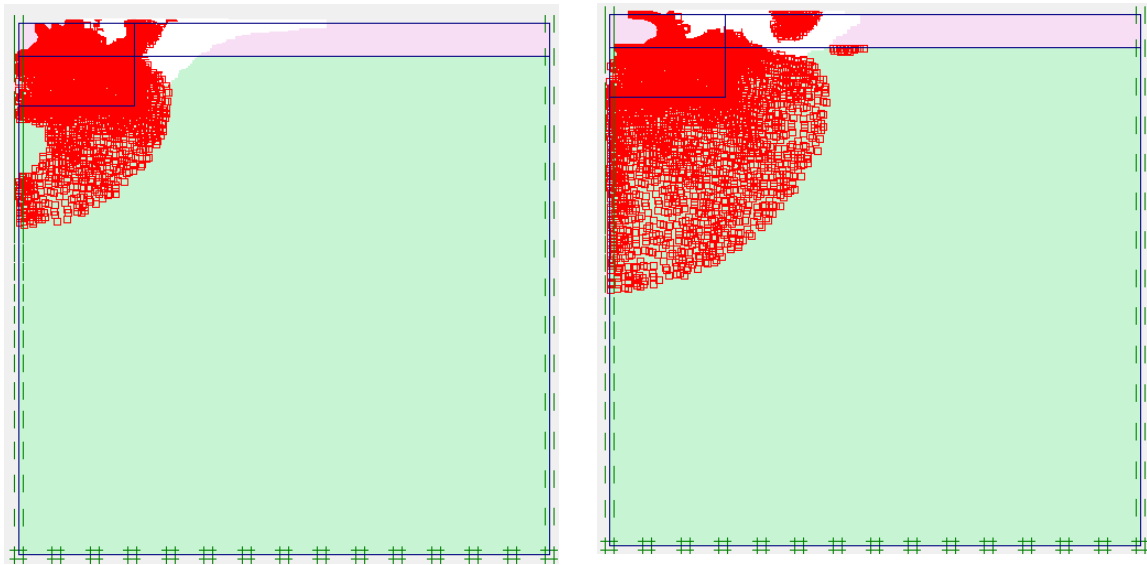
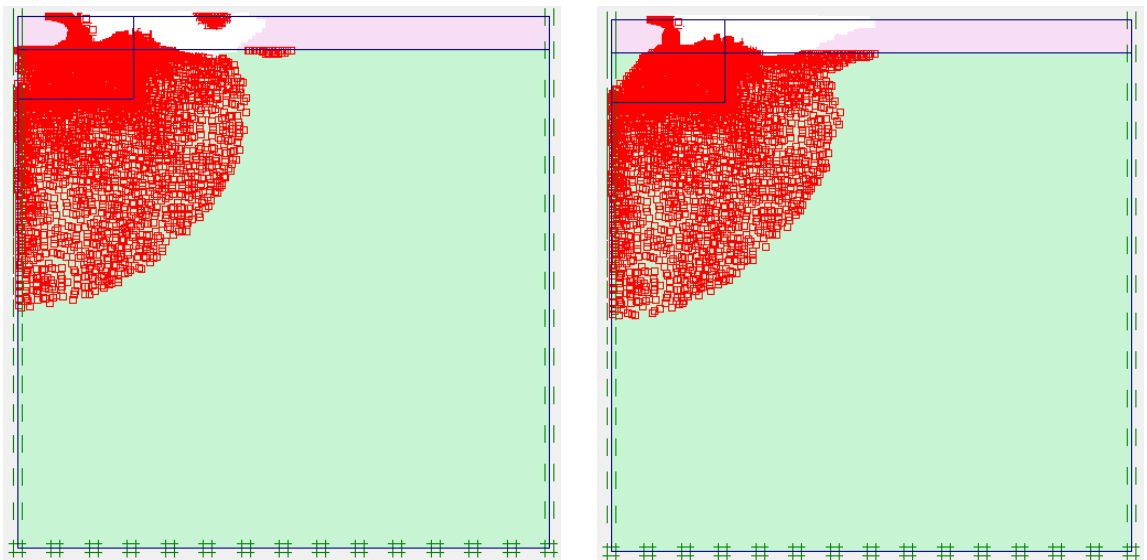


