

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

**MAZOUNI DOUNIA
SIRIDJE AMINA**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : **Génie civil**

Option : **Structure**

Thème :

**Modélisation numérique de l'influence de l'excentricité sur
*la capacité portante d'une fondation isolée***

Devant le jury composé de :

Mr OMRACI KAMEL	MCA	UAMOB	Président
Mr BELMIHOUB HACENE	MAA	UAMOB	Encadreur
Mr ADJAL LEILA	MAB	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2021/2022



Remerciement

Tout d'abord, Dieu merci, qui nous a bénis et il nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu tout au long de nos études.

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur **Mr Belmihoub.H**, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

De cette façon, nous apprécions profondément les membres du jury d'avoir accepté de revoir notre manuscrit et pour soulever les critiques nécessaires pour enrichir nos connaissances.

Nous remercions tous les enseignants qui nous ont formés. Ils ont fourni leur aide précieuse. Nous remercions également les personnes qui nous soutiennent.

MAZOUNI

ET

SIRIDJE





Dedicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence
Je dédie ce modeste travail*

- *A ma mère qui a consacré tout sa vie pour mon éducation et mes études, je lui souhaite tout le bonheur*
- *A mes sœurs Meriem et Amel*
- *A mes frères Mohamed et Abderrahmane*
- *A mes chers cousines Fatiha et Samira*

-En fin, je remercie mon père rebi yerhmo



*MAZOUNI
DOUNIA*





Dedicaces



*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence
Je dédie ce modeste travail*

- *A mes très chers parents qui ont consacré toute leur vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*
- *A mes frères et mes sœurs*
- *A tous mes amis et mes collègues*

-En fin, je remercie mon ami mon binôme qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail



*SIRIDJE
AMINA*



RESUME

Les problèmes des fondations superficielles sont toujours évidents. Dans le but de réduire et limiter le tassement et les désordres, ces derniers doivent être maîtrisés, notre thématique s'inscrit dans le sens d'estimation des contraintes et des déformations sous différents chargements.

Le sujet de notre mémoire traite le problème de la capacité portante du sol sous une fondation superficielle isolée de forme carrée. Cette étude analyse les effets des valeurs de pression du sol d'une semelle isolée centrée et excentrée située sur une surface horizontale du sol à l'aide du logiciel (PLAXIS 3D) c'est un logiciel basé sur la méthode d'élément fini utilisé pour analyser la déformation et la contrainte des projets d'ingénierie. Il a une application plus large dans le modèle constitutif du sol (relation stress-strain-time). Le logiciel PLAXIS 3D est un bon outil qui peut être utilisé pour expliquer le comportement d'un ouvrage et le règlement dans des conditions de chargement différentes. Cette simulation numérique nous a permis d'estimer le tassement admissible et les états des déformations et des contraintes sous la fondation.

Mots clés : Fondation superficielle, Capacité portante, Plaxis 3D, déplacement, contrainte, déformation, Tassement, excentricité.

ABSTRACT

The problem of shallow foundations are always obvious, In order to reduce and limiting settlement and disorders, these last ones must be mastered, our subject is focused in the way of the stresses and deformations under different loads.

Our research paper deals with the problem of the bearing capacity of soils under square shape a shallow foundation. This study analyzes the effect of soil pressure values of a centered and eccentric isolated footing located on a horizontal soil surface using the PLAXIS 3D software. It is software based on the finite element method, used to analyze the deformation and stress of engineering projects. It has a wider application in the constitutive model of the soil (stress-strain-time relationship). The PLAXIS 3D software is a good tool that can be used to explain the behavior of a structure and the settlement under different loading conditions. This numerical simulation allowed us to estimate the permissible settlement and the states of deformations and stresses under the foundation.

Keywords: shallow foundation, bearing capacity, Plaxis 3D, displacement, contrast, deformation , settlement, eccentricity.

ملخص

دائماً ما تكون مشكلة الأساس السطحية واضحة، من أجل تقليل وتخفيف الاستقرار والاضطرابات، يجب إتقان هذه الأخيرة، ويتم تسجيل موضوعنا في اتجاهات التنبيه بالقيود والتشوهات تحت عبء مختلف.

يتناول موضوع بحثنا مشكلة قدرة تحمل التربة تحت أساس سطح معزول على شكل مربع. تحلل هذه الدراسة آثار قيم ضغط التربة لقاعدة معزولة مركزية تقع على سطح. إنه برنامج يعتمد على طريقة العناصر المحدودة، ويستخدم لتحليل التشوه والضغط للمشاريع الهندسية. لها تطبيق أوسع في النموذج التأسيسي للتربة (علاقة الإجهاد-التمدد-الوقت). يعد البرنامج المعمول به أداة جيدة يمكن استخدامها لشرح سلوك الهيكل والتسوية في ظل ظروف تحميل مختلفة. سمحت لنا هذه المحاكاة العددية بتقدير التسوية المسموح بها وحالات التشوهات والضغوط تحت الأساس.

الكلمات الرئيسية: أساس سطحي، قدرة تحمل، Plaxis 3D،، الازاحة، التباين، التشوه، التسوية، الانحراف

NOTATION

B	Largeur de la fondation
L	Longueur de la fondation
D	L'encastrement qui est la profondeur de la base de la fondation
Q_L	Charge limite de la semelle
s	Tassement
Q	Contrainte appliquée sur la fondation
C_f	Coefficient déplacement de la forme de la fondation
N_c, N_q,N_γ	Fonctions de portante
q₁	Contraintes de rupture
γ₁	Poids volumique du sol sous la base de la fondation.
Γ	Poids propre du sol
γ_d	Poids volumique sec
c	Cohésion du sol sous la base de la fondation
L'	Longueur réduite
B'	Largeur ou diamètre réduit
P_l	Pression limite
E_m	Module préssiométriques
t	Vecteur contraintes
σ_w	Surpression interstitielle
K_w	Module volumique de l'eau
ε_v	déformation volumique
u	Vecteur déplacement réel
û	Vecteur déplacement virtuelle.
q	Surcharge verticale latérale à la fondation.
E	Module de Yong.
E₅₀	Module sécant à 50% de la rupture
E_{oed}	Module oedométrique
V	Coefficient de Poisson
ψ	angle de dilatance
σ	Contrainte
G	Module de cisaillement.
K	Module de compressibilité volumique
[K]	Matrice de rigidité
U	Déplacement
M	Magnitude
k*	Indice de gonflement
F	Facteur de sécurité

NOTATION

σ'_{xx}	Contrainte effective dans la direction xx
σ'_{yy}	Contrainte effective dans la direction yy
σ'	Contrainte effective dans la direction zz
E_i	Rigidité e flexion
K_0	Coefficient des terres au repos
p'	Contrainte effective isotrope
Q	Contrainte diviatorique
P_{ref}	Contraintes de référence
R_f	Coefficient à la rupture
λ^*	Indice de compression
m	Paramètre puissance
MEF	Méthode des éléments finis

Introduction générale.....	1
Chapitre I : généralités sur les fondations superficielles	
I.1 Introduction.....	3
I.2 Fondation superficielle.....	4
I.3 Types des fondations superficielles	4
I.4 Rôle des fondations	5
I.4.1 Rôle principal[2].....	5
I.4.2 Rôle secondaire.....	6
I.5 Critères de choix du système des fondations	6
I.6 Choix du type de fondation.....	6
I.7 Avantages et inconvénients des fondations superficielles	6
I.8 Profondeur minimale des fondations	7
I.9 Fonctionnement des fondations superficielles	7
I.9.1 Comportement d'une semelle chargée	7
I.9.2 Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle	8
I.10 Charge admissible des fondations q_a ou Q_a	10
I.11 Distribution des contraintes sous une fondation	11
I.11.1 Cas d'une semelle souple	11
I.11.2 Cas d'une semelle rigide	11
I.11.3 Effet de la nature de sol sur la distribution des pressions de contact	12
I.11.4 L'influence de la taille de la fondation	13
I.12 Estimation du tassement	13
I.12.1 Introduction	13
I.12.2 Définition	14
I.12.3 Les différents types de tassement [4]	14
I.13 Conclusion	16

Chapitre II : La capacité portante d'une fondation superficielle

II.1 Introduction	17
II.2 Définition.....	17
II.3 Type de capacité.....	17
II.4 Facteurs affectant la capacité portante des fondations sous sollicitations sismiques.....	18
II.5 Méthode de calcul de la capacité portante.....	19
II.5.1 Méthode à partir des essais de laboratoire (Méthode C- ϕ).....	19
II.5.1.1 Théorie de Rankine (1857)[5].....	19
II.5.1.2 Théorie de Terzaghi (1943) [6].....	21
II.5.1.3 Théorie de Meyerhof (1963).....	26
II.6 Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers.....	27
II.6.1 Influence de la forme de la semelle.....	27
II.6.2 Influence de l'inclinaison de la charge.....	28
II.6.3 Influence de l'excentrement e d'une charge verticale.....	29
II.6.4 Semelle fondée sur une bicouche (sols hétérogènes).....	30
II.6.5 Influence de la nappe phréatique sur la capacité portante	31
II.7 Capacité portante des fondations sur les pentes	33
II.8 Capacité portante des fondations à partir des essais in situ [15, 16, 17 et 18].....	33
II.8.1 Essais préssiométriques	33
II.8.2 Essais pénétrométriques.....	36
II.8.2.1 Pénétrömètre statique	36
II.8.2.2 Pénétrömètre dynamique.....	37
II.8.3 Essais STP (standard pénétration test)[20].....	38
II.6 Conclusion	39

Chapitre III : Méthode des éléments finis en géotechnique

III.1 Introduction	40
III.2 Définition de la méthode des éléments finis.....	40
III.3 Les éléments finis et la géo mécanique.....	40
III.4 Calculs par la MEF.....	41
III.4.1 La discrétisation.....	42

III.4.2	L'approximation des variables fondamentales.....	42
III.4.3	Équations élémentaires.....	42
III.4.4	Équations globales.....	42
III.4.5	Les conditions aux limites.....	42
III.5	Formulation de la MEF en géo mécanique.....	42
III.6	Conclusion.....	45

Chapitre IV : Présentation de plaxis 3D

IV.1	Introduction.....	46
IV.2	Buts et objectifs	46
IV.3	Définition du code plaxis 3D.....	47
IV.4	Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis.....	50
IV.4.1	Modèle élastique linéaire.....	50
IV.4.2	Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles	51
IV.4.3	Le modèle de Mohr-Coulomb (M.C)	51
IV.4.4	Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model H.S.M)	56
IV.4.5	Modèle pour sol mou (Soft Soil Model S.S.M)	58
IV.4.6	Modèle pour les sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model S.S.C.M).....	61
IV.5	Conclusion.....	63

Chapitre V : Modélisation de la fondation isolée

V.1	Introduction	64
V.2	Modèle géométrique de fondation	64
V.3	Loi de comportement utilisée.....	64
V.4	Caractéristiques des matériaux du modèle.....	65
V.4.1	Propriétés des couches de sols et des interfaces graphiques dans le code plaxis 3D ..	65
V.4.2	Propriétés mécaniques de la fondation	66
V.4.3	Sollicitations appliquées sur le modèle.....	66
V.6	Conclusion.....	80
	Conclusion générale.....	81

Chapitre I

Figure I. 1: Rapport D/B définissant le type de fondation	3
Figure I. 2: Schéma d'une fondation superficielle	4
Figure I. 3: Différents types de fondations superficielles [1]	5
Figure I. 4: Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle [1]	7
Figure I. 5: Représentation du faciès de rupture du sol sous une fondation superficielle [1]	8
Figure I. 6: Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle [3]	10
Figure I. 7: Déformation d'une fondation souple sous une charge de densité uniforme.....	11
Figure I. 8: Distribution théorique des contraintes sous une plaque rigide	12
Figure I. 9: Influence de la taille de fondation	13
Figure I. 10: Courbe de tassement pour une fondation superficielle	14
Figure I. 11: Tassement uniforme	15
Figure I. 12: Tassement différentiel	15

Chapitre II

Figure II. 1: Capacité portante de la semelle.....	18
Figure II. 2: Principe de la théorie de Rankine[5]	20
Figure II. 3: Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse [6]	22
Figure II. 4: Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle [6]	22
Figure II. 5: Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi [7].....	22
Figure II. 6: Valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_\gamma(\varphi')$, $N_q(\varphi')$ recommandées par Terzaghi et Perck [8]	24
Figure II. 7: Lignes de glissement pour une fondation superficielle rugueuse, d'après Meyerhof (1951).[8]	26
Figure II. 8: $(L_b/D)_{cr}$ et coefficient de capacité portante pour différents angles de frottement φ Meyerhof 1976.[9].....	27
Figure II. 9: Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B[12].....	28
Figure II. 10: Solution de Meyerhof pour une semelle sous charge inclinée[13].....	29
Figure II. 11: Solution de Meyerhof pour une semelle sous charge excentrée [9].....	30
Figure II. 12: Semelle fondée sur un bicouche	30
Figure II. 13 : Diffusion approchée des contraintes d'une semelle fondée sur un bicouche.....	31
Figure II. 14: Modification de l'équation de la capacité portante pour le niveau de la nappe phréatique	32
Figure II. 15 : Variation de $N_c(e_i)$ avec \varnothing , e/B et β	32
Figure II. 16: Facteur de portance pressiométrique d'une semelle carrée ou circulaire.....	35
Figure II. 17: Facteur de portance pour les semelles pressiométriques pour les semelles filantes.....	35
Figure II. 18: Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62-v, 1993)[19].....	35
Figure II. 19: Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus dans le cas d'un encastrement nul (fascicule 62v, 1993)[19]	35
Figure II. 20 : Calcul de la résistance par la méthode pénétrométrique	37
Figure II. 21: Facteur de portance	37
Figure II. 22 : Résultat du test de pénétration standard.....	38

Chapitre III

Figure III. 1: Les actions sur le domaine Ω [21].....	43
Figure III. 2: Domaine Ω discrétisé [21].....	44

Chapitre IV

Figure IV. 1: Présentation général de plaxis 3D.....	49
Figure IV. 2: Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.....	52
Figure IV. 3: Fenêtre d'ensemble de matériaux de sol et d'interface (Feuille d'onglet paramètres du modèle Mohr-Coulomb).....	53
Figure IV. 4: Définition du module à 50% de la rupture.[23].....	54
Figure IV. 5:Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$. [24].....	55
Figure IV. 6: Paramètres avancés de Mohr-Coulomb.....	56
Figure IV. 7: Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte-déformation.....	57
Figure IV. 8: Forme de surfaces de charge H.S.M[25]......	57
Figure IV. 9: Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.....	59
Figure IV. 10: Effet du temps sur les essais œdométriques.....	61
Figure IV. 11: Diagramme de p^{eq} dans le plan p, q	62
Figure IV. 12: Paramètres des données de comportement des sols.....	62

Chapitre V

7Figure V. 1 : Maillage en 3D du profil.....	67
Figure V. 2 :Phases de calcul.....	68
Figure V. 3: Déplacement total $ u $	69
Figure V. 4: Déplacement total U_z selon l'axe zz	69
Figure V. 5: Déplacement total U_x selon l'axe xx	69
Figure V. 6: Contraintes totales σ_{xx}	70
Figure V. 7: Contraintes totales σ_{zz}	70
Figure V. 8: Points plastiques.....	71
Figure V. 9: Courbe de déplacement xx	72
Figure V. 10: Courbe de déplacement zz	72
Figure V. 11: Courbe des contraintes selon xx et zz	73
Figure V. 12: Maillage par des éléments finis.....	74
Figure V. 13: Déplacement total $ U $	75
Figure V. 14: Déplacement total du coin de semelle selon l'axe x	76
Figure V. 15: Déplacement total du coin de semelle selon l'axe z	76
Figure V. 16: Contraintes totales σ_{xx}	77
Figure V. 17: Contraintes totales σ_{zz}	77
Figure V. 18: Points plastiques.....	78
Figure V. 19: Courbe de déplacement selon l'axe xx	79
Figure V. 20: Courbe de déplacement selon l'axe zz	79
Figure V. 21: Courbe des contraintes selon les axes xx et yy	80

Tableau II. 1: Valeurs des facteurs de portance donnés par Terzaghi [7]	25
Tableau II. 2: Coefficients de forme. (Valeurs de Terzaghi) [10,11].	27
Tableau II. 3: Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteur sur N_{cq} (argile) et $N\gamma_q$ (sable) d'après Meyerhof[9].	29
Tableau II. 4: Poids volumique γ et q dans l'équation générale « condition drainée ».....	32
Tableau IV. 1: Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k	59
Tableau V. 1 : Variation du modèle d'élasticité E du béton en fonction de f_{c28}	64
Tableau V. 2: Caractéristiques de la fondation	65
Tableau V. 3: Propriétés des couches de sols et des interfaces graphiques.....	65
Tableau V. 4: Propriétés mécaniques de la fondation	66
Tableau V. 5: Coordonnées des points (premier cas).....	67
Tableau V. 6: Coordonnées des points(deuxième cas)	74

INTRODUCTION GENERALE

Les fondations forment la partie la plus basse d'un bâtiment (son infrastructure), Leur principale fonction est de porter et d'ancrer la superstructure du bâtiment et de transmettre en toute sécurité ses charges à la terre. Puisqu'elles jouent un rôle vital dans la répartition et la décomposition des charges sur le bâtiment, les fondations doivent à la fois correspondre à la forme et au déploiement de la structure et s'adapter aux caractéristiques variées du sol, de la roche et de l'eau souterraine, en bref du sous-sol.

La détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle, a toujours été l'un des sujets et des questions les plus anciennes et fondamentales de la mécanique du sol.

L'ingénieur géotechnicien s'exercera à fonder son ouvrage superficiellement, pour des raisons économiques. Il devra alors vérifier le critère de la capacité portante, c'est-à-dire que les couches de sol superficielles peuvent supporter la charge transmise. Ensuite, il doit s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues est dans des limites admissibles.

Les théories de la portance concernent des sols homogènes sous les fondations. Les propriétés des sols ont été supposées constantes pour l'analyse de la portance, et donc les solutions analytiques, comme la théorie de la portance de Terzaghi, ont été adaptées aux résultats expérimentaux. Cependant, dans les cas où les propriétés du sol varient en fonction de la profondeur, la plupart de ces théories ne peuvent être mises en œuvre et les solutions analytiques qui prennent en considération la non-homogénéité des sols sont des approximations, et les résultats sont donc inexacts (approximatifs)

Ces dernières années, la méthode des éléments finis (FEM) a été largement utilisée dans les études géotechniques. Elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

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

Ce travail vise en premier lieu à présenter quelques théories utilisées pour l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles, par la suite des études numériques au moyen d'analyse par éléments finis sont effectuées à l'aide du code Plaxis 3D.

Le mémoire comporte cinq chapitres principaux :

- ❖ Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique sur les fondations superficielles, leurs fonctionnements ainsi que les différents mécanismes de rupture possible.
- ❖ Le deuxième chapitre présente en premier lieu les différentes méthodes de calcul de la capacité portante, telles formulées par Rankine (1857), Terzaghi (1943) et Meyerhof (1963), puis on citera quelques méthodes de calcul à partir des essais in situ.
- ❖ Le troisième chapitre aborde la présentation de la méthode des éléments finis en géotechnique ainsi que son but et ses avantages.
- ❖ L'outil de simulation numérique le logiciel Plaxis 3D ainsi que la description des différents modèles de calcul incorporés dans ce code sont présentés au quatrième chapitre
- ❖ Le cinquième chapitre est consacré à l'étude et à la modélisation du comportement de sol sous une fondation superficielle. On a traité des exemples concernant la distribution des contraintes dans le sol, le déplacement et la capacité portante des fondations.

CHAPITRE I
Généralités sur les
fondations
superficielles

I.1 INTRODUCTION

Un ouvrage, quelle que soit sa forme et sa destination prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondation. Ainsi quel que soit le matériau utilisé, sous chaque élément porteur vertical, mur voile ou poteau, il existe une fondation.

