

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



Mémoire de Magister

Présenté à l'Université de Guelma
Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénierie

Département de : Génie Civil

Option : Géotechnique

Par : **Hadri Wided**

**Thème : Analyse de la capacité portante des fondations superficielles
Par le code de calcul « Plaxis»**

Sous la direction de : **Pr. Belabed Lazhar**

JURY

Pr. Benmalek M.Larbi	Université de Guelma	Président
Pr. Belabed Lazhar	Université de Guelma	Rapporteur
Dr. Nouaouria M. Salah	Université de Guelma	Examineur
Pr. Meksaouine Mohamed	Université d' Annaba	Examineur

2010

Dédicace

Je dédie ce modeste travail de tout mon cœur a ceux qui m'ont soutenu et encouragé de loin et de près a l'intérieur et l'extérieur.

Je l'offre avec tendresse et amour par ordre sentimental :

A ma raison de vivre ma mère, l'étoile qui m'a éclairé les moments les plus dures de ma vie, celle qui m'a redonné l'espoir et m'a encouragé. Je lui souhaite une longue vie pleine de bonheur.

A mon cher papa pour sa contribution depuis ma naissance jusqu'à mon objectif souhaité.

A mes petits anges : A. Ayoub et A. Yahya

A mon frère « Khaled » que je lui souhaité un prospère avenir.

Ames sœurs : Amel, Samia, Samiha, Meriem.

A tout mes proches oncles, tantes, cousins, cousines, du coté maternel et paternel chacun son nom.

A qui sont entre les lignes je les remercie très fort pour leur aide : Guerguch Chérif, Garanine Zoubir

Un mot de remerciement a tous mes collègues qui a un moment ou un autre ont su être la par leur présence amicale ou par leur aide.

Remerciement

Au Nom De Dieu Le Clément ET Le Miséricordieux

Je remercie Dieu le tous puissant de me avoir donné, courage et santé pour l'élaboration de ce modeste travail.

J'adresse mes vifs remerciements à Monsieur **BELABED Lazhar**, mon directeur de Thèse, Professeur à l'université de Guelma.

Je le remercie de m'avoir honorer en acceptant de m'encadrer; de m'avoir fait profiter de sa compétence, pour son aide considérable, ses conseils au long de ce travail.

Mes remerciements vont particulièrement à **Mr. Benmalek M/ Larbi** Président de comité scientifique du département de Génie civil, d'avoir accepté de présider le jury de soutenance.

Je remercie Vivement:

Mr: Pr. Benmalek M.Larbi à l'université de Guelma Président

Mr: Dr. Nouaouria M. Salah à l'université de Guelma Examineur

Mr: Pr. Meksaouine Mohamed à l'université d'Annaba Examineur

D'avoir accepté de rapporter ce travail

Sincèrement à:

Je tiens à exprimer ma gratitude au responsable scientifique de cette post-graduation au Directeur Prof: **GUENFOUD Mohamed** et membres de laboratoire de Génie Civil et D'Hydraulique (LGCH) à l'université de Guelma, Mr Benmarce A/ aziz Chef de département de Génie civil.

Tous les responsables du centre de calcul: Guerguch Chérif, A/ aziz, Mehdi, M^{elle} Salima, Ksouri Lynda, Chafika.

Pour leur sympathie et générosité.

Tous les enseignants de département de Génie Civil de Guelma.

Je remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué et aidé à la réalisation de ce travail.

Résumé

Le sol a été utilisé depuis long temps pour supporter des fondations ou réaliser des constructions. Les fondations ont pour rôle de transmettre les surcharges provenant de la superstructure au sol de manière uniforme. La capacité portante du sol d'assise joue un rôle prépondérant dans le choix du type de fondation dont la détermination de la force portante est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. La connaissance des mécanismes de rupture constitue une étape préliminaire très décisive dans l'étude de ce genre de problèmes.

L'objectif de ce travail est l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles par simulation numérique au moyen du code de calcul plaxis dans le but de déterminer leur mécanisme de rupture par poinçonnement. De plus, une analyse théorique du problème sera effectuée au moyen des méthodes classiques pour permettre une comparaison et une interprétation des résultats numériques obtenus par le code de calcul.

Mots clés :

- Fondations superficielles
- capacité portante
- Modélisation numérique
- Plaxis

Abstract

The ground was used strong a long time to support foundations or to carry out constructions. The foundations have as a role to transmit the overloads coming from the superstructure to the ground uniform of manner. The bearing capacity of the ground of base plays a paramount role in the choice of the type of foundation whose determination of the bearing force is one of the most important problems of the soil mechanics. The knowledge of the failure mechanisms constitutes a very decisive preliminary stage in the study of this kind of problems.

The objective of this work is the analysis of the bearing capacity of the shallow foundations by numerical simulation by means of the computer code "plaxis" with an aim of determining their failure mechanism by punching. Moreover, one theoretical analysis of the problem will be carried out by means of the traditional methods to allow a comparison and an interpretation of the numerical results obtained by the computer code.

Key words:

- Shallow foundations
- bearing capacity
- Numerical modeling
- Plaxis

ملخص

مند زمن تستعمل التربة لتحمل الأساسات وإنشاء المباني. دور الأساسات هو نقل الأحمال من البنية الفوقية على الأرض بطريقة متجانسة. قدرة تحمل التربة تلعب دورا رئيسيا في اختيار نوع الأساس حيث تحديد قوة التحمل يعتبر من أهم المشاكل في ميكانيكية التربة. معرفة آليات فقد التوازن هو بمثابة خطوة أولى حاسمة في دراسة مثل هذه المشاكل.

الهدف من هذا العمل هو دراسة قدرة تحمل الأسس السطحية بطريقة النمذجة الرقمية باستخدام برنامج كميوتر (Plaxis) من أجل تحديد آليات الانهيار بالثقب. بالإضافة إلى ذلك، سيتم إجراء دراسة نظرية لها هذه المشكل على عدد و يمكن مقارنة وتفسير النتائج الرقمية التي حصلنا عليها ببرنامج الكميوتر.

الكلمات المفتاحية :

- الأساسات السطحية
- قدرة التحمل
- النمذجة الرقمية
- بلاكسيس Plaxis

Liste des figures

	Page
Chapitre 1:	
Figure 1.1. Types de fondations superficielles	4
Figure 1.2. Courbe de tassement pour une fondation superficielle.	6
Figure 1.3.a. Forme des zones plastiques d'après Frohlich	7
Figure 1.3.b. Déformation du sol de fondation.	8
Figure 1.4. Formation d'un coin élastique sous une charge excentrée [1].	9
Figure 1.5. Schéma de rupture pour une charge inclinée en milieu non pesant.	10
Figure 1.6. Modèle cinématique	11
Figure 1.7. Capacité portante : Méthode de superposition de Terzaghi méthode «c-φ »	12
Figure 1.8 . Schéma de rupture d'une fondation superficielle.	12
Figure 1.9 . Equilibre des terres sous la fondation.	13
Figure 1.10. Charge excentrée	22
Figure 1.11. Inclinaison et excentrement d'une charge	23
Figure 1.12. Solution de Meyerhof pour une semelle filante sous charge inclinée [2].	24
Figure 1.13. Analogie entre le mode de rupture [3].	26
Fig 1.14. Définition de la contrainte de référence pour excentrement E.	31
Chapitre 2:	
Figure 2.1. Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb.	37
Figure 2.2. Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb	38
Figure 2.3. Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p, q)	40
Figure 2.4. Représentation de l'écrouissage pour le modèle Cam-Clay	42
Figure 2.5. Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Driicker-Prager	44
Figure 2.6. Surface de charge pour un modèle de type«cap model»[DES 48]	46
Chapitre 3 :	
Figure 3.1. Actions agissant sur le domaine Ω .	53
Figure 3.2. Domaine Ω discrétisé.	53
Figure 3.3. Comportement élastique a- idéal, b- réel	54
Figure 3.4. Modèle unidimensionnel du comportement élastoplastique.	55
Figure 3.5. Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.	55
Figure 3.6. Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.	56
Figure 3.7. Définition des modules E_0 et E_{50}	61
Figure 3.8. résultats d'essais triaxiaux CD sur un sable dense.	63
Figure 3.9. Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $C=0$.	64
Figure 3.10. Représentation du Hardening Soil Model dans le repère Contrainte- déformation.	66
Figure 3.11. Forme des surfaces de charge du HSM.	67
Figure 3.12. Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol frottant	67
Figure 3.13. Définition du module oedométrique tangent.	68
Figure 3.14. Définition de l'angle de dilatance.	68
Figure 3.15. différentes représentations de l'essai oedométrique	70
Figure 3.16. Surface de rupture pour un soft soil model SSM.	72

Figure 3.17. Effet du temps sur les essais oedométriques.	73
Figure 3.18. Diagramme de péq dans le plan p, q.	73

Chapitre 4 :

Figure 4.1. Définition de la géométrie du problème.	77
Figure 4.2. Maillage du modèle	78
Figure 4.3. Points, D E F dont on suit les contraintes	79
Figure 4.4. Maillage déformé	81
Figure 4.5. Représentation des directions principales des contraintes dans la phase ultime.	81
Figure 4.6. Représentation des vecteurs déplacement dans la phase ultime	82
Figure 4.7. Représentation des points plastique dans la phase ultime	82
Figure 4.8. Déplacements totaux dans la phase ultime	83
Figure 4.9. Bilan du calcul	83
Figure 4.10. Les courbe contraintes,déformations des points D,E,F dans la phase ultime	84
contraintes - déformations des points D, E, F dans la phase ultime Figure 4. 11. Courbe	85
Figure 4.12. Maillage déformé	85
Figure 4.13 Représentation des directions principales des contraintes dans la phase ultime.	86
Figure 4.14 (a). Représentation des vecteurs déplacement dans la phase ultime	86
Figure 4.14(b). Représentation des vecteurs déplacement dans la phase ultime	87
Figure 4.15. Représentation des points plastique dans la phase ultime	87
Figure 4.16. (a). Déplacements totaux dans la phase ultime	88
Figure 4.16. (b). Déplacements totaux dans la phase ultime	88
Figure 4.16. (c). Déplacements totaux dans la phase ultime	89
Figure 4.17. Bilan du calcul	89
Figure 4.18. Les courbe contraintes,déformations des points D,E,F dans la phase ultime	90
Figure 4.19. Les courbe contraintes,déformations des points D,E,F dans la phase ultime	90
Figure 4.20. Maillage déformé	91
Figure 4.21. Représentation des directions principales des contraintes dans la phase ultime.	91
Figure 4.22. Représentation des vecteurs déplacement dans la phase ultime	92
Figure 4.23. Représentation des points plastique dans la phase ultime	92
Figure 4.24. Déplacements totaux dans la phase ultime	93
Figure 4.25. Bilan du calcul	93
Figure 4.26. Les courbe contraintes,déformations des points D,E,F dans la phase ultime	94
Figure 4.27. Les courbe contraintes,déformations des points D,E,F dans la phase ultime	94
Figure 4.28. Maillage déformé	95
Figure 4.29. Représentation des directions principales des contraintes dans la phase ultime.	95
Figure 4.30. Représentation des vecteurs déplacement dans la phase ultime	96
Figure 4.31. Représentation des points plastique dans la phase ultime	96
Figure 4.32 (a). Déplacements totaux dans la phase ultime	97
Figure 4.32 (b). Déplacements totaux dans la phase ultime	97
Figure 4.33. Bilan du calcul	98
Figure 4.34. Les courbe contraintes,déformations des points D,E,F dans la phase ultime	99
Figure 4.35. Les courbe contraintes,déformations des points D,E,F dans la phase ultime	99
Figure 4.36.capacité portante $Q[\text{kPa}]$ en fonction des différentes valeurs de c et ϕ .	100

Liste des Symboles

Symboles	Désignation
A	Aire d'une fondation
B	Largeur d'une fondation
D	Encastrement d'une fondation
L	Longueur d'une fondation
N_γ, N_q, N_c	Facteur de capacité portante
i_γ, i_q, i_c	Coefficients correcteurs d'incinaison
W	représente le poids du coin
Q	la charge de rupture de la fondation
S_γ, S_c, S_q	Coefficients correcteurs de forme
W	Poids d'un massif de terres
e	Excentrement d'une charge
ϕ	l'angle de frottement intern
c, c', c _u	Cohésion du sol
γ	
γ_w	poids volumique total du sol
	Poids volumique de l'eau
q_0	
P_{le}^*	Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation.
K_p	Pression limite nette équivalente.
	Facteur de portance pressiométrique.
q	contrainte de rupture
q_0	contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux).
q _c	résistance de pente équivalente.
K _c	facteur de portance pénétrométrique.
u	vecteur déplacement réel (petits déplacements).
u^*	
σ	Vecteur vitesse virtuelle.
	Pseudo-vecteur contrainte (réelle).
ε	
	Pseudo-vecteur déformation (réelle).
ε^*	
	Pseudo-vecteur vitesse de déformation virtuelle.
f	Vecteur force de volume.
t	Vecteur contrainte ou forces de surface sur la partie de la frontière
ψ	Angle de dilatance
k*	Indice de gonflement
λ^*	Indice de compression
μ^*	Indice de fluage
v _{ur}	Coefficient en charge décharge (par défaut 0,15)
M	Pente de la ligne de l'état critique

Liste des Tableaux

	Page
Chapitre 1	
Tableau 1.1. Facteurs de portance selon la nature de contact sol – fondation.	16
Tableau 1.2. Coefficient de forme valeur de Terzaghi (condition non drainées et drainées)[2]	20
Tableau 1.3. Coefficient de forme d'après Eurocode 7[2].	20
Tableau 1.4. Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur (argile) et (sable), d'après Meyerhof [2].	25
Tableau 1.5. Définition des catégories conventionnelles des sols [2].	28
Tableau 1.6. Facteur de portance pressiométriques [2].	29
Tableau 1.7. Facteur de portance pénétrométrique [2].	32
Chapitre 2	
Tableau 2.1. Critères de plasticité usuels pour les sols	36
Tableau 2.2. Expression de la relation contrainte –dilatance,de la surface de charge ety du potentiel plastique	41
Tableau 2.3. Détermination des paramètres des modèles Cam-Clay	43
Tableau 2.4. Parametres de Drucker-Pregure en fonction de ceux de Mohr Coulomb	45
Tableau 2.5. Paramètres DE Mohr Coulomb en fonction de ceux de Drucker- Prager	45
Chapitre 3	
Tableau 3.1. valeur des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k .	69
Chapitre 4	
Tableau 4.1. Coordonnées des points	77
Tableau 4.2. Caractéristiques du maillage physic-mécanique des deux matériaux .	80
portante [kPa] d'après différentes Méthodes de calculs Tableau 4.3. Capacité	100

Notations et abréviations

Abréviations

MC: Modèle de Mohr Coulomb.

HSM: Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model).

SSM: Modèle pour sol mou (Soft Soil Model).

SSCM: Modèle pour sol mou avec effet de temps (Soft Soil Creep Model).

POP: Le poids des terres de préconsolidation (Pre Overburden Pressure).

Sommaire

Dédicaces

Remerciement

Résumé

Abstract

ملخص

Liste des figures

Liste des tableaux

abréviations Notations et

Sommaire

Introduction générale

1

superficielles Introductions aux fondations .Chapitre 1

1.1. Introduction	3
1.2. Fondation superficielle	4
1.3. Phenomene interne de poinçonnement	4
1.4. Mecanismes de rupture des fondations superficielle	7
1.4.1. Semelle filante soumise a une charge verticale centrée	7
1.4.2. Semelle filante soumise a une charge verticale excentrée	9
1.4.3. Semelle filante soumise a une charge verticale centrée inclinée	9
1.5. Methode de calcul	10
1.5.1. Methode cinématique à solides rigides	11
1.5.2. Méthode de laboratoire "Méthode C- ϕ "	11
1.5.2.1. Etude de l'équilibre générale : Définition des facteurs portance	12
1.5.2.2. Critique de la théorie générale	16
1.5.2.3. Effet de l'eau sur la capacité portante d'une fondation superficielle	17
1.5.2.4. Influence de la forme de la fondation	19
1.5.2.5. Influence de l'excentrement de la charge	21
1.5.2.6. Influence de l'inclinaison de la charge	23
1.6. Méthodes pressiométriques et pénétrométrie : définitions:	26
1.6.1. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiometre Ménard	26
1.6.1.1. Charge verticale centrée	27
1.6.1.2. Influence de l'inclinaison de la charge	29
1.6.1.3. Influence de l'encastrement	32
1.6.2. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique (CPT)	32
1.7. Conclusion	32

Chapitre 2. Lois de comportement et modélisation des sols

2.1. Introduction	34
2.2. Lois de comportement usuelles	35
2.2.1. Généralités	35
2.2.2. Loi de comportement de Mohr-Coulomb	35
2.3. Exemples de lois de comportement évoluées	37
2.3.1. Modèles de Cambridge (ou modèles Cam Clay Originale)	37
2.3.1.1. Étude de l'essai de compression isotrope	38

2.3.1.2. Notion d'état critique	39
2.3.1.3. Équations des modèles Cam-Clay	39
2.3.1.4. Détermination des paramètres du modèle Cam-Clay modifié	42
2.3.2. Modèle de Drücker-Prager	43
2.3.2.1. Description du modèle	43
2.3.2.2. Valeurs des paramètres du modèle de Drücker-Prager	44
2.3.2.3. Exemples de modèles élastoplastiques avec écrouissage	46
2.4. Conclusions	46

Chapitre 3. Présentation du code de calcul PLAXIS

3.1. Introduction	48
3.4.1. Introduction	58
3.4.2. Contraintes totales, effectives, et pressions interstitielles	59
3.4.3. Modélisation d'un comportement d'un sol	60
3.4.4. Modèle élastique linéaire	60
3.4.5. Le modèle de Mohr-Coulomb	61
3.4.6. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)	65
3.4.7. Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M)	69
3.4.8. Modèle pour sols "mous" avec effet de temps (Soft Soil Creep Model).	72
3.5. Conclusions	74

Chapitre 4. Modélisation numérique du cas d'une fondation superficielle

4.1. Introduction	76
4.2. Représentation du modèle de référence	76
4.2.1. Définition géométrique du modèle	76
4.2.2. Les modèles de comportement utilisés	77
4.2.3. Génération du maillage	78
4.2.4. Les conditions aux limites	79
4.2.5. Chargement	79
4.2.6. Les conditions initiale	79
4.2.7. Procédures de calcul	79
4.2.8. Caractéristiques des sols	80
4.2.9. Principaux résultats du cas de sable (1)	80
4.2.10. Principaux résultats du cas d'argile (Argile non drainé)	85
4.2.11. Principaux résultats du cas d'argile (Argile drainé)	91
4.2.12. Principaux résultats du cas de sable (2)	95
4.2.13. Récapitulatif des résultats de la capacité portante	100

Chapitre 5. Conclusion générale et perspectives

5.1. Conclusion générale et perspectives	102
--	-----

Bibliographie

Netographie

Introduction générale

La capacité portante a toujours été l'un des sujets les plus intéressants en mécanique des sols et des fondations. On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximum qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol.

Les procédures de calcul classiques, basées sur la méthode de l'équilibre limite, imposants, d'une part, les directions des plans de rupture (approximation très grossière), d'autre part ces théories supposent que le sol se comporte comme un matériau associé, avec un angle de dilatance égale à l'angle de frottement interne φ . Il est bien connu que pour les sols réels, l'angle de dilatance est généralement considérablement inférieur à φ .

La plupart des méthodes d'estimation de la capacité portante sont basées sur des études effectuées originalement sur une semelle filante, Prandtl (1921) et Reissner (1924) modifiées plus tard afin de les adopter à d'autres conditions comme par exemple la forme de la fondation, l'inclinaison de la charge, l'excentrement de la charge,.....etc.

Ce travail est considéré comme une initiation à la recherche dans le domaine du calcul bidimensionnel, malgré que les calculs en 3D sont beaucoup plus lourds que les calculs en 2D.

Ce mémoire est structuré comme suit :

Une première partie consacrée à l'introduction aux fondations superficielles comportant deux chapitres :

- Dans le premier chapitre, nous rappelons un certain nombre de connaissances de base sur la définition des fondations superficielles, leur fonctionnement, les différents mécanismes de rupture et la présentation des différentes méthodes de calcul de la capacité portante dans le cas générale (semelles filante).
- Le deuxième chapitre comporte les lois de comportement et modélisation des sols. Les modèles utilisés dans les études de mécanique des sols sont très divers. Les méthodes de calcul classiques admettent en général des géométries simplifiées (couche de sol homogène, massif semi-infini) et réduisent souvent le comportement du sol à des relations unidimensionnelles (théorie de la consolidation) ou bidimensionnelles planes (calculs de stabilité de pente, soutènements) ou axisymétriques (réseaux de drains ou de colonnes, pieux, galeries de tunnels). Les calculs tridimensionnels sont limités aux équations de l'élasticité linéaire pour les fondations superficielles et à certaines études d'écoulements.

Une deuxième partie dans la quelle nous présentons :

- Dans le troisième chapitre, une présentation générale de l’outil numérique pour nos simulations bidimensionnelles par le code de calcul plaxis en éléments finis qui est un outil bien adopté aux problèmes géotechniques ou des structures.
- Un quatrième chapitre, consacré à l’élaboration du modèle de référence des fondations superficielles réalisé à l’aide du code PLAXIS version 8.2 et de le comparer avec les valeurs de calcul analytique classique de la charge limite.

Les conclusions générales et les perspectives de cette étude figurent à la fin du présent document.

Chapitre 1

Introductions aux fondations superficielles

Chapitre I

1. Introductions aux fondations superficielles

1.1 Introduction

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

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

Dans son sens le plus strict, la fondation est l'élément qui sert de support à l'ouvrage et à ses charges : elle comprend la couche superficielle de l'écorce terrestre et la partie de l'édifice destinée à reporter les efforts sur le sol. Il existe deux grands types de transmission des charges des constructions aux couches des sols sous-jacentes : par fondation superficielle et par fondation profonde.

La détermination de la force portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. On appelle pression admissible la pression ou contraintes maximale qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et risque de rupture du sol.

Le chapitre I est donc consacré aux méthodes de calcul. Après présentation des méthodes classiques par ordre chronologique suivies par des critiques générales. Nous présentons l'utilisation des méthodes numériques qui permettent de tenir compte de manière approchée de plusieurs aspects tels que l'interaction entre la fondation et le sol ou d'autres ouvrages (soutènement, tunnel, etc.). Enfin quelques solutions numériques existantes seront présentées.

1.2 Fondation superficielle :

La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastree. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes [4].

on considere une fondation comme superficielle quand la profondeur D d'encastrement de la fondation par rapport à la surface superficielle du terrain n'excede pas quatre ou cinq fois la largeur B (ou le plus petit coté B) du massif de la fondation.

$\frac{D}{B} < 4$ Fondations superficielles (semelles filantes ou isolees, radiers)

$4 \leq \frac{D}{B} < 10$ Fondation semi- profondes (puits)

$\frac{D}{B} \geq 10$ Fondations profondes (pieux)

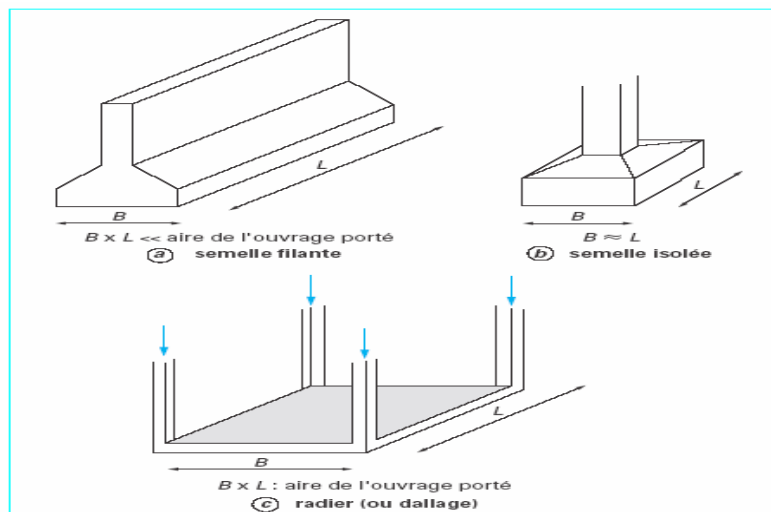


Figure 1.1 Types de fondations superficielles

1.3 Phénomène interne de poinçonnement

Les études théoriques relatives à l'état d'équilibre plastique sous les semelles filantes conduisent aux conclusions générales suivantes :

Lorsque l'on exerce un effort verticale poussé jusqu'à la rupture sur une semelle horizontale ancrée à faible profondeur dans un matériaux meuble, des surfaces de cisaillement apparaissent dans l'assise ; l'ensemble des observations ayant trait à la rupture des fondations superficielles conduisent à penser qu'il existe, à ce moment –la, un coin de sol qui reste lié à la fondation (résultat d'observations sur modèles réduits) dont le pointe est tournée vers le bas et qui refoule le sol de part et d'autre de la fondation C'est le cas des sols relativement résistants; de la pointe partent des

surfaces de rupture courbes inclinées d'abord vers le bas et qui se redressent ensuite vers le haut pour atteindre la surface libre.

Lorsque l'enfoncement continue, on observe en surface autour de la semelle un gonflement du sol qui a été refoulé.

Quand le sol est très compressible un tassement relativement important est nécessaire pour que le roufoulement apparaisse.

D'une façon générale, le phénomène est d'autant plus net que l'assise est moins déformable [4].

Pour les sols cohérents, l'application du chargement est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Mais comme la vitesse de chargement est souvent supérieure à la vitesse nécessaire pour la dissipation de ces surpressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (en conditions non drainées).

Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (dés enchevêtrement ou compaction des grains selon les niveaux de contrainte atteints). La charge de rupture (ou capacité portante) peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant connus les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation. Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur comme :

Des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après une excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, effets du gel, etc.) :

Des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage de pieux, vibrations, excavation de tranchée, creusement de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc.).

Courbes de tassement

Dès qu'une charge est appliquée sur une certaine surface d'un sol, elle provoque un tassement. On peut étudier l'importance du tassement final constaté en fonction de l'intensité de la charge appliquée. Cette relation peut être représentée par une «**courbe de tassement**». Fig. 1.2 On trace deux courbes pour deux types de sols différents [1] :

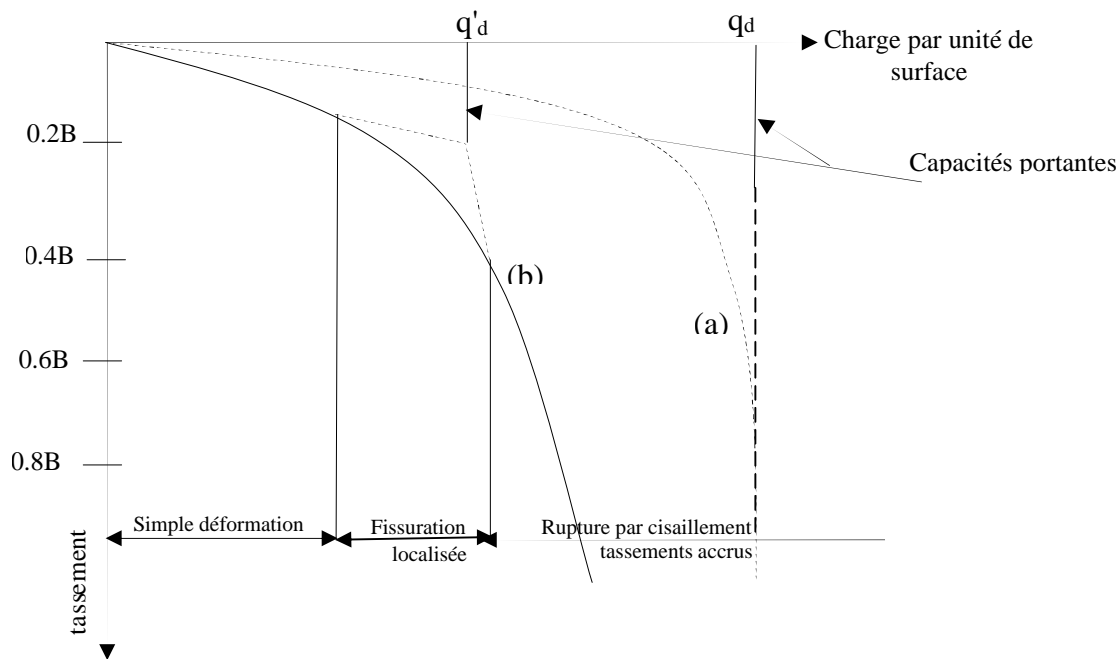


Figure 1.2 Courbe de tassement pour une fondation superficielle.

Pour un sol relativement résistant ou compacte (**sable dense**) la courbe pression tassement [courbe «a»] présente un palier d'écoulement plastique très marqué, le tassement s'accroît sans augmentation de la pression. L'abscisse q_d de l'asymptote représente sans ambiguïté la pression maximale que le sol supporter avant la rupture, c'est ce que l'on appelle la capacité portante. On notera que cette pression q_d est définie par le rapport de la charge qui provoque la rupture à la surface de la fondation, c'est une contrainte moyenne et non une contrainte maximale réelle mesurée sous la fondation.

Pour un sol mou ou peu compact (**sable lâche**), cette courbe [courbe «b»] a tendance à augmenter indéfiniment jusqu'aux très grandes déformations.

Chacune de ces courbes comprend trois phases successives [6]:

- 1- Une phase quasiment élastique, qui peut se produire au cours de la construction au à la fin de celle-ci au moment de l'application des charges de service.
- 2- Une phase dans laquelle se développe la plastification du sol avec l'augmentation des charges et où se forme une surface de glissement qui s'étend progressivement.
- 3- Une phase plastique ultime, à partir d'une certaine charge Q_L , il y a une rupture par poinçonnement du sol ou tout de moins un tassement qui n'est plus contrôlé. Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure; On peut dire que l'on atteint l'écoulement plastique libre.

1.4 Mécanismes de rupture des fondations superficielles

Les résultats d'essais sur des semelles rigides montrent qu'il existe plusieurs mécanismes de rupture pour les fondations superficielles en fonction de type de chargement, excentricité de la charge, type de sol de fondation et type de fondation.

1.4.1 Semelle filante soumise à une charge verticale centrée

Avant l'application de la charge sur une semelle, le sol de fondation est en état d'équilibre élastique. Lorsque la charge augmente au-delà d'une certaine valeur critique, le sol passe progressivement à l'état d'équilibre plastique. Les études théoriques relatives à l'état d'équilibre plastique sous les semelles filantes conduisent aux conclusions générales suivantes :

-Au cours du passage d'un état à l'autre, la répartition des réactions du sol sur la base de la semelle et l'orientation des contraintes principales dans le sol, subissent des variations. La transition s'opère à partir des bords extérieurs de la fondation et s'étend comme il est indiqué sur la Figure 1.3. b qui s'applique à une semelle continue (ou "filante") reposant sur un massif homogène de sable [1].