Figure 5.15a) : Les zones plastifiées ; $H/D = 0.25$



$c_1/c_2 = 1.5$

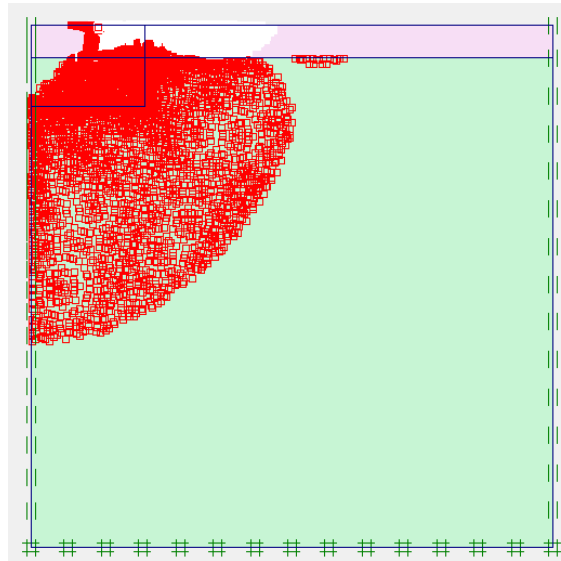
$c_1/c_2 = 2$



$c_1/c_2 = 3$

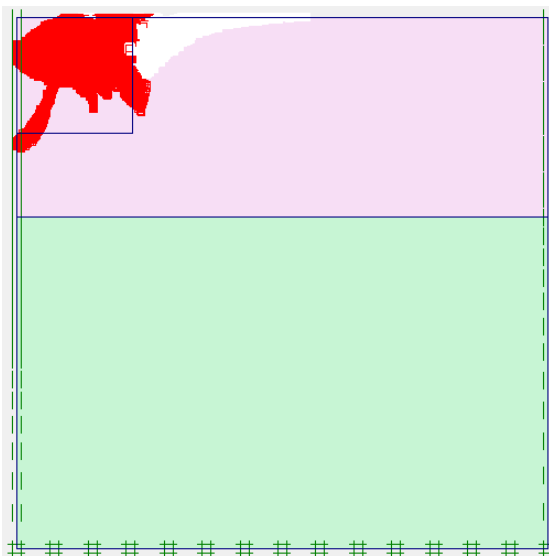
$c_1/c_2 = 4$

Figure 5.15b) : Les zones plastifiées ; $H/D = 0.25$

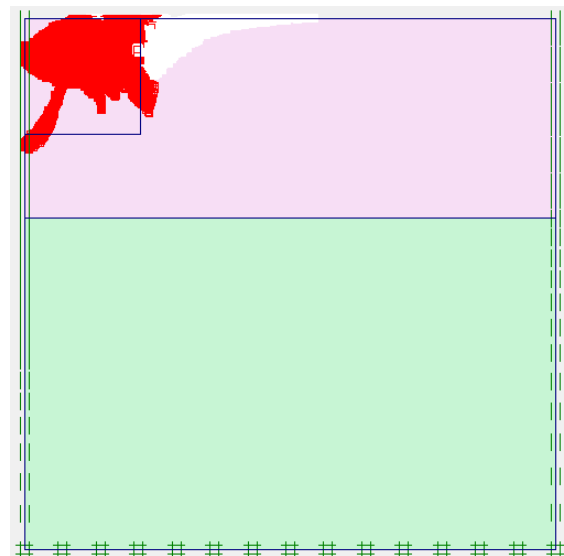


$c_1/c_2 = 5$

Figure 5.15c) : Les zones plastifiées ; $H/D = 0.25$



$c_1/c_2 = 0.25$



$c_1/c_2 = 0.5$

Figure 5.16a) : Les zones plastifiées ; $H/D = 1.5$

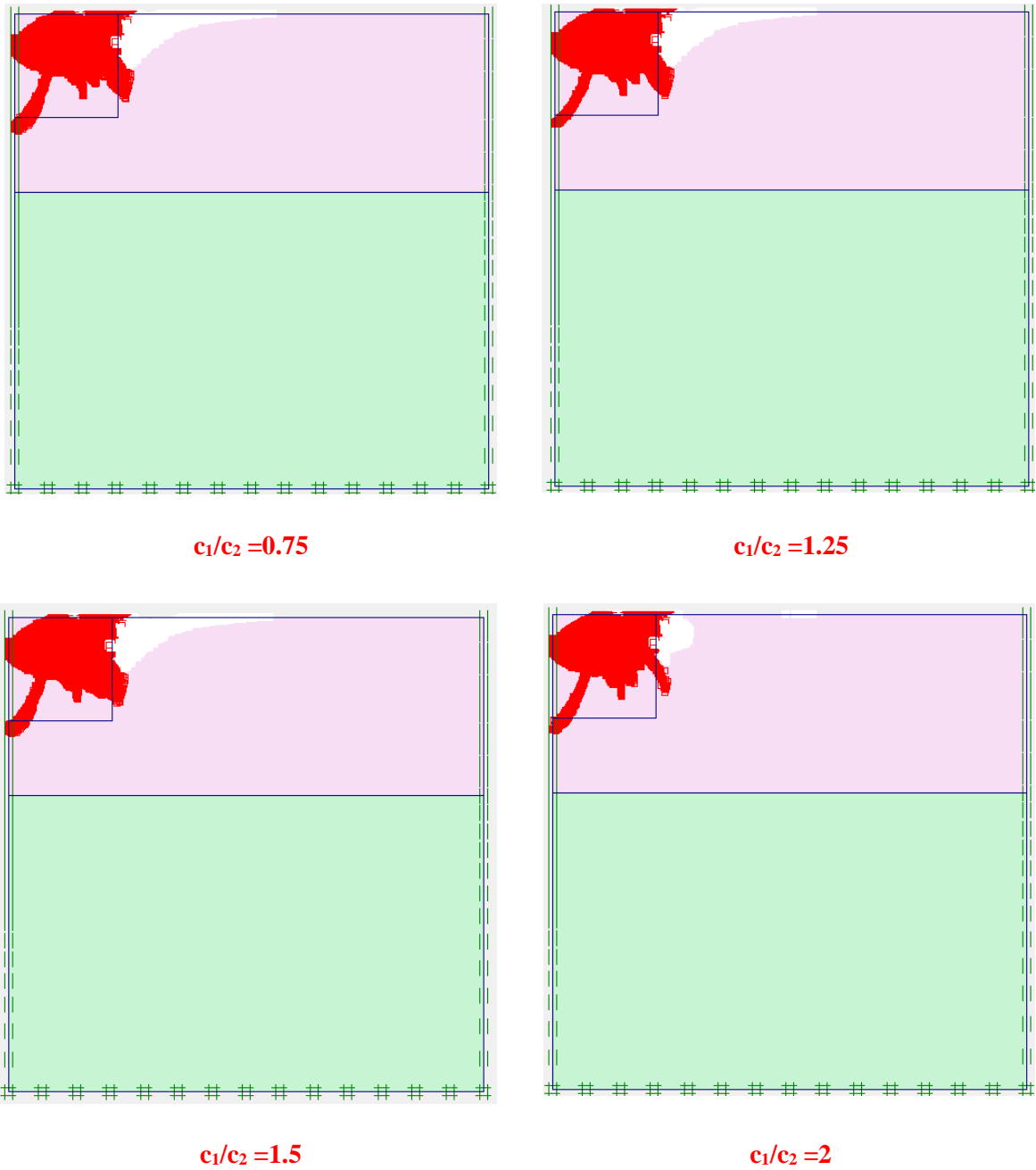


Figure 5.16b) : Les zones plastifiées ; $H/D = 1.5$