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, force climatique (vent), sismiques et charges d'exploitation de celui-ci). Une fondation est définie par sa largeur B, sa Longueur L et la profondeur d'encastrement D.

On différencie les fondations superficielles et les fondations profondes en fonction de leur élancement (rapport entre la profondeur d'encastrement D et la largeur B de la fondation, suivant le rapport D/B on distingue :

- $\frac{D}{B} < 4$ à 5 fondations superficielles : semelles isolées centrées et excentrées, semelles filantes dite aussi continues et les différents radiers (rigides et souples).
- $4 < \frac{D}{B} < 10$ fondations semi-profondes : puits armés et non armés.
- $\frac{D}{B} > 10$ fondations profondes : pieux battus.

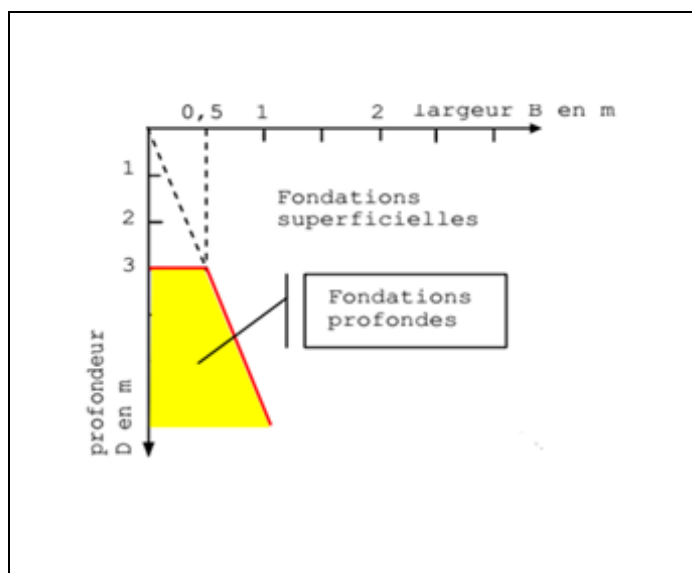


Figure I. 1: Rapport D/B définissant le type de fondation

I.2 FONDATION SUPERFICIELLE

Une fondation superficielle est par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui est faiblement encastree (Figure I.2). Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles ou peu profondes. Ce type de fondation est bien adapté pour les sols de surface ou peu profonde, ayant une résistance suffisante et peut se présenter sous forme d'une semelle isolée, filante ou radier et constitue la partie la plus basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges de la superstructure au sol.

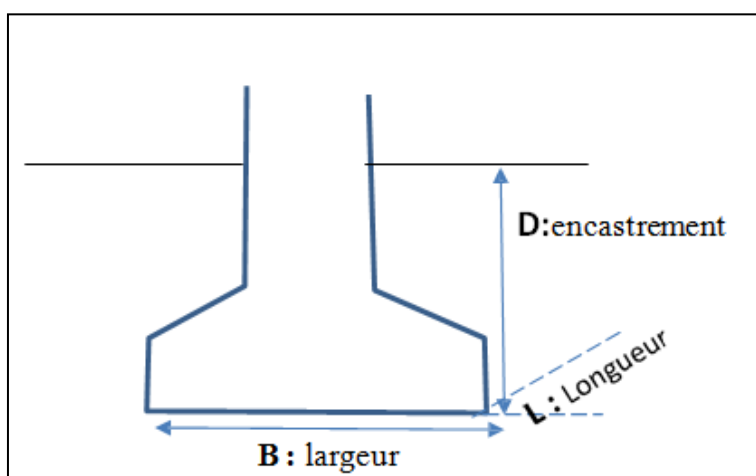


Figure I. 2 : Schéma d'une Fondation superficielle

I.3 TYPES DE FONDATIONS SUPERFICIELLES

On distingue les semelles suivantes :

- a) Semelles isolées : sous poteaux, elles peuvent être centrées, excentrées ou jumelées (sous deux poteaux). il y a :
 - les semelles carrées : dans lesquelles $B = L$
 - les semelles rectangulaires : $B < L < 5B$
 - les semelles circulaires : $B = 2R$
- b) Semelles filantes : dites aussi continues sous murs ou sous poteaux dans lesquelles $L > 5B$
- c) Les radiers simples et généraux : les dimensions B et L sont importantes

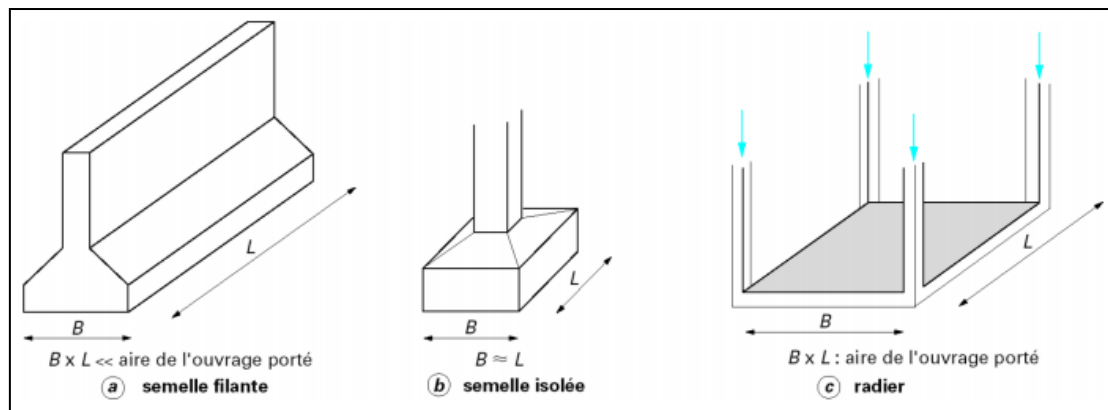


Figure I.3 : Différents types de fondations superficielles [1]

I. 4 ROLE DES FONDATIONS

I. 4.1 ROLE PRINCIPAL

La structure porteuse d'un ouvrage supporte différentes charges telles que :

Des charges verticales comme :

- Les charges permanentes telles que le poids des éléments porteurs, le poids des éléments non porteurs.
- Les charges variables telles que le poids des meubles, le poids des personnes, le poids de la neige ...etc.

Des charges horizontales (ou obliques) comme :

- Des charges permanentes telles que la poussée des terres.
- Des charges variables telles que la poussée de l'eau ou du vent.

Des charges horizontales (ou obliques) comme :

- Des charges permanentes telles que la poussée des terres.
- Des charges variables telles que la poussée de l'eau ou du vent.

Le rôle principal d'une fondation est donc d'assurer la transmission des charges appliquées sur l'ouvrage du sol [2].

I. 4.2ROLE SECONDAIRE

- La fondation doit résister elle-même aux charges et doit être calculée en conséquence.
- L'ensemble Ouvrage-Fondation-Sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement.
- Une fondation doit être durable : Toutes les précautions devront être prises dans les dispositions constructives ; le choix et l'emplacement des matériaux ainsi que dans la mise en œuvre.
- Une fondation doit être économique : Le type de fondation, les matériaux employés et la mise en œuvre doivent être le moins coûteux possible.

I.5 CRITERES DE CHOIX DU SYSTEME DES FONDATIONS

Le choix du système et du type de fondation la plus adaptée dépend de trois critères essentiels :

- La nature du sol et sa capacité portante.
- L'ordre de grandeur des charges que les fondations doivent transmettre au sol.
- Le coût d'exécution.

I.6 CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation dépend :

- Du type d'ouvrage à fonder ; donc des charges appliquées à la fondation (charges différentes pour une maison individuelle et pour une tour).
- De la résistance du sol : Il est important de faire une bonne reconnaissance des sols.
 - Si la couche superficielle est suffisamment résistante, il sera quand même nécessaire de faire une reconnaissance de sol sous le niveau de fondation sur une profondeur de deux fois la largeur de la fondation et s'assurer que les couches du dessous sont assez résistantes.
 - Si la couche superficielle n'est pas assez résistante, une reconnaissance des sols devra être faite sur une profondeur plus importante. On choisira toujours la fondation la plus économique

I.7 AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

a-Avantages

- Son exécution est plus simple
- Le coût d'exécution est moins coûteux
- Facilité du mise-en-œuvre des matériaux

b- Inconvénients

- Tassements
- Capacité limite : interface sol-structure
- Surface du sol irrégulière (pente, murs de soutènement)
- Capacité réduite si elle est soumise au retrait, moment, torsion

I.8 PROFONDEUR MINIMALE DES FONDATIONS

Le niveau bas de fondation doit être descendu à une profondeur suffisante pour mettre le sol d'assise à l'abri des conséquences du gel (DTR BC 2.331).

Pour les zones tempérées comme Bouira le minimum de protection anti gel du sol est de 50 cm et elle est supérieure ou égale à 01 m pour les zones montagneuses.

I.9 FONCTION DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

I.9.1 COMPORTEMENT D'UNE SEMELLE CHARGÉE

Sur la figure (I.4) est présentée la courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle, Q_s (où Q représente la charge appliquée à la fondation et s son déplacement vertical) :

- Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire et élastique.
- Pour des valeurs de Q suffisamment élevées, il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation ; le déplacement vertical s s'accélère.
- A partir d'une certaine charge, il y a poinçonnement du sol (le déplacement s devient très important), le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure, il est en rupture. La charge provoquant la rupture du sol est appelée la charge ultime Q_u .

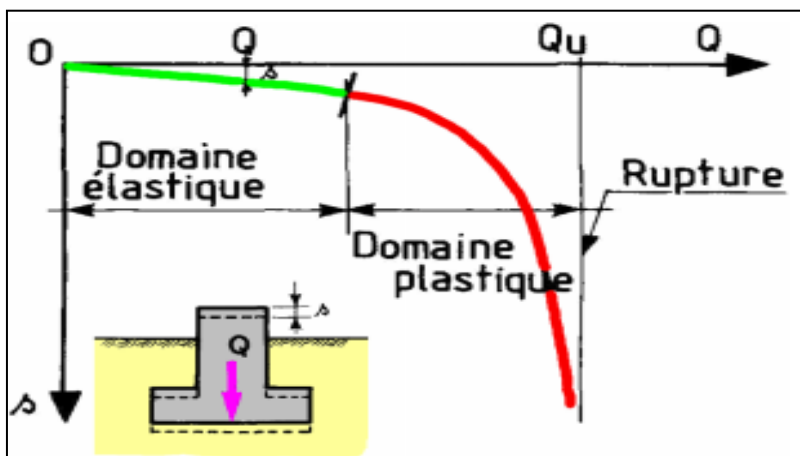


Figure I.4: Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle [1]

I.9.2 MECANISMES DE RUPTURE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE

Les fondations superficielles forment un type d'assise pouvant être mise en place sur des sols de bonne portance capables de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum. Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes.

La Figure(I.5) montre de manière simplifiée le faciès de rupture du sol sous une fondation superficielle lorsque la charge ultime Q_u est atteinte. On peut distinguer trois zones :

- Zone I : il se forme sous la base de la semelle un poinçon de sol qui s'enfonce en refoulant le sol de part et d'autre jusqu'à la surface.
- Zone II : le sol de cette zone est refoulé vers la surface, il est entièrement plastifié (rupture par cisaillement sur des facettes orientées de manière complexe), et subi des déplacements importants.
- Zone III : les zones externes ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne mettent pas le sol en rupture.

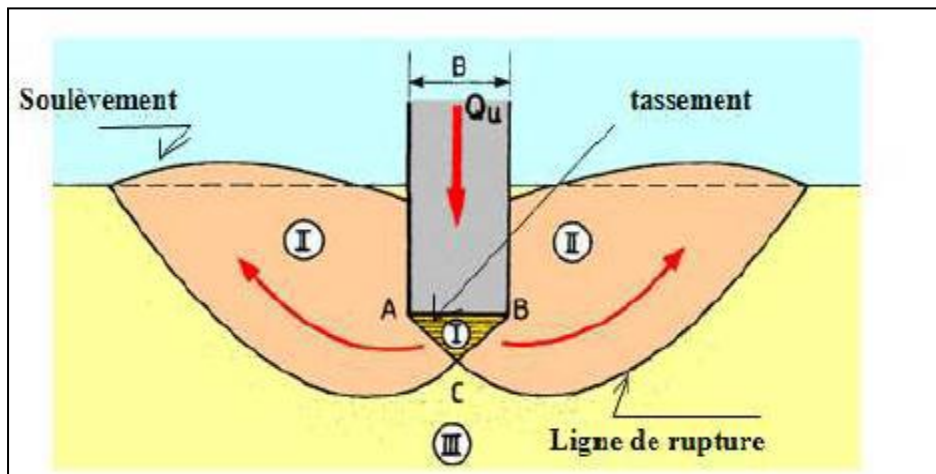


Figure I.5 : Représentation du faciès de rupture du sol sous une fondation Superficielle [1]

Avant l'application de la charge sur une semelle, le sol 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. 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 (I.6) qui s'applique à une semelle continue (ou filante) reposant sur un massif homogène de sable.

Les résultats d'essais sur des semelles rigides montrent qu'il existe trois mécanismes potentiels de rupture mobilisant un volume limité de sol :

- **Rupture par cisaillement généralisé** : caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants
- **Rupture par cisaillement localisé** : qui ne s'étend qu'au voisinage immédiat de la fondation. Il y a également soulèvement du sol, mais après un enfoncement très important. C'est le cas pour les sols très compressibles, comme des sables lâches.
- **Rupture par poinçonnement** : La fondation pénètre verticalement dans le massif, sans perturber le sol adjacent à la fondation.

Pour les sols cohérents et saturés, l'application de 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 condition non drainées).

Pour les sols pulvérulents, l'application de chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains. La charge de rupture (ou capacité portante) peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant que les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation sont connus.

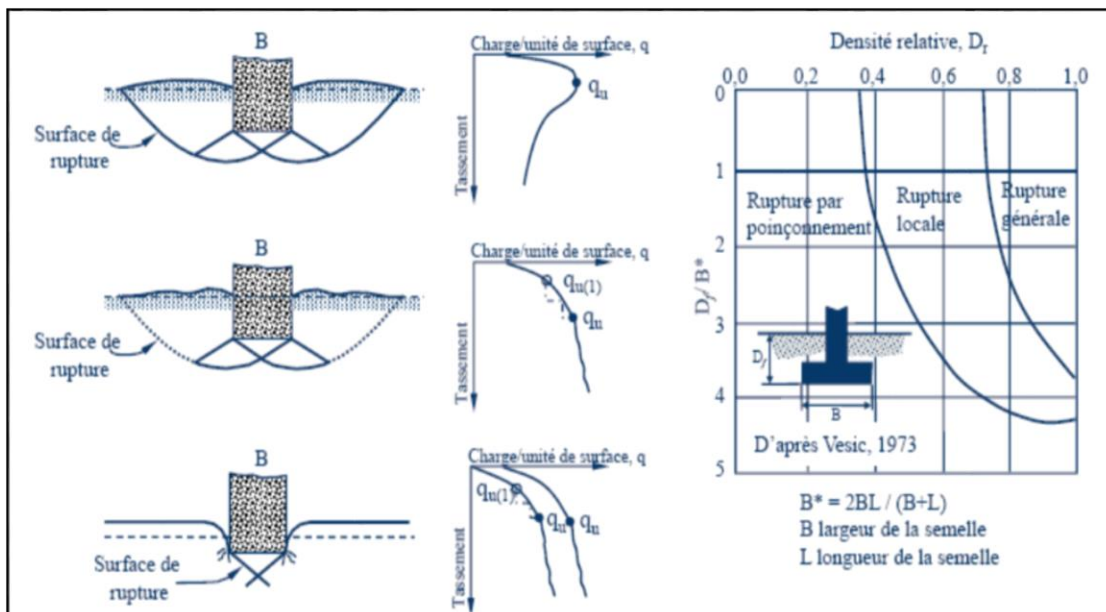


Figure I.6: Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle [3]

I .10 CHARGE ADMISSIBLE DES FONDATIONS q_a OU Q_a :

La détermination de la charge admissible Q_a sur le sol des fondations est l'un des problèmes les plus courants et les plus importants rencontrés en mécanique des sols. La charge admissible Q_a sur le sol de fondation doit être la plus faible de celle qui résulte :

- Du calcul à partir de la capacité portante ultime du sol minorée par un coefficient de sécurité.
- De la considération des tassements totaux et des tassements différentiels compatibles avec le bon comportement des structures.

Dans la pratique, on calcule tout d'abord la pression limite puis on applique à cette pression limite un coefficient minorateur F (coefficient de sécurité) qui permet d'obtenir une première borne pour la contrainte admissible ; ensuite on calcule pour cette contrainte admissible la valeur du tassement du sol et on regarde si cette valeur est compatible avec la nature de la superstructure. Sinon, on est amené à diminuer la contrainte imposée au sol.

On se contentera de citer les méthodes de calcul basées sur la détermination de la pression limite. Il y a deux méthodes :

- A partir des résultats de laboratoire (cisaillement direct ou triaxial).
- A partir des essais in situ (Pressiomètre et pénétromètre).

Les valeurs de la pression admissible dépendent du sol et de la forme géométrique de la fondation.

I.11 DISTRIBUTION DES CONTRAINTES SOUS UNE FONDATION

Lorsqu'on exerce sur une plaque circulaire, posée sur le sol, une pression uniforme, la répartition des contraintes sous la plaque dépend de sa rigidité.

I.11.1 CAS D'UNE SEMELLE SOUPLE

Si la plaque est très souple elle peut suivre toutes les déformations du terrain, la pression de contact sera distribuée uniformément, mais le tassement sera inégalement réparti (Figure 1.7).

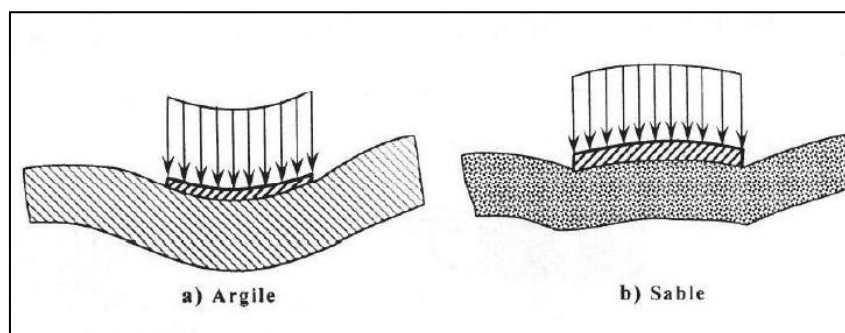


Figure I. 7 : Déformation d'une fondation souple sous une charge de densité uniforme

I.11.2 CAS D'UNE SEMELLE RIGIDE

Si la plaque est infiniment rigide le tassement sera uniforme, mais il n'en sera pas de même pour la pression de contact. Dans le cas d'un sol idéal parfaitement élastique Boussinesq a déterminé la répartition théorique de cette pression (Figure I.8). Au centre de la plaque la pression de contact est égale à la moitié de la pression moyenne, $\sigma = Q/\pi R^2$, puis elle croit lentement, et vers les bord, elle tend vers l'infini. Pour les sols réels, il ne peut pas être ainsi, on observe des répartitions d'allure différentes suivant que le sol soit cohérent ou pulvérulent.