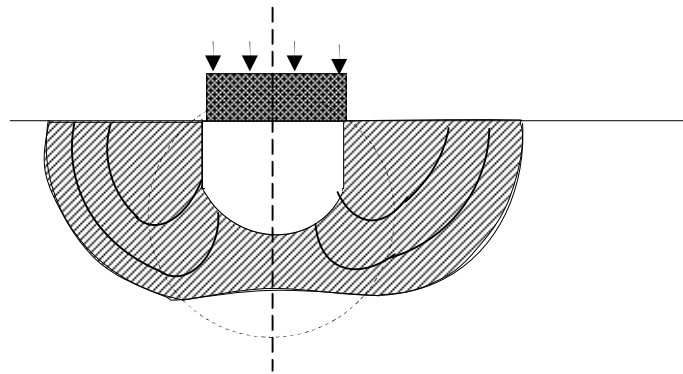


Figure 1.3.a Forme des zones plastiques d'après Frohlich

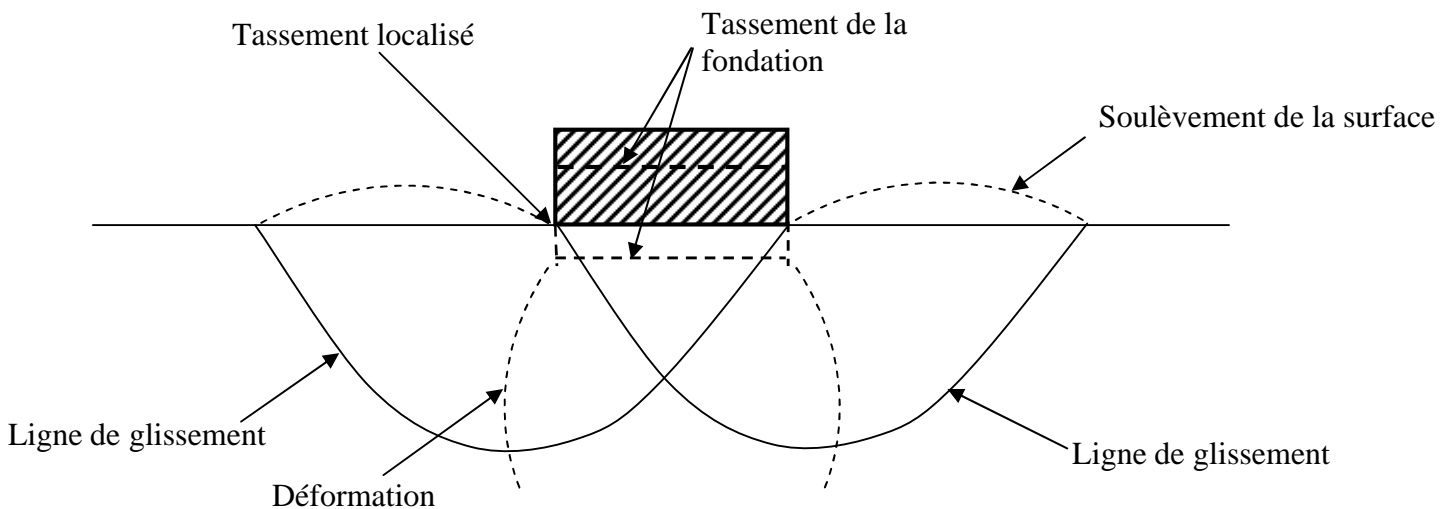


Figure 1.3.b Déformation du sol de fondation

-Si les propriétés mécaniques du sol sont telles que la déformation qui précède la rupture par écoulement plastique est très petite, la semelle ne s'enfoncera pas dans le sol avant qu'un état d'équilibre plastique soit atteint. La rupture a lieu par glissement suivant des directions dirigées vers l'extérieur

(Fig. 1.3 b). Il s'agit d'une « **rupture généralisée par cisaillement** » correspondant à la courbe « a » de tassement de la figure 1.2 [1].

-Si au contraire les propriétés mécaniques du sol sont telles que l'écoulement plastique fait suite à une déformation importante, l'apparition de la rupture par cisaillement généralisé s'accompagne d'un tassement à évolution rapide. La relation entre la charge et le tassement est, dans ce cas, donnée par la courbe « b » de la figure 1.2 la capacité portante q'_d est atteinte avant même que la rupture soit parvenue jusqu'à la surface, c'est pourquoi ce type de rupture est appelé « **rupture locale par cisaillement** » [1].

Le problème de poinçonnement d'un sol réel par une fondation est extrêmement complexe et il n'existe de solutions mathématiques exactes que pour les cas les plus simples. On dispose cependant pour les autres cas d'applications suffisamment précises pour la pratique courante des travaux de fondation [5].

1.4.2 Semelle filante soumise à une charge verticale excentrée

Meyerhof a proposé en 1953 dans le cas d'une charge excentrée d'attribuer à la semelle une largeur fictive centrée sur la charge.

Des expériences et des essais sur modèles réduits ont montré en effet qu'un milieu pulvérulent le coin qui se crée sous la fondation garde la même forme que pour une charge verticale centrée, mais que ses dimensions se réduisent de manière à ce que la ligne d'action de la charge et l'axe de symétrie du coin coïncident (Fig. 1.4) [1].

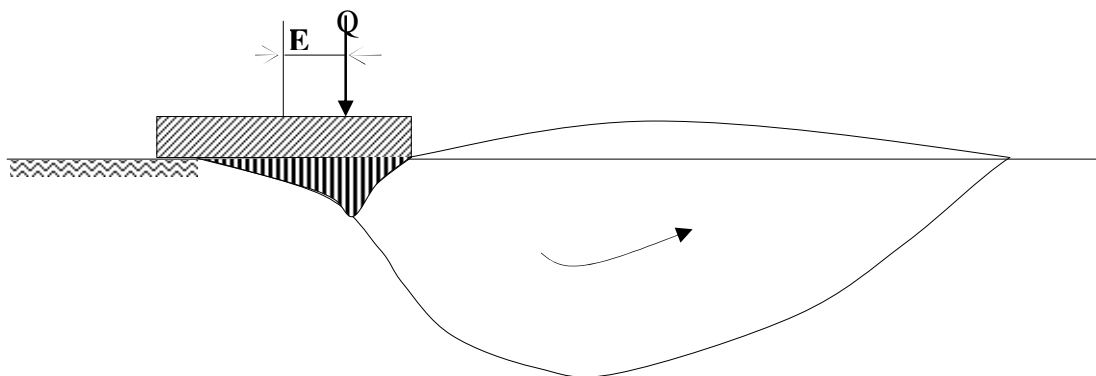


Figure 1.4 Formation d'un coin élastique sous une charge excentrée [1].

1.4.3 Semelle filante soumise une charge centrée inclinée

Lorsque la charge appliquée à la fondation centrée est inclinée par rapport à la verticale, Meyerhof étudie l'effet de l'inclinaison de cette charge dans un milieu non pesant, pulvérulent.

La Figure 1.5 représente la forme des différentes lignes de glissement, si pour une raison quelconque la rupture ne peut se produire dans le sens de la ligne de glissement la plus courte (c'est-à-dire vers la gauche sur la Figure 1.5

par exemple à cause d'un obstacle, ou de la présence d'une autre construction. L'inclinaison de la force augmente la résistance car la rupture ne peut se produire que dans le sens de la ligne de glissement la plus longue [5].

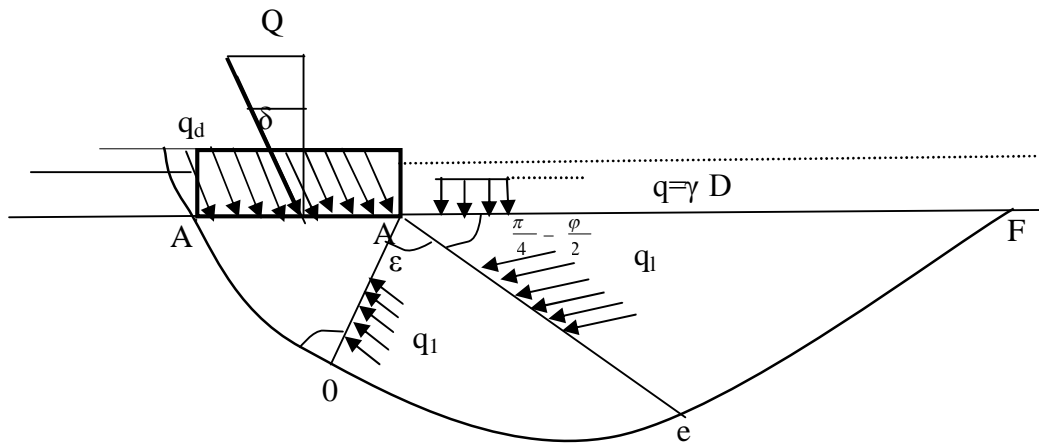


Figure 1.5 Schéma de rupture pour une charge inclinée en milieu non pesant.

1.5 Méthodes de calcul

Un certain nombre de règles de l'art doivent être respectées lorsque l'on construit une fondation superficielle, mais contrairement aux autres fondations (pieux, caissons, etc.), la méthode précise de construction ou d'installation n'est pas un paramètre qui influe sur sa portance son tassement. Le seul paramètre qui influe sur les contraintes d'interaction avec le sol est sa rigidité et, notamment pour le calcul du tassement, on doit distinguer entre fondation souple et fondation rigide.

Deux type de méthodes de calcul de la capacité portante sont développés suit :

Les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle frottement (méthodes classique, dites méthodes (c, ϕ)) et es méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la prissions limite P_l du pressiometre Ménard au à partir de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique CPT.

Il existe bien d'autres méthodes de calcul à partir des résultats d'essais in situ. Citons les méthodes à partir des résultats d'essais de penetromètre au carottier (Standard Pénétration Test : SPT) (voir, par exemple, les recommandations du transportation Research Boerd (TRB).

La méthode à partir de SPT comme celles à partir du prissiomètre Ménard ou du CPT sont des méthodes empiriques directes (c'est-à-dire qu'elles relient directement, par corrélation, la portance de la fondation aux résultats de l'essai en place).il existe également des méthodes indirectes qui proposent d'abord de déterminer les paramètres de résistance du sol à partir des résultats de l'essai, puis, ensuite, d'appliquer la méthodes $c - \phi$.c'est le cas , par exemple ,des méthodes basées sur les résultats d'essai au dilatomètre plat Marchetti DMT[2].

Dans certains cas, on peut envisages de baser l'estimation de la portance d'une fondation sur un essai de chargement statique. Pour les fondations superficielles, cet essai est peu répandu, notamment parce que la méthode d'exécution n'a que des effets marginaux, contrairement au cas des fondations profondes.

1.5.1Methode cinématique à solides rigides

D'après la méthode cinématique des solides de rupture rigides, un mécanisme (modèle) de rupture est constitué de solides rigides qui sont séparés entre eux par des surfaces de glissement intérieures et subissent des petits mouvements suivant ces surfaces.

La Figure 1.6 représente Le mode rupture dans ces conditions :

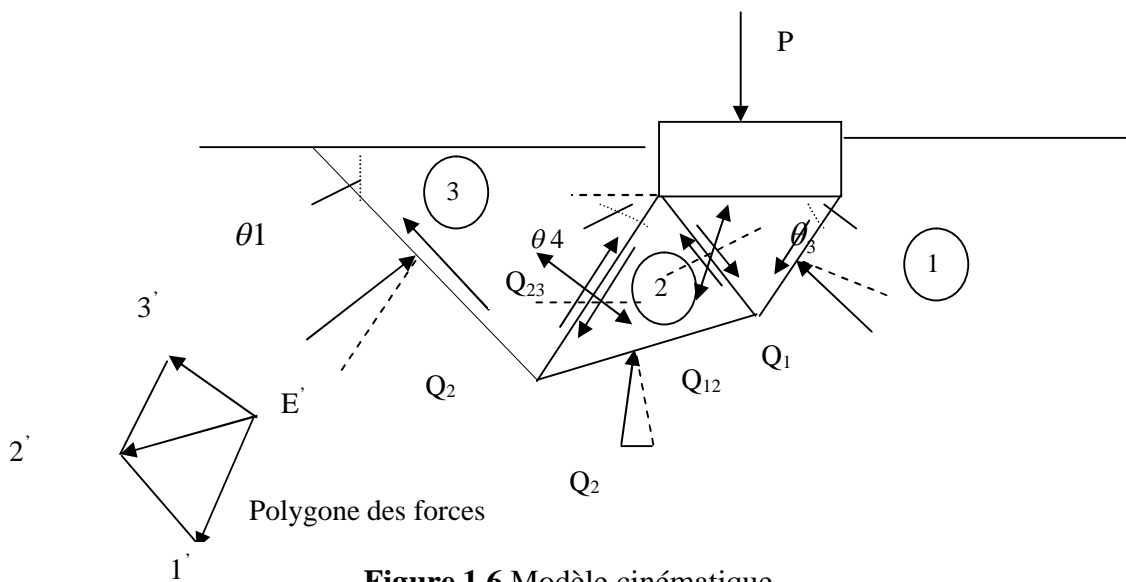


Figure 1.6 Modèle cinématique

1.5.2 Méthode de laboratoire "Méthode C- ϕ "

La vérification de la stabilité et le dimensionnement d'une fondation superficielle peut être réalisée à partir des résultats d'essais de laboratoire dit "Méthode C- ϕ " :

La recherche de la charge limite a d'abord été effectuée pour une semelle filante de largeur B , soumise à une charge centrée, fondée sur un milieu semi-infin à surface horizontale dont le comportement est caractérisé par une cohésion et un angle de frottement interne [Terzaghi (1943)][6].

L'analyse est faite en considérant la superposition de trois cas élémentaires suivants "méthode de superposition de Terzaghi (1943)" [3]:

1-Sol pesant sans surcharge et avec une cohésion nulle d'où une certaine résistance Q_y (Fig. 1.7 a).

Avec: γ_2 , poids spécifique des terres sous le niveau de la semelle.

2-Sol non pesant avec surcharge et une cohésion nulle d'où une résistance Q_p

(Fig. 1.7 b) avec γ_1 , poids spécifique des terres au-dessus du niveau de la semelle.

3-Sol non pesant purement cohérent d'où une charge de rupture Q_c (Fig. 1.7 c)

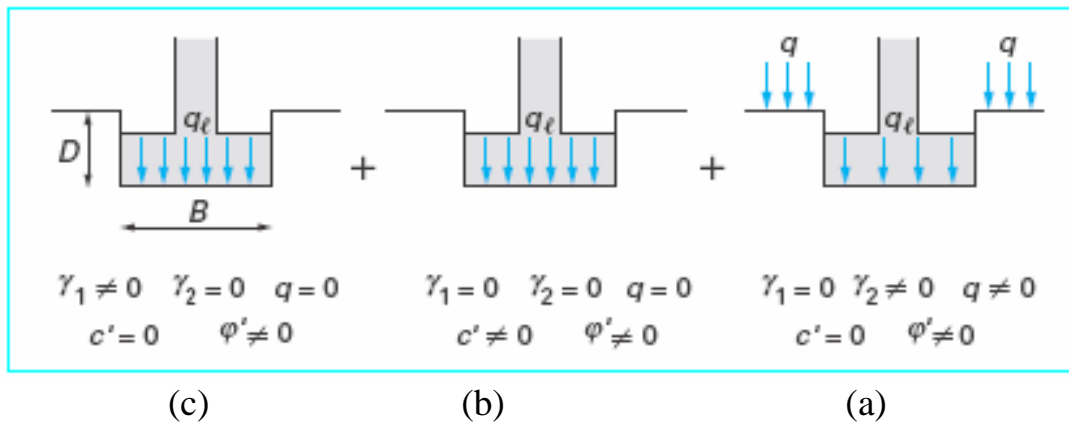


Figure 1.7 capacité portante : Méthode de superposition de Terzaghi méthode «c-φ »

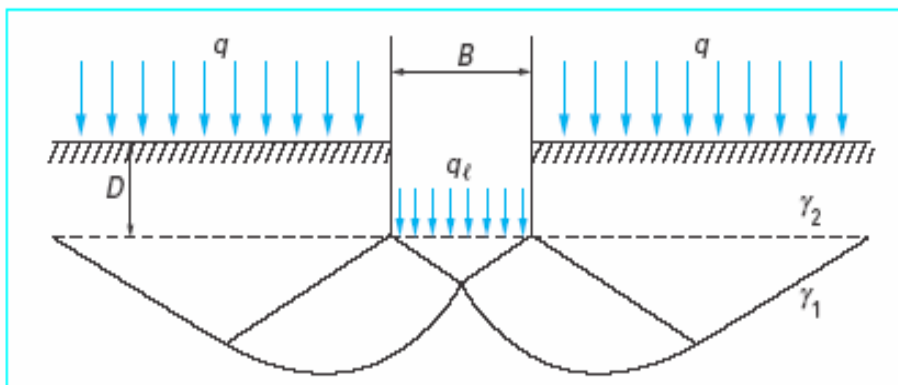


Figure 1.8 Schéma de rapture d'une fondation superficielle.

1.5.2.1 Etude de l'équilibre générale : Définition des facteurs portance

On suppose que la semelle filante repose sur un massif homogène. On supposera de plus que la charge qui agit sur la fondation est verticale, s'exerce dans l'axe de la semelle [1].

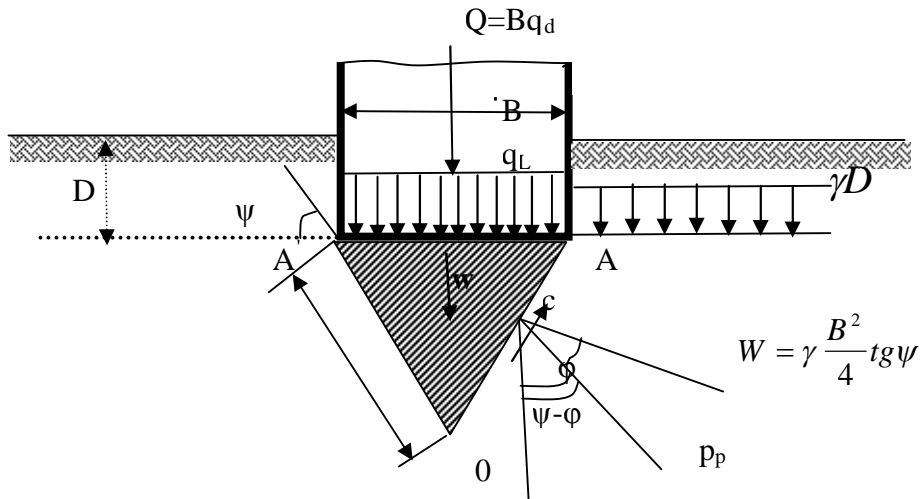


Figure 1.9. Equilibre des terres sous la fondation.

La fondation de largeur B est enterrée dans le massif à une profondeur D . on exerce sur la fondation une charge verticale croissante jusqu'à une certaine valeur Q pour la quelle l'équilibre plastique apparaît dans le sol de fondation. (Fig. 1.9).

On constate alors qu'il s'est formé, directement sous la fondation, un coin triangulaire AOA' en équilibre surabondant, solidaire de la fondation dans sa pénétration au sein du massif. Les parois OA et OA' du coin agissant comme de véritables écrans de butée.

On suppose que

Pour simplifier l'étude les chercheurs perdent plusieurs hypothèses [1] :

- Le sol situé au-dessus de l'horizontales AA' de la base de la fondation, agit comme une surcharge verticale constante d'intensité $\gamma_1 D$.
- L'effet des contraintes de cisaillement dans le plan AA' est négligé.

-Identification des paramètres

La résultante de la butée sur l'écran OA , se décompose en une force de cohésion $C=cL$ portée par OA , et une force de frottement p_p d'oblique $(-\phi)$ et d'intensité :

$$P_p = K_{p\gamma} \gamma_2 \frac{B^2}{2} + K_{pq} \gamma_1 D.L + k_{pc} cL \dots\dots\dots (1.1)$$

Ou les coefficients de butée k_{py} , k_{pq} , k_{pc} correspondent à une terre –plein horizontale à un écran faisant un angle obliquité : $\psi = \frac{\pi}{2} - \psi$ d'après la figure (1.7) : $\left(\frac{\pi}{2} - \psi\right)$ avec la verticale, et à une

$$L = \frac{B}{2 \cos \Psi} \dots \dots \dots (1.2)$$

On a: $\sin \Psi = \frac{L'}{L} \Rightarrow L' = L \sin \Psi = \frac{B}{2} \cdot \frac{\sin \Psi}{\cos \Psi} = \frac{B}{2} \operatorname{tg} \Psi$

$$(1.3) \quad W = W_1 + W_2 = \gamma_2 (S_1 + S_2) \cdot 1m = \gamma_2 \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{B}{2} \cdot L' + \frac{1}{2} \cdot \frac{B}{2} \cdot L' \right) = \gamma_2 \frac{B^2}{4} \operatorname{tg} \Psi$$

L'équilibre du coin OAA': par raison de symétrie, l'équilibre horizontal est assuré.

En projetant sur la verticale, on obtient :

$$Q_L + W = 2P_p \cos(\Psi - \phi) + 2c \sin \Psi \dots \dots \dots (1.4) \quad \Leftrightarrow Q_L = 2p_p \cos(\Psi - \phi) + 2C \cdot \sin \Psi - W$$

Dans l'équation (1,4) W représente le poids du coin et Q la charge de rupture de la fondation. Pour des raisons de commodité, et pour se conforme à l'usage, on introduira la pression moyenne de rupture sous la fondation .la capacité portante:

$$q_L = \frac{Q}{B} \quad (1.5)$$

Il est bien entendu qu'il ne s'agit la que pression moyenne et qu'on ne fait aucune hypothèse sur la répartition des contraintes sous la fondation.

En remplaçant l'équation (1.4) dans l'équation (1.5) on obtient :.....(1.6)

$$q_L = \frac{2P_p}{B} \cos(\Psi - \phi) + \frac{2C}{B} \sin \Psi - \frac{W}{B}$$

En introduisant les équations (1.1), (1.2), (1.3) dans l'équation (1.4) nous obtient :

$$q_L = \frac{2}{B} \cos \left(\Psi - \phi \left[K_{p\lambda} \cdot \gamma_2 \frac{L^2}{2} + K_{pq} \cdot \lambda_1 \cdot D \cdot L + K_{pc} \cdot cl \right] \right) + \frac{2C}{B} \sin \psi - \gamma_2 \frac{B^2}{4B} \operatorname{tg} \psi$$

$$= \frac{L^2}{B} \gamma_2 K_{p\gamma} \cos(\psi - \phi) + \gamma_1 D \frac{2L}{B} K_{pq} \cos(\psi - \phi) + \frac{2cl}{B} \sin \psi - \gamma_2 \frac{B}{4} \operatorname{tg} \psi$$

$$= \frac{B}{4 \cos^2 \psi} \gamma_2 K_{p\gamma} \cos(\psi - \phi) + \gamma_1 D \frac{1}{\cos \psi} K_{pq} \cos(\psi - \phi) + \frac{CK_{pc}}{\cos \psi} \cdot \cos(\psi - \phi) + \frac{2C}{B} \sin \psi - \gamma_2 \frac{B}{4} \operatorname{tg} \psi$$

Donc:

$$q_i = \gamma_2 \frac{B}{2} \left[\frac{K_{p\gamma} \cos(\psi - \phi)}{2 \cos^2 \psi} - \frac{tg \psi}{2} \right] + \gamma_1 D \frac{K_{p\gamma} \cos(\psi - \phi)}{\cos \psi} + \frac{cK_{pc}}{\cos \psi} C \cos(\psi - \phi) + \frac{2cl}{2B \cos \psi} \sin \psi$$

D'où :

$$(1.7) \quad q_L = \gamma_2 \frac{B}{2} \left[\frac{K_{p\gamma} \cos(\psi - \phi)}{2 \cos \psi} - \frac{tg \psi}{2} \right] + \gamma_1 D \frac{K_{p\gamma} \cos(\psi - \phi)}{\cos \psi} + C \left[\frac{K_{pc} \cos(\psi - \phi)}{\cos \psi} + tg \psi \right] \quad (1.8)$$

$$q_L = \gamma_2 \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma_1 D N_q + c N_c \quad \text{Soit:} \quad \text{Avec:}$$

$$N_\gamma = \frac{K_{p\gamma} \cos(\psi - \phi)}{2 \cos^2 \psi} - \frac{tg \psi}{2}$$

$$N_q = \frac{k_{pq} \cos(\psi - \phi)}{\cos \psi}$$

$$N_c = \frac{K_{pc} \cos(\psi - \phi)}{\cos \psi}$$

L'équation (1.8) appelée l'équation générale de la capacité portante d'une fondation superficielles.

Les trois coefficients N_γ , N_q et N_c ne dépendant que de l'angle de frottement interne ϕ . On les appelle : **les facteur de capacité portante.**

On trouve dans la littérature des tables numérique et abaqes donnant ces facteurs en fonction de ϕ voir [1].

Le Tableau 1.1 regroupe les valeurs des facteurs de portance dans le cas extrêmes d'un contact lisse et d'un contact rugueux entre le sol et la fondation. La valeur de ces facteurs augmente avec le frottement à la base [6].

Φ (degré)	N_γ (lisse)	N_γ (rugueux)	N_c (lisse)	N_c (rugueux)	N_q (lisse)	N_q (rugueux)
0	0.00	0.00	5.14	5.70	1.00	1.00
5	0.10	0.0001	6.50	7.70	1.60	2.15
10	0.50	0.001	8.40	10.15	2.50	3.85
15	1.40	2.05	11.00	12.85	4.00	5.80
20	3.50	4.60	14.80	17.35	6.40	8.35
25	8.10	9.00	20.70	24.25	10.70	12.85
30	18.10	20.00	30.00	37.30	18.40	22.90
35	41.10	41.65	46.00	60.00	33.30	44.00
40	100.00		75.30		64.20	
45	254.00		134.00		135.00	

Tableau 1.1 Facteurs de portance selon la nature de contact sol – fondation.

1.5.2.2 Critique de la théorie générale

La théorie générale de la capacité portante qui conduit à la définition des trois facteurs de capacité portante, soulève un certain nombre de critique [1] :

1-Première critique porte sur la forme de coin OAA' . Plusieurs expérience sur modèle réduit ont montré que les cotés du coin OAA' sont loin d'être rectilignes, principalement lorsque le rapport D/B inférieur à 0.5.

2-Une autre critique porte sur l'évolution de la butée P_p . pour calcul son intensité, on a fait l'hypothèse de la superposition des états d'équilibre (d'un milieu pesant non chargé et d'un milieu non pesant surchargé). Cette hypothèse est une approximation assez grossière, car les lignes de glissement présentent une courbure et sont loin d'être superposable.

3-On a admis que le sol situé au-dessus de l'horizontale AA' de la base de la fondation, agit comme une surcharge. Il est certain que les lignes de glissement au sein du massif, se prolongent au-delà du plan AA' et que cette approximation est d'autant moins bonne que le rapport D/B est grand.

En définitive, malgré les critique que l'on peut formuler à l'égard de la théorie de la capacité portante et de l'utilisation des facteur N_γ , N_q , N_c cette méthode reste une approche simple, commode et assez exacte dans la pratique

1.5.2.3 Effet de l'eau sur la capacité portante d'une fondation superficielle

Le niveau de la nappe phréatique est rarement au dessus de la base de la fondation, car cela poserait des problèmes de construction. Ainsi, la capacité portante d'une fondation superficielle sur un sol pulvérulent avec une nappe phréatique près de sa base est plus faible que celle de la même fondation posée sur un sable sec. Plus haute est la nappe phréatique, plus son influence est grande [6].

❖ Rupture à court terme et à long terme

Lorsqu'on charge un sol peu perméable, une pression interstitielle apparaît qui ne se dissipe que lentement. Dans les premiers temps du chargement, la résistance du sol de la fondation doit donc être appréciée à l'aide des caractéristiques ϕ_u (qui est fréquemment nul) et c_u .

Mais il est possible qu'une fondation calculée dans ces conditions ne soit pas sûre. En effet, à long terme, avec la dissipation de la pression interstitielle, la stabilité de l'ensemble dépend des contrainte effective (caractéristiques ϕ' et c') qui s'identifient alors aux contraintes totales, il faut donc vérifier également la fondation dans cette nouvelle hypothèse.

En pratique, on constate la plupart du temps que la condition la plus sévère concerne la stabilité à court terme. Mais ce n'est pas général et il convient de se méfier particulièrement lorsqu'on se trouve en présence d'argiles sur consolidées, fissurées ou d'argiles très sensibles [1].

❖ Calcul en condition non drainées

Lorsque le sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée c_u . on prend :

$$c = c_u \quad \text{et} \quad \varphi = 0$$

Il en résulte : $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$, donc pour une semelle filante :

$$(1.9) q_l = c_u \cdot N_c(0) + \gamma_1 \cdot D$$

Avec : $N_c(0) = \Pi + 2 = 5,14$ pour les fondations lisses.

$N_c(0) = 5,7$ Pour les fondations rugueuses.

❖ Calcul en conditions drainées

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives [2]. Les paramètres de résistance drainés sont :

$$c = c' \quad \text{et} \quad \varphi = \varphi'$$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q = \frac{1}{2} \gamma_2 B \cdot N_\gamma(\varphi') + c' N_c(\varphi') + \gamma_1 D N_q(\varphi') \quad (1.10)$$

Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés (et on tient compte de la poussée d'Archimède sur la fondation, c'est-à-dire l'on déjauge également le poids de la fondation [2] :

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

Avec : γ : poids volumique total du sol .

γ_w : Poids volumique de l'eau.

Ainsi pour la nappe affleurant à la surface (sol saturé) :

$$q_l = \frac{1}{2} (\gamma_2 - \gamma_w) B N_\gamma(\varphi') + c' N_c(\varphi') + (\gamma_1 - \gamma_w) D N_q(\varphi')$$

Et pour une nappe à grande profondeur (sol sec) :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma(\varphi') + c' N_c(\varphi') + \gamma_1 D N_q(\varphi')$$

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension $N_c(\varphi')$ et $N_q(\varphi')$, on utilise la solution classique de Prandtl (solution exacte) :

$$N_q = tg \left(\frac{\Pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) e^{\Pi tg \varphi'} \quad \text{et} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

En pratique, pour une interface relativement rugueuse (δ), angle de frottement fondation –sol).le projet d'Euro code 7[2] préconise l'expression suivante pour

$$N_{\gamma} : N_{\gamma} = 2(N_q - 1)tg\varphi'$$

❖ Cas de sol très compressible

Lorsque se trouve en présence de sols très compressible, comme l'angle molle, il arrive fréquemment que les tassements constatés ne soient plus acceptables, bien avant qu'un état d'équilibre plastique ait pu se développer dans le massif.

Pour limiter le tassement absolu et différentiel à une valeur acceptable, Terzaghi [1] propose de prendre en compte un angle de frottement interne réduit φ' et une cohésion réduite c' tel que :

$$tg\varphi' = \frac{2}{3}tg\varphi \quad c' = \frac{2}{3}.c$$

Dans ce cas, la capacité portante donnée par la relation :

$$(1.11) \quad q_{li} = \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_{\gamma}' + \gamma_1 D \cdot N_q' + \frac{2}{3} \cdot c N_c'$$

$$(1.12) \quad N'(\varphi) = N(\varphi') = N\left(\arctg \frac{2}{3}tg\varphi\right) \text{ Avec :}$$

Cependant, la plupart des auteurs admettent actuellement que les formules de Terzaghi relatives aux sols compressibles sont beaucoup trop défavorable .Il est même généralement admis que les autres formules sont également trop défavorable parce que, comme l'a mis en évidence Meyerhof, elles ne tiennent compte de la profondeur D que dans la surcharge q comme s'il ne se formait pas de ligne de glissement dans le sol situé au –dessus de la base de la fondation.

En Angleterre, ce pondant, on recommande l'emploi des formules de Terzaghi dans les sols purement pulvérulents dans lesquels la prise d'échantillons non ramenés est très difficile et pour lesquels il vaut mieux se mettre de la cote de la sécurité [12].

1.5.2.4 Influence de la forme de la fondation

La relation de la capacité portante (Equation) est donnée pour le cas d'une semelle filante. Dans la réalité il n'est pas possible d'assimiler toutes les semelles ou tous les radiers à des semelles filantes.

Le calcul des semelles isolées et des radiers est un problème complexe à trois dimension que l'on ne sait pas traiter à l'heure actuelle de maniéré théorique satisfaisante (sauf, toutefois, en ce qui concerne les semelles circulaires, en raison de la symétrie de révolution qu'elle présentent) Faute de mieux, on utilise la formule donnant la capacité portante de la semelle filante, en affectant chacun des trois facteurs de capacité portante des coefficients correcteurs choisis de manière empirique, au

vu des résultats d'essais de laboratoire et de constatations faites sur la capacité portante de semelle réelles[1].

Terzaghi, le premier, avait proposé, initialement, les relations suivantes, dans le cas d'une semelle circulaire de diamètre B et d'une semelle carrée de coté B. Le DTU 13.12 [11] retient les mêmes valeurs. Les valeurs sont données dans le **Tableau1.2**.

Fondation Facteurs de forme	Rectangulaire ou carrés (B/L = 1)		Circulaires	Filantes
S_γ (1)	$1 - 0.2 B/L$	0.8	0.6	1
S_c	$1 + 0.2 B/L$	1.2	1.3	1
S_q	1	1	1	1
(1) condition drainée seulement				

Tableau 1.2 coefficient de forme valeur de Terzaghi
(Condition non drainées et drainées)[2]

Les propositions de l'Eurocode 7 [2] sont très semblables pour les conditions non drainées.

Elles sont sensiblement différentes pour les conditions drainées, en ce qui concerne S_c et S_q (**Tableau1.3**).

Fondation Facteurs de forme	Condition non drainée		Condition drainée	
	Rectangulaire	Carres ou circulaires (B/L = 1)	Rectangulaire	Carres ou circulaires (B/L = 1)
S_γ			$1 - 0.3 B/L$	0.7
S_c	$1 + 0.2 B/L$	1.2	$\frac{\left(1 + \frac{B}{L} \sin \phi'\right) N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \phi') N_q - 1}{N_q - 1}$
S_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \phi$	$1 + \sin \phi$

Tableau 1.3. Coefficient de forme d'après Eurocode 7 [2].