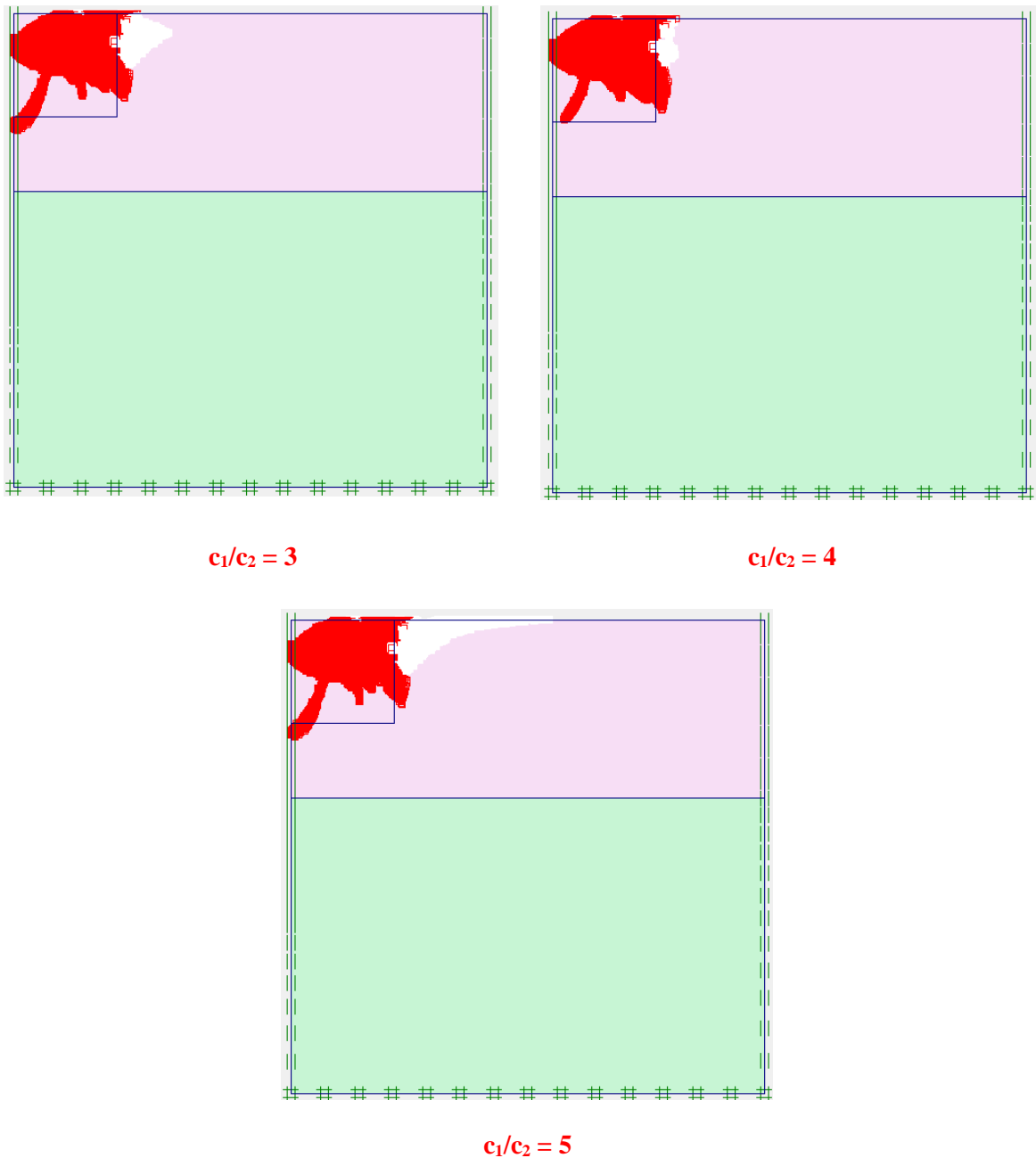


Figure 5.16c) : Les zones plastifiées ; $H/D=1.5$

La figure 5.15 montre deux cas :

Lorsque $c_1/c_2 < 1$ (cas d'une couche d'argile molle surmontant une autre résistante) : le mécanisme de rupture est localisé dans la couche supérieure.

Contrairement au cas $c_1/c_2 > 1$ (cas d'une couche d'argile résistante surmontant une autre molle) :

Le mécanisme de rupture se situe dans la deuxième couche : on a un cisaillement par poinçonnement complet. Cela explique la baisse de la valeur de N_c^* .

Pour $H/D > 1$: les résultats visualisés auparavant ne montrent aucune augmentation du facteur de la capacité portante N_c^* correspondant au mécanisme de rupture contenu entièrement dans la couche supérieure (La figure 5.13). Ceci indique que l'influence du rapport c_1/c_2 sur la portance de la fondation devient négligeable lorsque $H/D=1$ ou plus. Dans ce cas le sol entier peut être considéré comme un sol homogène dont les propriétés sont celles de la couche supérieure. On utilise donc seulement les propriétés de la couche supérieure.