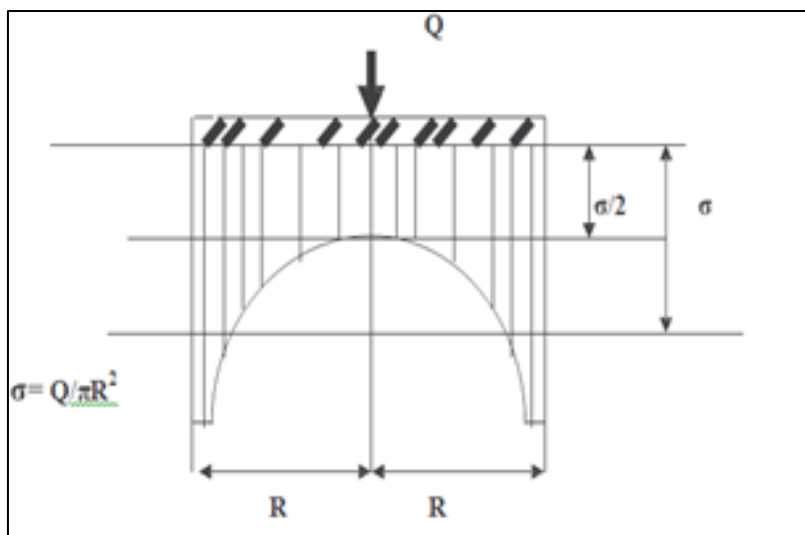


Figure I. 8 : Distribution théorique des contraintes sous une plaque rigide

I.11.3 EFFET DE LA NATURE DU SOL SUR LA DISTRIBUTION DES PRESSIONS DE CONTACT

A) CAS DES SOLS COHERENTS

Dans le cas d'un sol cohérent (argile, limon, sable à faible perméabilité), l'application d'une charge entraîne l'apparition des surpressions interstitielles qui se dissipent lentement. Il faut donc étudier le comportement du massif à court terme et à long terme : les conditions les plus défavorables sont souvent rencontrées à court terme. L'existence de la cohésion permet au sol de résister, pour une certaine gamme de contrainte, à la plastification due à la pénétration de la fondation, notamment aux bords de celle-ci. La contrainte verticale au contact sol-fondation à court terme a une allure parabolique proche de la solution de Boussinesq bornée par la résistance de sol.

B) CAS DES SOLS PULVERULENTS

Dans le cas d'un sol pulvérulent (sable à forte perméabilité, gravier), le module de Young croît avec la pression de confinement, la contrainte verticale près des bords de la fondation est donc petite car le confinement est faible et la résistance au cisaillement est due uniquement au frottement interne (la cohésion est nulle). En revanche, au centre de la fondation, la contrainte verticale au contact est maximale car le confinement est important. Une distribution non linéaire est alors observée.

I.11.4 L'INFLUENCE DE LA TAILLE DE LA FONDATIO

La largeur de la fondation a également une influence sur la distribution des contraintes dans le sol. En effet, plus la fondation est large, plus le sol est sollicité en profondeur pour une même charge appliquée. La figure (I. 9) met en évidence ce phénomène en présentant la même iso contraintes verticale dans le sol pour des fondations ne différent que par leurs largeurs B . Il apparait ainsi important de bien connaitre les différentes couches, constituant le terrain, qui vont être atteintes par les contraintes apportées par la structure envisagée. Toutefois, il est admis qu'au-delà d'une profondeur comprise entre b et $2.5B$ la nature du sol n'a pratiquement plus d'influence sur le comportement de la fondation.

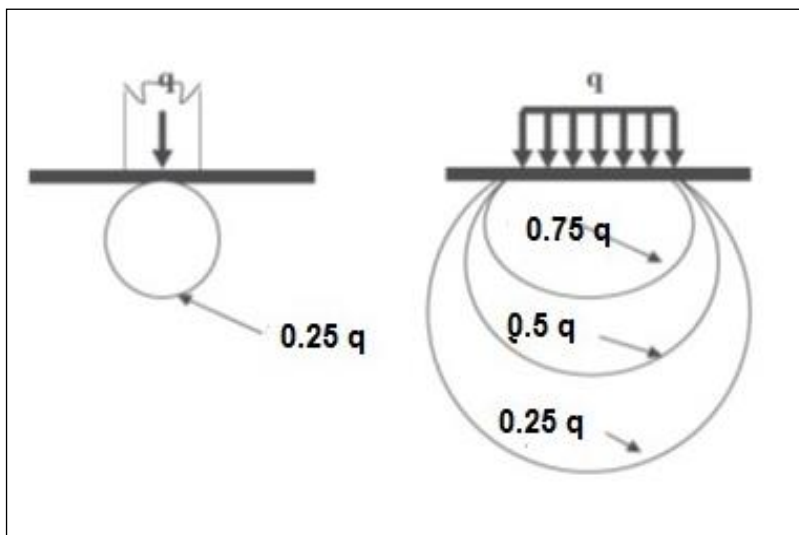


Figure I. 9 : Influence de la taille de fondation

I.12 ESTIMATION DU TASSEMENT

I.12.1 INTRODUCTION

Lorsqu'un sol est soumis à des charges (fondations, remblais, murs de soutènement, etc.), il se produit des déformations dans le milieu. Comme ces charges sont le plus souvent verticales et les déplacements les plus importants sont des déplacements vers le bas. Ces déplacements prennent le nom de tassement ils peuvent avoir des conséquences non négligeables sur la stabilité des structures supportées par le sol (Figure I.10). Globalement, le problème consiste à déterminer la déformation, c'est-à-dire le tassement en tout point d'une semelle de rigidité EI, chargée et reposante sur une multicouche.

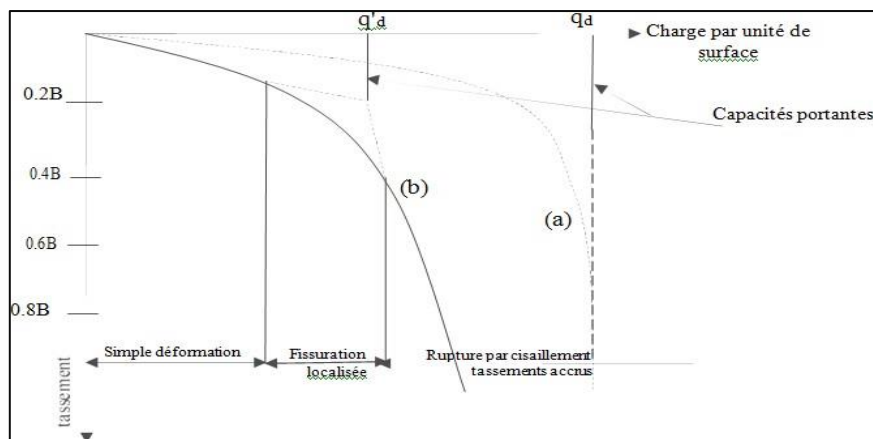


Figure I.10 : Courbe de tassement pour une fondation superficielle

I.12.2 DEFINITION

Sous l'action des charges appliquées, il développe dans les sols des contraintes qui entraînent des déformations. Les déplacements verticaux vers le bas sont appelés tassements. Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à autre, selon la nature du sol en place.

Dans les sols non saturés, les efforts se transmettent instantanément et la déformation est quasi immédiate (les tassements sont presque instantanés) ; mais dans un milieu saturés le tassement se produit au bout d'un certains temps qui peut varier des quelques secondes ou minutes dans les sols sableux graveleux très perméables, jusqu' à dizaines années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la stabilité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit effectuer un calcul de tassement.

1.12.3 LES DIFFERENTS TYPES DE TASSEMENTS [4]

a) LES TASSEMENTS UNIFORMES

Ce sont des tassements absolus, qui se traduisent par un déplacement de l'ensemble d'une structure vers le bas, ils ne sont pas préjudiciables.

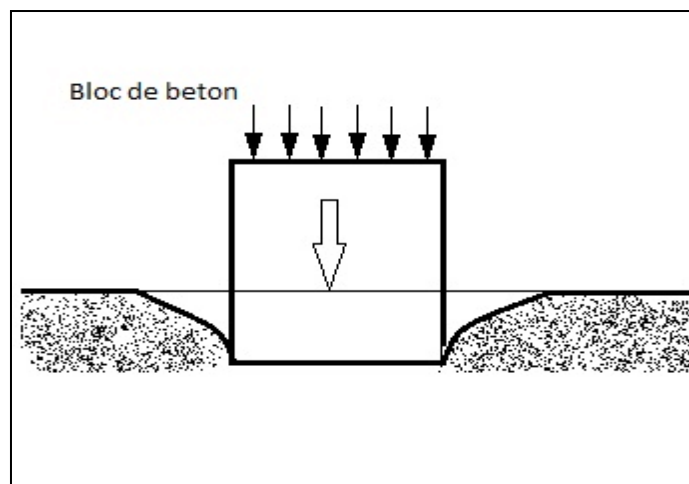


Figure I. 11 : Tassement uniforme

b) TASSEMENTS DIFFERENTIELS

Un tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol, qui n'est pas uniforme. Provoqué par la différence de déplacement entre deux points d'une même structure.

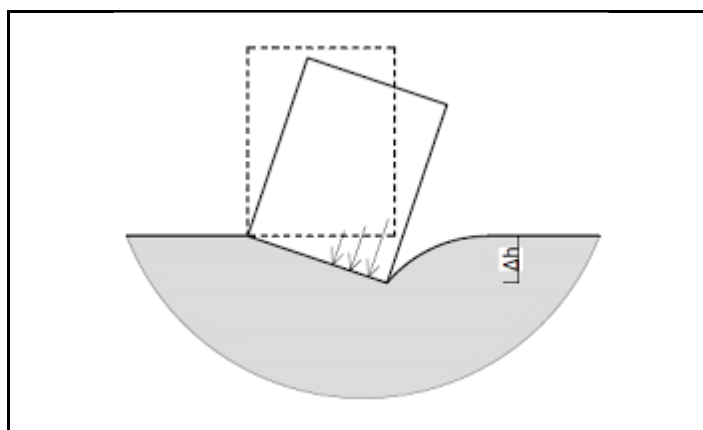


Figure I.12 : Tassement différentiel

Le niveau de fondation ayant été décidé, on calcule la contrainte admissible du sol. On calcule également le tassement prévisible sous la fondation. On vérifie que le tassement prévisible est inférieur ou égal au tassement admissible.

Il existe deux familles de méthodes d'évaluation du tassement des fondations superficielles :

- Les méthodes basées sur les essais de laboratoire. Il s'agit principalement de l'essai oedométrique. Cette méthode est utilisée surtout pour les sols fins cohérents.
- Les méthodes basées sur les essais en terrain. Ces méthodes sont surtout utilisées pour les sols pulvérulents à cause des difficultés de prélèvement de carottes.

I.13 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 la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol. Plus le sol est compact et présente une bonne résistance au cisaillement, plus il aura de la portance, et donc, plus la semelle aura des dimensions réduites.

Un projet de fondation superficielle correct doit répondre aux préoccupations 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 tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble et pour empêcher l'apparition de fissures localisées qui rendraient l'ouvrage inutilisable.

Chapitre II
La capacité portante
d'une fondation
superficielle

II.1 INTRODUCTION

La résistance géotechnique, exprimée en capacité portante, est considérée comme l'un des aspects de performance les plus importants des fondations peu profondes. Par conséquent, le sujet de la capacité portante est peut-être le plus important de tous les sujets en génie des sols.

En premier lieu, l'ingénieur géotechnicien s'exercera à fonder son ouvrage superficiellement, pour des raisons économiques. Il devra alors vérifier le critère de la capacité portante, c'est-à-dire que les couches de sol superficielles peuvent supporter la charge transmise. Ensuite, il doit s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues est dans des limites admissibles.

Il existe deux approches pour déterminer la capacité portante des fondations superficielles : les méthodes à partir des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion C et de l'angle du frottement φ , et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite p_1 du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique STP.

Dans ce chapitre on se limitera à traiter en détail les principales méthodes de calcul de la capacité portante telles formulées par Rankine (1857), Terzaghi (1943) et Meyerhof (1963), puis on citera quelques méthodes de calcul à partir des essais in situ.

II.2 DEFINITION

La capacité portante est définie comme la charge maximale que peut supporter le sol. Sous l'effet de la charge appliquée sur la fondation, le sol va subir un tassement acceptable tant que la charge reste raisonnable.

Mais dès que la pression appliquée sous la fondation atteint la capacité portante ultime alors le sol immédiatement va subir une rupture par cisaillement.

II.3 TYPE DE CAPACITE

Capacité portante ultime ou capacité portante brute (q_u) : C'est la plus petite pression brute qui provoquera une rupture par cisaillement du sol de support immédiatement sous la semelle.

Capacité portante ultime nette (q_{un}) : C'est la pression nette qui peut être appliquée à la semelle par des charges externes qui ne feront qu'initier une rupture dans le sol sous-jacent. Elle est égale à la capacité portante ultime moins la contrainte due au poids de la semelle et à tout sol ou surcharge directement au-dessus. En supposant que la densité de la semelle (béton) et du sol sont suffisamment proches pour être considérées comme égales, alors on a :

$$q_{nu} = q_u - \gamma D_f$$

Avec : D_f est la profondeur de la semelle

Capacité portante sûre : C'est la capacité portante après application du facteur de sécurité (FS). Ceux-ci sont de deux types, Capacité portante nette de sécurité (q_{ns}) : C'est la pression nette du sol qui peut être appliquée en toute sécurité au sol en considérant uniquement la rupture par cisaillement. Il est donné par,

$$q_{ns} = \frac{q_{nu}}{FS}$$

Capacité portante brute de sécurité (q_s) : C'est la pression brute maximale que le sol peut supporter en toute sécurité sans rupture par cisaillement. Il est donné par,

$$q_s = q_{ns} + \gamma D_f$$

Pression portante admissible : C'est la pression maximale du sol sans rupture de cisaillement ni rupture par tassement.

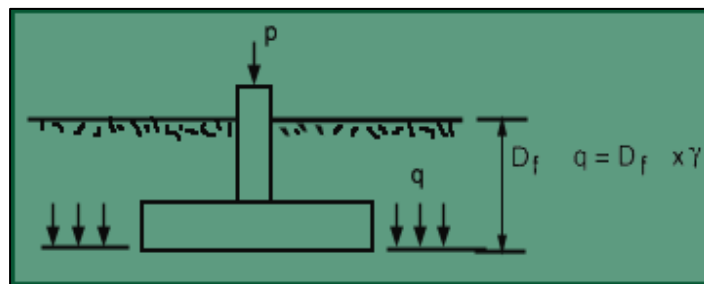


Figure II. 1: Capacité portante de la semelle

II.4 FACTEURS AFFECTANT LA CAPACITE PORTANTE SOUS SOLLICITATIONS SISMIQUES

Les fondations superficielles peuvent être soumises à des charges dynamiques verticales ou horizontales. Les charges dynamiques dues à des explosions nucléaires sont principalement verticales. Les charges dynamiques horizontales sur les fondations sont généralement dues aux séismes. Ces types de charges peuvent induire de larges déformations permanentes dans les fondations. Une définition fondamentale de la capacité portante dynamique n'a pas encore été trouvée.

Les observations faites à la suite du séisme de Mexico en 1985 ont mis en évidence que les fondations ayant des coefficients de sécurité faibles ou des excentricités fortes ont subi des dommages importants. Lorsque l'on souhaite considérer la capacité portante en conditions sismiques il faut prendre en compte des facteurs additionnels affectant la résistance des sols :

- La vitesse de chargement (souvent plus rapide in situ qu'en laboratoire) pour les sols cohérents en conditions non drainées, où on pourra noter une résistance supérieure de 30 à 60% à la résistance mesurée en laboratoire ;
- La dégradation des paramètres du sol sous chargement cyclique (perte de résistance). Les sols non cohérents sont insensibles à cette dégradation et les sols cohérents ne seront affectés que pour une déformation supérieure à un certain niveau (variable pour chaque type de sol) ;
- L'augmentation de la pression interstitielle.

Lors d'un tremblement de terre, les ondes sismiques engendrent des forces inertielles dans le sol, qui sont équilibrées par les contraintes dynamiques (cisaillement horizontal principalement). Dans les cas extrêmes, lorsque l'accélération du sol est trop forte, les contraintes sismiques engendrées vont entraîner la rupture.

Cependant, il faut noter que la réduction majeure dans la capacité portante de la fondation provient de l'inclinaison et de l'excentricité de la charge plutôt que des forces inertielles dans le sol.

II.5 METHODE DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE

Diverses méthodes analytiques ont été établies pour que le problème d'une solution bidimensionnelle pour une semelle filante soit étendu à une solution de problème tridimensionnel pour des semelles carrées, rectangulaires et circulaires. En conséquence, la forme semi-empirique, la profondeur et divers facteurs d'inclinaison sont appliqués à la solution ultime de capacité portante pour une semelle filante.

II.5.1 METHODE A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE (METHODE C- ϕ)

II.5.1.1 THEORIE DE RANKINE (1857) [5]

Pour Rankine le problème se ramène à l'étude de l'extrémité de la fondation, entre un coin actif sous la demi semelle et un coin passif à l'extérieur (I et II de la figure II.2) ,Rankine consiste à calculer les forces de poussée et de butée à partir d'un approximation de l'état des contraintes dans le sol au d'un écran .

La figure II.2 représente les coins de Rankine utilisés dans cette analyse.

- ✓ le coin I est un coin actif
- ✓ le coin II est un coin passif

Les résistances horizontales ou latérales et qui agissent sur l'interface des deux coins sont désignées par "P" et elles se caractérisent par une même magnitude et deux direction opposée. Cependant, la force P associée au coin (I) représente la pression active. Tandis que la force P du coin (II) est la pression passive.

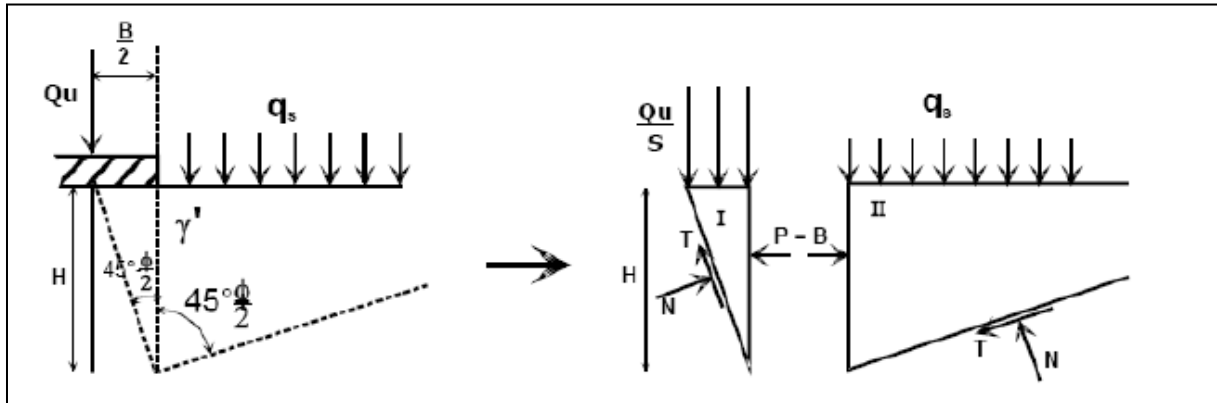


Figure II. 2 : Principe de la théorie de Rankine [5]

- Pour le cas actif (coin1) en poussée nous avons

$$P = \frac{1}{2} \gamma k_a H^2 - 2CH \sqrt{k_a} + q k_a H$$

- Pour le cas passif (coin1) en butée nous avons :

$$P = \frac{1}{2} \gamma k_p H^2 + 2CH \sqrt{k_p} + q k_p H$$

Avec :

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{et} \quad k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

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

$$\frac{1}{2} \gamma k_p H^2 + 2CH \sqrt{k_p} + q k_p H = \frac{1}{2} \gamma k_a H^2 - 2cH \sqrt{k_a} + q k_a H$$

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

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma \frac{B}{2\sqrt{k_a}} \left(\frac{1}{k_a} \right) (k_a - k_p) + \frac{2c}{k_a} (\sqrt{k_a} - \sqrt{k_p}) + q k_p^2$$

Sachant que

$$k_p = \frac{1}{k_a}$$

$$H = \frac{B}{2 \tan \left(\frac{\pi - \phi}{4} \right)} = \frac{B}{2\sqrt{k_a}}$$

Alors, l'expression de q_u devient :

$$q_u = \frac{1}{4} \gamma B (k_p^{5/2} - k_p^{1/2}) + 2c (k_p^{3/2} + k_p^{1/2}) + q k_p^2$$

Qui s'écrit sous la forme condensée de la capacité portante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q + C N_c$$

avec:

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

$$N_q = k_p^2 = \tan^4 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

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

N_γ : est le facteur de surface,

N_q : est le facteur de profondeur

N_c : est le facteur de cohésion

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

Ainsi, pour l'étude de l'équilibre, sous l'extrémité de la fondation, entre un coin actif sous la demi-semelle et un coin passif à l'extérieur (I et II de la figure II.2), la théorie de Rankine suppose que le frottement sol-sol est nul, puisque la contrainte est horizontale.