La norme Allemande DIN 1054.100 [13] propose des relations semblables à celles de L'Eurocode 7.

Quoi qu'il en soit, lorsque l'on passe d'une fondation carrée (ou circulaire B/L=1) à une fondation rectangulaire (B/L<1), on remarque les différentes propositions reviennent à [2]:

- Accroître le terme de surface (on de posenteur), pour les conditions drainées.
- Laisser égale ou diminuer le terme de surcharge (ou de profondeur).
- Diminuer le terme de cohésion.

1.5.2.5 Influence de l'excentrement de la charge

a) L'excentrement selon une seule dimension –longitudinale

Dans le cas d'une charge d'excentrement e parallèle à B , d'une semelle filante supportant une charge verticale excentrée suivant B (Fig. 1.10), Meyerhof a proposé d'attribuer à cette semelle une largeur fictive, centrée sur la charge [1]:

$$B' = B - 2E$$

(C'est la surface hachurée AA'' de la Figure 1.10 b, et de négliger la partie de la fondation qui en est plus éloignée (zone AA'')).

La charge portante Q_L par unité de longueur de la semelle égale à:

$$Q_L = B' q_L = B' \left(\gamma_2 \frac{B'}{2} N_\gamma + \gamma_1 D N_q + c N_c \right)$$

On va introduire dans cette formule la largeur réelle B :

$$\begin{aligned} Q_L &= B' q_L = B \left(\frac{B'}{B} q_L \right) \\ &= \left(B - 2E \left[(B - 2E) \frac{\gamma_2}{2} N_\gamma + \gamma_1 D N_q + c N_c \right] \right) \\ &= (B - 2E)^2 \cdot \frac{\gamma_2}{2} N_\gamma + (B - 2E) \gamma_1 D N_q + (B - 2E) c N_c \end{aligned}$$

$$e = \frac{E}{B} \quad \text{ou :} \quad \frac{B'}{B} = \frac{B - 2E}{B} = 1 - \frac{2E}{B} \quad \text{On :}$$

Donc :

$$Q_L = B \left[(1 - e)^2 \gamma_2 \frac{B}{2} N_\gamma + (1 - 2e) \gamma_1 D N_q + (1 - 2e) c N_c \right]$$

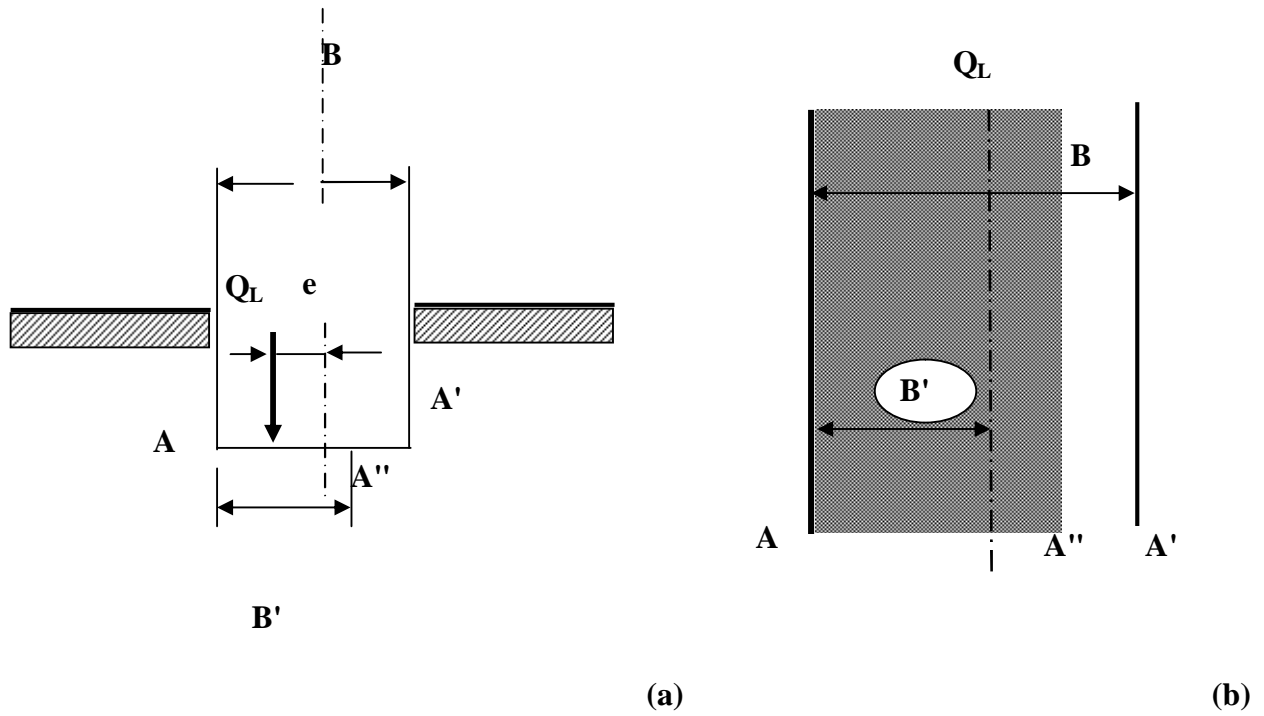


Figure 1.10. Charge excentrée

Dans les deux coefficients correcteurs correspondants à l'excentricité de la charge sont:

$$(1-2e) \quad \text{pour } N_q \text{ et } N_c$$

et

$$(1-2e)^2 \quad \text{pour } N_\gamma$$

Lorsque la charge atteint la limite du tiers central ($e=0.17$), le terme de la surface est réduit à la moitié de sa valeur normale, tandis qu'on peut compter encore sur près de 70 % des termes de profondeur et de cohésion.

Cette méthode simple d'évaluation est bien confirmée par l'expérience. Des essais sur modèles réduits ont montré en effet qu'en milieu pulvérulent le coin qui se crée sous la fondation garde la même forme que pour une charge verticale centrée, mais que ses dimensions se réduisent de manière à ce que une charge et l'axe de symétrie du coin coïncident (voir Figure 1.10).

b) La charge doublement excentrée

Lorsque est en présence d'une semelle isolée et que la charge est doublement excentrée (aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal), on opérera de même, en remplaçant B et L par [1] :

$$B' = B - 2E_1$$

et

$$L' = L - 2E_2$$

La capacité portante totale Q_L est alors obtenue par :

$Q_l = q_l \cdot B' \cdot L'$ Pour une fondation rectangulaire ou carrée.

$Q_l = q_l \cdot \pi \cdot B' \cdot B' / 4$ Pour une fondation circulaire.

On signatera toutefois que certain expérimentateur ont trouvé des résultats assez différent de ceux que prévoit la Méthode de Meyerhof, principalement pour les faible excentricités, Ils suggèrent donc de remplace les coefficient correcteurs $(1-2e)$ et $(1-2e)^2$ par un autre coefficient de forme $\exp(-12 e^2)$. Il est difficile de se prononcer dans l'état actuel des choses et on conseillera pour l'instant de s'en tenir aux recommandations de Meyerhof [1].

1.5.2.6 Influence de l'inclinaison de la charge

a) D'après Meyerhof

L'inclinaison de la charge diminuent fortement la capacité portante des fondations Meyerhof à également résolu le problème de manière approchée en introduisant dans les trois termes de l'expression de la pression de rupture des coefficients correcteurs d'inclinaison i_q i_c et i_γ qui tiennent compte du rapport B/L.

Meyerhof a mis en évidence que, si pour une fondation superficielle le mode de rupture est relativement bien représenté par le mécanisme de Prandtl, fondation est enterrée, la surface de rupture remonte toujours jusqu'à la surface tout en se resserrant vers l'axe de la fondation, et ceci jusqu'au moment où la surface de rupture se referme complètement sur le fut de la fondation.[12] (Figure 1.11).

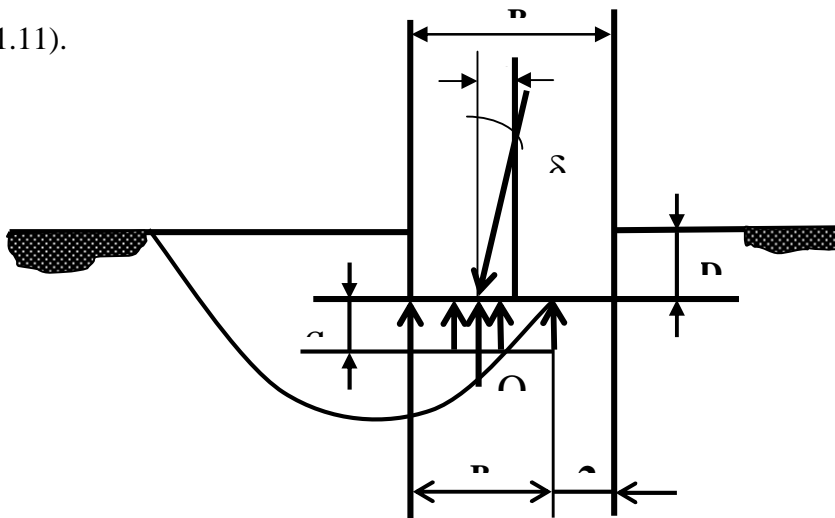


Figure 1.11 Inclinaison et excentrement d'une charge.

Soit une fondation de la largeur B et de longueur L à la profondeur D, soumise à une charge inclinée par rapport à la verticale.

Selon Meyerhof, la pression limite s'expression suivante :

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma_2 B_{i_\gamma} \cdot N_\gamma(\phi) + \gamma_1 \cdot D_{i_q} N_q(\phi) + C_{i_c} N_c(\phi)$$

N_q, N_c

les facteurs originaux de Prandtl

$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg}(1 - 4\phi)$ D'origine expérimentale.

i_q, i_c, i_γ : les facteurs d'inclinaison dépendant de l'inclinaison δ et ϕ .

Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à B, d'angle δ , par rapport à la verticale, le DTU 13.12 [11] propose les relations suivantes dues à Meyerhof :

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2$$

Dans le cas d'un sol purement cohérent (argile) et dans le cas d'un sol purement frottant (Sable), Meyerhof a également donné des solutions pour les fondations filantes sous forme de facteurs de portance N_{cq} (combinaisons de N_γ et N_q). Dépendant de l'angle de frottement interne ϕ , l'inclinaison δ et de l'encastrement D/B (Figure 1.12), ces solutions peuvent être par les coefficients de réduction du **Tableau 1.4** [2].

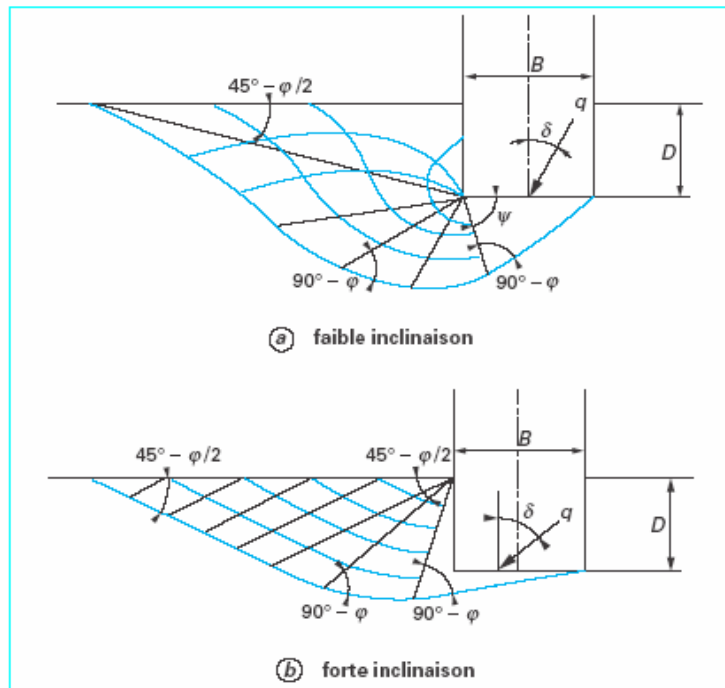


Figure 1.12 Solution de Meyerhof pour une semelle filante sous charge inclinée [2].

Sol	D/B	Inclinaison de la charge δ						
		0°	10°	20°	30°	45°	60°	90°
Argiles $N_{cq}(\delta) / N_{cq}(0)$	0 à 1	0.1	0.8	0.6	0.4	0.25	0.15	0
Sables	0	1.0	0.5	0.2	0 pour $\delta = \phi$			
$N_{\gamma q}(\delta) / N_{\gamma q}(0)$	1	1.0	0.6	0.4	0.25	0.15	0.05	0

Tableau 1.4 Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur N_{cq} (argile) et $N_{\gamma q}$ (sable), d'après Meyerhof [2].

b) D'après l'Eurocode 7

Le projet d'Eurocode 7 propose des relations plus compliquées, fonction de l'aire réduite A' de la surface de base de la fondation qui tient compte des excentremets de la charge dans les deux directions et les conditions du sol [2]:

-En condition non drainées, pour une charge horizontale H:

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

-En condition drainées, pour une charge horizontale H parallèle à L et une charge verticale V :

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

-En condition drainées, pour une charge horizontale H parallèle à B et une charge verticale V :

$$i_q = (i_\gamma = 1 - 0,7H / (v + A' c' \cot \phi'))^3$$

$$i_\gamma = \left(1 - H / (v + A' c' \cot \phi') \right)^3$$

c) D'après DIN 1054.100

Les coefficients d'inclinaisons des charges d'après le DIN 1054.100 [13], sont semblable à ceux du projet de l'Eurocode 7. Les formules données dans la littérature [14], [13].

d) D'après SKempton

En conditions non drainées, la pression ultime par la formule de Skempton corrigée pour tenir compte des coefficients correcteurs :

$$q_u = S_c \cdot d_c \cdot i_c (\pi + 2) C_u + q_0 \quad (1.13)$$

Avec : S_c : coefficient de forme.

I_c : coefficient d'inclinaison conforme à la norme ISO.

$$i_c = 0.5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right)$$

1.6 Méthodes pressiométriques et pénétrométrique : définitions

Les méthodes de calcul pressiométrique et pénétrométrique qui suivent sont celles incluses dans le fascicule 62-V [7] : Règles technique de conception et de calcul des fondations des ouvrages

de génie civil que sont les règles actuellement en vigueur pour les marchés publics de travaux de génie civil en France Elles sont issues des résultats de nombreux essais de chargement réalisés par laboratoires des Ponts et Chaussées, ainsi que de l'exploitation de données expérimentales trouvées dans la littérature internationale.

En ce qui concerne les essais pressiométrique et pénétrométrique eux-mêmes, on se reportera à l'article spécialisé dans les techniques de l'ingénieur [2].

1.6.1 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre Ménard :

L'essai pressiométrique est un essai de cisaillement pur. La prissions limite correspond à une rupture par cisaillement .La Figure 1.13, montre l'analogie à la différence d'orientation, entre la prission limite P_1 obtenu par un essai pressiométrique et la contrainte de rupture q_1 du sol [3].

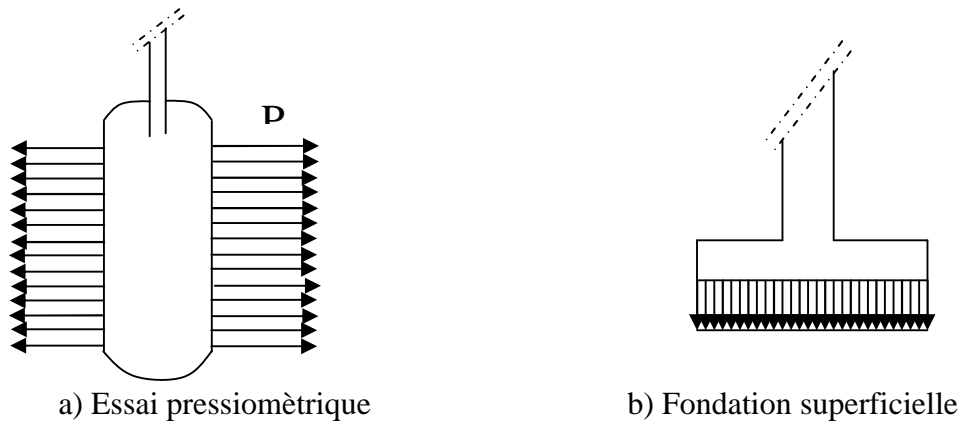


Figure 1.13 Analogie entre le mode de rupture [3].

1.6.1.1 Charge verticale centrée

La formule fondamentale de L Ménard qui donne la contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est :

$$q_1 = q_0 + K_p \cdot p_{le}^*$$

Avec : q_1 : contrainte de rupture.

q_0 : Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation.

p_{le}^* : Pression limite nette équivalente.

K_p : Facteur de portance pressiométrique.

Les valeurs du facteur de portance K_p sont données par le Tableau [2].on peut faire les commentaires suivants concernant ce facteur de portance :

-Il dépend du type de sol.

-IL dépend de la forme de la fondation ou plus précisément, du rapport de dimension en plan B/L (pour une semelle circulaire ou carrées : B/L=1 et pour une semelle filante B/L = 0).

Remarque

Pour le dimensionnement des fondations à partir du pressiomètre Ménard ou pénétromètre statique le fascicule 62.Titre V [7], définit les catégories conventionnelles de sols données par le **Tableau 1.5**, en fonction de la pression limite P_l mesurée par le pressiomètre Ménard ou de la résistance de pointe q_c mesurée par le pénétromètre statique.

Classe de sol	Pressiomètre p_l (Mpa)	Pénétromètre q_c (Mpa)
A-Argiles et Limons mous Argiles, Limon B-Argiles et Limons fermes. C -Argiles très fermes à dures.	<0.7 1.2 à 2.0 >2.5	< 3.0 3.0 à 6.0 > 6.0
A-Laches Sables, graves B-Moyennement compacts. C-Compacts.	< 0.5 1.0 à 2.0 > 2.5	< 5.0 8.0 à 15.0 > 2.5
Craies A-Molles B-Altérées. C-Compacts.	< 0.7 1.0 à 2.5 > 3.0	< 5.0 > 5.0
A-Tendres. Marnes, marno-calcaires B-Compacts.	1.5 à 4.0 > 4.5	
Roches A-Altérées B-Fragmentées.	2.5 à 4.0 > 4.5	

Tableau1.5 Définition des catégories conventionnelles des sols [2].

Il faut noter que la méthodes pressiometique, comme d'autres méthodes à partir des résultats d'essais en place, ne distingue pas les notions de court terme et de long terme pour les sols cohérents, comme c'est le cas pour les méthodes à partir des essais de laboratoire qui s'appuient sur des caractéristiques du comportement élémentaire .Ou intrinsèque des sols [2].

L'approche pressiométrique est de type empirique ou direct, en ce sens qu'elle lie directement le paramètre cherché (la portance) à la grandeur mesurée (la prission limite), en se basant sur les résultats d'essais de chargement ou d'observations de fondations en vraie grandeur. Elle tient donc compte implicitement des conditions de saturation et de drainage du sol. Ceci implique naturellement que l'essai pressiométrique soit exécuté sur le sol dans l'état ou sera sous l'ouvrage [2]

Type de sol	Expression de K_p	K_{pmax} semelle carée	K_{pmax} semelle filante
Argile et limons A, craies A	$0.8 \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.30	1.10
Argile et limons B	$0.8 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.50	1.22
Argile C	$0.8 \left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.80	1.40
Sables A	$\left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0.88	1.53
Sables et graves B	$\left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2.25	1.75
Sables et graves C	$\left[1 + 0.80 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	3.00	2.20
Craies B et C	$1.3 \left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2.18	1.83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.68	1.41

Tableau 1.6 Facteur de portance pressiométrique [2].

1.6.1.2 Influence de l'inclinaison de la charge

Dans ce cas la relation est remplacée par la relation suivante :

$$(1.14) \quad q_l = q_0 + i_{\delta\beta} \cdot K_p \cdot P_k^*$$

Le fascicule 62-V [7] propose les coefficients minorateurs $i_{\delta\beta}$ suivante [2] :

❖ Charge centrée inclinée sur sol horizontal

Dans le cas d'un charge centrée inclinée de δ par rapport à la verticale, on applique pour les sols cohérents (argiles, limons, marnes), les craies, les marno-calcaires et les roches altérées :

$$(1.15) \quad i_{\delta\beta} = \phi_1(\delta)$$

et pour les sols pulvérulents (sables et graves):

$$(1.16) \quad i_{\delta\beta} = \phi_2(\delta)$$

Les fonctions $\phi_1(\delta)$ et $\phi_2(\delta)$ sont données par des abaques [2]. On peut noter que, pour les sol cohérents, la fonction $\phi_1(\delta)$ est la même que pour i_c dans la méthode "c- ϕ ". Pour les sols pulvérulents, la réduction est fonction de l'encastrement équivalent relatif D_e/B . Pour les grands encastremets, on se rapproche de la valeur obtenue pour les sol cohérents.

1.6.1.3 Influence de l'encastrement

L'influence de l'encastrement de la charge est prise en compte, dans les règles

Du fascicule 62-V, par l'intermédiaire de la contrainte de référence $q_{réf}$ appliquée par la semelle au sol, contrainte qui sera comparée à la contrainte de rupture du sol.

Dans le cas de l'utilisation des résultats pressiométrique [2] :

$$q_{réf} \leq \frac{1}{\gamma_d} \cdot K_p \cdot P_k^* i_{\delta\beta} + q_0 \quad (1.17)$$

γ_d : Coefficient

$i_{\delta\beta}$: Coefficient d'inclinaison de la charge.

La contrainte $q_{réf}$ est la contrainte située aux 3/4[2] de largeur comprimée, le sol étant suppose ne pas réagir aux contraintes de traction sur la partie décomprimée (Figure 1.14) :

$$q_{réf} = \frac{3q_{max} + q_{min}}{4} \quad (1.18)$$

q_{max} et q_{min} sont calculés en supposant une répartition linéaire de la contrainte normale à la base de fondation [2], de manière à équilibrer la force Q et le moment Q_e par rapport au centre.

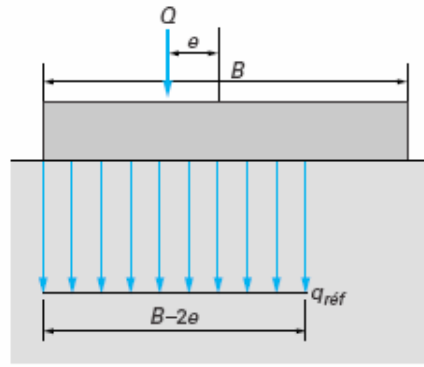
Pour les semelles rectangulaires, on peut se servir de la méthode de Meyerhof, qui prend en compte une largeur réduite $B-2e$, ou e est l'excentrement des charges Q c'est-à-dire la distance de son point d'application par rapport au centre. La contrainte $q_{réf}$ est alors la contrainte uniforme (Figure 1.14):

$$q_{réf} = \frac{Q}{B-2e} \quad (1.19)$$

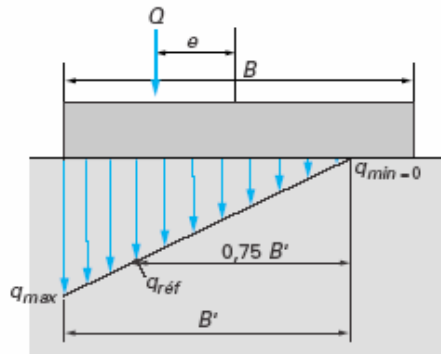
Dans le cas où l'on a également un excentrement e' dans la direction parallèle à L , la contrainte uniforme appliquée est alors:

$$q_{réf} = \frac{Q}{(B-2e)(L-2e')} \quad (1.20)$$

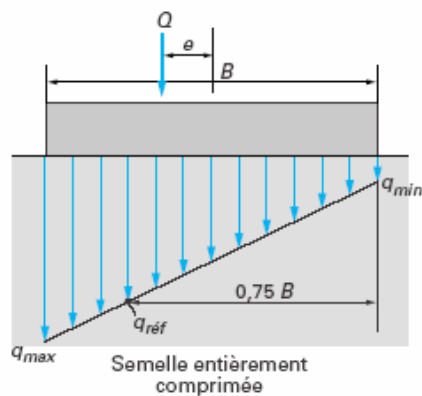
On remarquera que le schéma de la figure 1.14 suppose que les diagrammes de contraintes sont plans ou uniformes [2], ce qui n'est pas vérifié dans le cas de semelles et radiers rigides. Il s'agit, ce pendant d'une hypothèse commode et souvent utilisée dans la pratique.



Modèle de Meyerhof



Semelle partiellement comprimée



Semelle entièrement comprimée

Figure 1.14 Définition de la contrainte de référence pour excentrement E.

1.6.2 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique (CPT)

Comme pour le pressiomètre, la formule générale traduit la proportionnalité semi-empirique entre la rupture du sol par poinçonnement sous une semelle soumise à une charge verticale centrée, et celle provoquée par le pointe du pénétromètre; elle s'écrit:

$$q_t = q_0 + K_C q_{ce} \quad (1.21)$$

Avec:

q : contrainte de rupture

q₀: contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux).

q_{ce}: résistance de pente équivalente.

K_c: facteur de portance pénétrométrique.

Les valeurs du coefficient de portance K_c sont données par les expressions figurant dans le **Tableau 1.7** en fonction de la catégorie de sol considérée et de la hauteur d'encastrement équivalent.

Type de sol	Expression de K _C	K _{Cmax} semelle carée	K _{Cmax} semelle filante
Argile et limons A et B, craies A	$0.32 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \right] \frac{D_e}{B}$	0.60	0.49
Sables A	$0.14 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \right] \frac{D_e}{B}$	0.26	0.21
Sables et graves B	$0.11 \left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \right] \frac{D_e}{B}$	0.25	0.19
Sables et graves C	$0.08 \left[1 + 0.80 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \right] \frac{D_e}{B}$	0.24	0.18
Craies B	$0.17 \left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \right] \frac{D_e}{B}$	0.29	0.24

Tableau 1.7 Facteur de portance pénétrométrique [2].

1.7 Conclusion

Une fondation superficielle est une fondation dont l'encastrement D dans le sol n'excède pas quatre fois la largeur B. Le mécanisme de rupture et de distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol.

Un projet fondation superficielle correct doit répondre aux préoccupations des suivantes: La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante. Le problème de la capacité portante sera traité en détail dans le chapitre un.

Le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble et pour empêcher l'apparition des fissures localisées qui rendraient l'ouvrage inutilisable.

La détermination de force portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols.

Les méthodes classiques qui existent, pour la détermination de la capacité portante sont basées sur l'équilibre limite utilisent des hypothèses simplificatrices et souffrent de quelques difficultés et critiques. Toutes ces difficultés et critiques font appelle à d'autres techniques pour résoudre ce problème.

Quelques solutions numériques ont résolu le problème de la capacité portante en tenant compte l'influence de la rugosité et de la non associativité. et qui n'impose pas la direction des plans de rupture, au contraire, ces méthodes permettent de vérifier le mécanisme de rupture sous la fondation. Elles sont d'un emploi peu courant à cause de leur complexité de mise en œuvre, elles sont cependant en train de se généraliser.

On s'intéresse à l'estimation numérique de la capacité portante en utilisant un code de calcul numérique plaxis.

Chapitre 2

Lois de comportement et modélisation des sols

Chapitre 2

2. Lois de comportement et modélisation des sols

2.1 Introduction

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages. Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique du sol, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau (sol, roche, eau, béton, métal, géosynthétiques, etc.) et précise la place des conditions aux limites et des interfaces, avec leurs conditions de contact.

Les modèles utilisés dans les études de mécanique des sols sont très divers. Les méthodes de calcul classiques admettent en général des géométries simplifiées (couche de sol homogène, massif semi-infini) et réduisent souvent le comportement du sol à des relations unidimensionnelles (théorie de la consolidation) ou bidimensionnelles planes (calculs de stabilité de pente, soutènements) ou axisymétriques (réseaux de drains ou de colonnes, pieux, galeries de tunnels). Les calculs tridimensionnels sont limités aux équations de l'élasticité linéaire pour les fondations superficielles et à certaines études d'écoulements.

Les relations entre les forces ou contraintes et les déplacements ou déformations sont souvent linéaires et isotropes pour les calculs de déformations, et de type « rigide plastique » pour les calculs de stabilité. Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique permettent de dépasser les limitations géométriques et rhéologiques des méthodes de calcul traditionnelles et d'aborder l'étude de problèmes aux géométries et lois de comportement complexes, combinant les concepts classiques de compressibilité, de consolidation primaire et de compression secondaire, de résistance au cisaillement, d'états limites de poussée-butée ou de portance. Cette approche globale passe par la définition d'une loi de comportement spécifique à chaque type de sol et par l'utilisation de techniques numériques appropriées.

Le développement de ces lois de comportement (ou modèles rhéologiques) s'appuie à la fois sur les schémas théoriques de la mécanique des milieux continus (élasticité, plasticité, viscosité et leurs combinaisons) et sur les résultats d'études expérimentales en laboratoire et en place. Suivant l'influence dominante, on peut ainsi obtenir soit des lois très complexes, qui cherchent à reproduire les moindres fluctuations des courbes expérimentales, soit des modèles plus simples qui se limitent à la représentation des aspects essentiels du comportement des sols réels] [14].

2.2 Lois de comportement usuelles

2.2.1 Généralités

Les lois de comportement utilisées couramment par les ingénieurs sont des lois élastoplastiques parfaites composées d'une élasticité linéaire isotrope ou anisotrope, d'un critère de plasticité et d'un potentiel plastique. Les principaux critères de plasticité employés pour décrire la rupture des sols sont présentés dans le **tableau 1**, où les invariants de contraintes sont définis par les relations suivantes :

$$\rho' = \frac{\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}}{3}$$

Et

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{xx} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2}{2} + 3(\sigma'_{xy})^2 + 3(\sigma'_{xz})^2 + 3(\sigma'_{yz})^2}$$

2.2.2 Loi de comportement de Mohr-Coulomb

Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable), des sols cohérents à long terme (argiles et limons) et de certaines roches. La loi de Tresca, qui est un cas particulier de la loi de Mohr-Coulomb, est utilisée pour l'étude des sols à court terme.

Dans l'espace des contraintes principales effectives ($\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$) la surface définie par la fonction de charge F est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation : $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$, L'équation de la surface de charge est la suivante :

$$F(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi' = 0 \quad (2.1)$$

où σ'_1 et σ'_3 représentent les contraintes principales extrêmes ($\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$ avec la convention de signe suivante : les compressions sont comptées positivement).

Le potentiel plastique s'écrit, en fonction des contraintes principales extrêmes :

$$G(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (2.2)$$

Lorsque les angles φ' et ψ sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée. La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Au total, la loi de Mohr-Coulomb comprend cinq paramètres mécaniques : E' (module d'Young), ν' (coefficient de Poisson), c' (cohésion), φ' (angle de frottement) et ψ (angle de dilatance). Lorsque $\varphi' = 0^\circ$ et $\psi = 0^\circ$, la loi est appelée **loi de Tresca**.

Les paramètres de la loi de Mohr-Coulomb sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (par exemple, oedomètre et appareil triaxial pour un sol). A cause de la particularité de l'essai triaxial en compression ($\sigma'_2 = \sigma'_3$), deux surfaces de charge se trouvent

simultanément activées : cet état est appelé régime d'arête. Un calcul simple montre que les déformations plastiques vérifient la relation suivante [14] :

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_a^p} = \frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (2.3)$$

La quantité $\frac{2 \sin \psi}{1 - \sin \psi}$ caractérise la variation de volume au cours de la phase plastique ; pour cette raison, l'angle ψ est appelé angle de dilatance.

La figure 2.1 représente la modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb et indique les relations qui existent entre les paramètres E' , ν' , c' , σ' et ψ , et les différentes pentes de la représentation théorique. La valeur des paramètres se déduit d'une identification entre cette représentation et les résultats des essais reportés sur les mêmes diagrammes. Cette figure montre également qu'il y a cinq inconnues pour quatre équations. Il faut donc au moins deux essais triaxiaux pour déterminer tous les paramètres. En général, trois essais sont réalisés à différentes pressions de confinement.

En mécanique des sols, la cohésion c' et l'angle de frottement φ' sont traditionnellement calculés dans le plan de Mohr (σ' , τ) à partir des états de contraintes à la rupture, estimés pour chaque essai triaxial.