5.5. Conclusion

Les calculs numériques de la capacité portante non drainée des semelles circulaires sur un profil argileux disposé en deux couches ont été effectués en utilisant le code PLAXIS 2d. Les résultats obtenus ont été présentés en termes de facteur de la capacité portante modifié N_c^* sous forme de tableaux et de graphes :

- ✓ La rugosité de l'interface sol/semelle a un effet considérable sur la valeur de N_c^* , l'amplitude de N_c^* pour une fondation rugueuse est significativement supérieure à celle d'une fondation lisse
- ✓ La capacité portante des fondations circulaires dépend des rapports c_1/c_2 et H/D
- ✓ Pour les rapports $H/D \geq 1$, la valeur de N_c^* presque constante quel que soit la valeur du rapport c_1/c_2 .
- ✓ Pour les rapports $H/D < 1$, la valeur de N_c^* presque constante jusqu'à une valeur critique de c_1/c_2 au-delà de laquelle N_c^* diminue avec l'augmentation du rapport c_1/c_2 .
- ✓ Les résultats obtenus montrent que la présente étude se confronte assez bien avec d'autres résultats publiés dans la littérature.
- ✓ Le mécanisme de rupture est localisé dans la couche supérieure dans le cas d'une couche d'argile molle surmontant une autre résistante. Contrairement au cas d'une couche d'argile résistante surmontant une autre molle, le mécanisme de rupture se situe dans la deuxième couche.

Conclusion Générale

Les fondations superficielles sont des éléments structuraux très importants dans la transmission des charges de la structure au sol d'assise. Les semelles circulaires sont de plus en plus utilisées pour les structures telles que les piles de ponts, les châteaux d'eau, les silos, ... etc.

L'étude de la capacité portante non drainée des semelles circulaires a constitué l'objet principal du présent travail. Le code PLAXIS2d en éléments finis, spécialisé en géotechnique, a été utilisé afin d'examiner numériquement l'effet du rapport de cohésion des deux couches c_1/c_2 et le rapport de la distance de la première couche d'argile à la base de la fondation (H/D) sur la portance non drainée d'une fondation circulaire.

Dans ce travail, nous avons abordé deux parties :

La première partie est consacrée à une synthèse bibliographique sur l'état de l'art de comportement et les différentes méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Une attention particulière est portée aux travaux de recherches importants effectués sur les fondations fondées sur une bicouche.

La deuxième partie dédiée à la modélisation numérique, expose en premier lieu une description générale de l'outil de calcul PLAXIS^{2d} ainsi que les modèles de comportement utilisés dans la présente analyse. Ensuite, évaluation numérique de la capacité portante non drainée des fondations circulaires sur sol bicouche.

Les résultats de la présente étude peuvent être synthétisés comme suit :

- ❖ Une étude préliminaire effectuée pour tester l'influence de raffinement de maillage a montré la sensibilité de calcul de Nc^* par la nature de discrétisation. Les résultats montrent que pour les sols non drainés, on obtient une bonne précision avec un raffinement local du maillage dans les zones suspectées à forts gradients des contraintes, au voisinage de la semelle.
- ❖ La rugosité de l'interface sol/semelle a un effet considérable sur la valeur de Nc^* , l'amplitude de Nc^* pour une fondation rugueuse est significativement supérieure à celle d'une fondation lisse .
- ❖ Pour un sol bicouche purement cohérent, où la cohésion est constante dans chaque couche, la variation du facteur de portance Nc^* dépend fortement du rapport H/D jusqu'à une valeur qu'on peut dire critique ou la valeur de Nc^* reste constante ;

- ❖ Pour les rapports $H/D \geq 1$, la valeur de Nc^* presque constante quelle que soit la valeur du rapport c_1/c_2 ;
- ❖ Pour les rapports $H/D < 1$, la valeur de Nc^* presque constante jusqu'à une valeur critique de c_1/c_2 au-delà de laquelle Nc^* diminue avec l'augmentation du rapport c_1/c_2 ;
- ❖ Les résultats obtenus montrent que la présente étude se confronte assez bien avec d'autres résultats publiés dans la littérature ;
- ❖ Les résultats de simulation visualisent bien la concentration des vecteurs de déplacement et du mécanisme de rupture dans la couche supérieure si le sol d'une couche d'argile molle surmontant une autre résistante. Si un sol d'une couche d'argile résistante surmontant une autre molle, le mécanisme de rupture apparaît dans les deux couches. Ces mécanismes sont en fonction de l'épaisseur de la couche et de sa résistance relative à la couche la moins résistante.