Le schéma de Rankine n'est qu'une approximation très grossière du comportement réel du sol. En réalité les expérimentations sur modèle réduit montrent que sous la fondation se forme un coin, par des faces planes inclinées qui s'enfoncent avec la semelle et se conduisent en corps solide. Il exerce une poussée sur le sol adjacent qui réagit en butée avec frottement sol sur sol.

II.5.1.2 THEORIE DE TERZAGHI(1943) [6]

Terzaghi était le premier à développer une théorie pour l'évaluation de la capacité portante ultime des fondations superficielles. Sa théorie admet qu'une fondation est dite superficielle si sa profondeur D allant de 3 jusqu'à 4 fois sa largeur B . Terzaghi a proposé un mécanisme de rupture d'une semelle filante présenté ci-dessous (figure II.3). Il a basé sa théorie sur les conditions suivantes :

- Il a admis que le coin au-dessous de la semelle est en équilibre élastique.
- Terzaghi a admis que l'angle des surfaces du coin de rupture est α supérieur à $45 + \frac{\varphi}{2}$
- la résistance au cisaillement du sol au-dessus du niveau de fondation D , a été ignorée et contribue seulement comme une surcharge.

- on admet que la semelle est rugueuse.

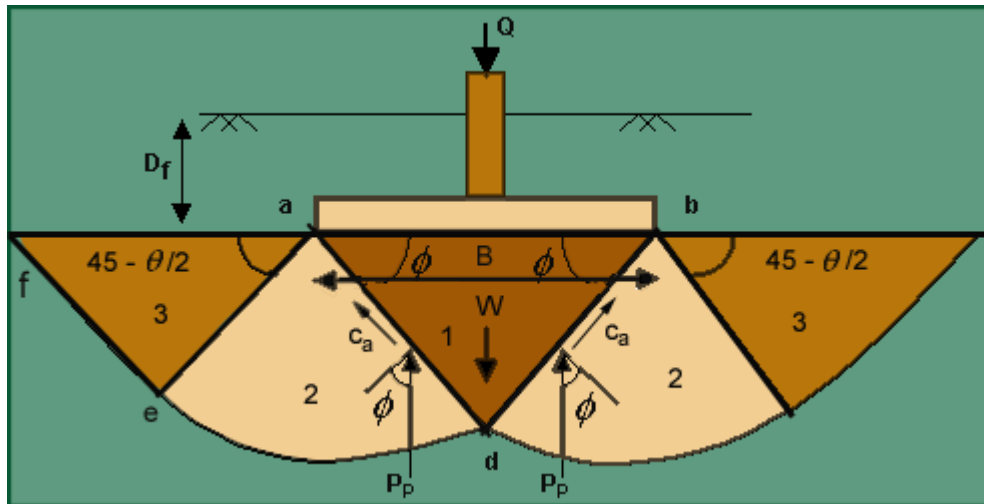


Figure II. 3 : Mécanisme de rupture d'une fondation [6]

a)- PRINCIPE DE SUPERPOSITION DE TERZAGHI (1943) [7]

Considérons la figure II.4 qui est le schéma de rupture d'une fondation superficielle

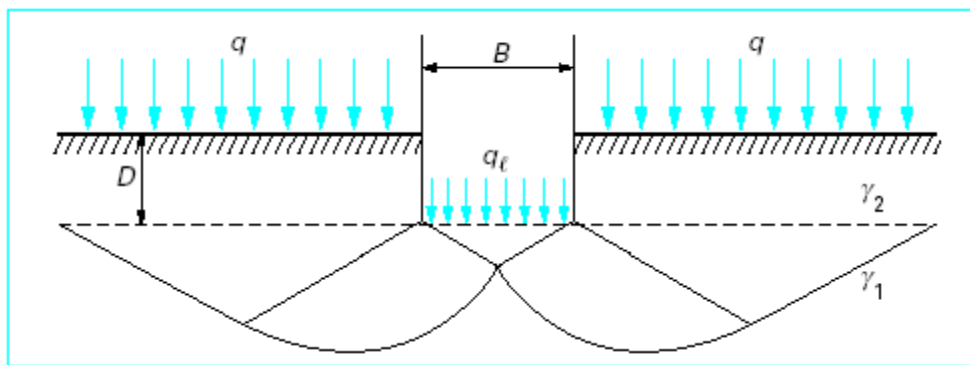
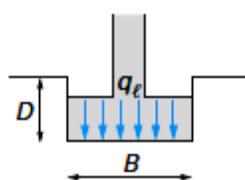


Figure II. 4 : Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle [6]

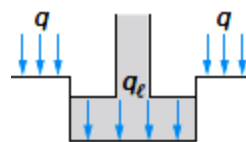
Le principe de superposition consiste à superposer trois états (Figure II.5)

État 1 : terme de surface

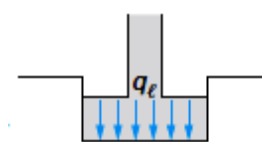
État 2 : Terme de profondeur



$$\begin{matrix} \gamma_1 \neq 0 & \gamma_2 = 0 & q = 0 \\ c' = 0 & \phi' \neq 0 & \end{matrix}$$



$$\begin{matrix} \gamma_1 = 0 & \gamma_2 \neq 0 & q \neq 0 \\ c' = 0 & \phi' \neq 0 & \end{matrix}$$



$$\begin{matrix} \gamma_1 = 0 & \gamma_2 = 0 & q = 0 \\ c' \neq 0 & \phi' \neq 0 & \end{matrix}$$

Figure II. 5 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi [7]

- **Etat 1** : Résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle (entraîne une résistance Q_γ)
- **Etat 2** : Action des terres situées au-dessus du niveau des fondations et supposées agir comme une surcharge (entraîne une résistance Q_p)
- **Etat 3** : Action de la cohésion (entraîne une résistance Q_c)

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante :

$$q_1 = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma (Q) + (q + \gamma_2 D) N_q (Q) + C \cdot N_c (Q)$$

Avec :

q_1 : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface).

γ_1 : poids volumique du sol sous la base de la fondation.

γ_2 : poids volumique du sol latéralement à la fondation.

q : surcharge verticale latérale à la fondation.

c : cohésion du sol sous la base de la fondation.

$N_\gamma (\varphi)$, $N_c (\varphi)$, $N_q (\varphi)$: facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

Les différents termes sont les suivants :

- $\frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma (\varphi)$: est le terme de surface (ou de pesanteur). C'est la charge limite pour un massif pesant et frottant uniquement.

- $C N_c (\varphi)$: est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais son pesant

- $(q + \gamma_2 D) N_q (\varphi)$: est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_2 est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

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) :

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

Utilisant l'analyse d'équilibre, Terzaghi a exprimé la capacité portante ultime sous la forme :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + q N_q + C \cdot N_c$$

Là où N_γ , N_q , N_c sont les facteurs de portance et sont seulement fonctions de l'angle de frottement interne du sol (φ)

Cette équation est soumise aux exceptions suivantes :

- rupture générale
- semelle filante
- semelle de base rugueuse

Ce qui nous amène à écrire :

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{2\pi}{4-\varphi}\right) \operatorname{tg}\varphi}}{2\cos\left(\frac{\pi-\varphi}{2}\right)} \quad (2.10) \quad \text{et} \quad N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{P_\gamma}}{\cos^2\varphi} - 1 \right) \operatorname{tg}\varphi$$

Ces valeurs sont données sur la figure II.6 et dans le tableau II.1

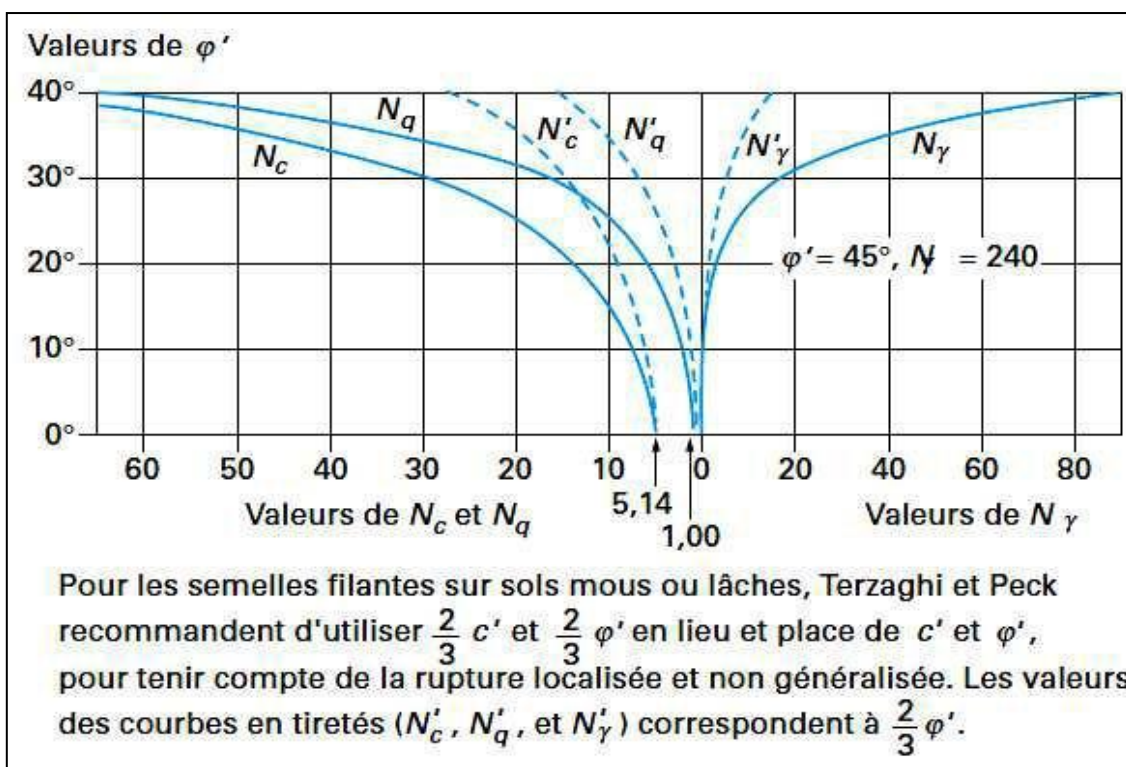


Figure II. 6 : Valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_\gamma(\varphi')$, $N_q(\varphi')$ [recommandées par Terzaghi et Peck] [8]

Tableau II.1 : Valeurs des facteurs portance données par Terzaghi [7]

ϕ	N_c	N_q	N_γ	$N_\gamma(EC7)$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	$N_\gamma(EC7)$
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	6.49	1.57	0.45	0.10	30	30.14	18.40	22.40	20.09
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	8.34	2.47	1.22	0.52	35	46.12	33.30	48.03	45.23
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	10.98	3.94	2.65	1.58	40	75.31	64.20	109.41	106.05
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	14.83	6.40	5.39	3.93	45	133.87	134.87	271.75	267.75
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	266.88	319.06	762.86	758.09

On remarque la très forte sensibilité des facteurs de capacité portante à la valeur de ϕ ainsi que l'importance d'une cohésion, même faible, vis-à-vis de la pression de rupture.

B)- CAPACITE PORTANTE DES SEMELLES CARREES ET CIRCULAIRES

Si le support de sol d'une semelle continue cède en raison des charges imposées aux semelles, toutes les particules de sol se déplacent parallèlement au plan perpendiculaire à l'axe de la semelle. Par conséquent, le problème du calcul de la capacité portante d'une telle semelle est un problème en déformation plane. D'autre part, si le support de sol de la semelle carrée et circulaire cède, les particules de sol se déplacent dans des plans radiaux et non parallèles. Terzaghi a proposé certains facteurs de forme pour tenir compte de l'effet de la forme sur capacité. L'équation peut être écrite comme :

$$q_u = nN_c S_c + \bar{\gamma} DN_q S_q + \frac{1}{2} \gamma BN \gamma S_\gamma$$

S_q ; S_c ; S_γ sont les facteurs forme pour les semelles carrées

C) - RUPTURE A COURT TERME ET A LONG TERME

Le comportement d'un sol fin saturé est différent suivant que les excès de pression interstitielle (surpression) provoquée par l'application des charges ont eu ou non le temps de se dissiper. Il y a donc lieu de se préoccuper du calcul à court terme et à long terme

- **Le calcul à court terme** : fait intervenir les contraintes totales et les caractéristiques non drainées du sol ($C=C_u$ et $\phi=\phi_u$)

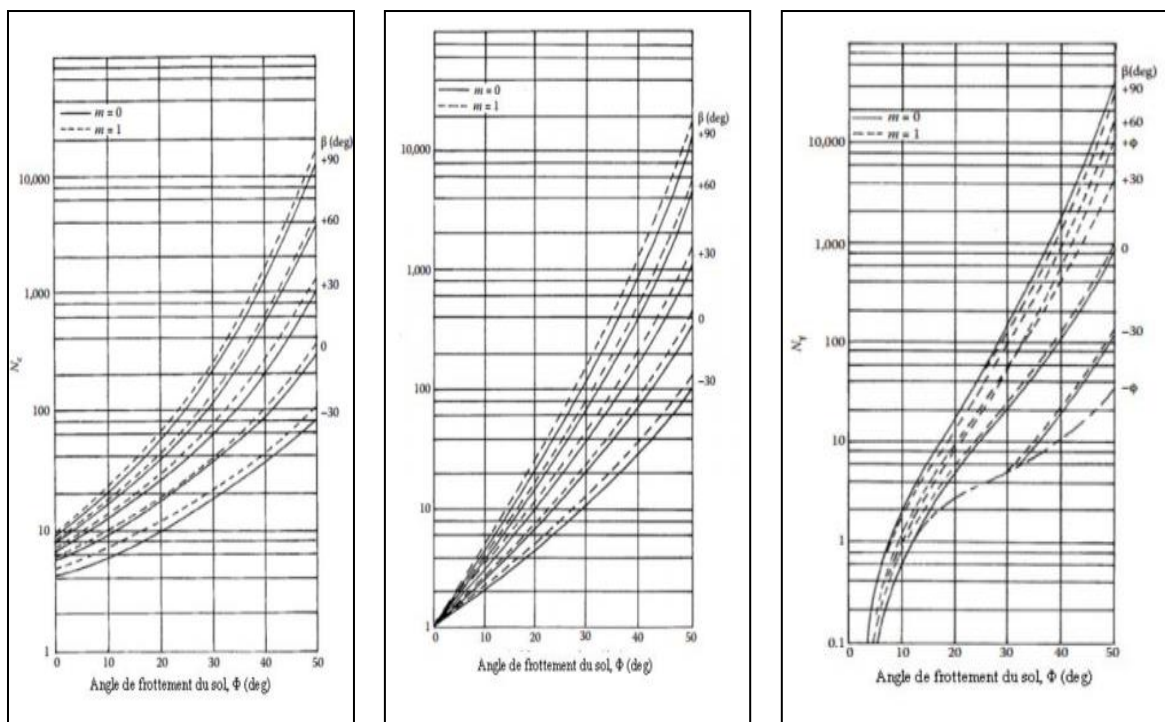


Figure II. 8 : Coefficient de capacité portante pour différents angle de frottement ϕ (Meyrhof ,1976).[9]

II.6 CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE POUR DES CAS PARTICULIERS

II.6.1 INFLUENCE DE LA FORME DE LA SEMELLE

Pour une semelle rectangulaire, carré ou circulaire l'équation généralisée par Terzaghi devient :

$$qu = \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + q_s \cdot N_q \cdot S_q + C \cdot N_c \cdot S_c$$

où S_γ , S_q , S_c sont appelés les facteurs de correction dus à la forme (cf..tableau II.8)

Tableau II.2 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi [10,11]

Coefficient de forme (conditions drainées et non drainées)			
Fondation	Rectangulaire (B < L)	Carrée (B = L)	Circulaire
S_γ	$1 - 0.2 \frac{B}{L}$	0.8	0.6
S_c	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2	1.3
S_q	1	1	1

II.6.2 INFLUENCE DE L'INCLINAISON DE LA CHARGE

Une semelle peut être soumise à une charge inclinée et une telle condition entraîne une réduction de la capacité portante. Ce type de chargement est courant pour les semelles des murs de soutènement chargés à la fois de charges horizontales (pression latérale des terres) et verticales, pour les semelles de nombreuses structures de processus industriels où les charges horizontales dues au vent agissent en combinaison avec les charges de gravité et pour un certain nombre d'autres types de fondations soumises simultanément à des charges horizontales et verticales.

Lorsque la charge appliquée à la fondation est inclinée par rapport à la verticale, il y'a lieu d'appliquer la relation suivante :

$$q_f = \frac{1}{2} i_\gamma s_\gamma \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + i_q s_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) + i_c s_c c N_c(\varphi)$$

Avec i_γ , i_c , i_q : coefficients minorateurs (inférieurs à 1) dus à l'inclinaison de la charge.

Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à **B** (**Figure II.9**), d'angle $\ll \delta \gg$ par rapport à la verticale, le DTU 13.12 [13] propose les relations suivantes pour les coefficients i_γ , i_c , i_q dues à Meyerhof :

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

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

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 semelles filantes sous la forme de facteurs de portance N_{cq} (combinaisons de N_c et N_q) (combinaisons de N_γ et N_q), dépendant de l'angle de frottement φ , de l'inclinaison δ et de l'encastrement D/B (**figure II.9**). Ces solutions peuvent être résumées par les coefficients de réduction du **Tableau II.3**.