Type de critères	Formule mathématique	Paramètres	Type de sol
Tresca	$ \sigma_1 - \sigma_2 - 2C_u$	C_u	Argiles et limons
Mohr-Coulomb	$ \sigma_1' - \sigma_2' - \sin \varphi' (\sigma_1' + \sigma_3') - 2C' \cos \varphi'$	$C' \text{ et } \varphi'$	La plupart des sols à long terme
Druker-Prager	$q - Cp' - \kappa$	$K \text{ et } \alpha$	Sable et Argiles à long terme
Matsuoka-Nakai[27]	$\frac{l_1 l_2}{l_3} - \kappa$	K	Sables
Lade [14]	$\left(\frac{p'}{p_{am}}\right)^m \left(27 - \frac{l_1^2}{l_3}\right) - \kappa$	$\kappa \text{ et } m$	Sables
$I_1 = \sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'$ $I_2 = \sigma_1' \sigma_2' + \sigma_2' \sigma_3' + \sigma_1' \sigma_2'$ $I_3 = \sigma_1' \sigma_2' \sigma_3'$			

Tableau 2.1 Critères de plasticité usuels pour les sols

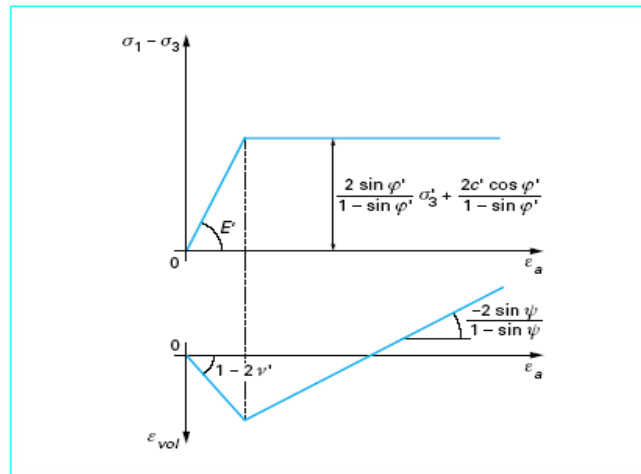


Figure 2.1 Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb.

2.3 Exemples de lois de comportement évoluées

2.3.1 Modèles de Cambridge (ou modèles Cam Clay Originale)

Roscoe et al. [37] furent les premiers à établir, à l'Université de Cambridge (Royaume-Uni), des relations générales de comportement des sols fondées sur la théorie de l'élastoplasticité avec écoulement et sur l'analyse des résultats de différentes études expérimentales (essais oedométriques et triaxiaux). Les modèles développés, connus sous le nom de « modèles Cam-Clay », sont destinés essentiellement à décrire le comportement des argiles reconstituées en laboratoire.

Ces modèles sont basés sur quatre éléments principaux : l'étude de l'essai de compression isotrope, le concept d'état critique, une relation contrainte-dilatance et la règle de normalité pour la déformation plastique [14].

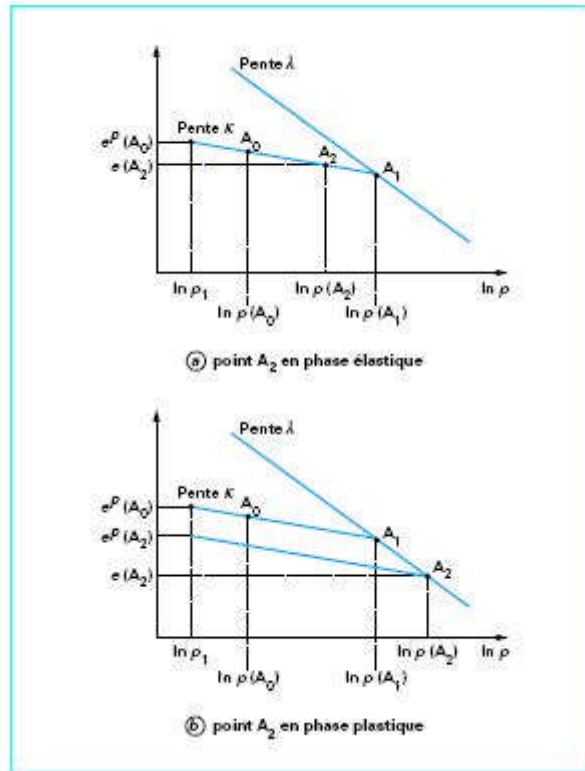


Figure 2.2 Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb

2.3.1.1 Étude de l'essai de compression isotrope

Dans le plan $(e, \ln p)$ [où e est l'indice des vides et p la pression moyenne $\rho = \frac{1}{3}\sigma_{ij}\delta_{ij}$], la représentation des résultats d'un essai de compression isotrope met en évidence des courbes qui peuvent être assimilées à des droites (figure 2.2) :

- une **courbe de consolidation vierge**, dite **courbe λ** , qui décrit le chargement au cours de l'essai
- une **courbe de déchargement-rechargement**, dite **courbe k** , qui schématise un cycle de déchargement-rechargement. Par construction, cette courbe représente le comportement élastique non linéaire au cours de l'essai. Les courbes λ et k sont définies par les équations suivantes :

$$\text{courbe } \lambda : e = e_1 - \lambda \ln \frac{p}{p_1}$$

et

(2.4)

$$\text{courbe } k : e = e^p - k \ln \frac{p}{p_1}$$

Où e_1 et e^p correspondent aux valeurs obtenues pour une pression de référence p_1 (en général égale à 1 kPa) ; λ et k sont deux paramètres du modèle.

La figure (2.2) montre que la quantité e^p évolue au cours du chargement et qu'elle est liée à la limite du domaine d'élasticité actuel. Cette quantité peut donc être utilisée comme paramètre d'érouissage dans la description de l'essai de compression isotrope.

2.3.1.2 Notion d'état critique

Par ailleurs, l'analyse des résultats d'essais triaxiaux de cisaillement sur des argiles reconstituées a montré qu'au moment de la rupture (lorsque le palier d'écoulement est atteint), le matériau se trouve dans un état dit critique et caractérisé par :

- un rapport de contraintes constant : $M = q/p$
- l'absence de variations de volume : $d\varepsilon_{vol} = 0$
- une courbe d'état critique dans le plan $(e, \ln p)$ de pente λ .

Où M est un paramètre du modèle, p la contrainte moyenne et q le déviateur des contraintes.

L'étude expérimentale montre également que, dans le plan $(e, \ln p)$, la courbe d'état critique est une droite approximativement parallèle à la courbe de consolidation isotrope.

2.3.1.3 Équations des modèles Cam-Clay

La plasticité est décrite à partir d'une relation contrainte-dilatance déduite de l'analyse des résultats d'essais triaxiaux de compression à pression moyenne constante et à rapport de contraintes fixé (tableau 2). L'intégration de cette relation différentielle fournit l'expression du potentiel plastique $G(p, q, p_c)$ et l'application du principe de normalité donne celle de la surface de charge $F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c)$.

Deux versions successives du modèle Cam-Clay ont été proposées.

Le modèle original a permis de décrire de manière qualitative les phénomènes observés expérimentalement. Mais, pour des chemins proches de l'axe de compression isotrope et des rapports de contraintes faibles, ce modèle prédit des déformations déviatoriques $d\varepsilon_d^p$ trop fortes. Pour cette raison, la loi d'écoulement (ou relation contrainte-dilatance) a été modifiée par Burland et Roscoe [3].

La contrainte p_c est en fait la « constante » qui provient de l'intégration de la relation différentielle contrainte-dilatance. p_c est aussi la contrainte isotrope qui correspond au point d'intersection de la surface de charge avec l'axe de compression isotrope, limitant ainsi le domaine d'élasticité actuel (figure 2.3) ; cette pression peut être considérée comme le paramètre qui commande l'évolution de la surface de charge, donc l'érouissage

La relation d'érouissage liant l'indice e^p et la contrainte p_c s'obtient en considérant les courbes λ et k au point p_c (figure 2.4).

Par construction, les points C_1 et C_2 appartiennent à la droite d'état critique et les points V_1 et V_2 à la droite de consolidation isotrope.

Considérons un chemin de contraintes quelconque $A_0A_1A_2$, où A_0 est un point initialement dans le domaine élastique, A_1 est sur la surface de charge initiale et A_2 sur la surface de charge qui évolue.

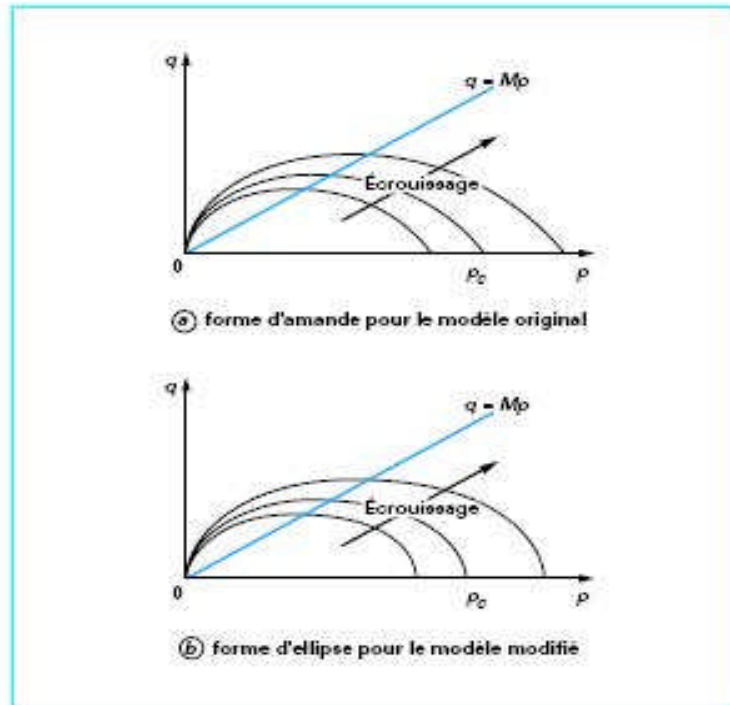


Figure 2.3 Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p, q)

Ces points occupent dans le plan (p, q) les positions décrites sur la figure 2.4 :

$$e(v_2) = e_1 - \lambda \ln \frac{p_c(v_2)}{p_1}$$

et

(2.5)

$$e(v_2) = e^p(v_2) - k \ln \frac{p(v_2)_c}{p_1}$$

Il vient alors:

$$e_1 - e^p(v_2) = (\lambda - k) \ln \frac{p_c(v_2)}{p_1} = e_1 - e^p(v_2)$$

Soit une relation générale du type :

$$e_1 - e^p = (\lambda - k) \ln \frac{p_c}{p_1}$$

Cette dernière relation constitue la relation d'écoulement. Par ailleurs, l'indice des vides incrémental de^p peut être relié à la déformation volumique plastique $d\varepsilon_{vol}^p$ [44] ; en effet, par

définition, $e = e_0 - (1 + e_0)\varepsilon_{vol}$, où e_0 est l'indice des vides initial, lié à l'état de contraintes initiales dans le massif. Cette relation n'est valable qu'en petites déformations. En décomposant l'indice des vides e en une partie élastique e^e et une partie plastique e^p , puis en différenciant, il vient :

$$(2.6) \quad de^e = -(1 + e_0)d\varepsilon_{vol}^e$$

et

$$(2.7) \quad de^p = -(1 + e_0)d\varepsilon_{vol}^p = -(\lambda - k)\frac{dp_c}{P_c}$$

Modèle Cam-clay	Relation contrainte dilatance	Potentiel plastique $G(p,q,p_c)$ Et surface de la charge (p,q,p_c)
Version Originale	$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_d^p} = M - \frac{q}{p}$	$G(p,q,p_c) = \frac{q}{Mp} - \ln \frac{p_c}{P} = 0$ $F(p,q,p_c) = G(p,q,p_c)$
Version modifiée	$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M^2 - \left(\frac{q}{p}\right)^2}{2\frac{q}{p}}$	$G(p,q,p_c) = \frac{q^2}{M^2 + P^2} + 1 - \frac{P_c}{P} = 0$ $F(p,q,p_c) = G(p,q,p_c)$
$\varepsilon_v^p = t_{ij}^p \delta_{ij}; t_{ij}^p = \sqrt{\frac{2}{3}} \theta_{ij}^p \theta_{ij}^p$ et $\theta_{ij}^p = \varepsilon_{ij}^p - \frac{1}{3} \varepsilon_{ij}^p \delta_{ij}$		

Tableau 2.2 Expression de la relation contrainte –dilatance, de la surface de charge et du potentiel plastique en fonction de l'état de contrainte et de l'état d'écroutissage p_c

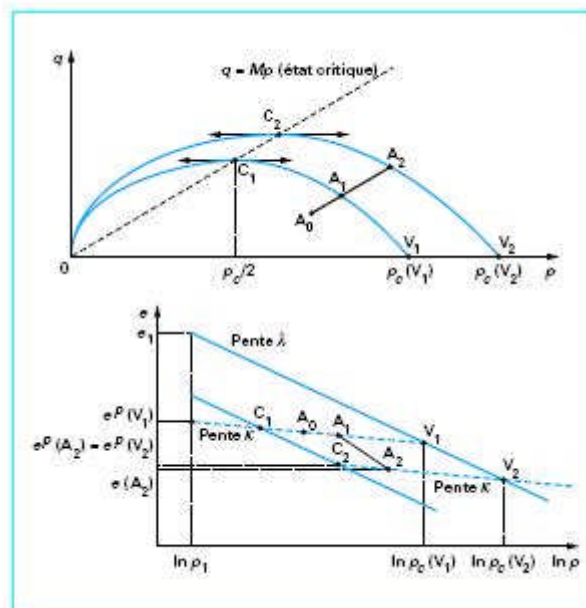


Figure 2.4 Représentation de l'écroutissage pour le modèle Cam-Clay

L'évolution de l'écroutissement est alors gouvernée par la relation :

$$\frac{dp_c}{p_c} = \frac{1+e_0}{\lambda-k} d\varepsilon_{vol}^p \quad (2.8)$$

L'élasticité associée aux modèles Cam Clay est une élasticité non linéaire isotrope, qui se généralise sous la forme tensorielle suivante :

$$d\varepsilon_{ij}^e = -\left(\frac{k}{1+e_0} + \frac{3}{2}G\right)d\sigma_{ij} - \frac{k}{1+e_0} \frac{dp}{p} \delta_{ij}$$

Où G désigne le module de cisaillement et δ_{ij} , le tenseur de Kronecker.

Nota : par souci de simplicité, de nombreux modélisateurs ont linéarisé la partie élastique lors de l'introduction des modèles Cam-Clay dans un code de calcul par la méthode des éléments finis. Cette modification conduit à un autre modèle et les conséquences sur la détermination des paramètres (autres que celui caractérisant la rupture) et leur signification réelle ne sont pas négligeables. Il faut alors adapter la détermination des paramètres au modèle choisi.

2.3.1.4 Détermination des paramètres du modèle Cam-Clay modifié

Le modèle Cam-Clay modifié comporte six paramètres : M , λ , k , e_1 , p_1 et G (voire E et ν), et trois paramètres caractérisant l'état initial du matériau (e_0 , p_0 , q_0). Les paramètres du modèle Cam-Clay modifié peuvent être déduits de résultats d'essais triaxiaux (drainés et non drainés avec mesure de la pression interstitielle) et oedométriques classiques (tableau 3).

Paramètres	Principe de la détermination
θ_0, p_0, q_0	Détermination à partir de l'état des contraintes initiale et des résultats d'essais de compression isotrope triaxiaux.
$G(ou E et \nu)$	Détermination après les résultats d'essais triaxiaux comportant des déchargements.
$\lambda, k, \theta_1, p_1$	Détermination à partir d'essais de compression isotrope en représentant $(\theta, \ln p)$ les résultats dans le plan Ou à partir des résultats opioïdergiques classique .La pression de référence p_1 est souvent choisie égale à 1kpa.
M	Détermination à partir des contraintes correspondant à la rupture dans les essais triaxiaux de cisaillement et reportées dans le plan (p, q) , pour un essais de compression, le paramètre M est relie à l'angle de frottement interne du sol par la relation: $M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'}$

Tableau 2.3 Détermination des paramètres des modèles Cam-Clay

L'analyse des travaux cités par Duncan [7], pour la modélisation de la consolidation autour des ouvrages de géotechnique construits dans des sols compressibles, montre que les modèles de type

Cam-Clay sont toujours de nos jours les plus utilisés. Cela provient sans doute de la facilité de leur implantation dans un code de calcul par éléments finis, du nombre réduit de paramètres et de leur détermination simple à partir des résultats de quelques essais classiques de mécanique des sols (essais oedométriques et triaxiaux).

2.3.2 Modèle de Drücker-Prager

2.3.2.1 Description du modèle

Dans l'espace des contraintes principales $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ la surface de rupture est un cône à base circulaire d'équation :

$$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{j_2}(\sigma_{ij}) - \alpha I_1 - k = 0$$

Où $J_2(\sigma_{ij})$ est le déviateur des contraintes et I_1 la trace du tenseur des contraintes. Le potentiel plastique s'écrit :

$$G(\sigma_{ij}) = JJ_2(\sigma_{ij}) - \alpha I_1 \quad (2.9)$$

La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Au total, le modèle comprend cinq paramètres : E (module d'Young), ν (coefficient de Poisson), α , β et k , p et k . Lorsque $\alpha = 0$ et $\beta = 0$, la loi est appelée loi de von Mises, et le cône dégénère en cylindre dans l'espace des contraintes. Les paramètres sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire.

(oedomètre et appareil triaxial). La figure 2.5 représente la modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Drücker-Prager. La valeur des paramètres se déduit alors d'une identification entre cette représentation et les résultats des essais reportés dans les mêmes diagrammes. Comme pour le modèle de Mohr-Coulomb, il faut donc au moins deux essais triaxiaux pour déterminer tous les paramètres

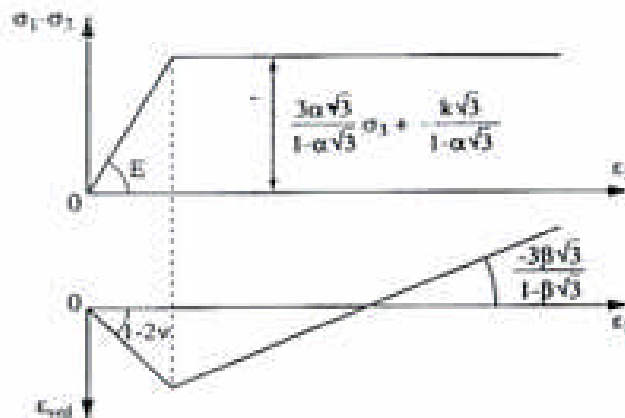


Figure 2.5 Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Drücker-Prager

2.3.2.2 Valeurs des paramètres du modèle de Drucker-Prager

Il est fréquent d'exprimer les paramètres de Drucker-Prager α, β , et k en fonction de ceux de Mohr-Coulomb c, φ et Ψ . Des relations différentes sont obtenues selon l'essai considéré. Par exemple, dans le cas d'une compression triaxiale ($\sigma_2 = \sigma_3$ et $\sigma_1 > \sigma_3$) les deux critères s'écrivent respectivement :

$$\sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \text{ et } \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sqrt{3}} - (\sigma_1 + 2\sigma_3) \alpha - k = 0$$

En supposant ces équations vérifiées pour tout champ de contraintes respectant les conditions de l'essai, il est facile d'en déduire les relations existant entre les paramètres. On peut procéder de même pour d'autres chemins de contraintes ou de déformations (tableaux 2.4 et 19). Une attention particulière a été accordée au cas de déformation plane.

Type d'essai	α	κ	β
Compression triaxiale $\sigma_1 : \sigma_2 = \sigma_3 = \text{constante}$	$\frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3(3 - \sin \varphi)}}$	$\frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3(3 - \sin \varphi)}}$	$\frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3(3 - \sin \varphi)}}$
Extension triaxiale $\sigma_1 = \sigma_2 : \sigma_3 = \text{constante}$	$\frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3(3 + \sin \varphi)}}$	$\frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3(3 + \sin \varphi)}}$	$\frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3(3 + \sin \varphi)}}$
Déformation plane : $\varepsilon_2 = 0$ (cas général)	$\frac{\sin \varphi \sqrt{3 + \sin^2 \psi}}{\sqrt{3(3 + \sin \varphi \sin \psi)}}$	$\frac{c \cos \sqrt{9 + 3 \sin^2 \psi}}{3 + \sin \varphi \sin \psi}$	$\frac{\tan \psi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}}$
Déformation plane : $\varepsilon_2 = 0$ (si $\varphi = \psi$)	$\frac{\tan \psi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}}$	$\frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}}$	$\frac{\tan \psi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}}$

Tableau 2.4 Paramètres de Drucker-Prager en fonction de ceux de Mohr Coulomb

Type d'essai	c	$\sin \varphi$	$\sin \psi$
Compression triaxiale $\sigma_1 : \sigma_2 = \sigma_3 = \text{constante}$	$\frac{\sqrt{3} \kappa}{2 \sqrt{1 + \sqrt{3} \alpha - 6 \alpha^2}}$	$\frac{3 \sqrt{3} \alpha}{2 + \sqrt{3} \alpha}$	$\frac{3 \sqrt{3} \beta}{2 + \sqrt{3} \beta}$
Extension triaxiale $\sigma_1 = \sigma_2 : \sigma_3 = \text{constante}$	$\frac{\sqrt{3} \kappa}{2 \sqrt{1 - \sqrt{3} \alpha - 6 \alpha^2}}$	$\frac{3 \sqrt{3} \alpha}{2 - \sqrt{3} \alpha}$	$\frac{3 \sqrt{3} \beta}{2 - \sqrt{3} \beta}$
Déformation plane : $\varepsilon_2 = 0$ (cas générale)	$\frac{\kappa}{\sqrt{1 - 12 \alpha^2 + \frac{3(\alpha - \beta)^2}{1 - 3 \beta^2}}}$	$\frac{3 \alpha \sqrt{1 - 3 \beta^2}}{1 - 3 \alpha \beta}$	$\frac{3 \beta}{\sqrt{1 - 3 \beta^2}}$

Tableau 2.5 Paramètres de Mohr Coulomb en fonction de ceux de Drucker-Prager

L'expression du critère de Drucker-Prager amène également la remarque suivante: les angles de frottement en compression sont limités à des valeurs faibles. En effet, l'angle de frottement maximum que le matériau peut donner en extension est de 90° , d'où, en reportant dans l'équation du critère, la valeur de a et $13 = 0$. A partir de ces valeurs, on peut calculer l'angle de compression maximale, soit environ 37° . Cela signifie que l'angle de flottement ne peut dépasser cette valeur en compression tri axiale. Or, notamment dans le cas des sables, de nombreux résultats expérimentaux démontrent le contraire. Il convient donc d'utiliser ce critère avec précaution.

2.3.2.3 Exemples de modèles élastoplastiques avec écrouissage

Drücker, Gibson et Henkel RU 57J furent les premiers à considérer les sols comme des matériaux élastoplastiques écrouissables. Ils postulèrent l'existence d'une surface de rupture analogue à celle de Mohr-Coulomb, mais fermée par une seconde surface, appelée « cap », susceptible de se mouvoir le long de l'axe des compressions isotropes. Cette loi de comportement a donné naissance à une famille de modèles, connue sous le nom de « cap-model ». Chacun a été développé en considérant une surface de rupture fixée et fermée par une seconde surface écrouissable (figure 2.6). La déformation plastique volumique gouverne le mouvement du « cap » selon une loi d'évolution empirique. Un des reproches que l'on peut faire à ces modèles est qu'ils admettent en général une règle d'écoulement associée, ce qui est en désaccord avec les observations expérimentales.

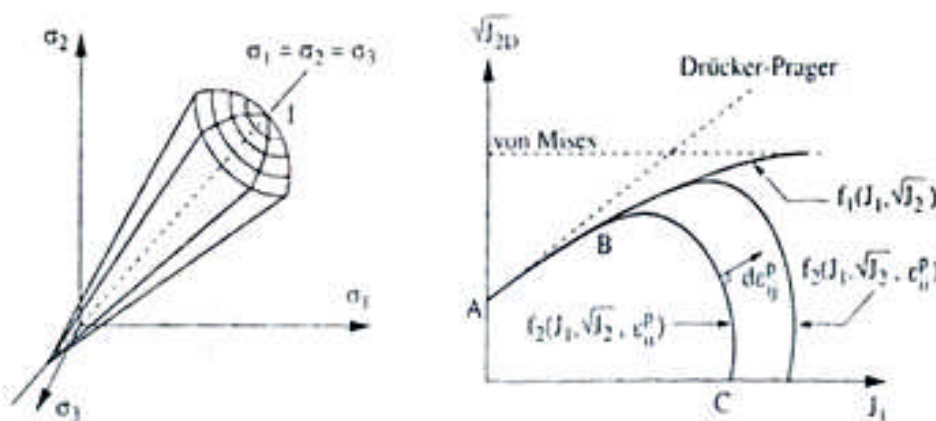


Figure 2.6 Surface de charge pour un modèle de type «cap model» [DES 48]

2.4 Conclusions

Le comportement du squelette solide des sols peut être décrit de manière relativement satisfaisante par une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage. Le tableau 2.4 résume, selon la nature et l'état du sol, les Caractéristiques de comportement et les modèles de calcul utilisés couramment dans la modélisation par éléments finis des massifs de sol saturés.

La validation d'un modèle sur des résultats de laboratoire n'est cependant pas suffisante pour lui assurer une quelconque utilité pour le calcul des ouvrages. Le test des lois de comportement à l'échelle des ouvrages est indispensable avant les applications aux projets. Ce type de validation nécessite leur programmation préalable dans un logiciel de calcul par éléments finis.

Toutefois, les conditions de mise en œuvre des lois élastoplastique évoluées (nombre élevé de paramètres à déterminer, types d'essais à réaliser, signification physique des paramètres, lois de chargement adaptées, état initial, degré d'homogénéité des terrains) les rendent bien souvent impraticables sans l'aide d'un spécialiste en rhéologie. Les ingénieurs chargés d'une étude préfèrent alors utiliser des lois élastoplastique plus anciennes, comme celle de Mohr-Coulomb ou le modèle Cam-Clay modifié, qui font appel à des données familières et facilement accessibles, même si leurs résultats sont parfois un peu éloignés de la réalité.

Mais il ne fait pas de doute que, bien maîtrisées et bien employées, les lois élastoplastique avec écrouissage apportent une aide précieuse et réaliste pour la compréhension des mécanismes de déformation des massifs de sol. La principale condition est que les valeurs des paramètres puissent être déterminées comme il le faut. C'est ce problème de « mise en oeuvre » à partir des essais disponibles et le manque de confrontations avec des mesures sur ouvrages qui font que ce type de modèle demeure encore souvent du domaine de la recherche ou des calculs exploratoires.

Chapitre 3

Présentation du code de calcul PLAXIS

Chapitre 3

3. Présentation du code de calcul PLAXIS

3.1 Introduction

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

Les éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangle à 15 noeuds). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.[8].

3.1.1 Options par défaut, Solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable de 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 noeuds-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 les faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir de menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres 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 chargement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité.

L'option K_0 est particulièrement intéressante -et réaliste- dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique est proche de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approché, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; PLAXIS offre cette possibilité qui souvent très appréciable.

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

Le coefficient de sécurité est une notion un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue également 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 en éléments finis fournit une masse imposante de résultats : des résultats directement utiles au projecteur : déplacement, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. C'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées. [8]

3.2 Méthode des éléments finis en géomécanique

3.2.1 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 (RDM), l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale mécanique, technique offshore, etc...

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

- La mécanique des structures : élasticité, résistances des matériaux, dynamique plasticité, etc.
- L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires.

- L'informatique appliquée : technique de développement et de maintenance de grands logiciels.

3.2.2 Concepts de base

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

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

3.2.3 Les éléments finis et la géomécanique

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

La RDM continue bien sûr à exister, fécondée par la MEF, et la MEF continue à se développer grâce aux progrès permanents sur les lois de comportements, et dans le domaine informatique [8].

3.2.4 Formulation de la MEF en géomécanique

Nous présentons ci-après un bref rappel de l'écriture de la MEF, sous sa forme la plus simple (pour un solide drainé), lors d'une étape de chargement statique non linéaire ; au demeurant, cette présentation est extrêmement classique. [9]

Le principe des puissances virtuelles permet d'écrire l'équilibre exact du solide occupant le domaine Ω quelle que soit sa loi de comportement figure (3.1).

$$\int_{\Omega} \varepsilon^* (\sigma_n - \sigma_{n-1}) = \int_{\Omega} u^* (f_n - f_{n-1}) d\Omega + \int_{\Gamma_{\sigma}} u^* (t_n - t_{n-1}) d\Gamma \dots (3.1).$$

$\forall u^*$: Déplacement virtuel cinématiquement admissible sur l'étape de chargement n, avec:

u : vecteur déplacement réel (petits déplacements).

u^* : Vecteur vitesse virtuelle.

σ : Pseudo-vecteur contrainte (réelle).

ε : Pseudo-vecteur déformation (réelle).

ε^* Pseudo-vecteur vitesse de déformation virtuelle.

f : Vecteur force de volume.

t : Vecteur contrainte ou forces de surface sur la partie Γ_{σ} de la frontière

Γ de ε . (Conditions aux limites en contraintes).

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

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

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

T_X : Transposé de la matrice X.

L'espace est discrétisé en éléments ayant en commun ou en propre des noeuds figure (3.2).

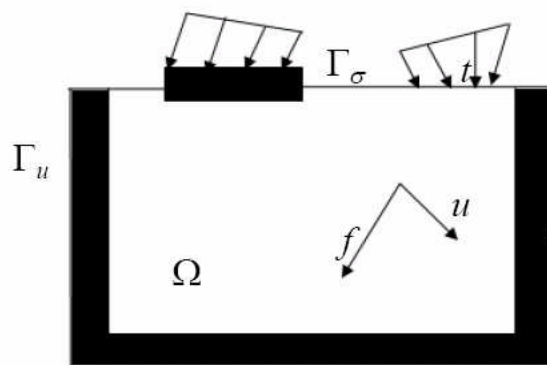


Figure 3.1 Actions agissant sur le domaine Ω .

Les inconnues de l'étape de chargement sont :

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

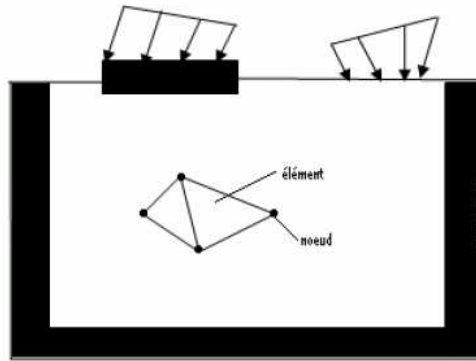


Figure 3.2 Domaine Ω discrétisé.

3.2.5 Remarques

1. Il s'agit d'un problème formulé en contraintes totales. Si l'on désire traiter la consolidation ou un écoulement de fluide interstitiel, d'autres variables (pression interstitielle, vitesse débitante, perméabilité,...) sont à ajouter aux précédentes, et le bilan de masse doit être écrit. Cette formulation est classique.
2. Si l'on est en présence de deux solides (sol et pieu par exemple), la MEF fait apparaître des intégrales supplémentaires de surface, impliquant des éléments spéciaux (d'interface), au sein desquels le déplacement relatif entre les deux solides remplit le rôle joué par les déformations dans les solides. Ces éléments mettent en jeu un comportement « d'interface ».
3. Il arrive qu'on associe RDM et solide volumique, lorsqu'on traite un problème impliquant des palplanches ou des parois moulées ; ceci conduit à une économie de degrés de liberté (composantes de déplacement) et donc de mémoire et de temps de calcul ; des variables de rotation sont alors mobilisées, mais le processus de mise en équation et les éléments résultants restent très voisins de ceux qui ont été évoqués plus haut.
4. On utilise en général une méthode directe classique de résolution de systèmes algébriques linéaires (Gauss par exemple) ; il peut arriver qu'on doive faire appel à des méthodes plus performantes lorsqu'on approche des charges limites ; le chargement est alors lui-même adapté afin d'évaluer au mieux la charge limite.
5. Un algorithme non linéaire peut diverger. Pour éviter ce désagrément, et ne pas perdre le pas de calcul en cours, il convient d'appliquer des étapes de chargement de taille judicieusement choisies, ni trop grandes (divergence), ni trop petites (temps de calcul pénalisant). [9]

3.3 Quelques rappels d'élastoplasticité en Géomécanique

3.3.1 Comportement élastique

C'est celui d'un ressort lorsqu'on supprime la force Q la déformation revient en arrière, on dit qu'il y a élasticité. Si la courbe de décharge coïncide avec la courbe de charge figure (3.3) et rigoureusement le comportement idéal ne se rencontre jamais.