Le problème de la capacité portante des fondations superficielles est toujours un sujet de recherche très important qui a évolué et continue à évoluer.

Enfin, nous demandons aux ingénieurs d'accorder une grande importance à l'approche numérique du calcul de la capacité portante des fondations superficielles sur des sols hétérogènes, réside dans sa complexité car il existe de nombreux facteurs influant sur la capacité portante.

References bibliographiques

- Abdulhazh, O., Al-Shenawy, A., Awad, A., and Al-Karni, A. (2005). “Derivation of bearing capacity equation for a two layered system of weak clay layer overlaid by dense sand layer.” *Pertanika Journal of Science and Technology*, 13(2), 213–235
- Ahmadi, M. M., & Mofarraj Kouchaki, B. (2016). New and simple equations for ultimate bearing capacity of strip footings on two-layered clays: numerical study. *International Journal of Geomechanics*, 16(4), 06015014.
- Andrawes, K.Z., Al-Omari, R.R., and Kirkpatrick, W.M. (1996). “Bearing capacity of a strip foundation on a sand layer overlying a smooth rigid stratum.” *Geotechnical and Geological Engineering*, 14(3), 227–236.
- Ardakani, R. P., & Maleksaeedi, S. E. Numerical Analysis of Strip Foundation on Inclined Layers of Undrained Clay Soils. The 1st Iranian Conference on Geotechnical Engineering, 22-23 October 2013 University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran
- Bandini, P., and Pham, H. V. (2011). “Bearing capacity of embedded strip footings in two-layered clay soils.” *Proc., Geo-Frontiers Congress, ASCE, Reston, VA*, 332–341.
- Benmebarek S, Benmoussa S, Belounar L, Benmebarek N (2012) Bearing capacity of shallow foundation on two clay layers by numerical approach. *J Geotech Geol Eng* 30:907–923
- Benmebarek, Sadok; Saifi, Insaf; Benmebarek, Naima (2017). Depth factors for undrained bearing capacity of circular footing by numerical approach. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Benmoussa, S., Benmebarek, S., & Benmebarek, N. (2021). Bearing capacity factor of circular footings on two-layered clay soils. *Civil Engineering Journal*, 7(5), 775-785.
- Boulon M., Flavigny E., Malecot Y. et ... : « Pratique éclairée des éléments finis en géotechnique », document 1, Laboratoire 3S et Terrasol, décembre 2004.
- Brinch-Hansen J. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, n° 28, 5-11.
- Cambou and P.-Y. Hicher. *Elastoplasticité des sols et des roches. Modèles de comportement des sols et des roches 1*, chapitre Modélisation élastoplastique des sols.
- Carlos, A. F. (2004). “Ultimate bearing capacity of shallow foundations on layered soils.” MSc Thesis, Civil and Environmental Engineering, Quebec: Concordia. *Chargements cycliques*, pages 159-202. Hermès Science, 2002
- Desai, C. S., & Reese, L. C. (1970). Analysis of circular footings on layered soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(4), 1289-1310.
- Edwards, D. H., Zdravkovic, L., & Potts, D. M. (2005). Depth factors for undrained bearing capacity. *Géotechnique*, 55(10), 755-758.
- Frank, R. (1999). *Calcul des fondations superficielles et profondes. Techniques de l'Ingénieur*, Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, 141 p.
- Georgiadis and Michalopoulos 1985 developed a numerical method of slip surfaces (force equilibrium) for layered soils both for eccentric and inclined loads.
- Georgiadis, M. (1985). “Bearing capacity of gravity bases on layered soil.” *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 111(6), 712–729,
- Hanna, A. M. 1982. Bearing capacity of foundations on a weak sand layer overlying a strong deposit, *Canadian Geotechnical Journal* 19(3): 392–396