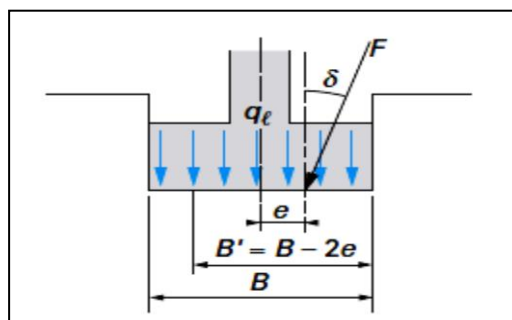


Figure II. 9 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B [12]

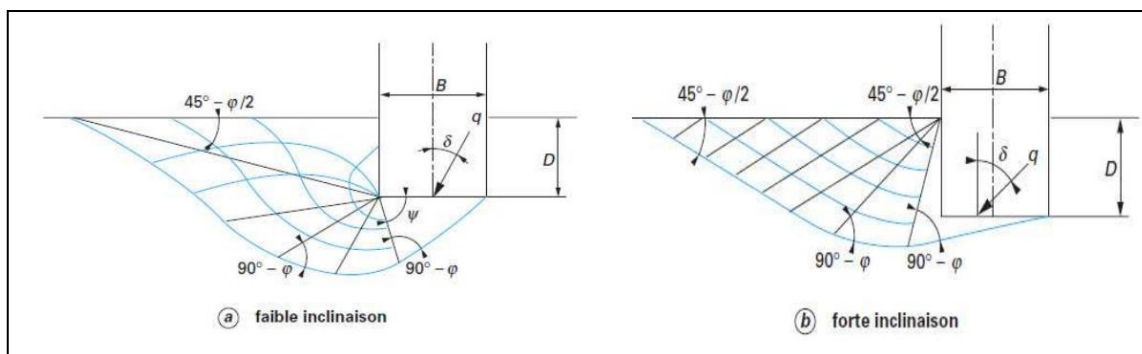


Figure II. 10 : Solution de Meyerhof pour une semelle filante sous charge inclinée [13]

Tableau II.3 : Ordre de grandeur des valeur des coefficients réducteurs sur N_{cq} (argile) et $N\gamma_q$ (sable) d'après Meyerhof.[9]

Sol	D/B	Inclinaison de la charge δ						
		0°	10°	20°	30°	45°	60°	90°
Argiles $Nx_q(\delta)/Nx_q(0)$	0 à 1	1.0	0.8	0.6	0.4	0.25	0.25	0
Sables $N\gamma_q(\delta)/N\gamma_q(0)$	0	1	0.5	0.2	0.25	0 pour $\delta = 0$	0.05	0
	1	1	0.6	0.4		0.15		

II.6.3 INFLUENCE DE L'EXCENTREMENT E D'UNE CHARGE VERTICALE

La capacité portante diminue lorsque la charge appliquée est excentrée, car la surface portante effective est plus faible. Dans le cas d'une charge d'excentrement « e » parallèle à « B », on applique la méthode de Meyerhof qui consiste à remplacer, dans tout ce que précède, la largeur « B » par la largeur réduite ou effective (**figure II.11**)

$$B' = B - 2e$$

ce qui revient à avoir une fondation centrée sous la charge. Dans le cas d'un excentrement « e » parallèle à la dimension « L », on procède de même pour cette dimension :

$$L' = L - 2e$$

La plus petite des deux dimensions (c'est-à-dire B et L) est la largeur effective de la semelle utilisée dans le terme $N\gamma$ des équations de la capacité portante. Aire efficace de la semelle $A' = B' L'$. La surface efficace équivalente A' et la largeur efficace B pour les semelles circulaires chargées de façon excentrée sont données sous une forme non dimensionnelle (Highter et Anders, 1985). Par conséquent, la longueur efficace $L' = A' / B'$. On peut noter que dans le cas de fondations circulaires sous chargement excentré, l'excentricité est toujours unidirectionnelle.

La capacité portante totale est alors obtenue par :

$$Q_1 = q_1 \cdot B' \cdot L' \rightarrow \text{pour une fondation rectangulaire ou carrée}$$

$$Q_1 = q_1 \pi \cdot B' \cdot B/4 \rightarrow \text{pour une fondation circulaire}$$

Avec :

q_1 : contrainte de rupture incluant tous les coefficients de profondeur et de forme

L' : longueur réduite (ou effective) dans le cas de l'excentrement

B' : largeur ou diamètre réduit (ou effectif) dans le cas de l'excentrement

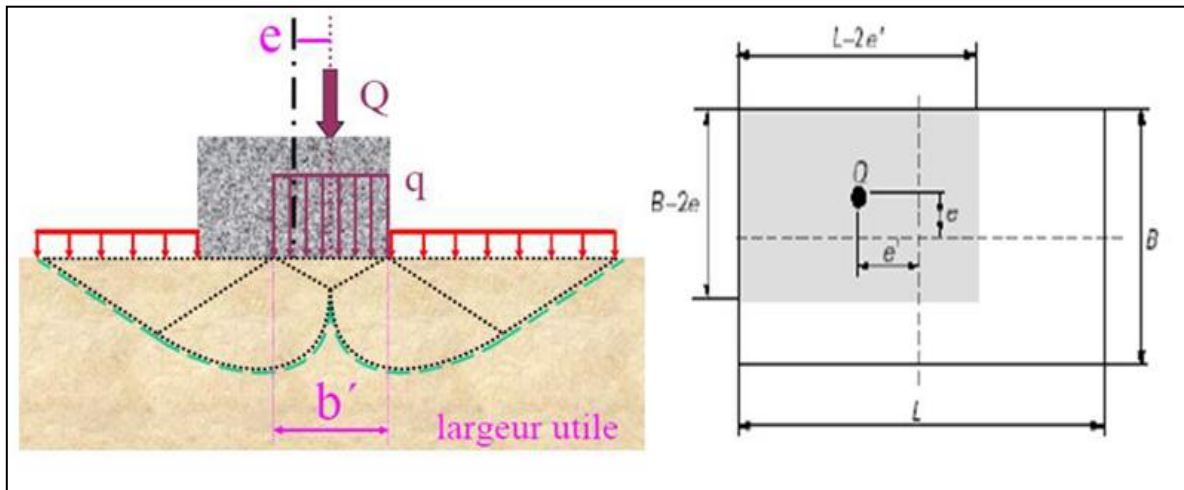


Figure II.11 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée [9]

Remarque : Si la charge est appliquée au bord de la fondation. La capacité portante est alors très faible. Cette situation est toujours exclue, pour des raisons de sécurité évidentes.

II.6.4 SEMELLE FONDE SUR UNE BICOUCHE (SOLS HETEROGENES)

Le cas qui pose un problème est celui où la couche inférieure à des caractéristiques mécaniques inférieures à celles de la couche supérieure. Il est recommandé de procéder comme suit :

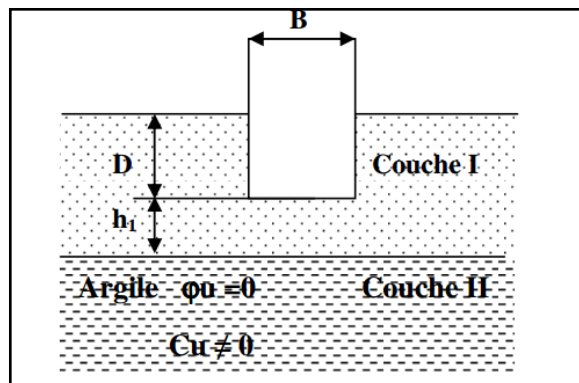


Figure II.12 : Semelle fondée sur une bicouche.

- Cas 1 : si $h_1/B < 1.5$

La semelle poinçonne la couche **I** et l'ensemble de bicouche se comporte comme un milieu purement cohérent, mais dont la cohésion est légèrement améliorée :

$$q_1 = \gamma_1 \cdot D + \frac{(\pi+2)C}{1-0,3 \frac{h}{B}}$$

- Cas 2 : si $h_1/B > 3.5$

L'influence de la couche **II** est négligeable

- Cas : si $1.5 < h_1/B < 3.5$

Le cas est plus complexe, on passe progressivement du cas (1) au cas (2). En pratique, on pourra utiliser la méthode de la semelle fictive avec une répartition de 2/1[14] .Il faudra vérifier que la stabilité au poinçonnement de la couche **II** est assurée lorsque celle-ci supporte directement une semelle de largeur «**B**» appliquant une contrainte :

$$q' = q \frac{B}{B'} + h_1$$

Avec :

$$B' = B + h_1 \quad (\text{cf figure II.13})$$

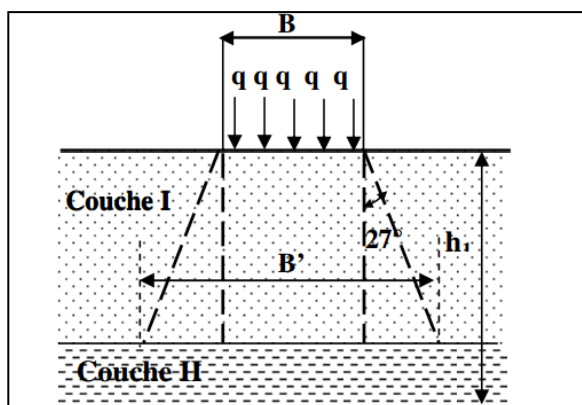


Figure II. 13 : Diffusion approchée des contraintes d'une semelle fondée sur une bicouche

II.6.5 INFLUENCE DE LA NAPPE PHREATIQUE SUR LA CAPACITE PORTANTE

La profondeur à laquelle se trouve la nappe phréatique (W.T) peut avoir un effet significatif sur la capacité portante des fondations peu profondes. Ceci est principalement dû au fait que les poids unitaires effectifs des sols de base et de surcharge sont nécessaires dans les équations de capacité portante.

-Lorsque la zone de cisaillement se trouve au-dessus du niveau de la nappe, le poids spécifique du sol est intégralement pris en compte.

-Lorsque le niveau de la nappe atteint la base de la semelle, le poids spécifique déjaugé est utilisé dans le terme de surface.

-Lorsque le niveau de la nappe dépasse la base de la semelle, la surcharge est réduite de la même manière.

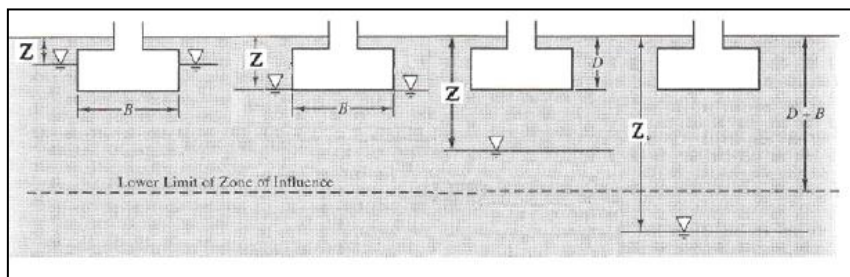


Figure II. 14 : Modification de l'équation de la capacité portante pour le niveau de la nappe phréatique

Tableau II.4 : poids volumique γ et q dans l'équation générale « condition drainée »

Profondeur d'eau	γ pour le terme $B/2N\gamma$	γ Pour le terme $q = \gamma DN_q$
$Z = 0$	$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$	$\gamma_{sub} \cdot D$
$Z = D$	$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$	$\gamma' \cdot D$
$D < Z < D+B$	$\gamma_{sub} + (\gamma - \gamma_{sub})(Z - D)/B$	$\gamma' \cdot D$
$Z > D+B$	γ'	$\gamma' \cdot D$

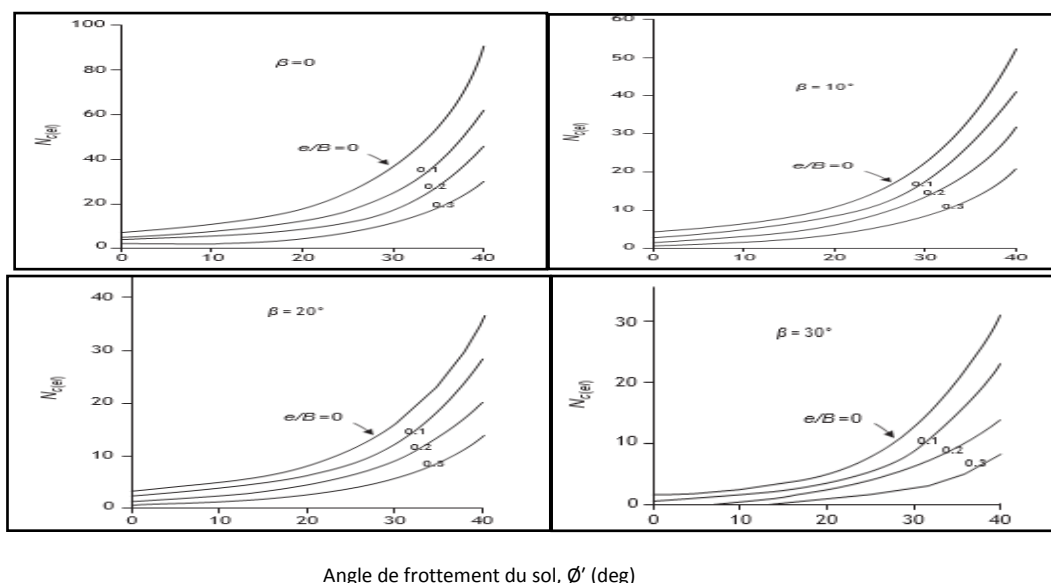


Figure II. 15 : Variation de $N_c(ei)$ avec ϕ' , e/B et β

On sait que le poids unitaire effectif d'un sol submergé sera réduit à environ la moitié de son poids unitaire au-dessus de la nappe phréatique. De plus, généralement, la submersion des sols entraînera la perte de toutes les cohésions apparentes, provenant de contraintes capillaires ou de faibles liaisons de cimentation. Ainsi, par submersion, les trois termes (cohésion, surcharge et poids) de l'équation de capacité portante deviennent considérablement plus petits.

Par conséquent, il est essentiel que les analyses de capacité portante soient faites en supposant le niveau d'eau le plus élevé possible à l'emplacement particulier pour la durée de vie prévue de la structure en question.

II.7 CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUR LES PENTES

En principe, une bonne pratique d'ingénierie est d'éviter de construire des fondations peu profondes sur ou à côté d'un terrain en pente dans la mesure du possible. Parmi les raisons figurent :

- (1) La fondation peut être disloquée ou minée si un glissement de terrain doit avoir lieu.
- (2) La réduction du support latéral rend les défaillances de capacité portante plus probables.
- (3) Les morts-terrains et les sols de surface proches de la pente sont plus vulnérables à l'érosion par l'action de l'eau, du vent, etc.
- (4) Les sols proches de la surface, en particulier les sols argileux, peuvent lentement vers le bas et ce fluage peut faire en sorte que les semelles se déplacent lentement vers le bas de la pente. Il existe cependant des circonstances où les fondations doivent être construites sur ou à côté d'une pente.

Les exemples incluent les culées de pont supportées sur les remblais d'approche, les fondations des pylônes de transmission électrique et certains bâtiments. Cependant, en adoptant des méthodologies appropriées d'étude de site, de conception et de construction, les situations défavorables mentionnées ci-dessus peuvent être évitées.

II.8 CALCULE DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS A PARTIR DES ESSAIS IN SITU [15, 16 ,17 ET 18]

Les essais in situ sont très utilisés pour déterminer la capacité portante des fondations superficielles, car ils intègrent mieux les hétérogénéités du sol, ils sont moins coûteux que les essais au laboratoire.

II.8.1 ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

Est un essai géotechnique in situ, dont le principe consiste à mesurer les déformations et la rupture du sol par l'intermédiaire d'une sonde gonflée à l'azote. Les paramètres mesurés sont la pression d'eau appliquée à la cellule de mesure de la sonde pressiométrique, la pression d'air appliquée aux cellules de garde de la sonde ainsi que le volume d'eau injecté dans celle-ci. Chaque essai est arrêté lorsque la pression maximale atteint 5 MPa, ou que le volume de la sonde atteint 600 cm³ pour une sonde standard ou 450 cm³ pour une sonde pieu.

On calcule la pression limite nette correspondante :

$$P_1^* = P_1 - P_0$$

P₁ : pression limite

Ou **P₀** est la contrainte totale horizontale dans le sol au niveau concerné et au moment où l'on fait l'essai.

Pour une semelle sous charge verticale centrée de largeur B de longueur L et d'encastrement D on a

$$q_u = K_p P_{1e}^* + \gamma D$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol, déjougé partiellement le cas échéant.

P_{1e}* : est la pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne des pressions limite nettes existant sur une profondeur envisagée.

K_p : est le facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol .il est donnée par l'abaque suivant (cf figure II. 15 et II. 16)

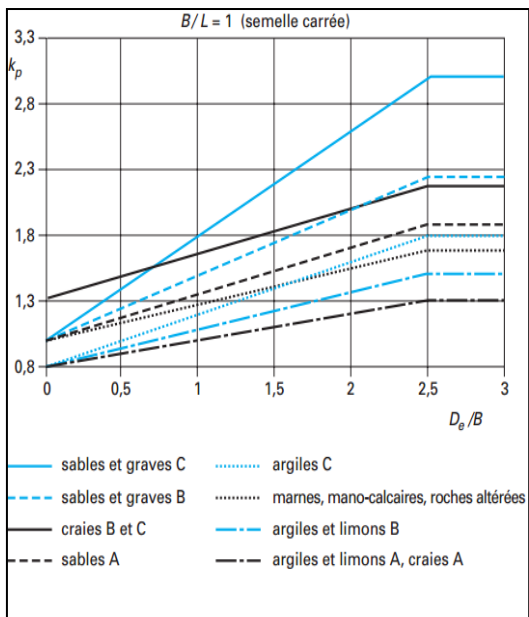


Figure II. 16 : Facteur de portance pressiométrique carrées ou circulaires.

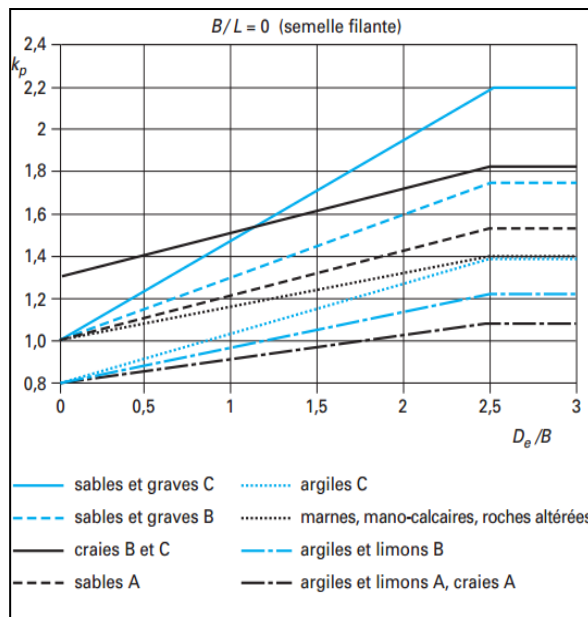


Figure II.17 : Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes.

Dans le cas d'une charge inclinée d'un angle δ sur la verticale. La valeur de « $K_p P_{le}^*$ » est affectée d'un coefficient minorateur i_δ qui tient compte de l'inclinaison, de la nature de sol et de l'encastrement relatif. Ce coefficient minorateur est donné par l'abaque suivant (cf.figure II.17)

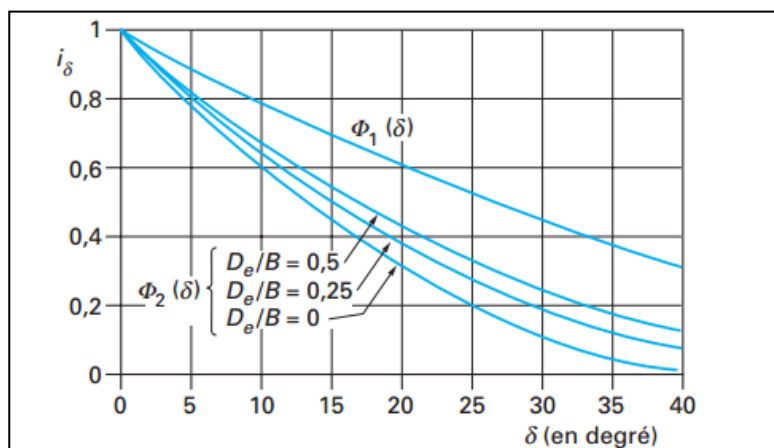


Figure II. 18 :Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62-v,1993)[19]

Dans le cas d'une charge centrée à proximité d'un talus,sa portance doit également être minorée pour tenir compte du fait que les lignes potentielles de rupture le long desquelles se développe la résistance au cisaillement du sol débouchent plus rapidement en surface que du côté ou le sol horizontal.(cf.figure II. 17)

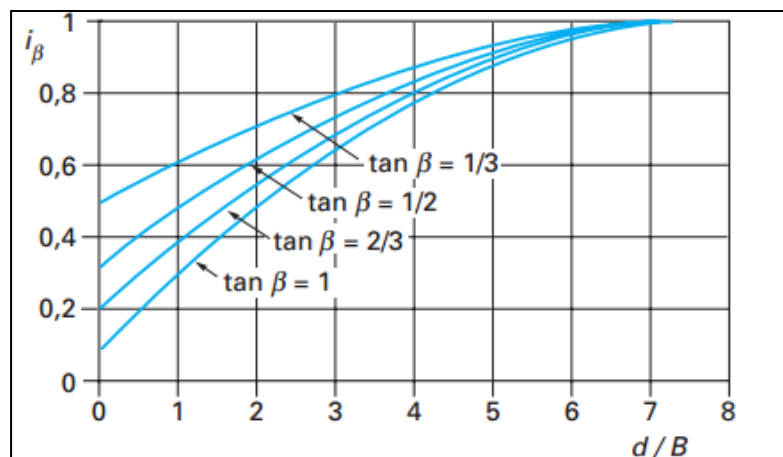


Figure II. 19 : coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crete de talus .(dans le cas d'une encastrement nul) (fascicule 62v,1993)[19]

Dans le cas de charges d'excentricité e la largeur à prendre en compte au lieu de B est :

$$B' = B - 2e$$

II.8.2 ESSAIS PENETROMETRIQUES

II.8.2.1 PENETROMETRE STATIQUE

L'essai au pénétromètre statique permet de donner un profil continu de pénétration donnant la résistance de pointe q_c en fonction de la profondeur. [20]

Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée, de largeur B , de longueur L et d'encastrement D , la contrainte ultime q_u est obtenue par la formule :

$$q_u = K_e q_{ce} i_\delta + \gamma D$$

Avec

i_δ : coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison.