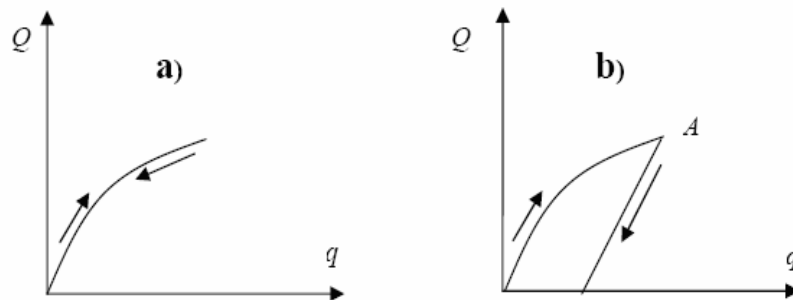


Figure 3.3 Comportement élastique a- idéal, b- réel

La figure (3.3b), montre un comportement réel : il y a élasticité mais imparfaite.

3.3.2 Comportement plastique

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

Il faut faire à ce sujet de remarques :

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

3.3.3 Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle unidimensionnel associant en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de

seuil S_0 figure(3.4). La courbe effort- déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve présenté sur la figure (3.5).

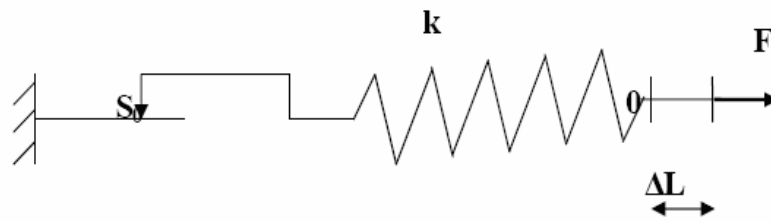


Figure 3.4 Modèle unidimensionnel du comportement élastoplastique.

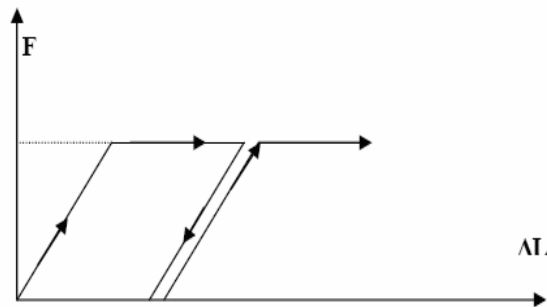


Figure 3.5 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge élastique, le comportement est élastique et réversible, la longueur de la déformation plastique a priori indéterminée. Le comportement présenté par les figures (3.4) et (3.5) est un comportement élasto-plastique sans écrouissage.

La figure (3.6) représente un comportement élasto-plastique avec écrouissage, qui définit comme un chargement d'un milieu jusqu'à sa limite de plasticité, puis décharger, après rechargement, il se produit une augmentation de sa limite d'élasticité. [11]

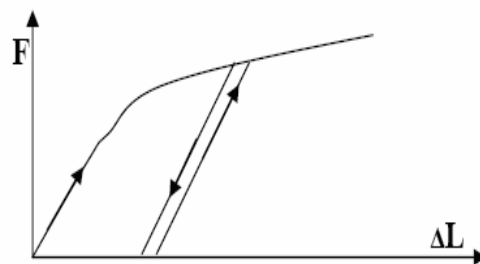


Figure 3.6 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

Les schémas présentés en figures (3.4) et (3.5) sont une analogie mécanique unidimensionnelle. La généralisation à trois dimensions se fait d'une part, en introduisant une élasticité linéaire isotrope caractérisée par le module d'Young E , et le coefficient de Poisson ν , pour la partie élastique, tandis que le seuil S_0 se généralise en un critère de plasticité (ou surface limite).

3.3.4 Hypothèses de base de la théorie incrémentale de la plasticité

a- Sur les déformations

Les déformations étant admises petites, on peut les décomposer en une partie élastique (e) et l'autre plastique (p), la partie élastique étant liée par la loi de Hooke-Cauchy.

$$d\varepsilon = d\varepsilon^p + d\varepsilon^e \dots\dots\dots (3.2).$$

De plus les déformations plastiques sont supposées incompressibles, et premier invariant est responsable de changement de volume c.à.d : $tr(\varepsilon_{ij}^p) = 0$ ou $\varepsilon_{mm}^p = 0$

b- Sur l'existence de surface de plasticité

L'état de contrainte peut se présenter par un point dans l'espace à neuf dimensions des contraintes, l'origine est l'état non contraint de la configuration initiale du corps, te, en, son voisinage, existe une zone où un accroissement des contraintes ij d ne produit qu'un accroissement Elastique $d\varepsilon_{ij}^* (d\varepsilon_{ij}^p = 0)$, la frontière de cette zone est la surface de plasticité ou d'écoulement, initiale dont on suppose qu'elle existe. Elle se présente par l'équation : $F(\sigma_{ij}) = 0$.

- Un état de contrainte situé à l'intérieur de celle-ci caractérise un état élastique $d\varepsilon_{ij}^p = 0$.

- Un point situé sur cette surface définit un état élastoplastique.
- Un point situé à l'extérieur de cette surface est impossible à atteindre.

Lorsque l'écrouissage se produit la surface de plasticité change au fur et à mesure que les déformations progressent ; l'expression mathématique de ces surfaces de plasticité successives s'appelle la fonction de charge (loading function), elle dépend de l'état de contrainte atteint σ_{ij} , de l'histoire des déformations plastiques ε_{ij}^p , et de l'écrouissage par l'intermédiaire du paramètre K.

$$F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p, K) = 0 \dots\dots\dots (3.3)$$

Si le point M représentatif de l'état de contrainte est telle que :

- $F < 0$: le matériau est élastique c.à.d $d\sigma_{ij}$ provoque $d\varepsilon_{ij}^e$ seulement.
- $F = 0$: état plastique, $d\sigma_{ij}$ peut provoquer $d\varepsilon_{ij}^p$.
- $F > 0$: état inadmissible (sans signification).

L'incrément de déformation élastique $d\varepsilon^e$ se calcule à partir de l'élasticité, tandis que l'incrément de déformation plastique $d\varepsilon^p$ dépend de la règle d'écoulement. D'après le postulat de Drucker qui dit que le travail effectué pendant un cycle quelconque de chargement formé dans l'espace de contraintes est non négatif.

Ce postulat est une définition de l'écoulement, il permet de montrer que toute surface de plasticité ($F=0$) est convexe, et que le tenseur des incréments des déformations est normal à la surface de plasticité. Cette propriété de normalité permet de définir l'incrément de déformation plastique $d\varepsilon^p$ par la donnée d'un potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$ et par un multiplicateur $\lambda > 0$, comme suit :

$$d\varepsilon^p = \lambda \frac{dG}{d\sigma} \dots\dots\dots(3.4)$$

Dans ce cas la plasticité est dite associée à la loi d'écoulement c.à.d au potentiel plastique $F=0$. Si $d\varepsilon^p$ est perpendiculaire à une autre surface de plasticité dans ce cas la plasticité est dite non associée.

c- Critères de plasticité

On appelle critère de plasticité une qui définit explicitement la forme de la surface de plasticité. Les critères de plasticité ont été initialement développés pour les métaux et ont ensuite été utilisés pour les sols, notamment en tant que critère de rupture.

3.4 Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS

3.4.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être

Intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demandent, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre de l'ingénierie même complexes. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation.

(Colloque de Villard de Lans 1983, Colloque de Cleveland 1987,...). La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes éléments finis, bi ou tridimensionnels.

Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiqués. Le coût de ces calculs est très généralement important.

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

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, etc...), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas : on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écroutissement. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation : dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié [8].

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

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

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

3.4.2 Contraintes totales, effectives, et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette : il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et décrire les lois de comportement en contraintes effectives.

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

$$\Delta u = \frac{\kappa_w}{\eta} \varepsilon_v \text{ ou:}$$

Δu : est la surpression interstitielle, η : la porosité,

κ_w : le module volumique de l'eau

et : ε_v la déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent, par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de recaler par rapport à des calculs plus classique de stabilité à court terme

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

3.4.3 Modélisation d'un comportement d'un sol

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

3.4.4 Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young E, et le coefficient de poisson ν .

Le modèle élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

Dans PLAXIS, les tableaux de rentrée de données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau $G_u = G'$, ce qui n'est pas le cas des modules d'Young ($E_u > E'$). Il aurait pu sembler logique, si est utilisé comme paramètre élastique d'utiliser K comme second paramètre.

D'une part K_u est infini (correspond à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques [10].

On passe de G à E, par la relation :

$$E=2G (1+\nu)..... (3.5).$$

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

3.4.5 Le modèle de Mohr-Coulomb

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

a- Le module d'Young

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle Mohr-Coulomb, dans ce dernier le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faible déformation). Un module de déformation a la dimension d'une contrainte. En mécanique des sols la pente initiale est appelée module tangent E_0 , et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} figure (3.7). Pour des argiles surconsolidées ou sables denses avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 . Alors pour que les sables lâches et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

Les couches de sol en profondeur ont souvent une raideur plus élevée que les couches en surface.

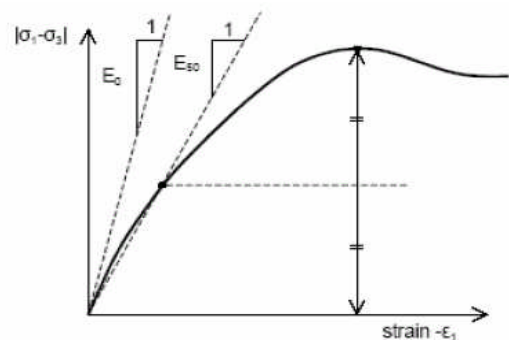


Figure 3.7 Définition des modules E_0 et E_{50}

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du module de déformation constant pour représenter le comportement du sol, l'utilisateur devra retenir une valeur qui prenne à la fois en compte le niveau de contrainte et le cheminement de contrainte.

Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer le gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

Les modules à employer dépendent alors, du niveau de contrainte ou de niveau de déformation. Le module dit tangent à l'origine E_0 n'est pas représentatif, ni le module moyen E_{50} . Il y a donc de choisir un module représentatif. Il est possible d'entrer des valeurs de module par élément pour tenir compte de ce phénomène.

b- Coefficient de Poisson

ν est généralement compris entre 0 et 0,50 (0,495 pour un matériau incompressible : argile saturée). La valeur de ν est très importante, car elle intervient dans l'initialisation des contraintes

$\kappa_0 = \frac{\nu}{1-\nu} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$. On conseille une valeur de 0,20 à 0,40 pour le coefficient de Poisson, celle-ci est

réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles.

c- Angle de frottement

Pour des calculs avec des argiles saturées non drainées, $\phi = 0$ accompagne un calcul prenant en compte la cohésion non drainée C_u .

Dans PLAXIS, l'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier.

Les angles de frottement supérieur à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

d- La cohésion

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($C = 0$), mais certaines options ne fonctionnent pas bien. Il est conseillé aux utilisateurs, d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1kpa) pour des questions numériques.

Pour les analyse en non drainé avec $\phi_u = 0$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c -depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (kpa/m).

e- L'angle de dilatance

Est une propriété spécifique aux sols grenus (sables et graviers) qui montrent une dilatance (accroissement de volume) sous cisaillement figure (3.8). On considère une règle d'écoulement définie par $\psi < \phi$. La valeur de ψ peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux.

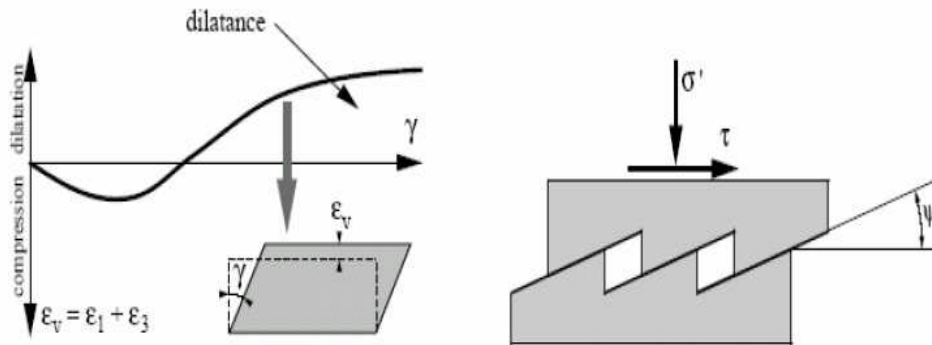


Figure 3.8 résultats d'essais triaxiaux CD sur un sable dense.

Il peut cependant être évalué par la règle grossière suivante :

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

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

f- Les contraintes de traction

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

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction figure (3.9). Celle-ci sont souvent peu réaliste pour les sols et est possible de supprimer ces contraintes de traction en sélectionnant l'option suppression des tractions (tension cut-off), ou les diminuer en sélectionnant (Tensile strength). Ainsi les cercles de Mohr avec des contraintes positives ne sont pas admis.

Pour le modèle Mohr-Coulomb et le modèle avec écoulement, la suppression des tractions de surface est activée par défaut, avec une résistance à la traction nulle.

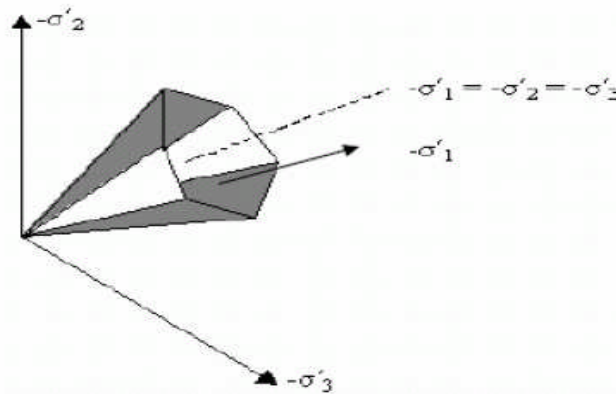


Figure 3.9 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $C=0$.

g- Paramètres avancés

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

g-1 Augmentation de la rigidité (Eincement)

Dans les sols réels, la rigidité dépend du niveau de contraintes, ce qui signifie que la rigidité croît généralement avec la profondeur. Dans le modèle de Mohr-Coulomb la rigidité a une valeur constante. Pour prendre en compte cet accroissement, la valeur de **Eincement** peut être utilisée.

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

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

g-2 Augmentation de la cohésion Cincement

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

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

3.4.6 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

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

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

a- Courbes effort-déformation

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

et avec

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

b-Les modules

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

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

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

La figure (3.10) redonne ces définitions :

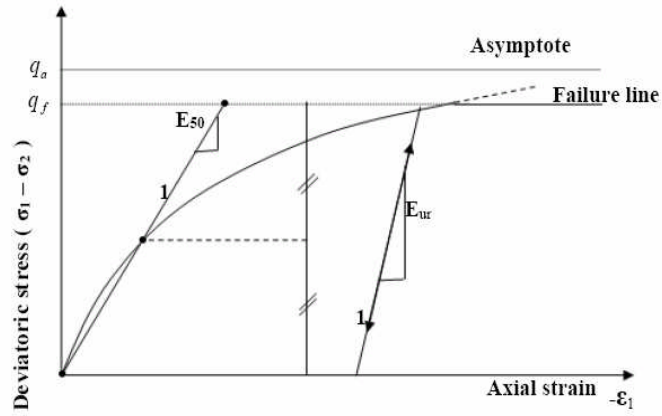


Figure 3.10 Représentation du Hardening Soil Model dans le repère Contrainte- déformation.

c-les surfaces de charge

En fonction du paramètre d'écroissage, on obtient alors dans le plan $q - p$ la forme des surfaces de charge figure (3.11).

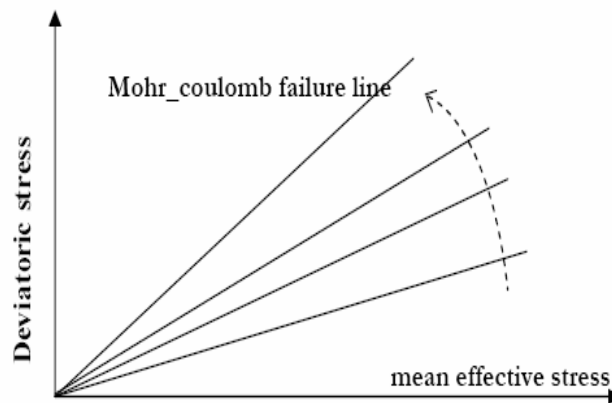


Figure 3.11 Forme des surfaces de charge du HSM.

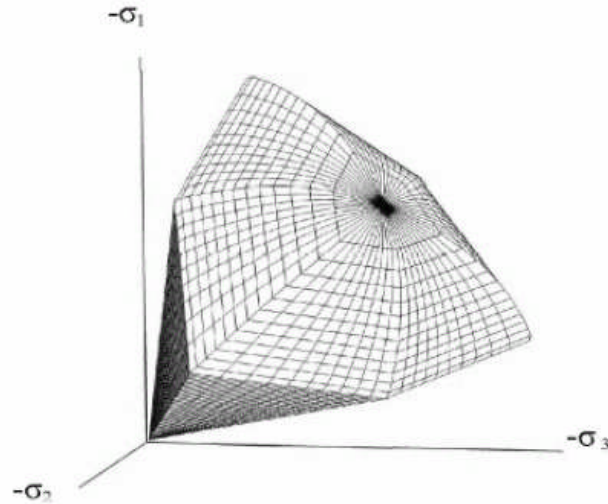


Figure 3.12 Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol frottant

- Paramètres de Mohr-Coulomb :

C : Cohésion (effective) [KN/m²]

φ : Angle de frottement [°]

ψ : Angle de dilatance [°]

Paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref} Module sécant dans un essai triaxial. [KN/m²]

E_{oed}^{ref} Module tangent dans un essai oedométrique [KN/m²]

m : Puissance (environ 0,5 pour les sables) [-]

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref} : Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$) [KN/m²]

ν_{ur} : Coefficient en décharge recharge (par défaut $\nu_{ur} = 0,2$) [-]

P^{ref} : Contrainte de référence (par défaut $P^{ref} = 100$) [KN/m²]

κ_0^{nc} : κ_0 -consolidation (par défaut $\kappa_0^{nc} = 1 - \sin \varphi$) [-]

R_f : Coefficient à la rupture q_f / q_a (par défaut $R_f = 0.90$) [-]

$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction ($\sigma_{tension} = 0$). [KN/m²]

$C_{increment}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $C_{increment}$) [KN/m²]

La définition de module oedométrique tangent est donnée sur la figure (3.13) et celle de la dilatance sur la figure (3.14).

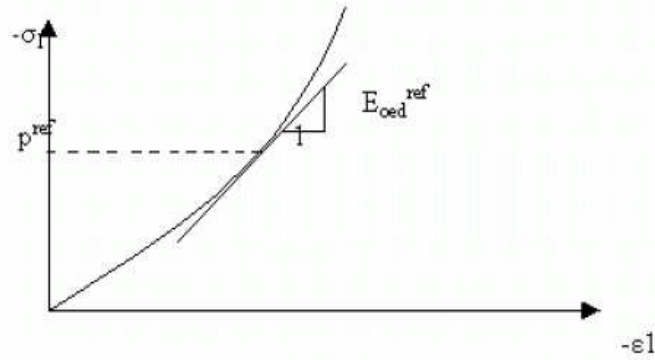


Figure 3.13 Définition du module oedométrique tangent.

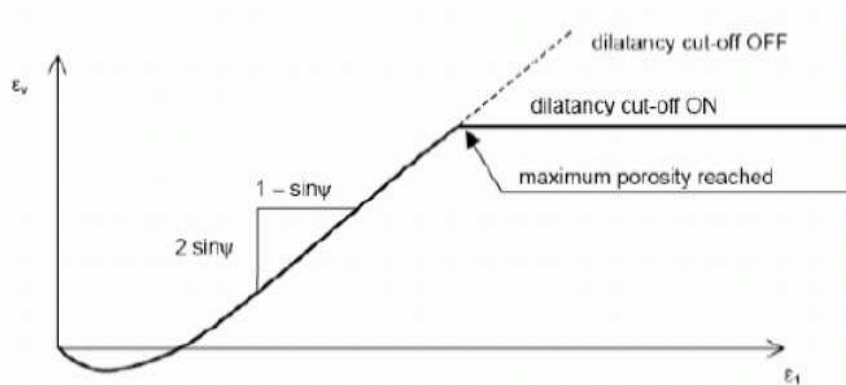


Figure 3.14 Définition de l'angle de dilatance.

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

Ce modèle (en abrégé SSM) est modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle de Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al.. L'aidée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

a- Paramètres de compressibilité

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme

naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et k . dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique).

On utilise alors λ^* et k^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau (3.1). Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées au tableau (3.1) :

Relation avec l'indice des Vides.

Relation avec l'indices des vides.	$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} \quad (1)$	$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e} \quad (2)$
Relation avec les paramètres "Hollandais".	$\lambda^* = \frac{1}{C_p} \quad (3)$	$\kappa^* = \frac{1-v_{ur}}{1+v_{ur}} \frac{3}{C_p} \quad (4)$
Relation avec les indices de compressibilité et de gonflement.	$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \quad (5)$	$\kappa^* = 1,3 \frac{1-v_{ur}}{1+v_{ur}} \frac{C_c}{1+e} \quad (6)$

Tableau 3.1 Valeur des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k .

La figure ci-dessus résume les différentes définitions des paramètres.

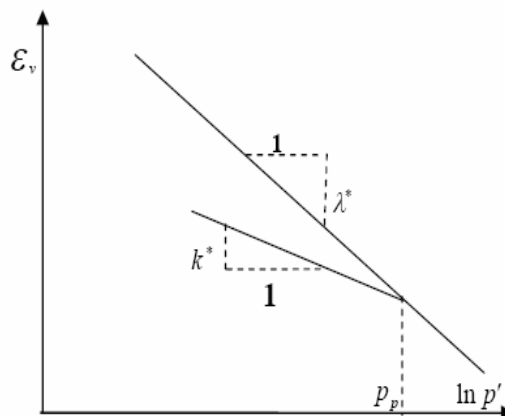


Figure 3.15 Différentes représentations de l'essai oedométrique

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

b- La cohésion

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

c- Paramètre de frottement

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

d- paramètre de dilatance

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

e- Paramètre de contrainte K0

Le paramètre M est calculé à partir de K0 par la formule ci-dessous :

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - \kappa_0^{NC})^2}{(1 + 2\kappa_0^{NC})^2} + \frac{(1 - \kappa_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2\kappa_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^* / \kappa^* - (1 - \kappa_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} \dots\dots\dots(3.6)}$$

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

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

f- coefficient de poisson

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

Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K0 (c.à.d $\nu / 1 - \nu$) mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

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

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

g- Les surfaces de charges

Les surfaces de charge sont des ellipses avec écoulement associé (incrément de déformation normal à l'ellipse) tandis que pour la rupture, l'écoulement est non associé (c'est pourquoi il est nécessaire d'entrer un angle de dilatance, éventuellement 0, ce qui correspond à l'écoulement plastique à volume constant).

h- Remarques

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

h- Prise en compte de la surconsolidation

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

i- résumé

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

λ^* : Indice de compression	[-]
k^* : Indice de gonflement	[-]
c: Cohésion	[KN/m ²]
ϕ : Angle de frottement.	[-]
ψ : Angle de dilatance.	[-]
Par défaut, les paramètres avancés sont :	
ν_{ur} : Coefficient de poisson en charge décharge	[-]
K_0^{NC} Paramètre de contrainte	[-]
M: Paramètre lié à NC K_0	[-]

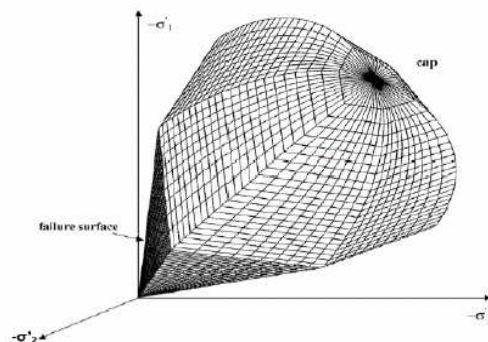


Figure 3.16 Surface de rupture pour un soft soil model SSM.

3.4.8 Modèle pour sols “mous” avec effet de temps (Soft Soil Creep Model).

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

La figure (3.17) résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

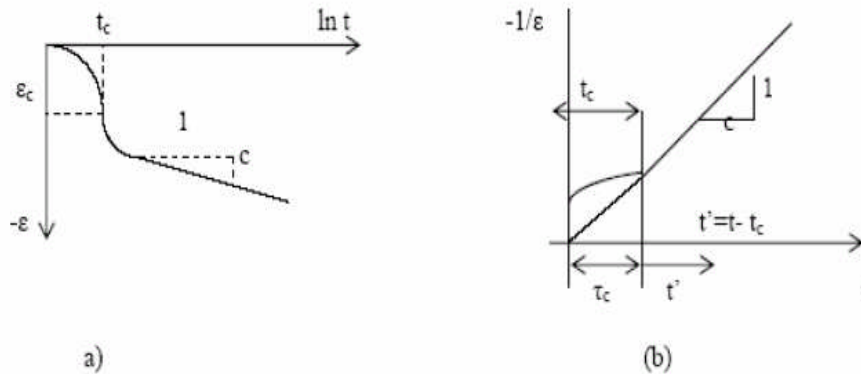


Figure 3.17 Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le Soft Sol Model élargit ces résultats dans le plan p - q en introduisant des surfaces de charges qui "s'appuient" sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

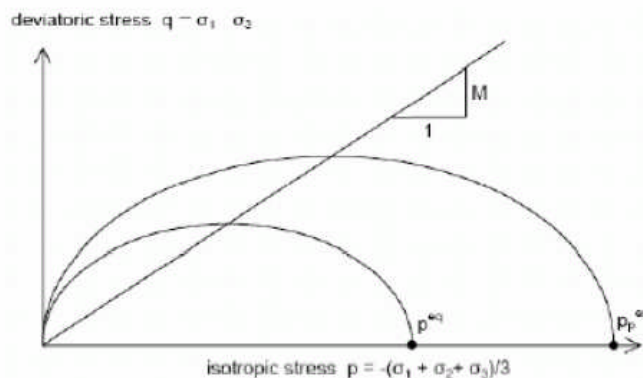


Figure 3.18 Diagramme de p - q dans le plan p , q .

Avec les définitions suivantes des paramètres :

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

$$P^{éq} = \sigma \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NC})} \right] \dots\dots\dots(3.7)$$

Les paramètres de SSCM

- le paramètre de fluage est μ^* définit par :

$$\mu = \frac{C_{av}}{2.3(1 + e)}$$

- Paramètres de modèle de Mohr-Coulomb :

C : Cohésion [KN/m²]

φ : Angle de frottement [°]

ψ : Angle de dilatance [°]

- Paramètres de consolidation :

k^* : Indice de gonflement [-]

λ^* : Indice de compression [-]

μ^* : Indice de fluage [-]

- Paramètres avancés :

v_{ur} : Coefficient en charge décharge (par défaut 0,15) [-]

$K_0^{NC} : \sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ Coefficient de poussée des terres au repos pour un sol
Normalement consolidé. [-]

M : Pente de la ligne de l'état critique [-]

3.5 Conclusions

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme en rencontre souvent dans des modèles plus sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de la recherche. L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent en général à la géotechnique, l'autre concerne la simulation numérique.

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

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

Chapitre 4

Modélisation numérique du cas d'une fondation superficielle

Chapitre 4

4. Modélisation numérique du cas d'une fondation superficielle

4.1 Introduction

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique.

Dans ce chapitre on va déterminer un modèle numérique dit «de référence» en utilisant le logiciel plaxis version 8.2 pour le comparer avec les valeurs du calcul analytique classique de la charge limite.

Le logiciel plaxis permet de modéliser de manière détaillée le type de problème, en spécifiant les propriétés des matériaux et les conditions aux limites.

Bien Entendu, les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points des contraintes. Plaxis offre une vaste gamme d'outils pour afficher les résultats.

4.2 Représentation du modèle de référence

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement on doit lui saisir les données suivantes:

4.2.1 Définition géométrique du modèle

Le modèle est géométriquement représenté par des lignes et des points, il est défini par 05 points. On prendra un modèle de 8 m de hauteur, 10 m de largeur avec une fondation de 2 m de largeur (demi-fondation).

On placera ultérieurement un élément d'interface sous la semelle, le problème est axisymétrique et seul π radian de fondation sera modélisé avec une répartition triangulaire à 15 nœuds et des éléments d'interfaces représentés dans la figure 4.1.

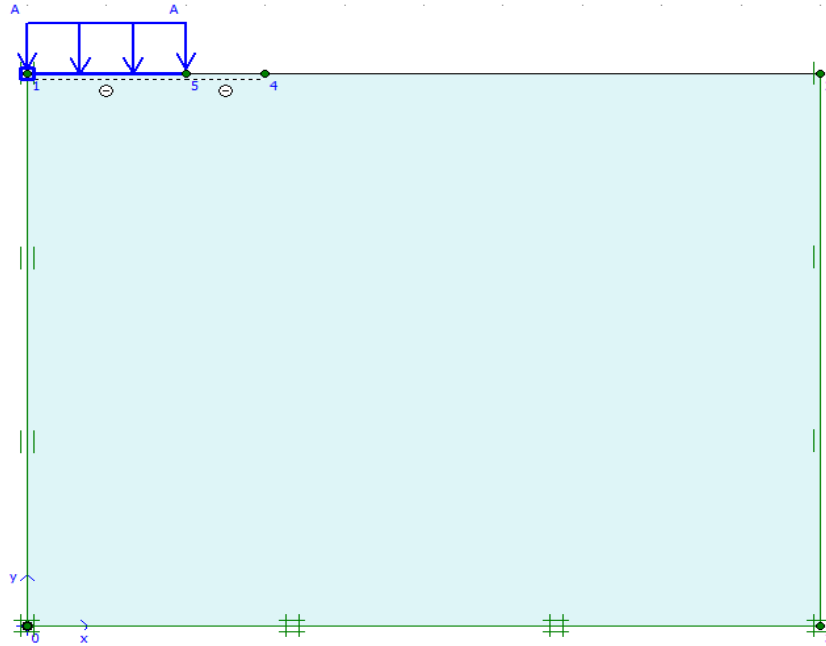


Figure 4.1 Définition de la géométrie du problème.

Les coordonnées des points sont représentées dans le tableau 4.1 suivant:

Point N°	X(m)	Y(m)
0	0,00	0,00
1	0,00	8,00
2	10,00	8,00
3	10,00	0,00
4	3,00	8,00
5	2,00	8,00

Tableau 4.1 Coordonnées des points

4.2.2 Modèle de comportement utilisé

❖ Modèle de Mohr-Coulomb

On a utilisé dans ce mémoire la loi de Mohr-Coulomb, ce modèle permet de décrire le comportement du sol élastique parfaitement plastique. Il demande la détermination de cinq paramètres: le module de Young E , le coefficient de poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement φ , l'angle de dilataance ψ .

4.2.3 Génération du maillage

Le modèle de référence est constitué de 170 éléments, 1484 noeuds et 2040 points de contraintes Fig. 4.2.

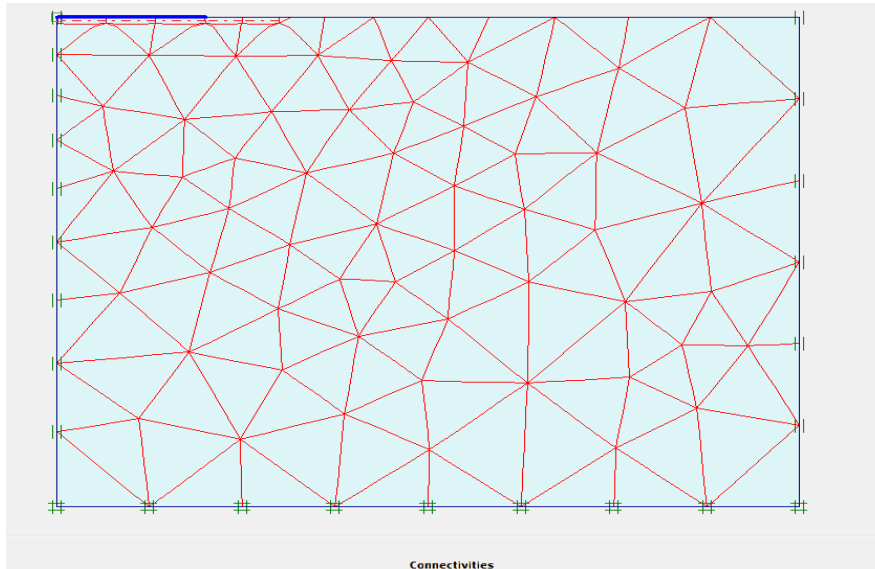


Figure 4.2 Maillage du modèle

4.2.4 Les conditions aux limites

Le choix des conditions aux limites est effectué par défaut, libre en verticale sur l'axe et sur le pourtour bloqué au fond: voir figure (4.1)

4.2.5 Chargement

Ce chargement représente la charge uniformément répartie, on définit le chargement par load A.