- Hanna, A.M. and Meyerhof, G. (1979). "Ultimate bearing capacity of foundations on a three-layer soil, with special reference to layered sand." *Canadian Geotechnical Journal*, 16(2), 412–414, <http://dx.doi.org/10.1139/t79-042>.
- Hanna, A.M. and Meyerhof, G.G. (1980). "Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlaying soft clay." *Canadian Geotechnical Journal*, 17, 300–303
- Huang, M. and Qin, H-L. (2009). "Upper-bound multi-rigid-block solutions for bearing capacity of two-layered soils." *Computers and Geotechnics*, 36(3), 525–529,
- Ibrahim, K.M.H.I. (2014). "Bearing capacity of circular footing resting on granular soil overlaying soft clay." *HBRC Journal*.
- Joshi, V. C., Dutta, R. K., & Shrivastava, R. (2015). Ultimate bearing capacity of circular footing on layered soil. *Journal of Geoengineering*, 10(1), 25-34.
- Karamitros, D. K., Bouckovalas, G. D., Chaloulos, Y. K., & Andrianopoulos, K. I. (2013). Numerical analysis of liquefaction-induced bearing capacity degradation of shallow foundations on a two-layered soil profile. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 44, 90-101.
- Kuo YL, Jaksa MB, Lyamin AV, Kaggwa WS (2009) ANN-based model for predicting the bearing capacity of strip footing on multilayered cohesive soil. *Comput Geotech* 36(3):503–516.
- Labiouse V., 2003. Principes de modélisation numérique en travaux de fondations. Journée d'étude : Les programmes informatiques dans la géotechnique, Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches, ETH Zurich, 28 Mars 2003, Publ. de la SSMSR N° 146, pp. 15-26
- Lee, J. K., Jeong, S., & Shang, J. Q. (2016). Undrained bearing capacity of ring foundations on two-layered clays. *Ocean engineering*, 119, 47-57.
- Lundgren H., Mortensen K. (1953). Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footing on sand. *Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich*, vol. 1, 409-412.
- Mandal, A., Dastider, A. G., & Chatterjee, S. (2022). Combined Load Behavior of Embedded Strip Footings in Layered Clays. *International Journal of Geomechanics*, 22(6), 06022008.
- Md Nujid, M., & Taha, M. R. (2014). Assessment on bearing capacity of two clay layers soil using COMSOL. In *Applied Mechanics and Materials (Vol. 567, pp. 675- 680)*. Trans Tech Publications Ltd.
- Md Nujid, M., Abdul Rahman, F., Shien, N. K., Md Nor, N., Ahmad, J., Bawadi, N. F., ... & Kusmawati Suparmanto, E. (2021). Failure Analysis of Strip Foundation on Layered Soil Under Static Loading. In *Proceedings of the 8th International Conference on Fracture, Fatigue and Wear: FFW 2020, August 26–27 2020 (pp. 339-350)*. Springer Singapore.
- Merifield, R. S., & Nguyen, V. Q. (2006). Two-and three-dimensional bearing- capacity solutions for footings on two-layered clays. *Geomechanics and Geoengineering: an international journal*, 1(2), 151-162.
- Merifield, R. S., S. W. Sloan, and H. S. Yu, "Rigorous Plasticity Solutions for the Bearing Capacity of Two-layered Clays," *Geotechnique*, London, England, vol. 49, no. 4, pp. 471-490, 1999

- Mesta P. & Prat M.(1999).Ouvrages en interaction. Hermes science publications, Paris, 1999.
- Meyerhof G.G. (1961). Discussion on « Foundations other than piled foundations ». Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 3, p. 193.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. Canadian Geotechnical Journal, 1(1), 16-26.
- Meyerhof, G.G. (1974). “Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay.” Canadian Geotechnical Journal, 11, 223–229.
- Michalowski, R.L. 2002. Collapse loads over two-layer clay foundation soils. Soils and Foundations, 42(1), 1-7.
- Michalowski, R.L. and Shi, L. (1995). “Bearing capacity of footings over two-layer foundations soil.” Journal of Geotechnical Engineering ASCE, 121(5), 421–428,
- Nujid, M. M., & Taha, M. R. (2014). A review of bearing capacity of shallow foundation on clay layered soils using numerical method. Electronic Journal Geotechnical Engineering, 19, 811-825.
- Oda, M. and Win, S. (1990). “Ultimate bearing capacity tests on sand with clay layer.” Journal Geotechnical Engineering, 116(12), 1902–1906
- Okamura, M., Takemura, J., and Kimura, T. (1998). “Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods.” Soils and Foundations, 38(1), 181–194
- Papadopoulou K, Gazetas G (2019) Eccentricity effects on bearing capacity of strip and square footings on two-layered clay. Geotech Geol Eng 37:4099–4120.
- Pham QN, Ohtsuka S (2021) Ultimate bearing capacity of rigid footing on two-layered soils of sand–clay. Int J Geomech 21(7):0402115
- Prandtl, L. (1920). Über die härte plastischer körper. Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse, 1920, 74-85.
- Purushothamaraj, P., Ramiah, B.K., and Venkatakrishna Rao, K.N. (1974). “Bearing capacity of strip footings in two layered cohesive-friction soils.” Canadian Geotechnical Journal, 11(1), 32–45, <http://dx.doi.org/10.1139/t74-003>
- Rahimi, L., Ganjian, N., Youssefzadehfard, M., & Derakhshandi, M. (2022a). Evaluation of the Bearing Capacity of a Strip Footing Located on the Two-Layered Soil. Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, 46(3), 2345-2357.
- Rahimi, L., Ganjian, N., Youssefzadehfard, M., & Derakhshandi, M. (2022b). Proposed Correlation to Evaluate the Bearing Capacity of a Two-Layered Ground. Indian Geotechnical Journal, 52(6), 1325-1336.
- Rankine, W. M. (1857). On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 147, 9-27.
- Rao P, Liu Y, Cui J (2015) Bearing capacity of strip footings on two-layered clay under combined loading. Comput Geotech 69:210–218
- Reissner, H. (1924). Zum erddruckproblem. In Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics (pp. 295-311). Delft.
- Salençon J. (1974). Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols. Eyrolles, Paris.