γ : Poids volumique du sol, déjaugé partiellement le cas échéant.

Q_{ce} : résistance de pointe équivalente calculée comme la valeur moyenne des résistances de pointes nettes sur une profondeur égale à $1.5B$ située sous la semelle.

Les résistances des pointes sont déduites des résistances de pointes mesurées en écrêtant les valeurs supérieures à 1.3 fois la moyenne calculée sur $1.5B$ des résistances de pointe mesurées.

Le cas de profils de pénétration qui fait apparaître dans la zone d'action des fondations de l'ouvrage des valeurs de $q_c < 0.5 \text{ MPa}$ doit faire l'objet d'une étude complémentaire avant de choisir le type de fondation et la contrainte q_u .

K_e : facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. Il est donné par l'abaque suivant : (cf figure II. 21)

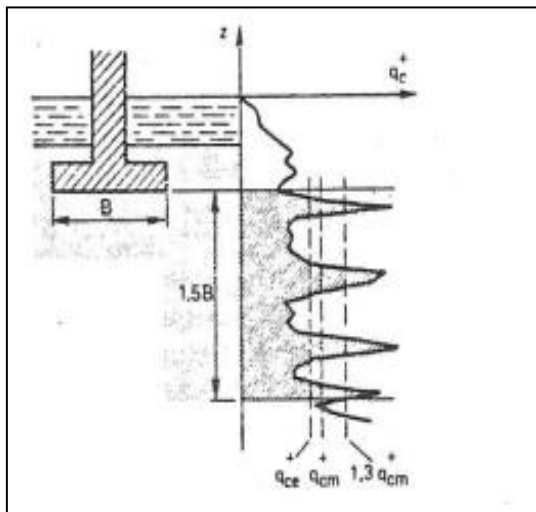


Figure II. 20 : Calcul de la résistance par La méthode pénétrométrique

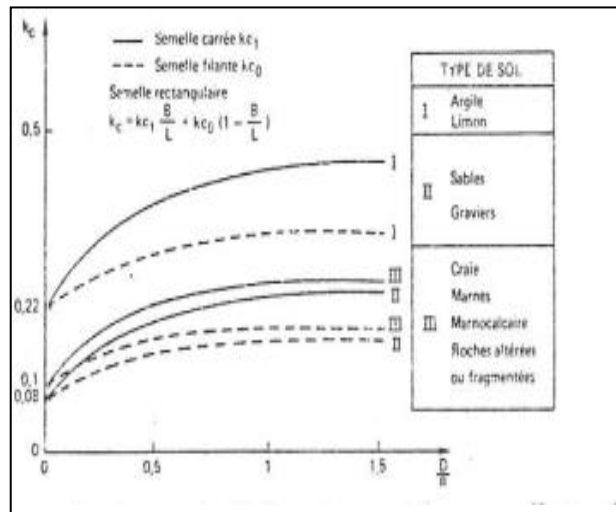


Figure II. 21 : Facteur de portance pénétrométrique

II.8.2.2 PENETROMETRE DYNAMIQUE

L'essai au pénétromètre dynamique permet d'obtenir un profil de pénétration donnant la résistance dynamique q_d en fonction de la profondeur.

Le résultat de l'essai au **pénétromètre dynamique (DPT)** est le nombre de coups N nécessaires à la pénétration d'un cône dans le sol ou la roche selon un **intervalle de profondeur de pénétration**.

L'**intervalle de profondeur de pénétration** diffère selon le type de sonde de test dynamique :

- **DPL** – essai au pénétromètre dynamique léger
- **DPM** – essai au pénétromètre dynamique moyen
- **DPH** – essai au pénétromètre dynamique lourd
- **DPSH - A** – essai au pénétromètre dynamique ultra lourd
- **DPSH - B** – essai au pénétromètre dynamique ultra lourd

Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B , de longueur L et d'encastrement D , la contrainte ultime q_u est obtenue par :

$$q_u = \frac{q_d}{5 \text{ à } 7}$$

Commentaire :

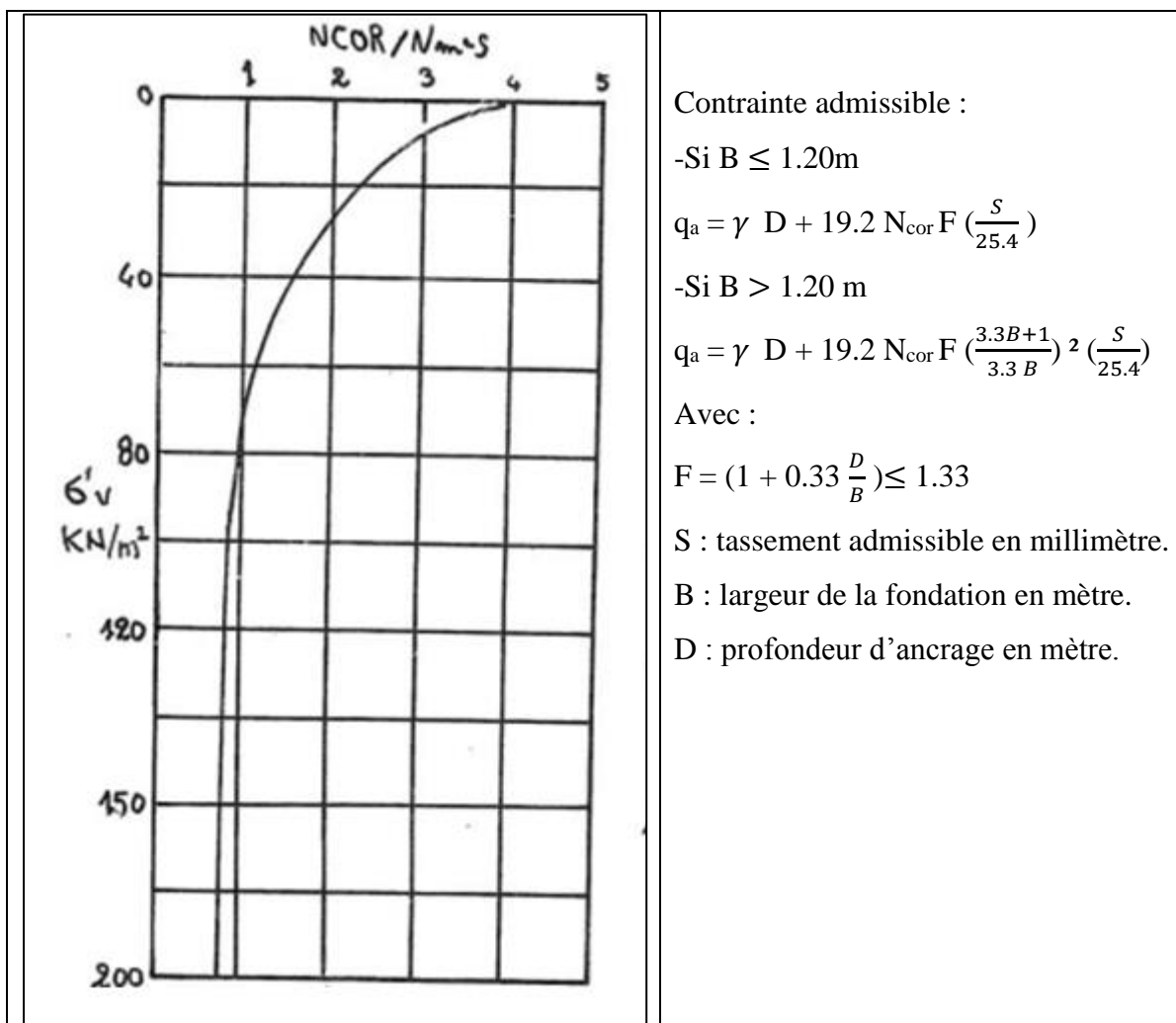
L'utilisation de cet essai est fortement déconseillée dans le cas des sols fins, limon saturés sous nappe.

Dans les autres cas, la formule ci-dessus doit être utilisée avec prudence pour une estimation de la contrainte ultime au stade de l'avant-projet.

II.8.3 ESSAIS SPT (STANDARD PENETRATION TEST) [20]

Le résultat du **test de pénétration standard (SPT)** est le nombre de coups N (résistance à la pénétration), nécessaire pour faire pénétrer le dispositif d'échantillonnage dans le sol(ou la roche) pour un **intervalle de profondeur de pénétration** de 0÷3m

Le nombre de coups N mesurés au cours de l'essai SPT varie en fonction des divers dispositifs d'essai et de l'influence du poids des terrains de couverture dans les sables. La **valeur corrigée (corrélée) N_{60} est utilisée dans les calculs.**



Contrainte admissible :

-Si $B \leq 1.20\text{m}$

$$q_a = \gamma D + 19.2 N_{\text{cor}} F \left(\frac{S}{25.4} \right)$$

-Si $B > 1.20\text{ m}$

$$q_a = \gamma D + 19.2 N_{\text{cor}} F \left(\frac{3.3B+1}{3.3 B} \right)^2 \left(\frac{S}{25.4} \right)$$

Avec :

$$F = \left(1 + 0.33 \frac{D}{B} \right) \leq 1.33$$

S : tassement admissible en millimètre.

B : largeur de la fondation en mètre.

D : profondeur d'ancrage en mètre.

Figure.22 : Résultat du test de pénétration standart

II.9 CONCLUSION

La capacité portante sous chargement des fondations superficielles se pose comme un problème courant dans le domaine de génie civil et spécialement dans le domaine de la géotechnique,

Nous avons présenté les méthodes les plus utilisées : les méthodes basées sur la superposition de trois termes (N_c , N_q et N_γ) proposé par Therzaghi (1943), les méthodes du calcul basées sur des essais in situ au préssiomètre et sur l'essai STP

Pour les autres formes de fondation,(rectangulaires, carrées, ou circulaires, etc). les méthodes classiques n'apportent de réponse à la capacité portante qu'à travers certains coefficients de formes empiriques.

Chapitre III
Méthode des éléments
finis en géotechnique

III.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 de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc..

III.2 DÉFINITION DE LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

La méthode des éléments finis est une méthode de résolution approchée d'équations aux dérivées partielles.

D'une manière plus simple il s'agit de remplacer un problème compliqué pour lequel a priori on ne connaît pas de solution, par un problème plus simple que l'on sait résoudre. D'une manière pratique la méthode est en grande majorité des cas mise en oeuvre via des codes de calcul informatiques. Ces outils de calcul sont aujourd'hui largement utilisés industriellement. Cette méthode consiste à résoudre de manière discrète une équation aux dérivées partielles dont on cherche une solution approchée. Elle comporte des conditions aux limites permettant d'assurer l'existence et l'unicité de la solution. La discrétisation du problème consiste à vérifier les équations de base en un nombre limité de points (nœuds).

Ainsi, on obtient une formulation algébrique du problème initial. La solution algébrique obtenue correspond aux composantes de la solution approchée du problème pour les éléments.

III.3 LES ELEMENTS FINIS ET LA GEO MECANIQUE

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

La RDM continue bien sûr à exister, par la MEF, et la MEF continue à se développer grâce aux progrès permanents sur les lois de comportements, et dans le domaine informatique : l'ingénieur ou le chercheur ont couramment aujourd'hui, sur le coin de leur bureau, un micro-ordinateur dont la taille mémoire, la vitesse de calcul et la capacité de disque dépassent de loin ce dont pouvait rêver le chercheur voici vingt ans.

III.4 CALCULS PAR LA MEF



La méthode des éléments finis est une méthode très générale qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique : problèmes linéaires ou non linéaires, définis dans un domaine géométrique quelconque à une, deux ou trois dimensions.

De plus elle s'adapte très bien aux milieux hétérogènes souvent rencontrés dans la pratique par l'ingénieur.

Elle nécessite:

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Cam-Clay etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles. Elle permet :
- D'effectuer les calculs d'écoulement.
- De simuler toutes les phases de travaux.
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain.

Les sorties fournissent pour les ouvrages :

-  Les déplacements des ouvrages.
-  Les sollicitations internes des ouvrages.

Et pour le sol :

- Les déplacements du sol,
- Les déformations du sol,
- Les contraintes totales et effectives dans le sol,
- Les pressions interstitielles.

La méthode des éléments finis englobe les étapes suivantes :

III.4.1 LA DISCRÉTISATION

C'est le processus de découpage de la géométrie du problème par un assemblage de petites régions, appelées éléments finis. Ces éléments ont des nœuds définis sur les limites ou dans les éléments mêmes.

III.4.2 L'APPROXIMATION DES VARIABLES FONDAMENTALES

Une valeur fondamentale doit être sélectionnée (par exemple : déplacements) et réglée, comme elle doit varier sur un élément fini établi. Cette variation est exprimée par des valeurs nodales.

III.4.3 ÉQUATIONS ÉLÉMENTAIRES

L'utilisation du principe variationnel approprié (par exemple, énergie potentielle minimum) pour dériver les équations de l'élément :

$$K*U^o = Pe$$

III.4.4 ÉQUATIONS GLOBALES

L'assemblage des équations élémentaires sous forme d'équations globales

III.4.5 LES CONDITIONS AUX LIMITES

La formulation des conditions aux limites et la modification des équations globales.

L'affectation des charges P, lorsque les déplacements affectent U. Résoudre les équations globales. Les équations globales sont sous forme d'un système à grand nombre d'équations, qui doivent être résolues pour obtenir les déplacements à tous les nœuds.

A partir de ces déplacements nodaux, tel que les contraintes et les déplacements sont évalués.

III.5 FORMULATION DE LA MEF EN GEO MECANIQUE

Nous présentons ci-après un bref rappel de l'écriture de la MEF, sous sa forme la plus simple (pour un solide drainé), lors d'une étape de chargement statique non linéaire ; au demeurant, cette présentation est extrêmement classique. Le principe des puissances virtuelles permet d'écrire l'équilibre exact du solide occupant le domaine quelle que soit sa loi de comportement (fig III.1)

$$\int_{\Omega}^T \dot{\varepsilon}(\sigma_n - \sigma_{n-1}) d\Omega = \int_{\Omega}^T \dot{u}(f_n - f_{n-1}) d\Omega + \int_{\Omega}^T \dot{u}(t_n - t_{n-1}) d\Gamma$$

\mathbf{u} : vecteur déplacement réel (petit déplacement).

$\hat{\mathbf{u}}$: vecteur déplacement virtuelle.

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

$\boldsymbol{\varepsilon}$: Pseudo-vecteur déformation (réelle). $\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}$: Pseudo-vecteur vitesse de déformation virtuelle.

\mathbf{f} : Vecteur forces de volume.

\mathbf{t} : vecteur contraintes ou forces de surface sur la partie Γ_u de la frontière Γ de Ω (conditions aux limites en contraintes).

Condition aux limites en déplacements ($u_u = u_\sigma$) sur le complément Γ_u de Γ_σ ($\Gamma = \Gamma_u \cup \Gamma_\sigma$).

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

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

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

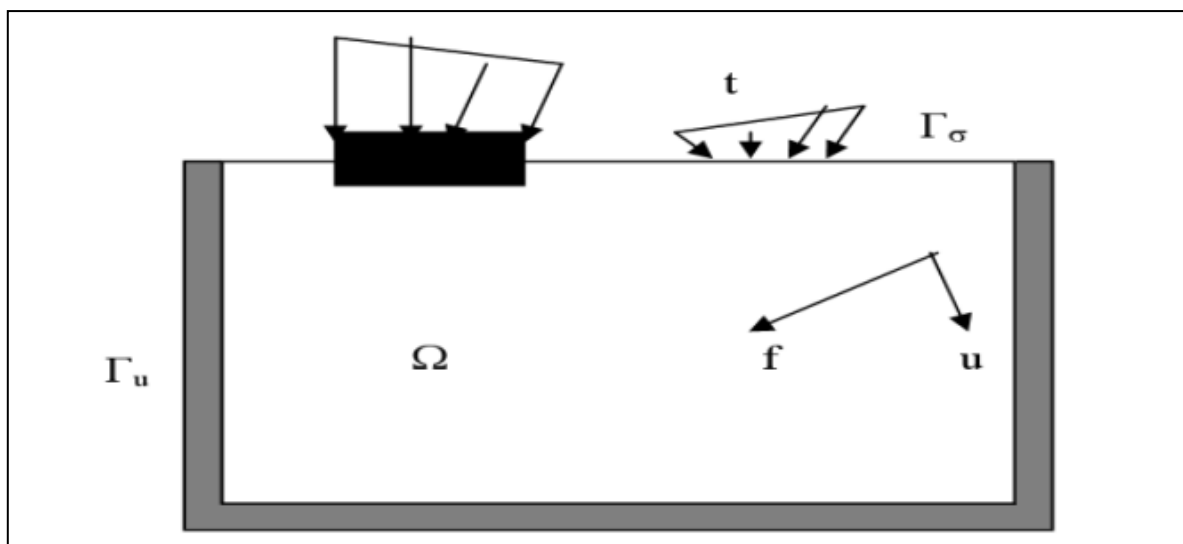


Figure III. 1: les actions sur le domaine Ω [21]

Les inconnues de l'étape de chargement sont :

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

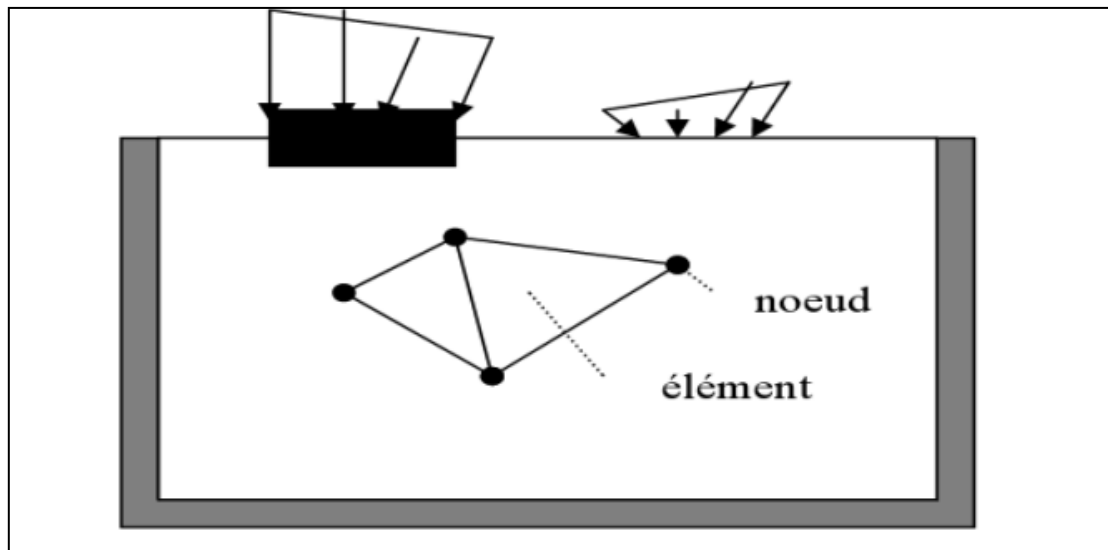


Figure III. 2: Domaine Ω discrétisé [21]

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.
- 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, 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 (Riks, longueur d'arc) ; 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)

III.6 CONCLUSION

La modélisation des ouvrages de géotechnique par la méthode des éléments finis est rendus possible par un ensemble d'hypothèses concernant la géométrie de l'ouvrage et de son environnement, les matériaux et leurs comportements, les chargements, les conditions aux limites et les conditions initiales. Ces hypothèses sont posées sous la responsabilité de l'ingénieur, chargé de l'étude.