4.2.6 Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique crée et le maillage d'élément finis généré, l'état de contrainte initiale et la configuration initiale doivent être spécifiés. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales de programme d'entrées. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode de conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ de contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique). Dans le second mode PLAXIS propose par défaut un K_0 selon la formule de jaky :

$(K_0=1-\sin\phi)$ que l'opérateur peut modifier.

Le sable est sec, donc la nappe est à une grande profondeur.

4.2.7 Procédures de calcul

Le calcul du modèle de référence se fait en une phase dans l'ordre. Cette analyse est réalisée à l'aide d'un calcul plastique, en commençant par l'application de la totalité de la gravité en condition drainée.

Des phases plastiques se succèdent traitées comme des constructions par étapes, cette option qui offre la possibilité d'accéder au chargement appliqué qui est un chargement en contraintes, en lui donnant des valeurs dans un ordre croissant.

Il est nécessaire de choisir dans la phase des calculs des points: soit des point des déplacements, soit des points des contraintes où l'on veut enregistrer au cours de calculs les contraintes, les déformations ou des déplacements. Ces points sont importants à définir car on ne peut pas tracer les courbes que pour ces points. On propose de se servir de trois points D, E, F comme il est représenté sur la figure 4.3.

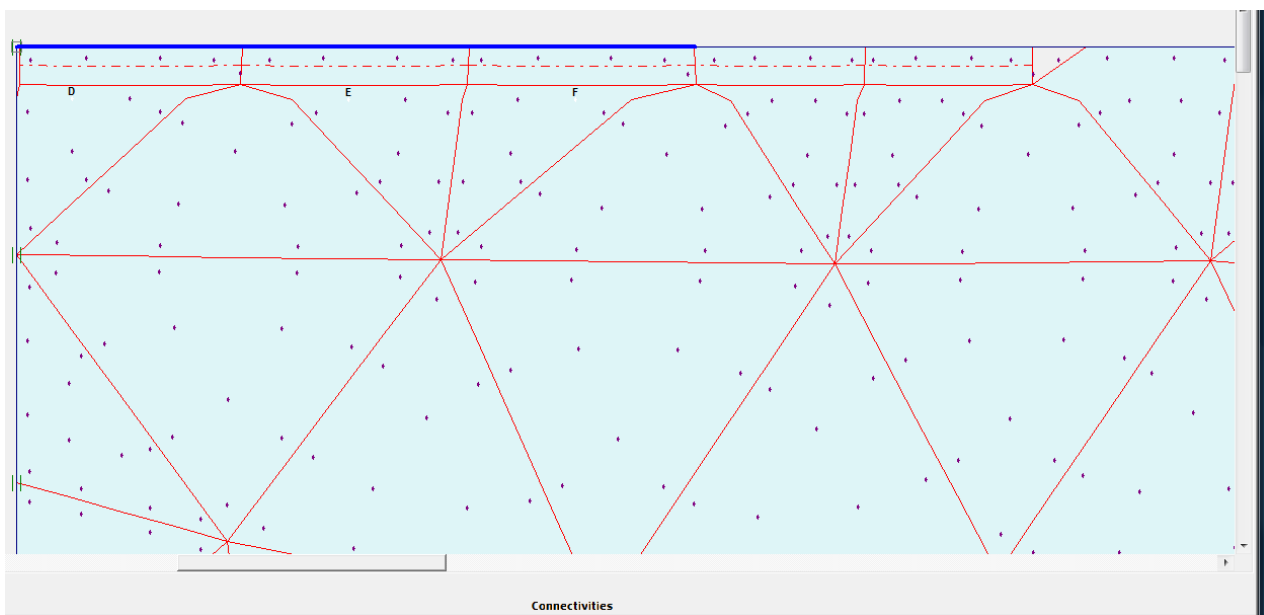


Figure 4.3 Points D, E et F dont on suit les contraintes

4.2.8 Caractéristiques des sols

Les caractéristiques physico- mécaniques des deux matériaux étudiés sont regroupées dans le Tableau 4.2.

Paramètres	Nom	Sable		Argile		Unité
Modèle de matériau	Modèle	Mohr-Coulomb		Mohr-Coulomb		-
Type de comportement	Type	Sable (1)	Sable (2)	Drainé	Non drainé	-
Poids volumique saturé	γ_{sat}	17	20	18	18	[kN/m ³]
Poids volumique sec	γ_{unsat}	20	17	0,00	18	[kN/m ³]
Perméabilité horizontale	K_x	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻¹⁰	10 ⁻⁴	[m/S]
Perméabilité verticale	K_y	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻¹⁰	10 ⁻⁴	[m/S]
Module de Young	E^{ref}	4 .10 ⁴	4 .10 ⁴	10 ⁴	10 ⁴	[kN/m ²]
Cohésion	C_{ref}	1	1	40	50	[kN/m ²]
Coefficient de poisson	ν	0,3	0,30	0,30	0,49	-
Angle de frottement	φ	30	35	10	-	[°]
Angle de dilataance	ψ	-	5	0	-	[°]

Tableau 4.2 Caractéristiques physico-mécaniques des deux matériaux

4.2.9 Principaux résultats du cas de sable (1)

Les figures (4.4),(4.5),(4.6),(4.7)(4.8), montrées ci-dessous, représentent respectivement: le maillage déformé, les directions principales des contraintes, les vecteurs déplacements, points plastiques et les déplacements totaux à la phase ultime.

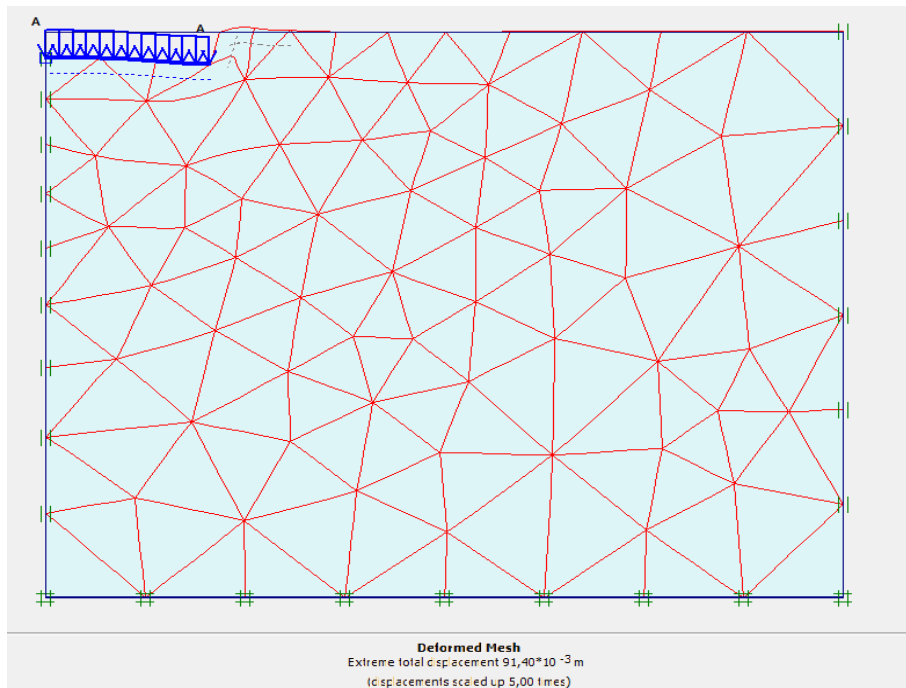


Figure 4. 4 Maillage déformé

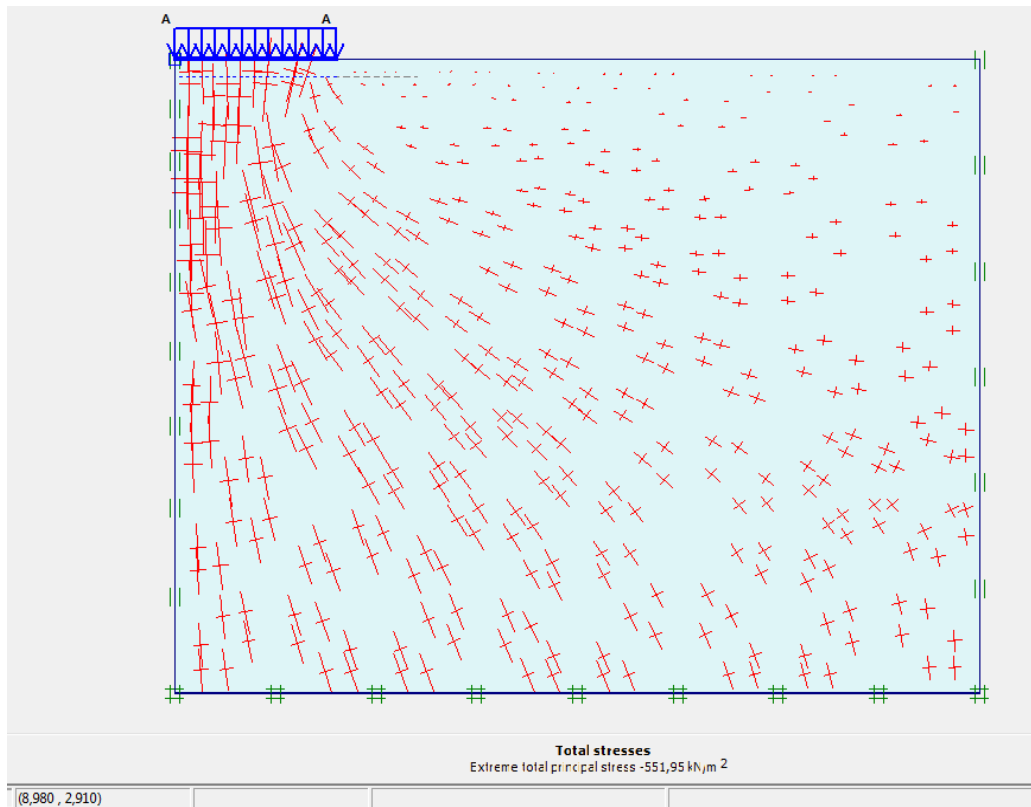


Figure 4.5 Représentation des directions principales des contraintes dans la phase ultime.

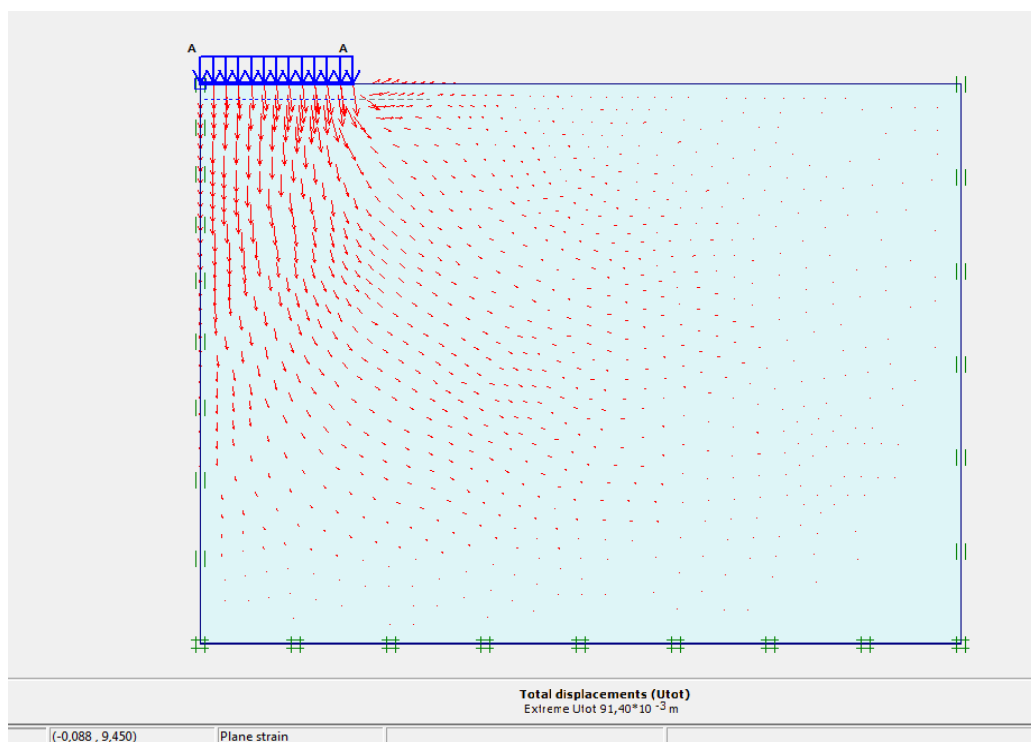


Figure 4.6 Représentation des vecteurs déplacements dans la phase ultime

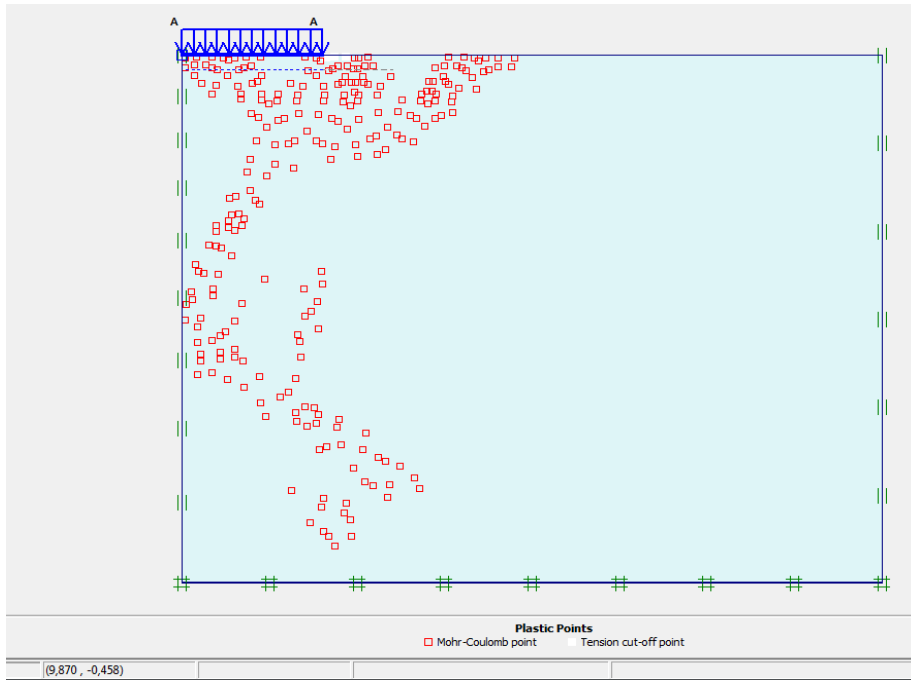


Figure 4.7 Représentation des points plastiques dans la phase ultime

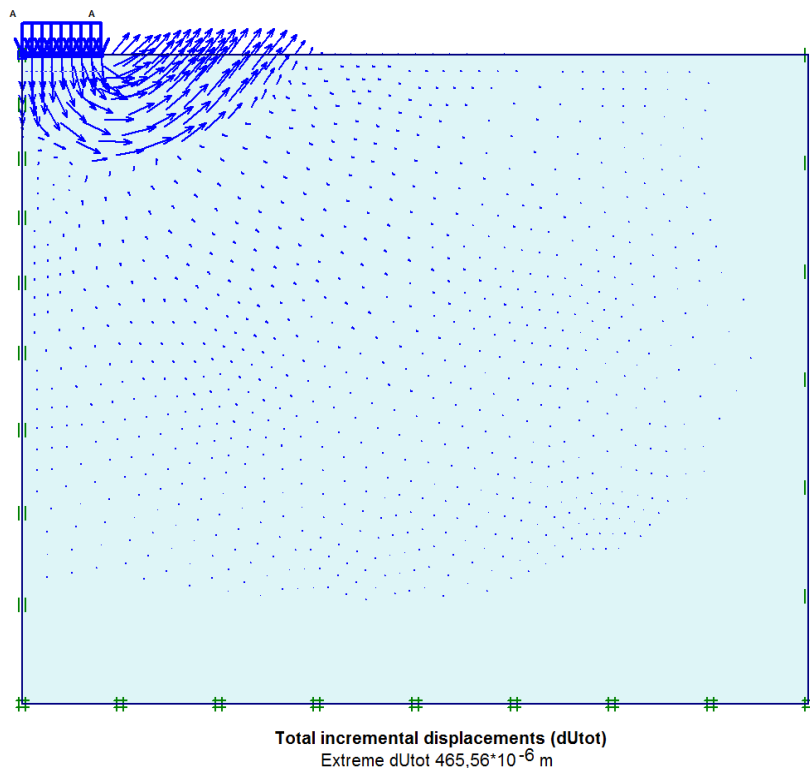


Figure 4.8 Déplacement totaux dans la phase ultime

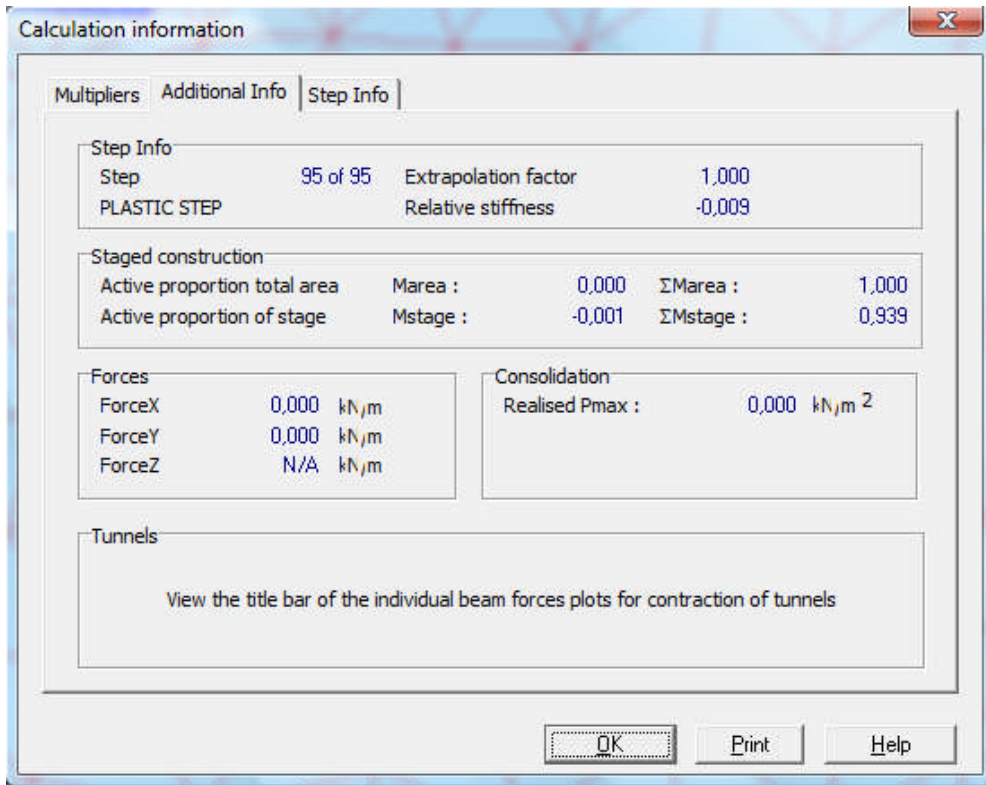


Figure 4.9 Bilan du calcul.

- ✓ Le calcul ne peut pas aller jusqu'à son terme : Load A = 400kpa
- ✓ L'effort appliqué à la rupture est obtenu en examinant la valeur finale du facteur $\sum M_{stage}$. (Output, View, Calculation info).
- ✓ La capacité portante apparaît être de $400 \cdot 0.939 = 375,6$ kPa, alors que la valeur donnée par le calcul théorique classique vaut 370,6 kPa (voir figure 4.9).
- ✓ Les vecteurs des déplacements incrémentaux (c'est-à-dire les déplacements entre les deux derniers pas de calcul) fournissent la forme de la cinématique de rupture : Celle-ci est en bon accord avec les résultats théoriques (coin rigide sous la fondation) (voir figure 4.8).
- ✓ On peut tracer la courbe contraintes - déformations des points D, E, F dans la phase ultime qui montre l'évolution des contraintes et des déformations au centre la fondation : on observe le premier pas de calcul plastique (Voir figure 4. 10 et 4.11).

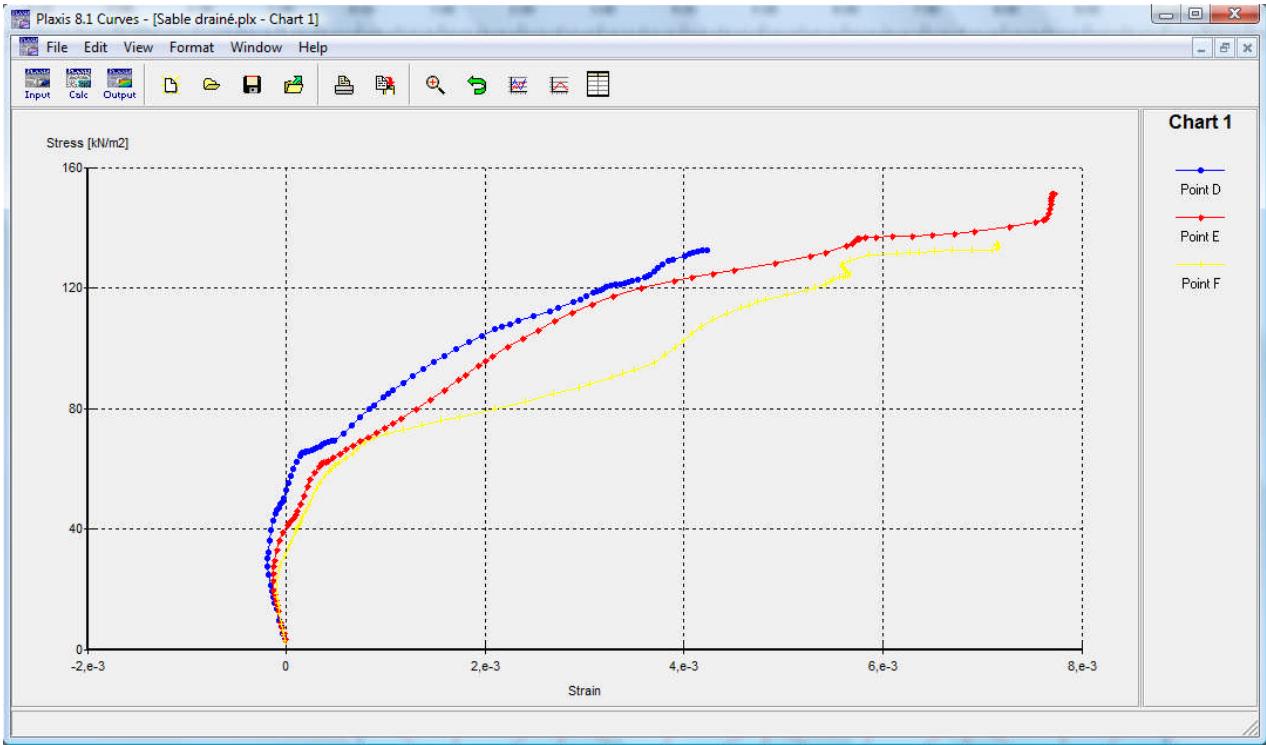


Figure 4. 10 Courbe contraintes - déformations des points D, E, F dans la phase ultime par rapport x

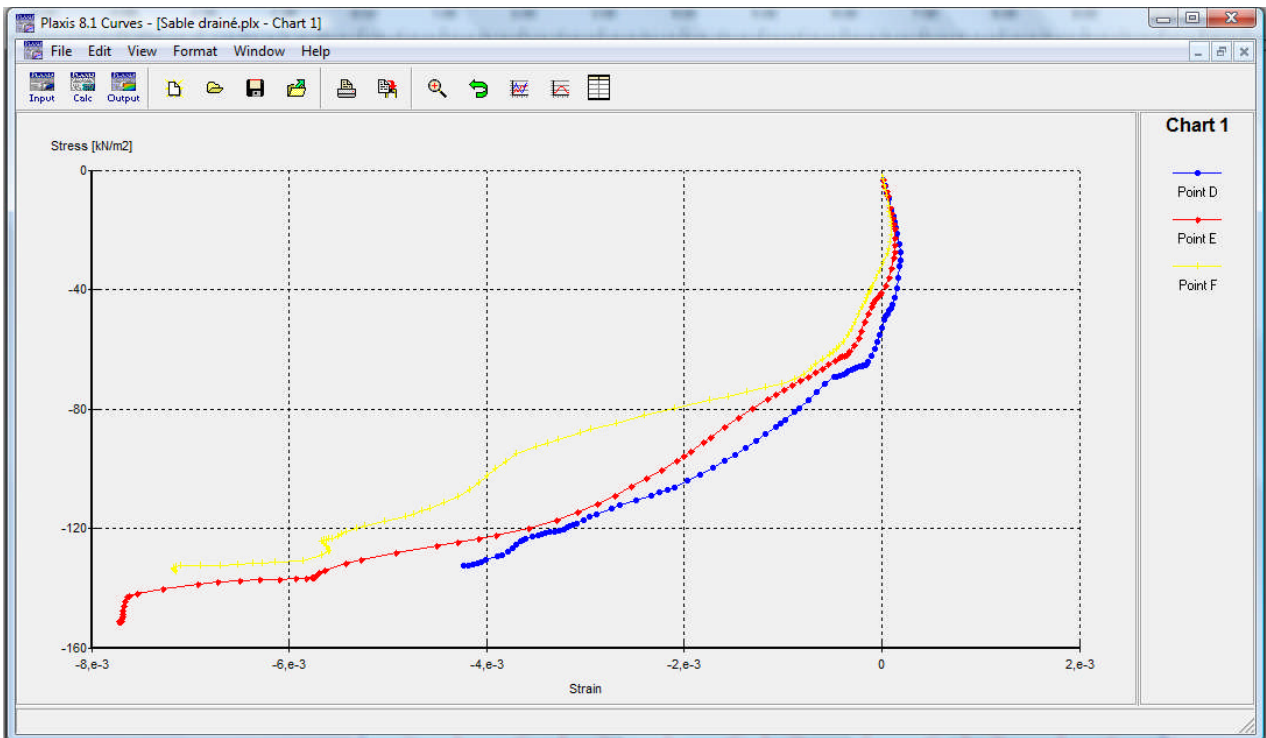


Figure 4. 11 Courbe contraintes - déformations des points D, E, F dans la phase ultime par rapport y

4.2.10 Principaux résultats du cas d'argile (Argile non drainée)

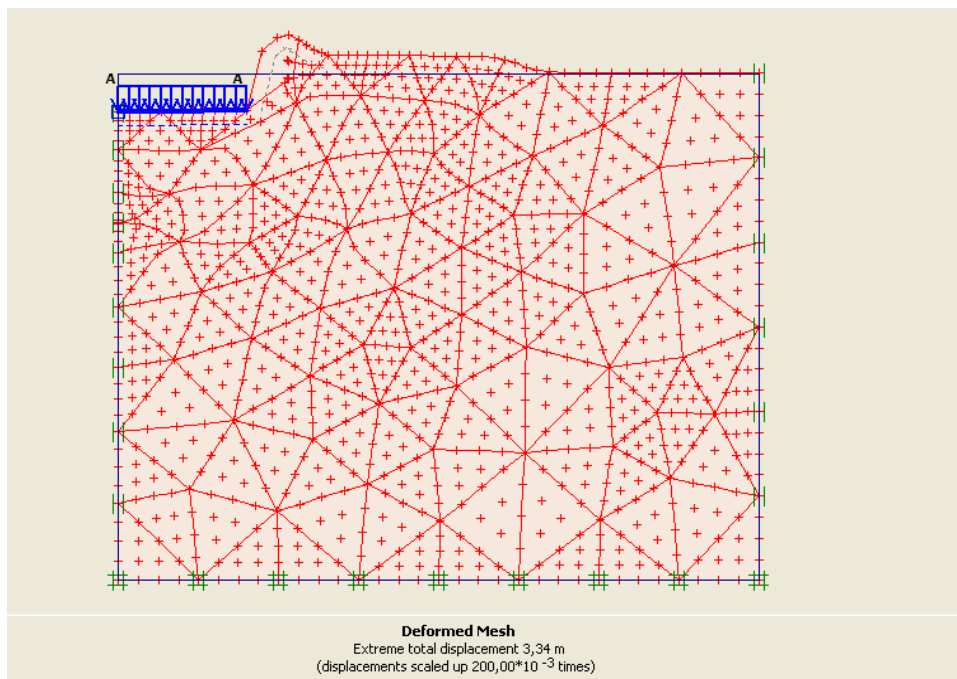


Figure 4. 12 Maillage déformé

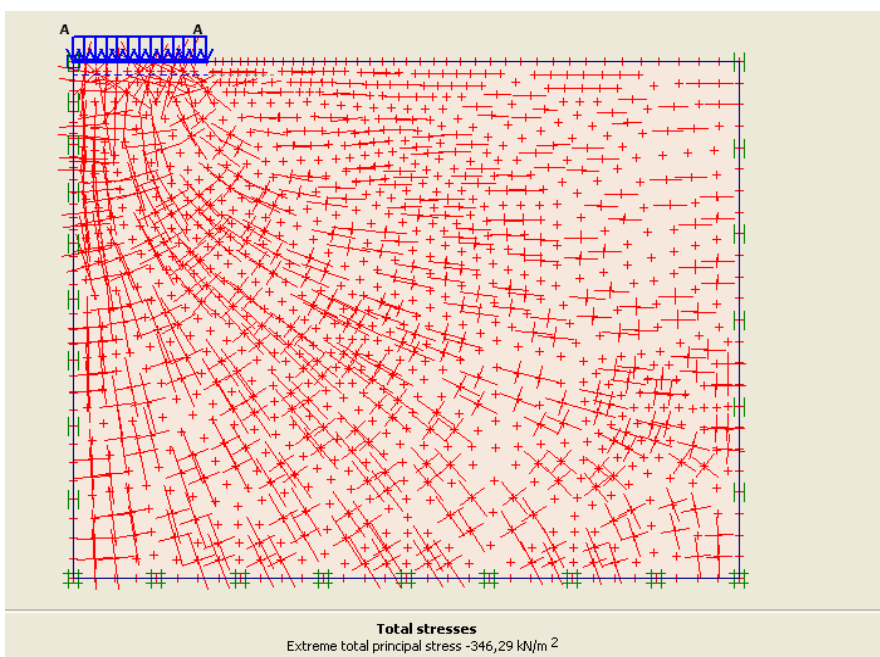


Figure 4. 13 Représentation des directions principales des contraintes dans la phase ultime.