- Shariati M, Mahmoudi-Azar S, Arjomand MA, Salmani-Tehrani H, Daei M, Safa M (2020a) Comparison of dynamic behavior of shallow foundations based on pile and geosynthetic materials in fine-grained clayey soils. *Geomech Eng* 19(6):473–484.
- Shariati M, Mahmoudi-Azar S, Arjomand MA, Salmani-Tehrani H, Daei M, Safa M (2020b) Evaluating the impacts of using piles and geosynthetics in reducing the settlement of fine-grained soils under static load. *Geomech Eng* 20(2):87–101
- Skempton A.W. (1951).The bearing capacity of clays. *Proceedings, Building Research Congress, London*, 180-189.
- Srinivasan, V., & Ghosh, P. (2013). Experimental investigation on interaction problem of two nearby circular footings on layered cohesionless soil. *Geomechanics and Geoengineering*, 8(2), 97-106.
- Terzaghi K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. Wiley, New-York, 510 pages.
- Vesic AS (1973)Analysis of ultimate loads of shallow foundations.*J Soil Mech Found Div ASCE* 99(1):45–73
- Wang, C. X., & Carter, J. P. (2002). Deep penetration of strip and circular footings into layered clays. *International Journal of Geomechanics*, 2(2), 205-232.
- Xiao, Y., Zhao, M., & Zhao, H. (2018). Undrained stability of strip footing above voids in two-layered clays by finite element limit analysis. *Computers and Geotechnics*, 97, 124-133.
- Youssef Abdel Massih DS, El-Hachem E, Soubra A-H, 2005. Bearing capacity of eccentrically and/or obliquely loaded strip footing over two-layer foundation soil by a kinematical approach. In: VIII International conference on computational plasticity (COMPLAS VIII), Barcelona.
- Yu, L., Liu, J., Kong, X., and Hu, Y. (2011). “Three-dimensional large deformation FE analysis of square footings in two-layered clays.”
- Zeydi, H., & Boushehrian, A. H. (2020). Experimental and numerical study of bearing capacity of circular footings on layered soils with and without skirted sand piles. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 44, 949-958.
- Zhan YG, Luan MT (2011) Bearing capacity of strip foundations on undrained two-layered subsoil subjected to V-H loading. In: *Proceedings of the 21th international offshore and polar engineering conference*, pp 441–450
- Zhang, Q., & Luan, M. (2008). Study on ultimate bearing capacity of two-layered subsoil under horizontal and vertical loading. In *Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation: Proceedings of the 2nd International Conference GEDMAR08, Nanjing, China 30 May–2 June, 2008* (pp. 1093-1100). Springer Berlin Heidelberg.
- Zhu, M. 2004. Bearing capacity of strip footings on two-layer clay soil by finite element method, in *Proc. of the ABAQUS Users’ Conference*, June, 2004, Massachusetts, Boston, 776–787
- Zhu, M., & Michalowski, R. L. (2005). Shape factors for limit loads on square and rectangular footings. *Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(2), 223-231.