Chapitre IV
Présentation de
plaxis 3D

IV.1 INTRODUCTION

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

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

IV.2 BUTS ET OBJECTIFS

En 1999, l'entreprise PLAXIS et le groupe de Mécanique Numérique du TNO ont décidé de lancer un projet de coopération en matière de recherche sur les fondations. La cause principale du lancement d'un tel projet était l'intérêt croissant pour les fondations sur pieux. Ce type de fondation peut conduire à des avantages économiques significatifs par rapport aux fondations classiques de pieux ou de radeaux. Les fondations sur pieux et radeaux nécessitent des outils avancés basés sur la déformation pour analyser les contributions individuelles des pieux et du radier dans la capacité de charge totale de la fondation complète. Les compétences complémentaires du TNO (mécanique des structures et méthodes numériques) et PLAXIS (modélisation des sols et méthodes numériques pour l'ingénierie géotechnique) étaient essentielles pour un tel projet, car les fondations constituent l'interaction entre les bâtiments

(structures) et le sol. Dans le cadre de ce projet de recherche, un programme informatique spécial d'éléments finis a été développé.

Le programme actuel PLAXIS 3D FOUNDATION est le résultat de l'élaboration et de l'opérationnalisation de ce programme de recherche. Il s'agit d'une première étape vers l'analyse des fondations des bateaux-piliers.

pieux-bateaux, bien que l'objectif principal du programme actuel soit de modéliser les fondations classiques et, dans une moindre mesure, les fondations offshore.

et dans une moindre mesure, les fondations offshore. En attendant, d'autres recherches sont effectuées sur une modélisation plus avancée des pieux et des fondations sur pieux et radier.

Les résultats de ces recherches seront mis en œuvre dans les futures mises à jour du programme PLAXIS 3D FOUNDATION.

IV.3 DEFINITION DE CODE PLAXIS 3D

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


Le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratique en l'analyse pseudo statique 3D. Scientifiquement c'est un outil d'analyse en élasto-plasticité avec prise en compte des pressions interstitielles, dote des méthodes de résolution, éprouvées 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 nœud) ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), le système du code de plaxis commence par [22] :


Le Maillage : Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options refine dans le menu. Une fois le maillage effectuée, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient de poussée des terres au repos.

Les conditions aux limites en déplacement : Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions aux limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie. Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions. Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.).

Les contraintes initiales : La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes. Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements e/ou contraintes impose(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un < Switch bouton > permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

 La première qui s'appelle "initiale pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes.

 La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

Les pressions interstitielles : ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pression interstitielles, Mais bien sur cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

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

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

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 différence 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.

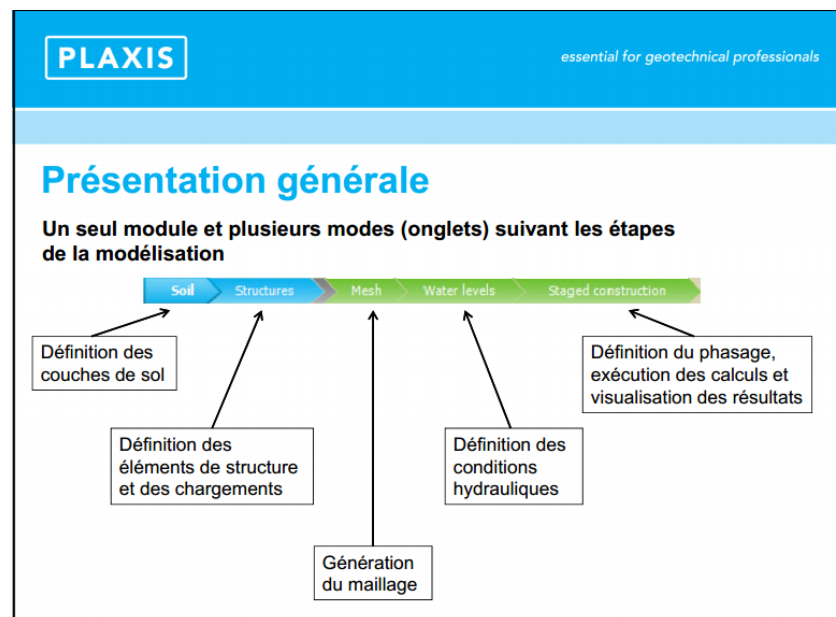


Figure IV. 1: Présentation général d'un plaxis 3D

IV.4 LES MODELES DE COMPORTEMENTS INTEGRES DANS PLAXIS

Plusieurs lois de comportement ont été utilisées dans les logiciels de calcul en géotechnique en se basant sur les méthodes des éléments finis.

Les lois de comportement expriment une relation entre le tenseur de contraintes, le tenseur de déformations et leurs accroissements respectifs pouvant impliquer un critère de rupture ou de limite d'élasticité. Le choix d'un modèle dépend du comportement du matériau à étudier et du type d'analyse que l'ingénieur géotechnicien souhaite effectuer.

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile, Le coût de ces calculs est généralement important et peu de codes sont actuellement opérationnels.

La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc. Il reste toutefois à l'ingénieur de choisir le modèle le mieux adapté au problème qu'il désire traiter en fonction des conditions rencontrées in situ.

IV.4.1 MODELE ELASTIQUE LINEAIRE

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique, il représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope.

Il comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module de Young E et le coefficient de Poisson ν . Ce modèle est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

IV.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 d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume ; celle-ci est-elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles : en fait, celles-ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

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

où

σ_w : est la surpression interstitielle, n la porosité,

K_w : le module volumique de l'eau

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 pression interstitielle. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme. Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

IV.4.3 LE MODELE DE MOHR-COULOMB (M.C)

Le modèle Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique.

Les règles d'écoulement sont non associées, La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. À l'intérieure de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope.

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux :

Deux paramètres élastiques :

- ✚ Le module d'Young E
- ✚ Le coefficient de Poisson ν .

Deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture :

- ✚ La cohésion c
- ✚ L'angle de frottement

Un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique, l'angle de dilatance.

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres (figure IV.2). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et Φ respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

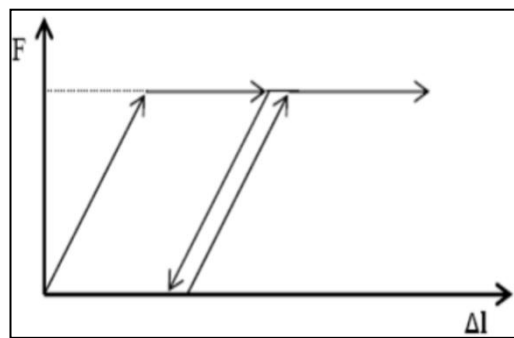


Figure IV. 2: Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.

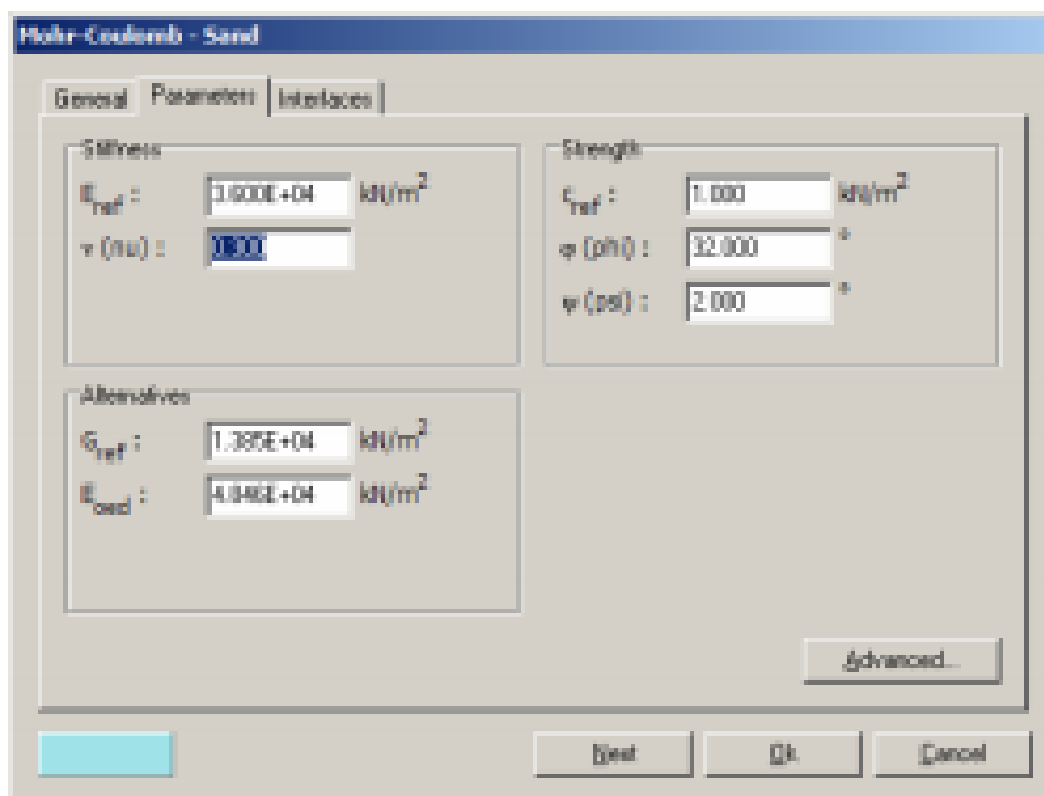


Figure IV. 3: Fenêtre d'ensemble de matériaux de sol et d'interface (Feuille d'onglet paramètres du modèle Mohr-Coulomb)

a) LE MODULE DE YOUNG, E

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G max mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (FigureIV .4)

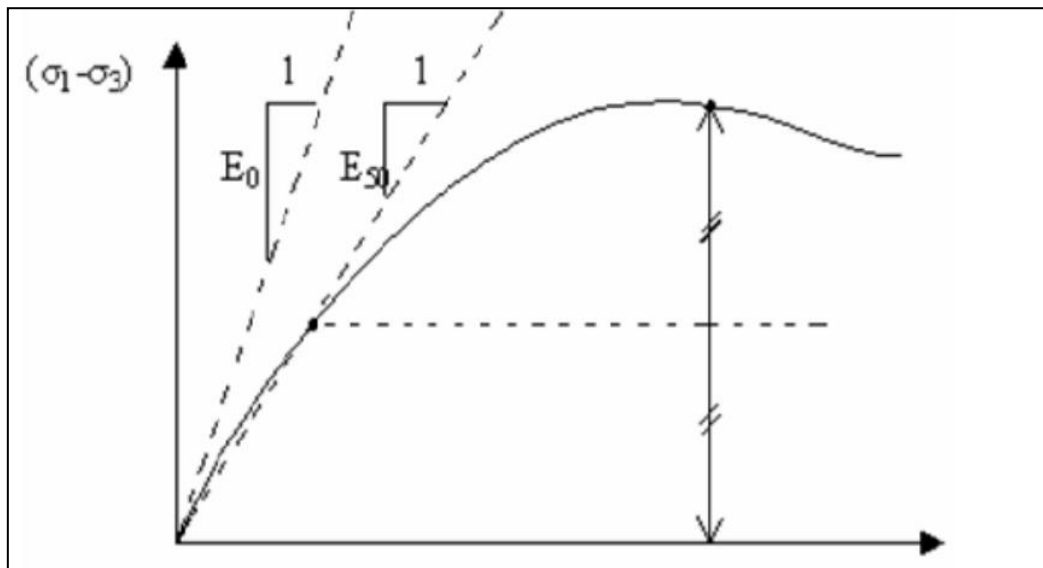


Figure IV. 4: Définition du module à 50% de la rupture [23]

b) LE COEFFICIENT DE POISSON ν

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) L'ANGLE DE FROTTEMENT, Φ

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 45° est compatible avec les angles de frottement Φ_{cv} (à volume constant, au palier) [24].

d) LA COHESION, C

Les sols pulvérulents n'ont pratiquement pas de cohésion, $0 < c <$ quelques kiloPascals. On parle de cohésion capillaire ou de cimentation en place. Les sols cohérents ont une cohésion comprise entre quelques kiloPascals et plusieurs centaines de kiloPascals.

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1KPA) pour des questions numériques.

e) L'ANGLE DE DILATANCE

L'angle de dilatance est quant à lui généralement compris entre 0 et 15. Les sables lâches et les argiles ont des valeurs de dilatance très faibles, quelques degrés à peine voire zéro.

D'une manière générale, l'angle de frottement est pratiquement toujours supérieur à l'angle de dilatance. La valeur de γ peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux.

f) LES CONTRAINTES DE TRACTION [24]

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure IV .5). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de « couper » ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (tensile strength).

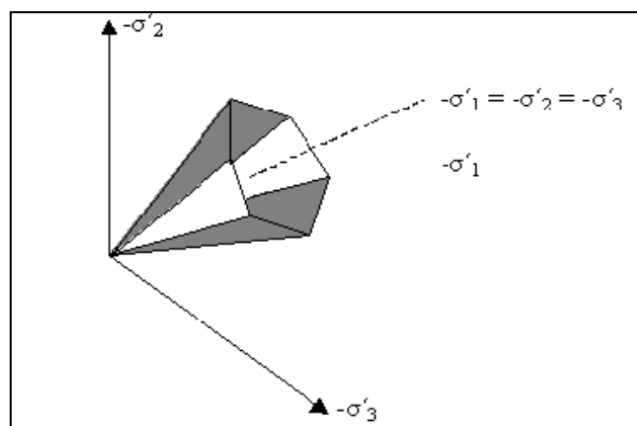


Figure IV. 5 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$ [24]

g) PARAMETRES AVANCES DE MOHR-COULOMB

Lors de l'utilisation du modèle Mohr-Coulomb, le bouton Avancé dans la feuille d'onglet Paramètres peut être cliqué pour entrer quelques paramètres supplémentaires pour les fonctionnalités de modélisation avancées. Par conséquent, une fenêtre supplémentaire apparaît (figure 3.18). Les caractéristiques avancées comprennent l'augmentation de la rigidité, la force cohésive avec la profondeur et l'utilisation d'un coupure de tension.

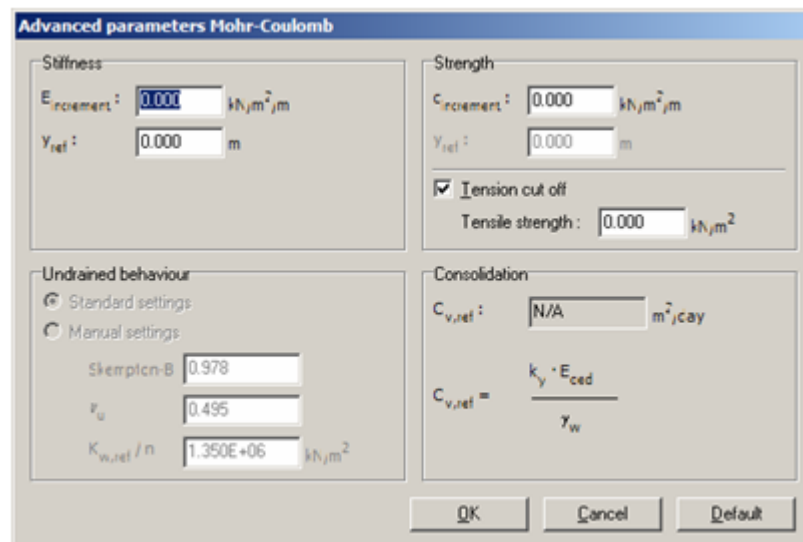


Figure IV. 6: Paramètres avancés de Mohr-Coulomb

IV.4.4 MODELE DE SOL AVEC ECROUISSAGE (HARDENING SOIL MODEL H.S.M)

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

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente :

Les courbes œométriques en contraintes-déformations ne sont pas des droites.

- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module de module de déformation lorsque le cisaillement augmente .Le module E50 n'est pas réaliste

Il y'a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.

- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfini.

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

Donc, le modèle HS utilise un écouissage plastique avant la rupture au lieu du comportement purement élastique supposé dans le modèle MC.

a) LES MODULES

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot \varphi \sigma_3'}{c \cdot \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec} \quad p^{ref} = 100 \text{ (kps)}$$

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

Pour la courbe déchargement on prend : (cf. Figure IV. 7)

$$E_{er} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot \varphi \sigma_3'}{c \cdot \cot \varphi + p^{ref}} \right)$$

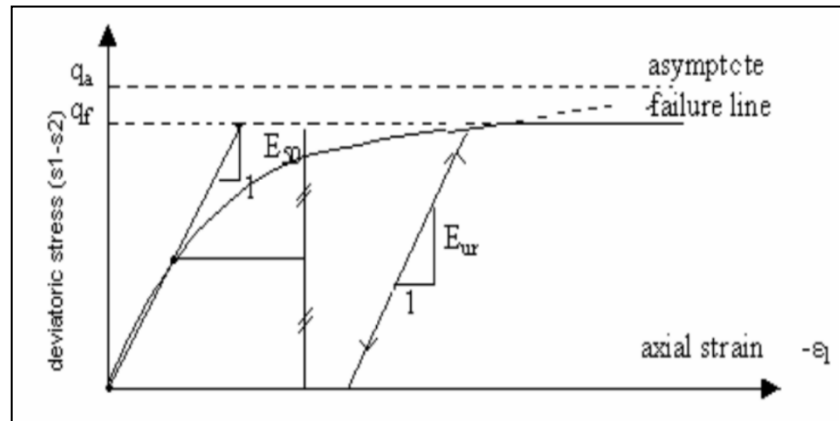


Figure IV. 8: Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte- déformation.

b) LA SURFACE DE CHARGE

En fonction du paramètre d'écrouissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (figure IV.8).