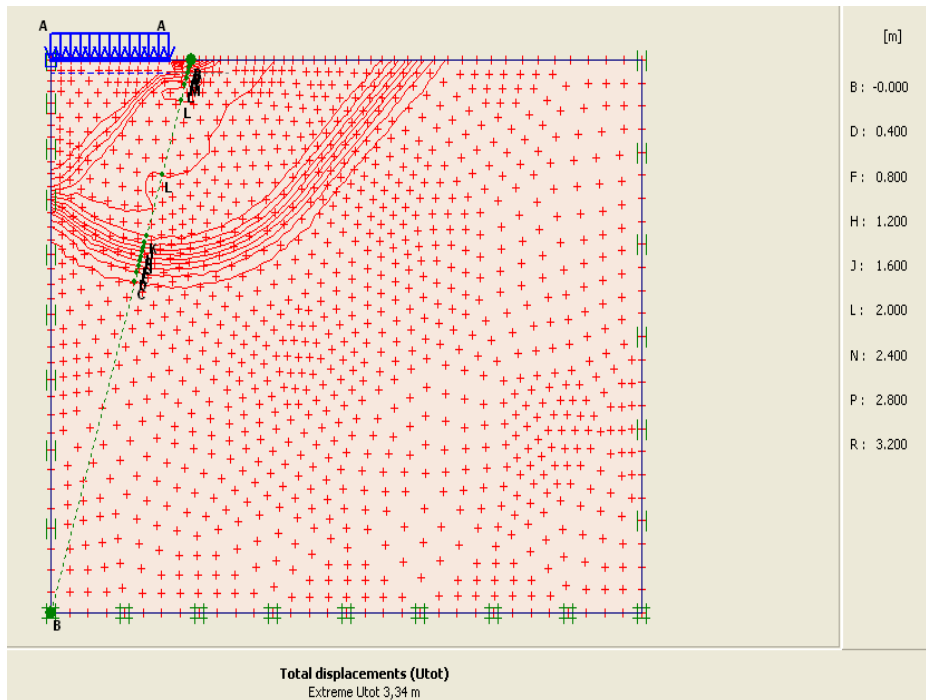


Figure 4.14 «a» Représentation des vecteurs déplacements dans la phase ultime

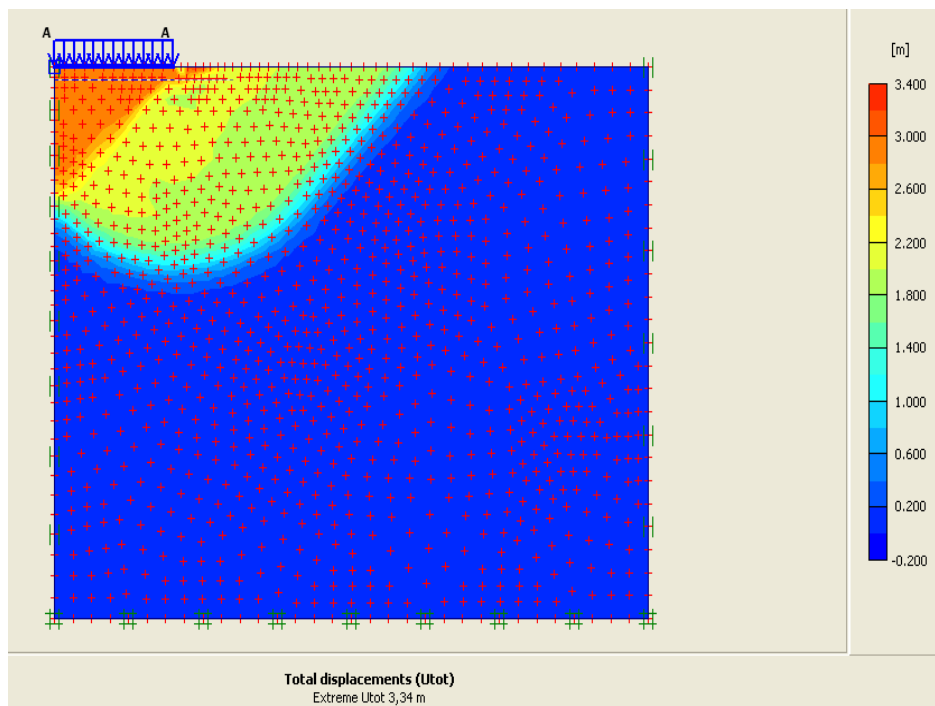


Figure 4.14 «b» Représentation des vecteurs déplacements dans la phase ultime

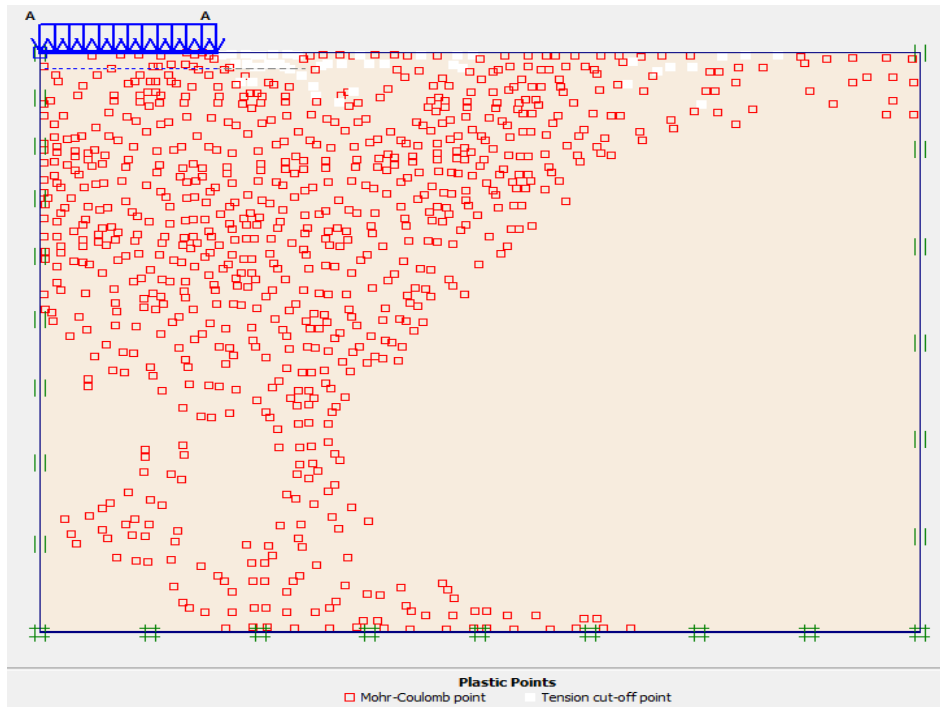


Figure 4.15 Représentation des points plastiques dans la phase ultime

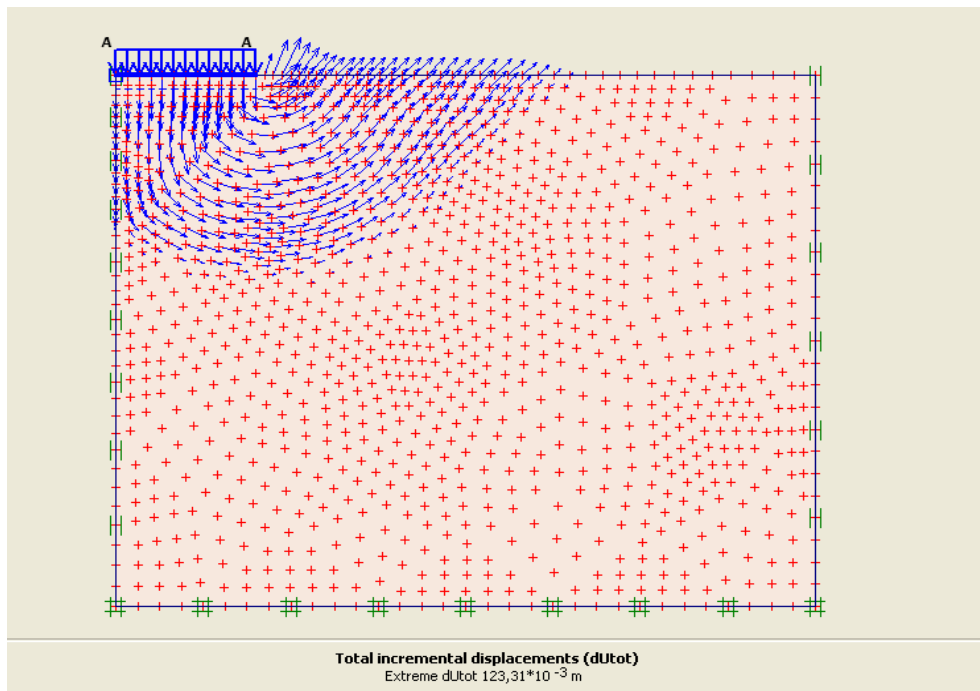


Figure 4.16 «a» Déplacement totaux dans la phase ultime

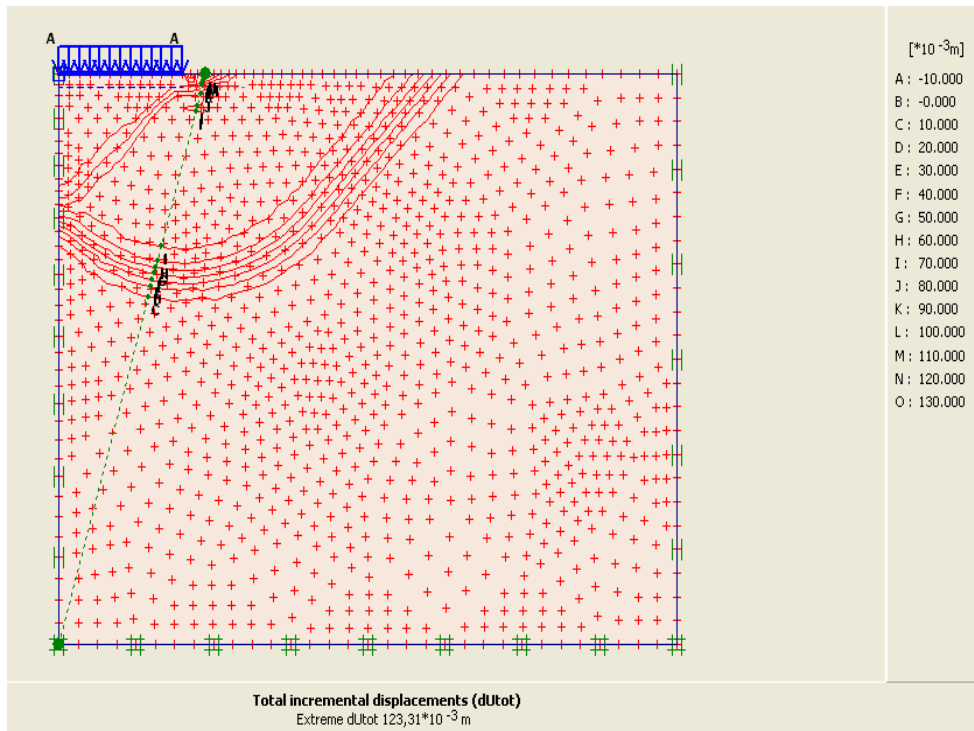


Figure 4. 16 «b» Déplacement totaux dans la phase ultime

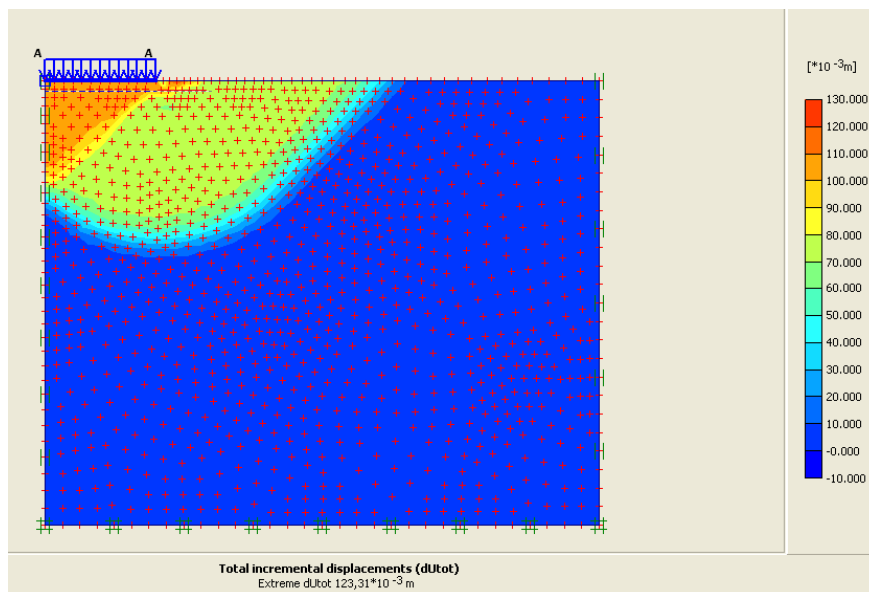


Figure 4. 16 «c» Déplacement totaux dans la phase ultime

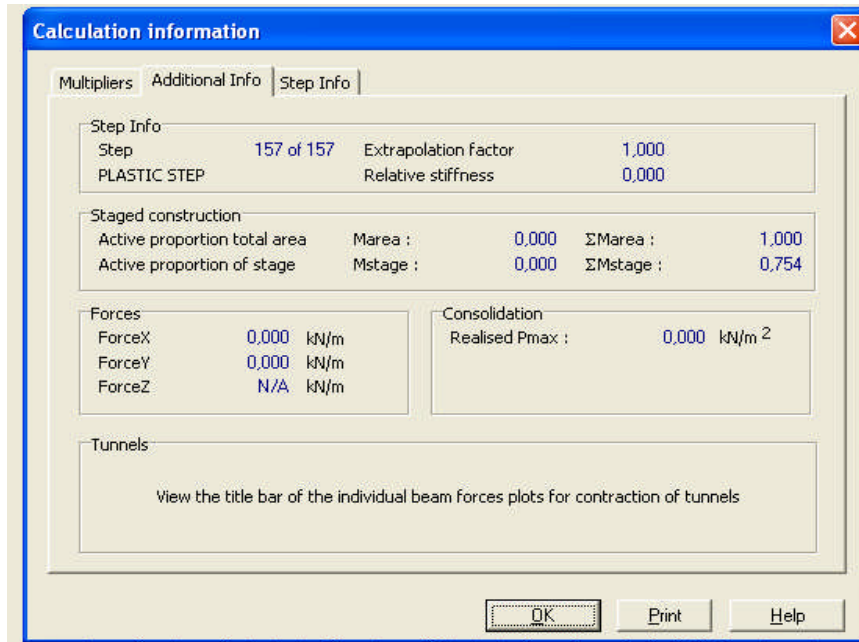


Figure 4.17 Bilan du calcul.

- ✓ Le calcul ne peut pas aller jusqu'à son terme : Load A = 350kpa
- ✓ L'effort appliqué à la rupture est obtenu en examinant la valeur finale du facteur

$\sum M_{\text{stage}}$. (Output, View, Calculation info).

- ✓ La capacité portante apparaît être de $350 \cdot 0,754 = 263,9$ kpa, alors que la valeur donnée par le calcul théorique classique vaut 257 kpa (voir figure 4.17).
- ✓ Les vecteurs des déplacements incrémentaux (c'est-à-dire les déplacements entre les deux derniers pas de calcul) fournissent la forme de la cinématique de rupture : Celle-ci est en bon accord avec les résultats théoriques (coin rigide sous la fondation) (voir les figures 4.16«a», 4.16«b», 4.16«c»).
- ✓ On peut tracer la courbe contraintes - déformations des points D, E, F dans la phase ultime qui montre l'évolution des contraintes et des déformations au centre la fondation : on observe le premier pas de calcul plastique (Voir figure 4. 18 et 4.19).

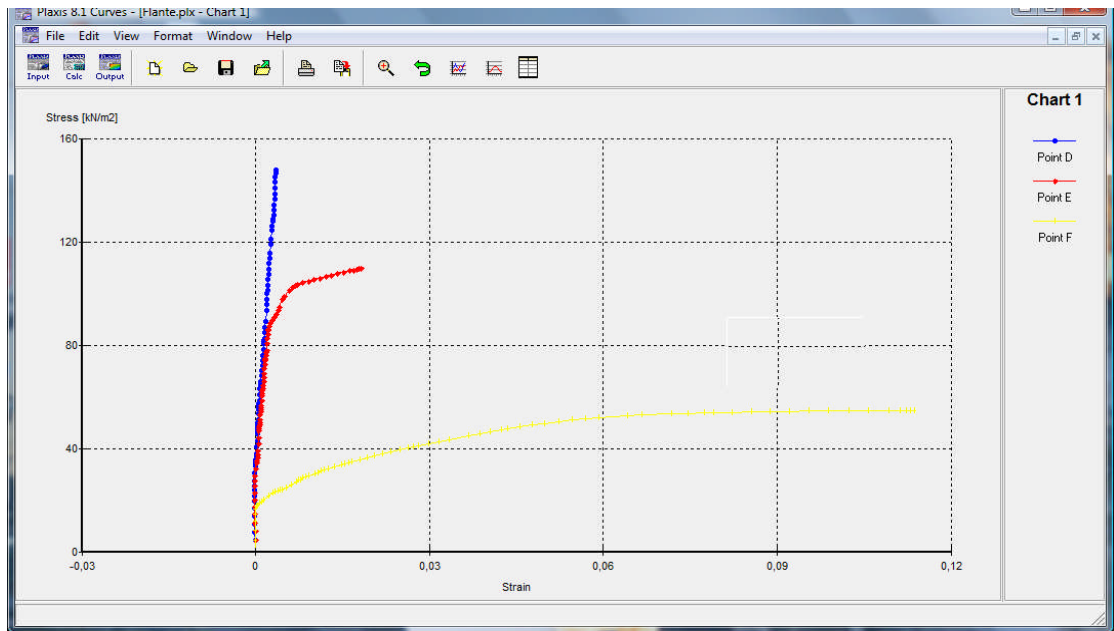


Figure 4. 18 Courbe contraintes - déformations des points D, E, F dans la phase ultime par rapport x

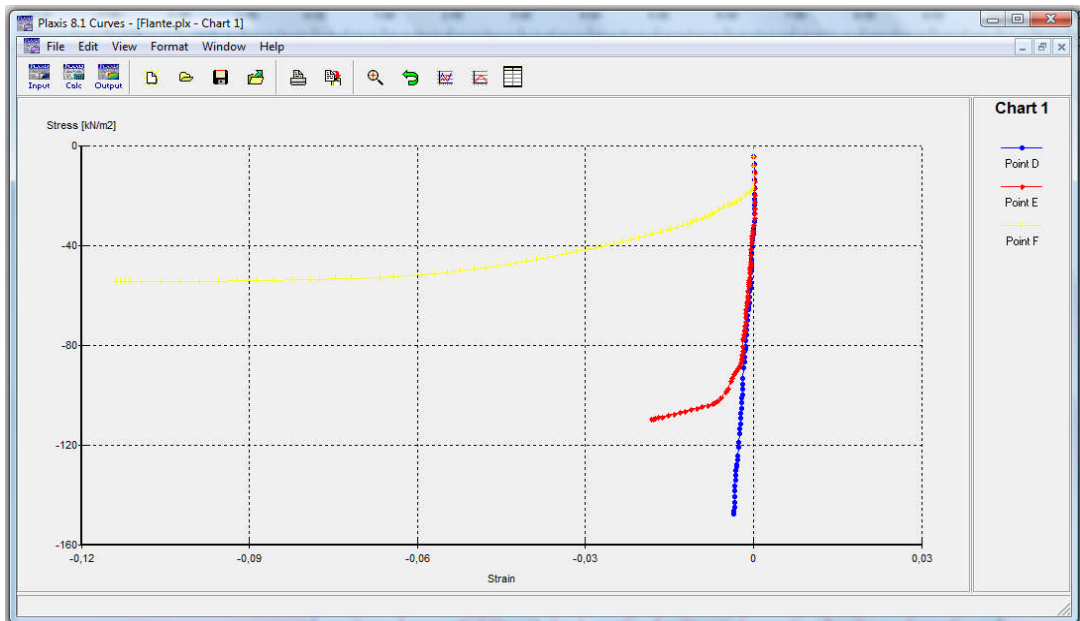


Figure 4. 19 Courbe contraintes - déformations des points D, E, F dans la phase ultime par rapport y

4.2.11 Principaux résultats du cas d'argile (Argile drainée)

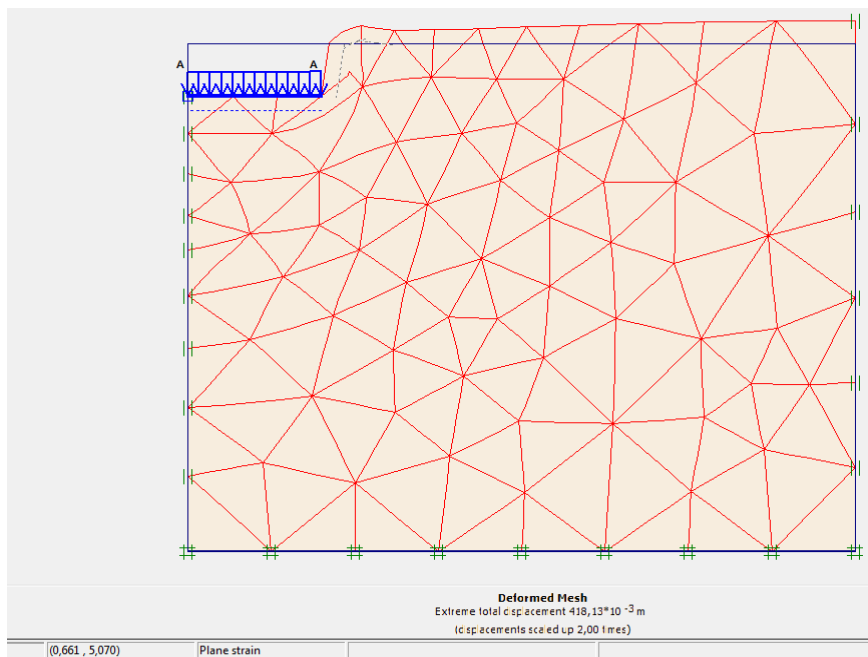


Figure 4. 20 Maillage déformé

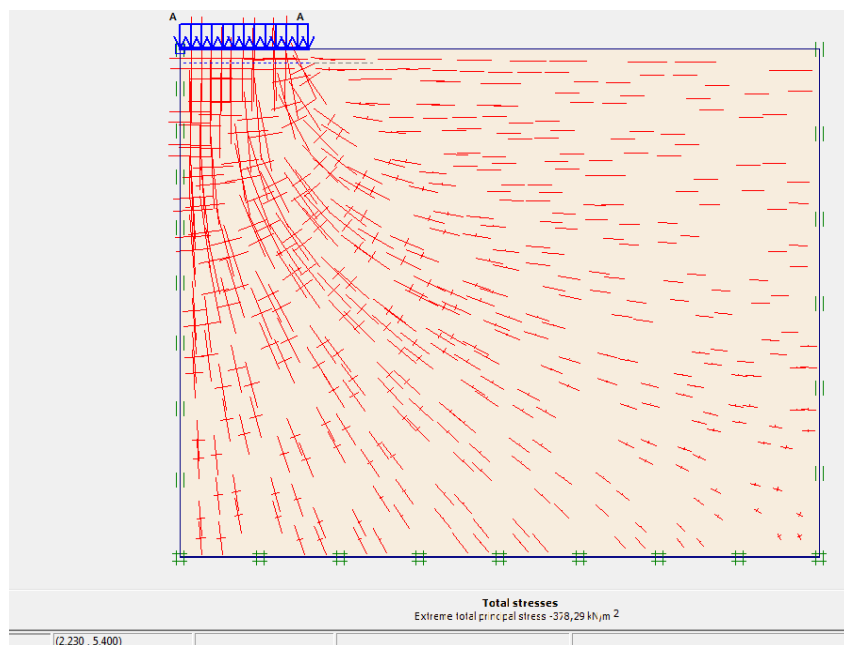


Figure 4. 21 Représentation des directions principales des contraintes dans la phase ultime.

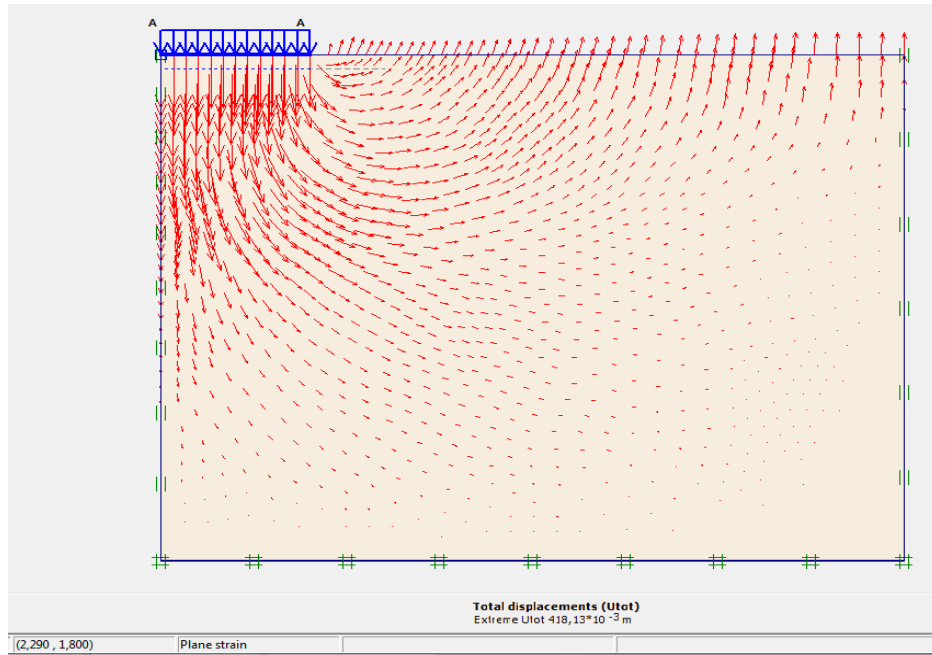


Figure 4.22 Représentation des vecteurs déplacements dans la phase ultime

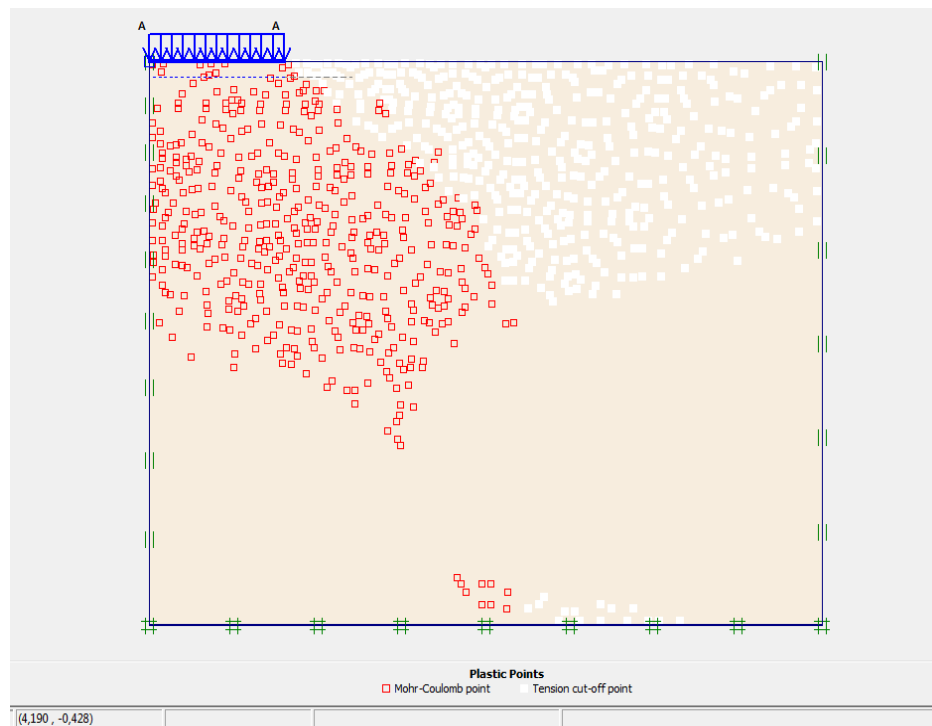


Figure 4.23 Représentation des points plastiques dans la phase ultime

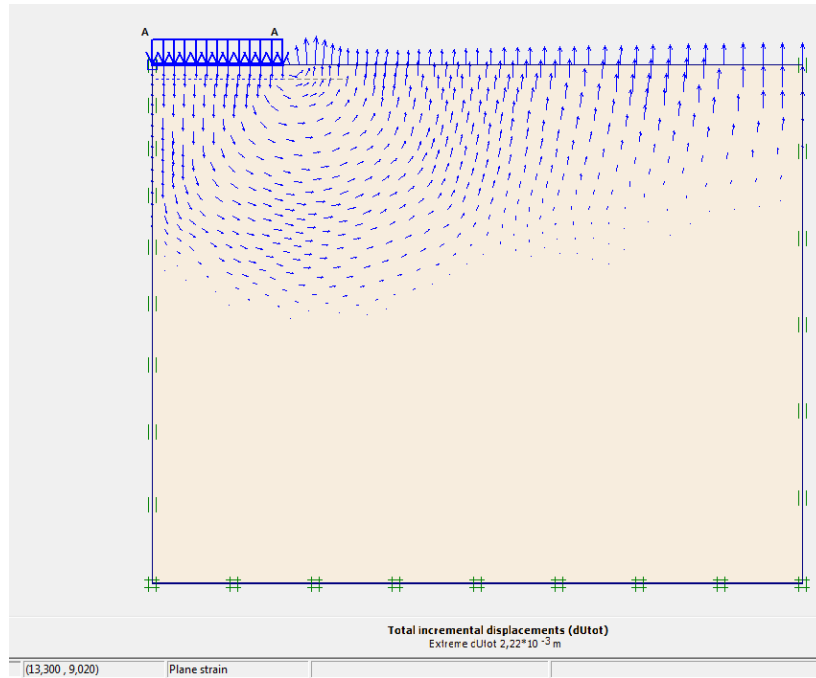


Figure 4. 24 Déplacement totaux dans la phase ultime

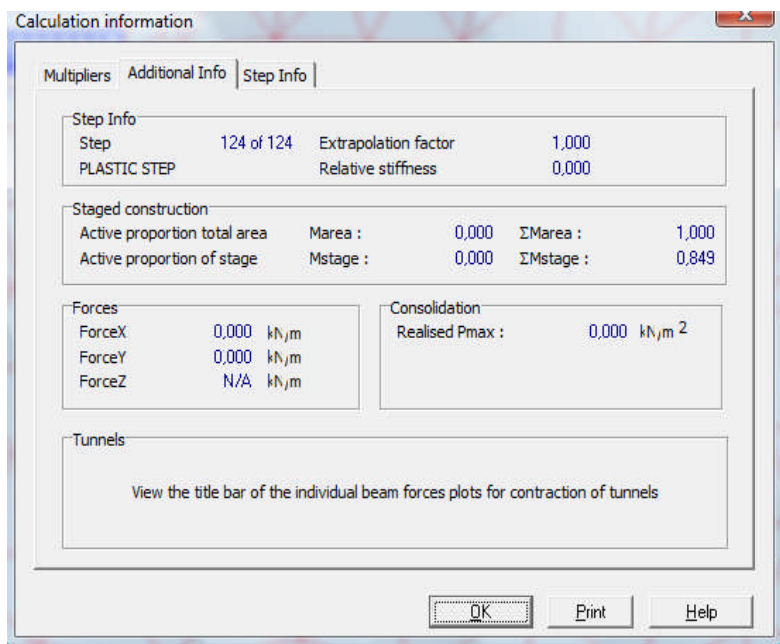


Figure 4. 25 Bilan du calcul.

- ✓ Le calcul ne peut pas aller jusqu'à son terme : Load A = 400kpa
- ✓ L'effort appliqué à la rupture est obtenu en examinant la valeur finale du facteur $\sum M_{stage}$. (Output, View, Calculation info).
- ✓ La capacité portante apparaît être de $400 \cdot 0,849 = 339,6$ kPa, alors que la valeur donnée par le calcul théorique classique vaut 346 kpa (voir figure 4.25).

- ✓ Les vecteurs des déplacements incrémentaux (c'est-à-dire les déplacements entre les deux derniers pas de calcul) fournissent la forme de la cinématique de rupture : Celle-ci est en bon accord avec les résultats théoriques (coin rigide sous la fondation) (voir figure 4. 24).
- ✓ On peut tracer la courbe contraintes - déformations des points D, E, F dans la phase ultime qui montre l'évolution des contraintes et des déformations au centre la fondation : on observe le premier pas de calcul plastique (Voir figure 4.26 et 4.27).

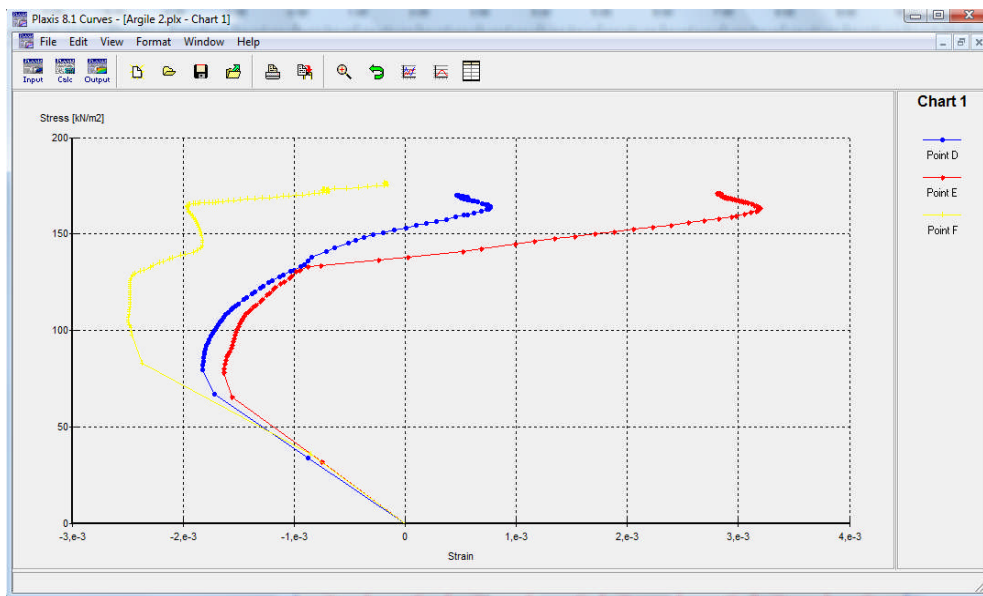


Figure 4. 26 Courbe contraintes - déformations des points D, E, F dans la phase ultime par rapport x

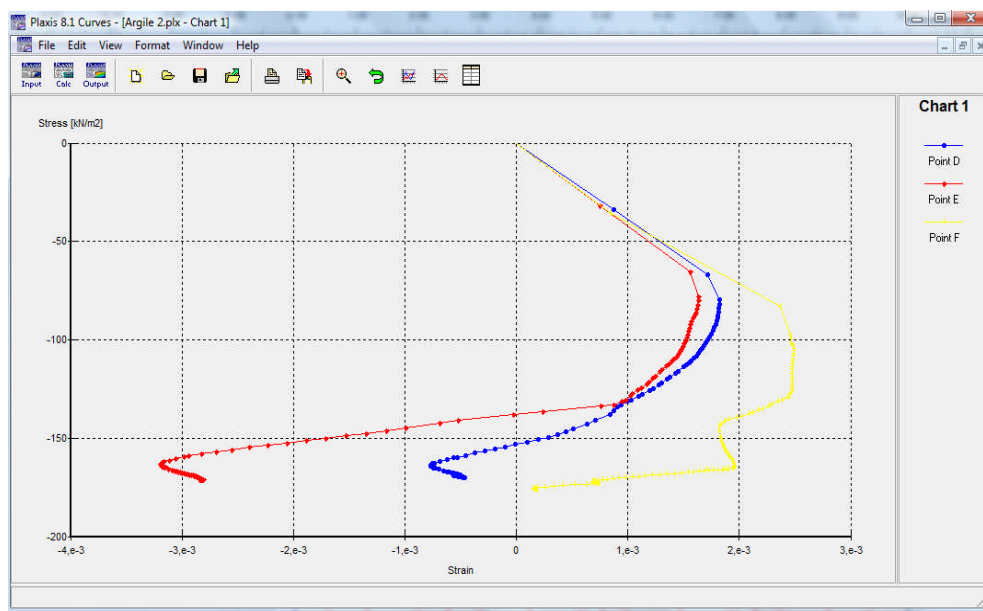


Figure 4. 27 Courbe contraintes - déformations des points D, E, F dans la phase ultime par rapport y

4.2.12 Principaux résultats du cas de sable (2)

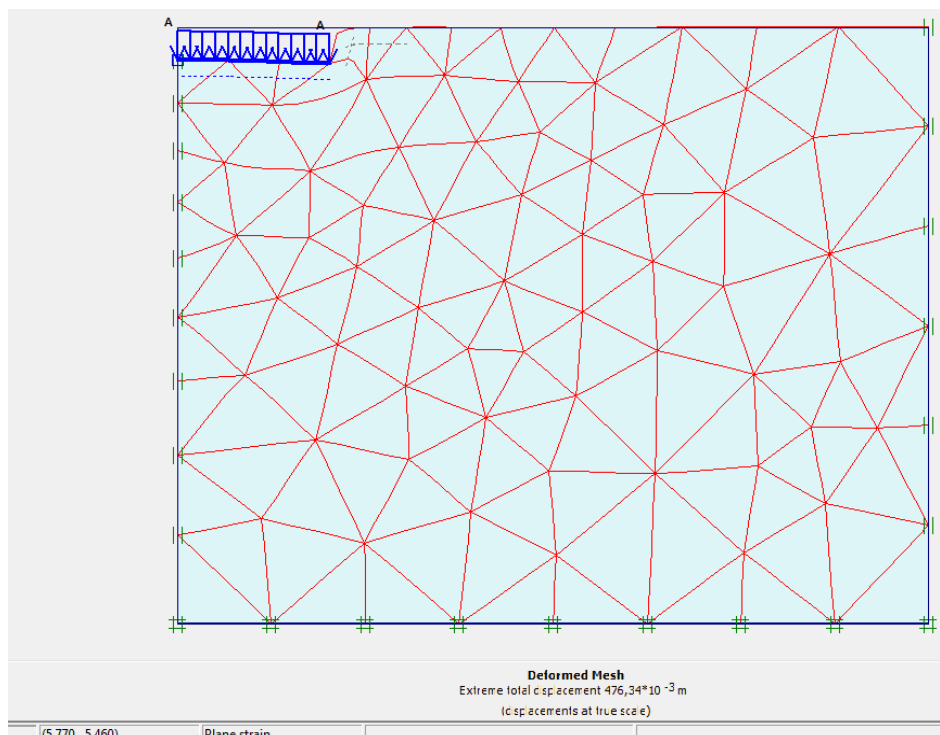


Figure 4. 28 Maillage déformé

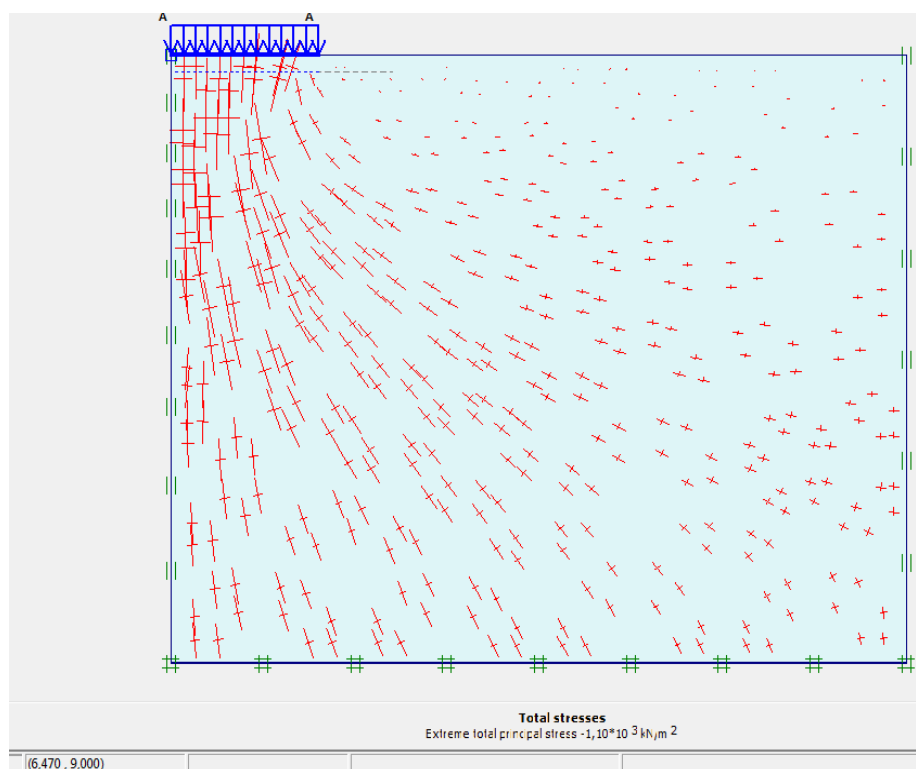


Figure 4. 29 Représentation des directions principales des contraintes dans la phase ultime.

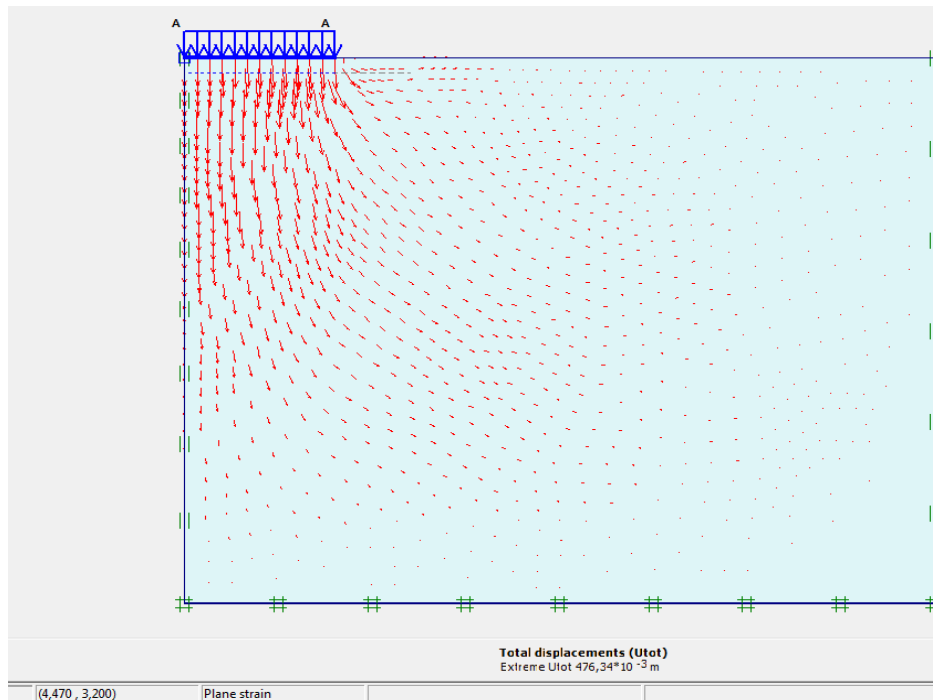


Figure 4. 30 Représentation des vecteurs déplacements dans la phase ultime

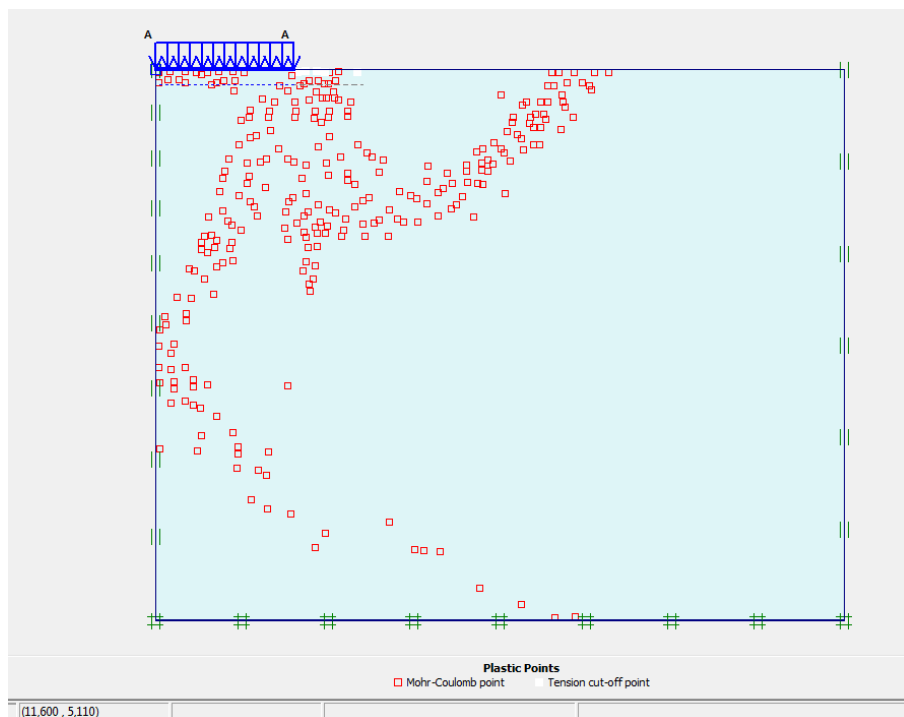


Figure 4. 31 Représentation des points plastiques dans la phase ultime

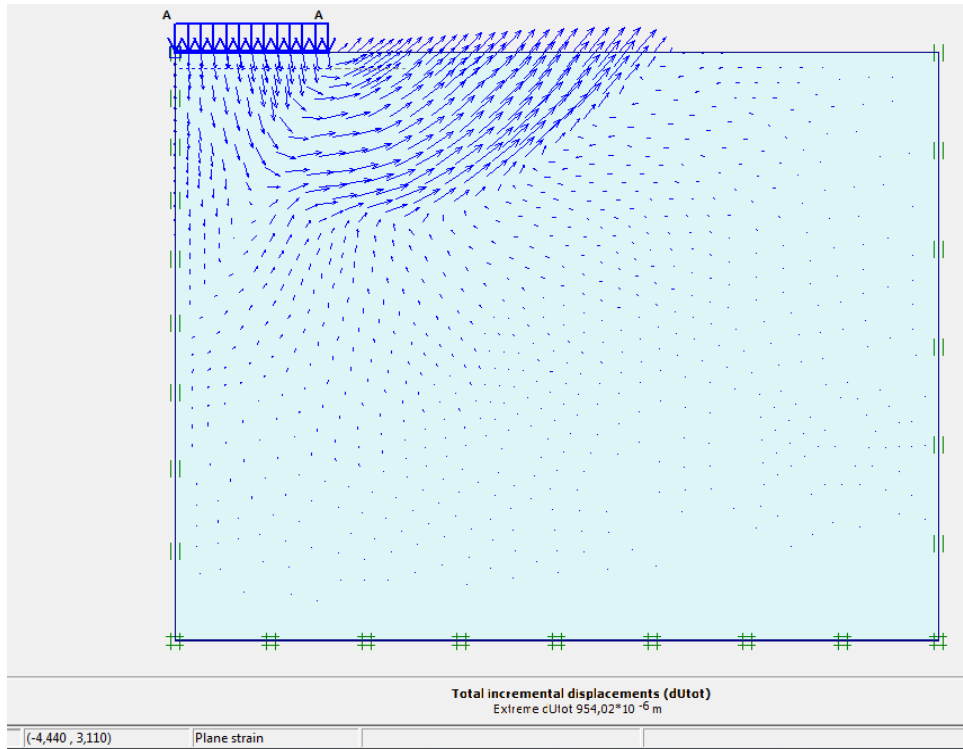


Figure 4. 32 «a» Déplacement totaux dans la phase ultime

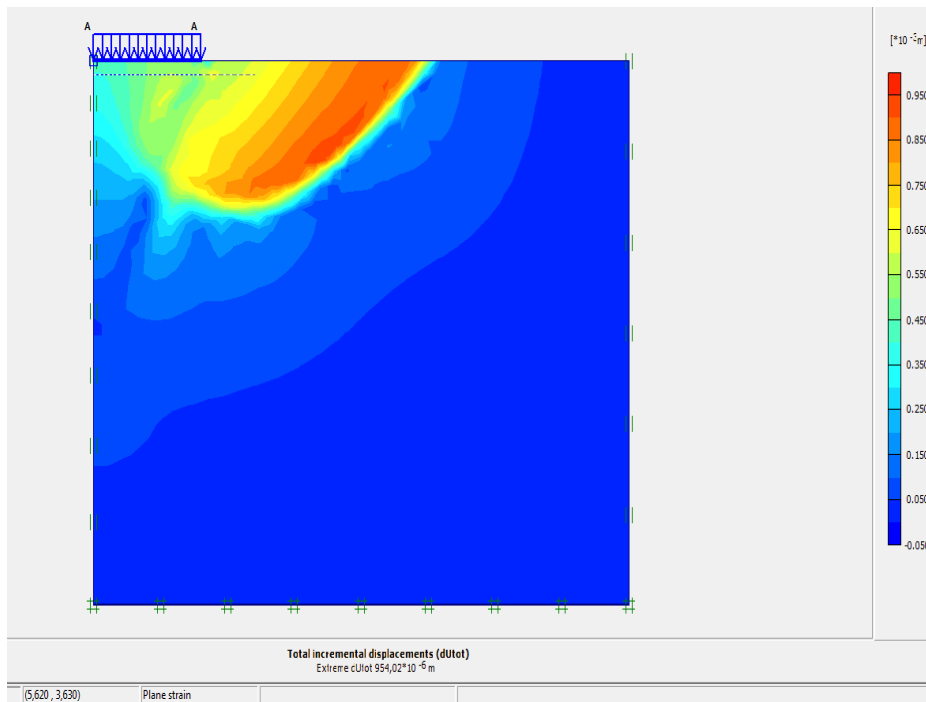


Figure 4. 32 «b» Déplacement totaux dans la phase ultime

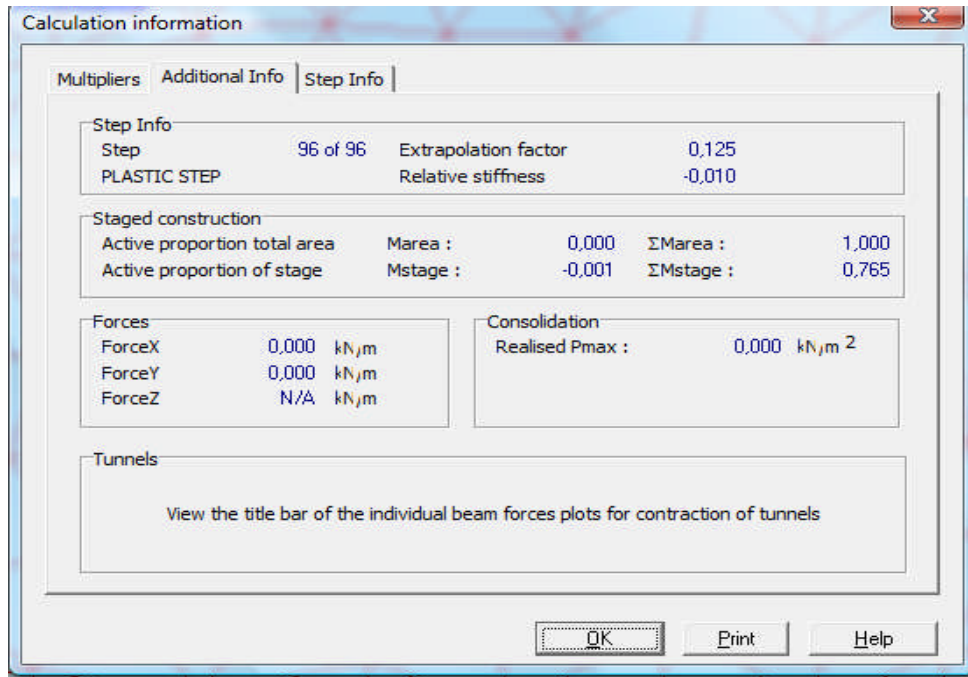


Figure 4. 33 Bilan du calcul.

- ✓ Le calcul ne peut pas aller jusqu'à son terme : LoadA = 1000kpa
- ✓ L'effort appliqué à la rupture est obtenu en examinant la valeur finale du facteur $\sum M_{\text{stage}}$. (Output, View, Calculation info).
- ✓ La capacité portante apparaît être de $1000 \cdot 0,765 = 765$ kpa, alors que la valeur donnée par le calcul théorique classique vaut 960 kpa (voir figure 33).
- ✓ Les vecteurs des déplacements incrémentaux (c'est-à-dire les déplacements entre les deux derniers pas de calcul) fournissent la forme de la cinématique de rupture : Celle-ci est en bon accord avec les résultats théoriques (coin rigide sous la fondation) (voir les figures 4. 32 «a», 4. 32 «b»).
- ✓ On peut tracer la courbe contraintes - déformations des points D, E, F dans la phase ultime qui montre l'évolution des contraintes et des déformations au centre la fondation : on observe le premier pas de calcul plastique (Voir figure 4.34 et 4.35).

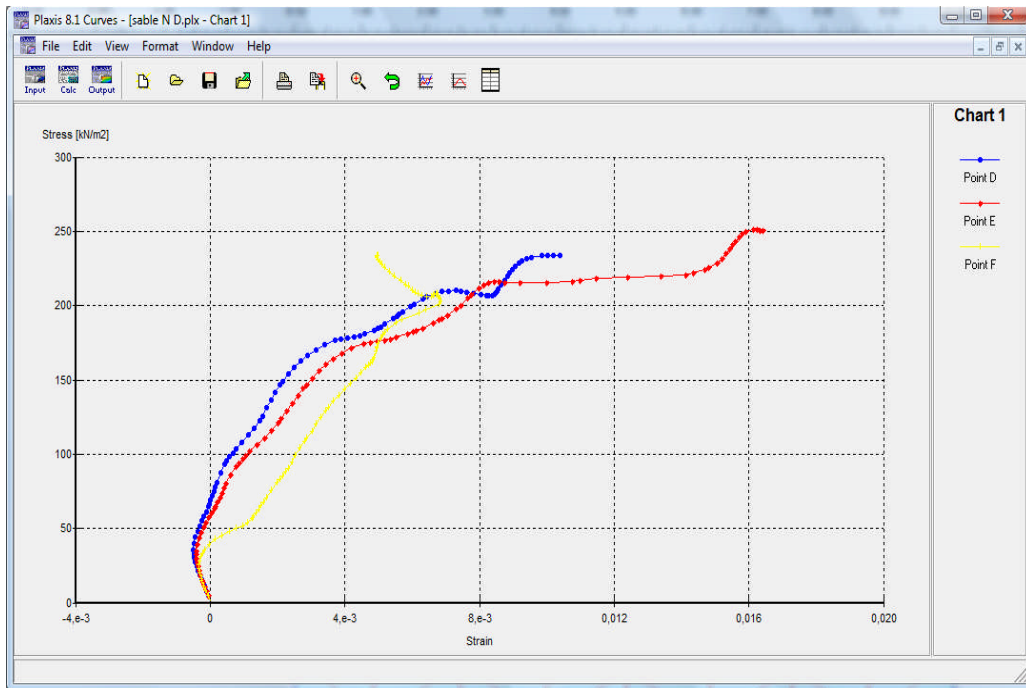


Figure 4. 34 Courbe contraintes - déformations des points D, E, F dans la phase ultime par rapport x

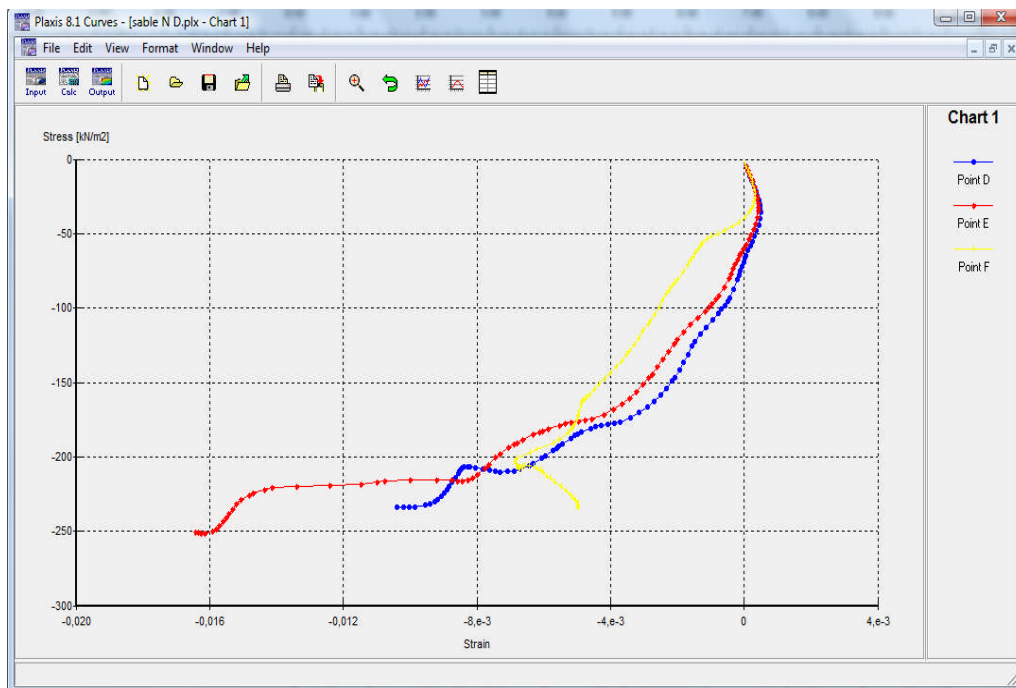


Figure 4. 35 Courbe contraintes - déformations des points D, E, F dans la phase ultime par rapport y

4.2.13 Récapitulatif des résultats de la capacité portante

Il en résulte de ce qui précède que pour les types de sols étudiés (pulvérulent, Cohérent) les valeurs de la capacité portante obtenues par le calcul analytique classique et le calcul numérique par le code de calcul plaxis sont très proches, voir **Tableau 4. 3** et **figures 36**.

	c [kPa] /φ[°]	calcul analytique	calcul numérique
Argile non drainée	50/0	257	263,9
Sable (1)	0/30	370,6	375,6
Argile drainée	40/10	346	339,6
Sable (2)	0/35	765	960

Tableau 4. 3 Capacité portante [kPa] d'après différentes Méthodes de calculs

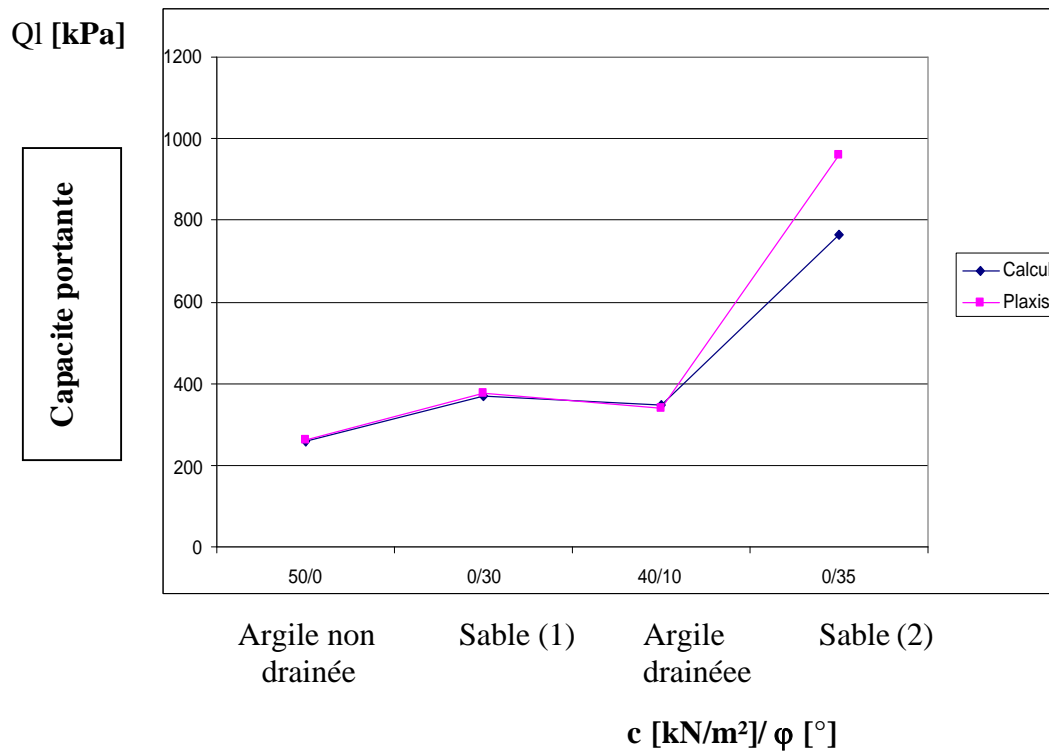


Figure 36: capacité portante Q [kPa] en fonction des différentes valeurs de c et ϕ .

A partir des résultats de la capacité portante obtenus pour les fondations superficielles, semelles filantes, on peut constater :

- ◇ les plus grandes valeurs de la capacité portante sont toujours obtenues par le sable (2) ($\varphi=35^\circ$, $c=0$).
- ◇ l'Argile non drainée donne la plus petite valeur pour la capacité portante.
- ◇ La diminution des paramètres mécaniques φ et c diminue la capacité portante des fondations superficielles.
- ◇ Il y a une bonne convergence entre les valeurs des résultats du calcul analytique classique et les valeurs des résultats numériques obtenus par le code de calcul plaxis à l'exception du cas du sable (2) ($\varphi=35^\circ$).

Chapitre 5

Conclusion générale et perspectives

Chapitre 5

5. Conclusion générale est perspectives

Le travail élaboré dans ce mémoire traite du comportement des fondations superficielles dans un sol homogène (sol pulvérulent, Cohérent). Dans ce but, nous avons effectué deux types de calculs, analytique classique et numérique au moyen du code Plaxis, de la charge limite des fondations filantes. Cette étude a comportée cinq parties principales :

- Une partie présentant l'introduction aux fondations superficielles.
- Une partie sur Lois de comportement et modélisation des sols.
- Une partie descriptive, présentant le code numérique utilisé, son fonctionnement ainsi que les modèles utilisés dans les simulations numériques.
- Une partie numérique présentant le comportement des fondations superficielles par une simulation bidimensionnelle.
- Une partie présentant Conclusion générale est perspectives.

L'étude bibliographique a permis de mettre en évidence le point suivant :

- Une fondation superficielle est une fondation dont l'encastrement D dans le sol n'excède pas quatre fois la largeur B . Le mécanisme de rupture et de distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol. Le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble et pour empêcher l'apparition des fissures localisées qui rendraient l'ouvrage inutilisable.
- Toutefois, les conditions de mise en œuvre des lois élastoplastique évoluées (nombre élevé de paramètres à déterminer, types d'essais à réaliser, signification physique des paramètres, lois de chargement adaptées, état initial, degré d'homogénéité des terrains) les rendent bien souvent impraticables sans l'aide d'un spécialiste en rhéologie. Les ingénieurs chargés d'une étude préfèrent alors utiliser des lois élastoplastique plus anciennes, comme celle de Mohr-Coulomb ou le modèle Cam-Clay modifié, qui font appel à des données familières et facilement accessibles, même si leurs résultats sont parfois un peu éloignés de la réalité.
- La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètre de calcul manuel pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais parcellaires, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs

expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins “courant” est vraisemblablement l’angle de dilatance.

La simulation numérique a montré que :

- Il en résulte de ce qui précède que pour les types de sols étudiés (pulvérulent, Cohérent) les valeurs de la capacité portante obtenues par le calcul analytique classique et le calcul numérique par le code de calcul plaxis sont très proches.
- Il y a une bonne convergence entre les valeurs des résultats du calcul analytique classique et les valeurs des résultats numériques obtenus par le code de calcul plaxis.

Les perspectives ouvertes par ce travail sont les suivantes :

- Une modélisation tridimensionnelle en utilisant le code d'éléments finis PLAXS 3D fondation ; il serait intéressant de faire une étude comparative pour d'autres types de semelles.
- La validation de nos modèles par des essais en vraie grandeurs ou en modèles réduits.

Ce travail propose tout de même une ébauche de solution à ce problème pour la compréhension du mécanisme de rupture par poinçonnement des fondations superficielles dans un sol homogène (sol pulvérulent, Cohérent).

Bibliographie

- [1]-costet, j. et sanglerat, G : cour pratique de mécanique des sols, Tome 1 et Tome2 Dunod,1983.
- [2]-Frank, Roger. : Calcul des fondations superficielles et profondes presses de l'école nationale des ponts et chaussée 2003.
- [3]-philipponnat, G. : Fondations et Ouvrages en terre, Eyrolles,1987.
- [4]-Benmoussa,S. Analyse 3D de la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur Bicouche, Thèse de magister, université de Batna 2006.
- [5]-Habib, p : Génie Géotechnique, Application de la mécanique des sols et des roches Ellipses 1997.
- [6]-Mestat, ph et prat, M : Ouvrages en introduction. AFPC –Emploi des éléments finis en génies civil. Hermès science 1999.
- [7]- Fascicule n : 62. Règles Techniques de conception et de calcul des fondations Des Ouvrages de Génie Civil, Cahiers des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, ministère de l'équipement, du logement et des transport1993.
- [8]-plaxis, Brinkegereve R.B.J et Vermeer PA, "Plaxis version 8, Matériel Model Manual".DELFT university of Technology et plaxis BV .Pays-bas 2003.
- [9]-Brinkegereve R.B.J.et Vermeer PA "Plaxis Version 8; Scientific; Manual" DELFT university of Technology et plaxis BV Pays-bas 2003.
- [10]-Boulon M .Flavingny E, Malecot y et "Pratique des Elément Finis en Géotechnique ", document 1, Laboratoire 3S et Terrasol, décembre 2004.
- [11]-D.T.U 13 ,12 Document Technique Unifié, Règles Pour le calcul des fondations superficielles, Cahiers du centre Scientifique et Technique de Bâtiment (CSTB) 1988.