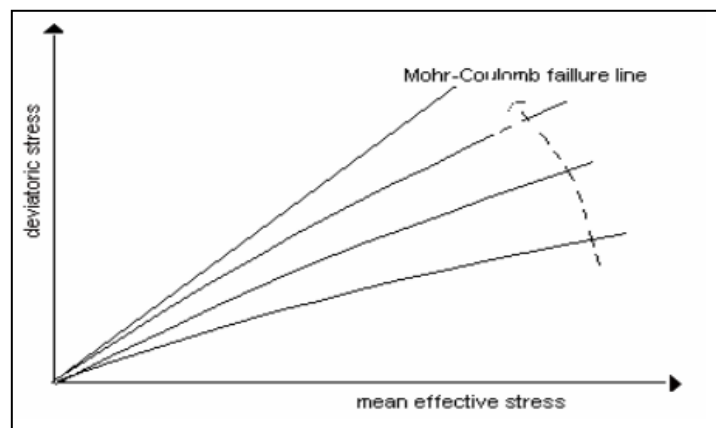


Figure IV. 9: Forme de surfaces de charge H.S.M [25]

- Paramètres de Mohr-Coulomb

c : cohésion (effective) [kN/m²]

φ : angle de frottement effectif

ψ : angle de dilatance

-Paramètres de rigidité

E_{50}^{ref} : module sécant dans un essai triaxial [kN/m²]

E_{oed}^{ref} : module tangent dans un essai oedométrique [kN/m²]

m : puissance (de type Janbu [48] environ 0,5 pour les sables, Alors que Von Soos introduit différentes valeurs de m : $0,5 < m < 1,0$)

- Paramètres avancés

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

ν_{ur} : coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut $\nu_{ur} = 0,2$)

p^{ref} : contrainte de référence (par défaut $p^{ref} = 100$) [kN/m²]

K_0^{nc} : coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé [26]

R_f : coefficient à la rupture q_f / q_a (par défaut $R_f = 0,9$)

$\sigma_{tension}$: résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$) [kN/m²]

$c_{increment}$: comme dans le modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment} = 0$)

IV.4.5 MODELE POUR SOLS MOU (SOFT SOIL MODEL S.S.M)

Ce modèle est un modèle dérivé du modèle de Cam-Clay. Historiquement le modèle de Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al.

L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique. , 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) LES PARAMETRES DE COMPRESSIBILITE

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

est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et K . dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedo-métrique).

On utilise alors λ^* et k^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau IV.1. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale

Tableau IV.1 : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k .

Relation avec l'indice des vides	$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	$K^* = \frac{k}{1+e}$
Relation avec paramètres « Hollondais »	$\lambda^* = \frac{1}{c_p}$	$K^* \approx 1.3 \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{3}{c_p}$
Relation avec indice compressibilité et de gonflement	$\lambda^* = \frac{c_e}{2.3(1+e)}$	$K^* \approx 1.3 \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{c_e}{1+e}$

La figure IV. 10 ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres.

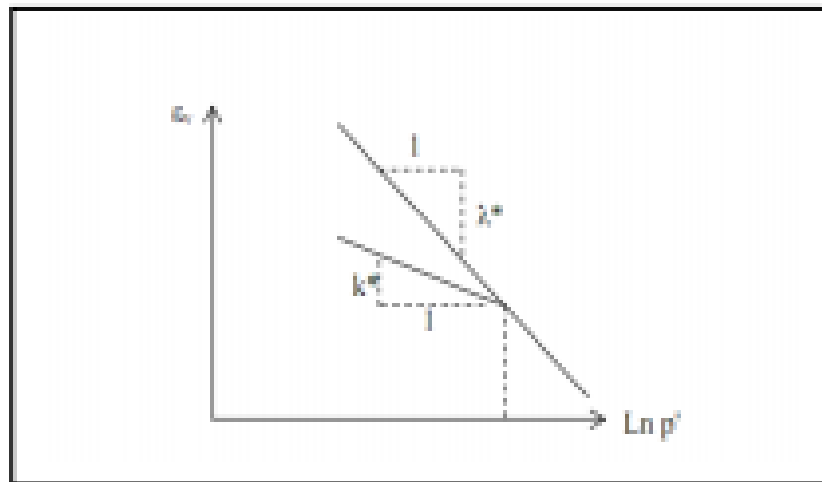


Figure IV. 11: Autre représentation lors d'un essai oedométrique.

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale [30].

b) LA COHESION

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

c) PARAMETRE DE FROTTEMENT

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

d) PARAMETRE DE DILATANCE

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

e) COEFFICIENT DE POISSON

Dans les modèle Cam-Clay et dérivés (dont le SSM), le module de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge œdométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

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

Dans Plaxis la valeur par défaut de v_{ur} est de 0.15.

h) PRISE EN COMPTE DE LA SUR CONSOLIDATION

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

Remarque

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 .

Avec :

Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb

C : cohésion [kN/m²]

φ : angle de frottement

ψ : angle de dilatance

Paramètre de consolidation

K^* : indice de gonflement

λ^* : indice de compression

μ^* : indice de fluage

Paramètres avancés

V_{ur} : coefficient de Poisson en charge-décharge

K_0^{NC} : coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé

M : pente de la ligne d'état critique

IV.4.6 MODELE POUR LES SOLS MOUS AVEC EFFET DU TEMPS (SOFT SOIL CREEP MODEL S.S.C.M)

Le SSCM, permet de prendre en compte l'écroûissage des argiles molle mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps, Elle est caractérisée par le diamètre $C\alpha$ elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

La **figure IV.10** résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur les sols argileux mous. Brinkgreve R.B.J.P.A Vermer (2002) [5].

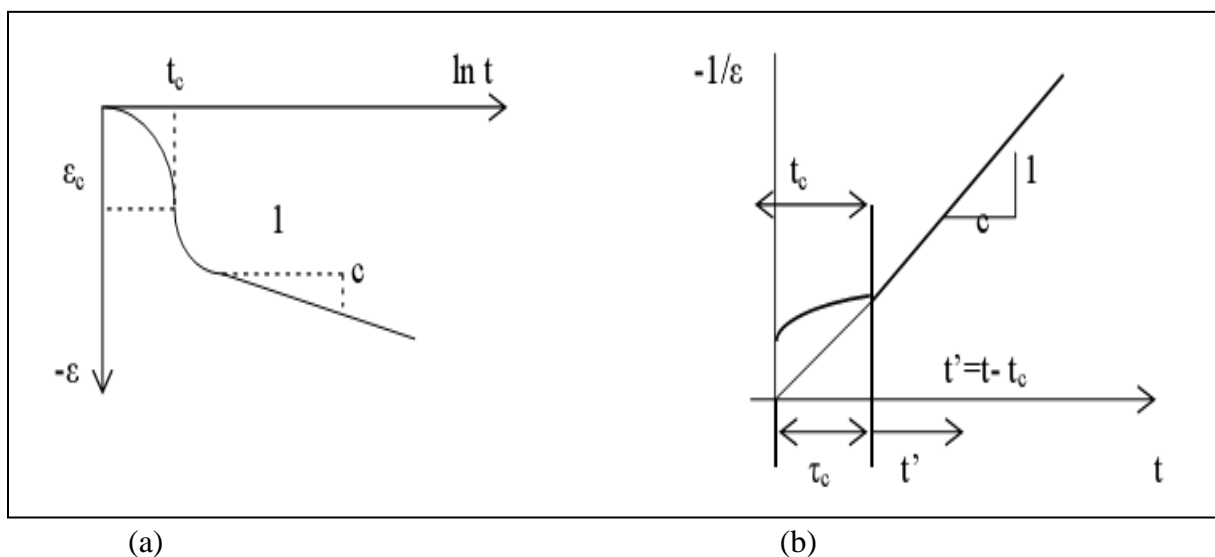


Figure IV. 12: effet du temps sur les essais œdométrique.

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

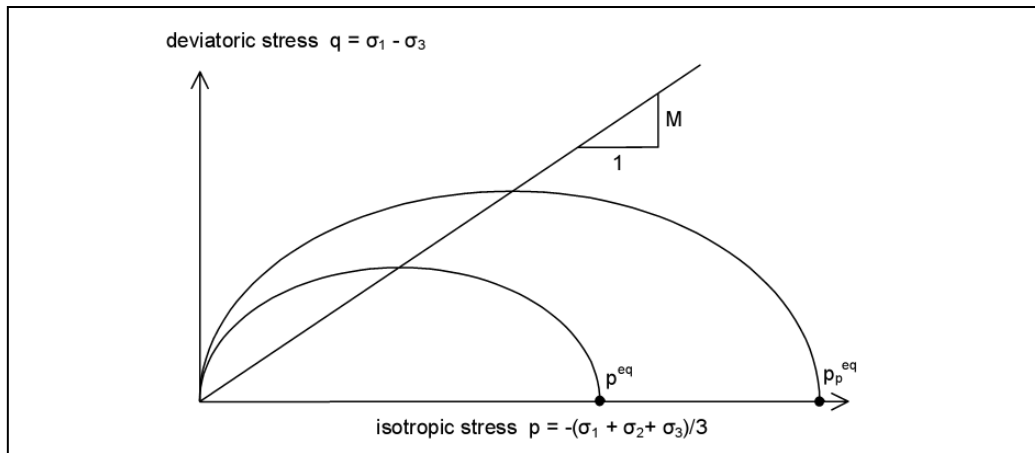


Figure IV. 13: Diagramme de p^{eq} dans le plan p,q

$$M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$$

$$M = \frac{6 \sin \emptyset.c.v}{3 - \sin \emptyset.c.v}$$

$$P_{eq} = \sigma' \left[\frac{1+2.K0^{NC}}{3} + \frac{3(1-K0^{NC})^2}{M^2(1+2K0^{NC})} \right]$$

PLAXIS
essential for geotechnical professionals

Saisie des données

Lois de comportement des sols

- Linéaire élastique
- Mohr-Coulomb
- Hardening Soil
- HSsmall
- Soft Soil
- Soft Soil Creep
- Jointed Rock Model
- Hoek-Brown (VIP)
- Modified Cam Clay
- User-defined model (VIP)

Figure IV. 14: paramètre des donné de comportement des sols.

IV.5 CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à la description des modèles de comportement intégrés dans le code de calcul plaxis 3D. C'est un logiciel facile d'utilisation, il permet l'analyse des problèmes géotechniques.

La modélisation numérique d'un ouvrage géotechnique, réalisée à l'aide d'un code de calcul aux éléments finis, est une approche simplifiée de la réalité géométrique et géo mécanique de l'ouvrage.

Les modèles disponibles dans le code Plaxis 3D ont été brièvement décrits en distinguant parmi eux ceux adaptés à la simulation du comportement des sols granulaires et ceux plus adaptés pour la simulation du comportement des argiles.

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".

Cette partie a permis de nous guider dans le choix de modèles mieux adaptés aux différents matériaux mis en jeu dans le problème étudié, en combinaison avec les aspects du comportement que l'on souhaite simuler. Alors que, parmi ces modèles il existe deux modèles de comportement bien adaptés pour simuler le comportement des sols granulaires (notre cas) qui sont le modèle Mohr-Coulomb et HSM (Hardening Soil Model).

Chapitre V
Modélisation de la
fondation isolée

V.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous avons calculé la capacité portante d'une fondation isolée de forme carré situé sous un chargement uniformément répartie en considérant les deux cas excentré et centré, en utilisant le logiciel Plaxis3D, celui ci permet de modéliser de manière détaillée ce type de problème. Cette fondation est rigide, qui doit supporter des surcharges transmises par la superstructure. Cette analyse donne la valeur numérique de la capacité de la charge ultime et des graphiques explicites du mécanisme de défaillance de cette fondation.

V.2 MODELE GEOMETRIQUE DU SOL

Dans ce travail nous allons étudier un profil de sol de 20m de longueur et de 20m de largeur et en deux couches différentes composent la géologie du site (sable, argile).

- Une couche de sable uniforme compacte en surface de 3 m de profondeur.
- Une couche d'argile en profondeur de 7 m en dessous de sable.

V.3 MODELE DU COMPORTEMENT UTILISE

a) Modèle Mohr-Coulomb

Dans notre cas nous considérons que la fondation est installée dans un sol avec une loi 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 dilatance ψ .

b) Modèle linéaire élastique

Le modèle linéaire élastique a été mis en œuvre pour la fondation de forme carrée (2.5×2.5) m qui contient cinq paramètres, à savoir deux paramètres élastiques et trois paramètres de résistance. Les valeurs des paramètres d'élasticité et de résistance sont les suivantes : module d'élasticité E' , coefficient de Poisson ν , épaisseur de la fondation D , masse volumique de béton γ_b , poids propre de la fondation G .

Tableau V.1 : Variation du module d'élasticité E du béton en fonction de f_{c28}

f_{c28} MPa	20	25	30	35
E MPa	29860	32160	34180	35980

Tableau V.2 : Caractéristiques de la fondation

Semelle	A (m)	B (m)	d (m)
S ₁	2.5	2.5	0.5

V.4 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

V.4.1 PROPRIETES DES COUCHES DE SOLS ET DES INTERFACES GRAPHIQUES DU CODE PLAXIS

Les propriétés des couches de sols et des interfaces sont présentées dans le tableau(V.3).

Tableau V.3 : propriétés des couches de sols et des interfaces graphiques

	Unité	Sable uc	Argile
H	M	3	7
γ_{sec}	KN/m ²	17	17
γ_{sat}	KN/m ²	20	18
E _{ref}	MPA	75	10
ν	/	0.3	0.3
C _{re}	KN/m ²	01	10
φ	/	31	30
ψ	/	0	0

V.4.2 PROPRIETES MECANIQUES DE LA FONDATION

Tableau V.4 : Propriétés mécaniques de la fondation

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de Comportement	Matériel Type	Elastique	/
Rigidité de Flexion	EI	32164.19	MPA
Epaisseur	D	0.5	M
Coefficient de Poisson	ν	0.2	/
La masse volumique de béton	γ	25	KN/m ³
Poids propre de fondation	G	87,12	KN

V.4.3 SOLLICITATIONS APPLIQUEES SUR LE MODELE : Le chargement appliqué à la surface de la semelle est verticale : $N_1 = 50\text{KN/m}^2$

Nous étudions une fondation superficielle repose sur un sol de deux couches, cette fondation supporte un chargement verticale.

❖ **premier cas :** Nous étudions une fondation isolée centrée.

a) Maillage des éléments finis: Dans cette analyse, le logiciel PLAXIS génère automatiquement un maillage 3D. Le maillage en éléments finis est tel qu'il est indiqué à la figure(V.1).

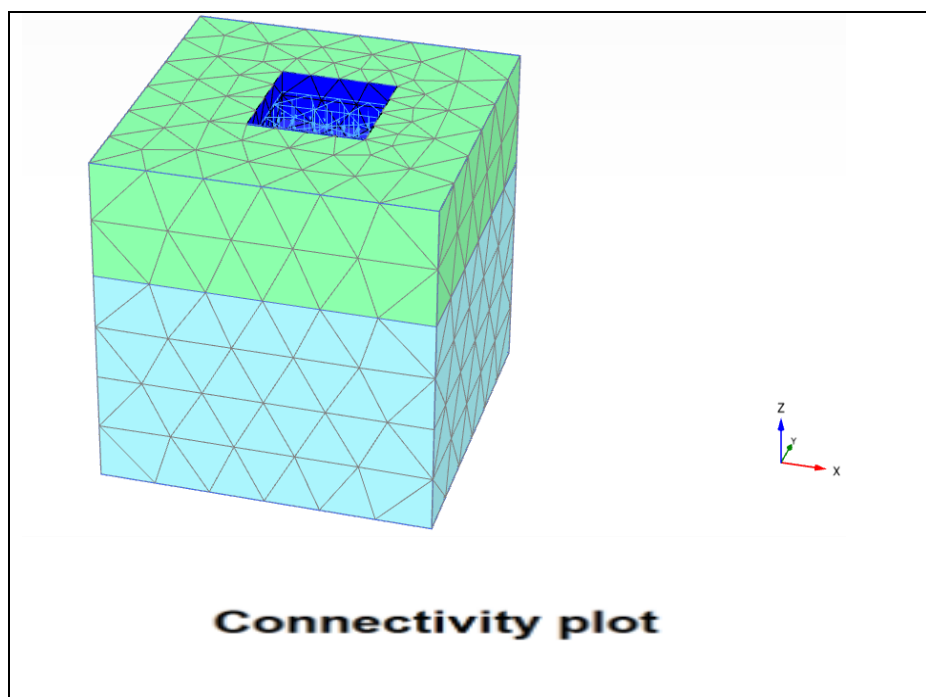


Figure V. 1 : Maillage en 3D du profil

Dans la phase des calculs il est nécessaire de choisir des points soit des points déplacements, soit des points des contraintes ou l'on veut enregistrer au cours de calculs les contraintes, les déformations ou déplacement. Ces points sont importants à définir car on ne peut pas tracer les courbes que pour ces points.

Tableau V.5 : Coordonnées des points (premier cas)

Point	xx	Yy	Zz
Nœude807	7.00	11.03	-2.25
Nœude708	14.00	14.00	0.00
Nœude538	7.00	7.00	0.00
Point de contrainte667	14.27	11.04	-2.73
Point de contrainte 1920	6.98	15.7	-0.64
Point de contrainte1178	6.19	14.83	-0.21

b) La phase de calcul: Le processus de calcul de cette analyse est illustré à la figure (V.2)

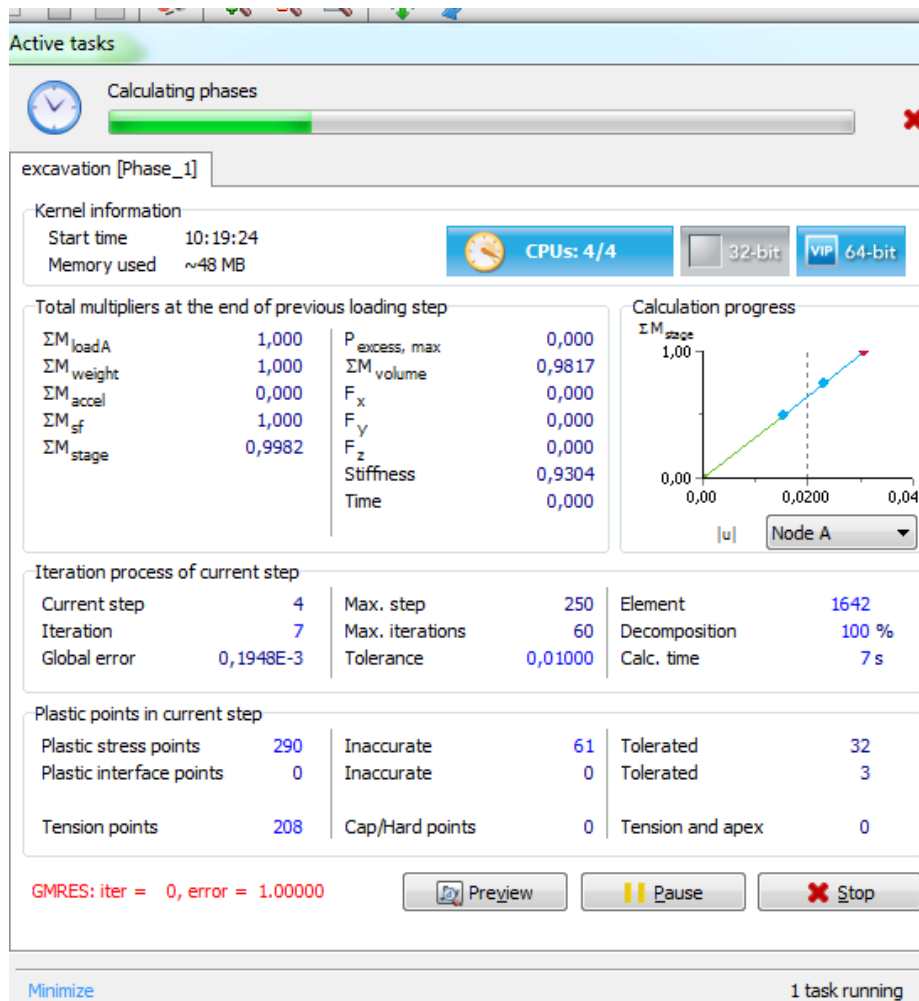


Figure V. 2 : La phase du calcul

c) Les résultats principaux : Les figures (V.3, V.4 et V.5) montrées ci-dessous, représentent respectivement, le déplacement total dans la phase ultime et le déplacement total U_X et U_Z .

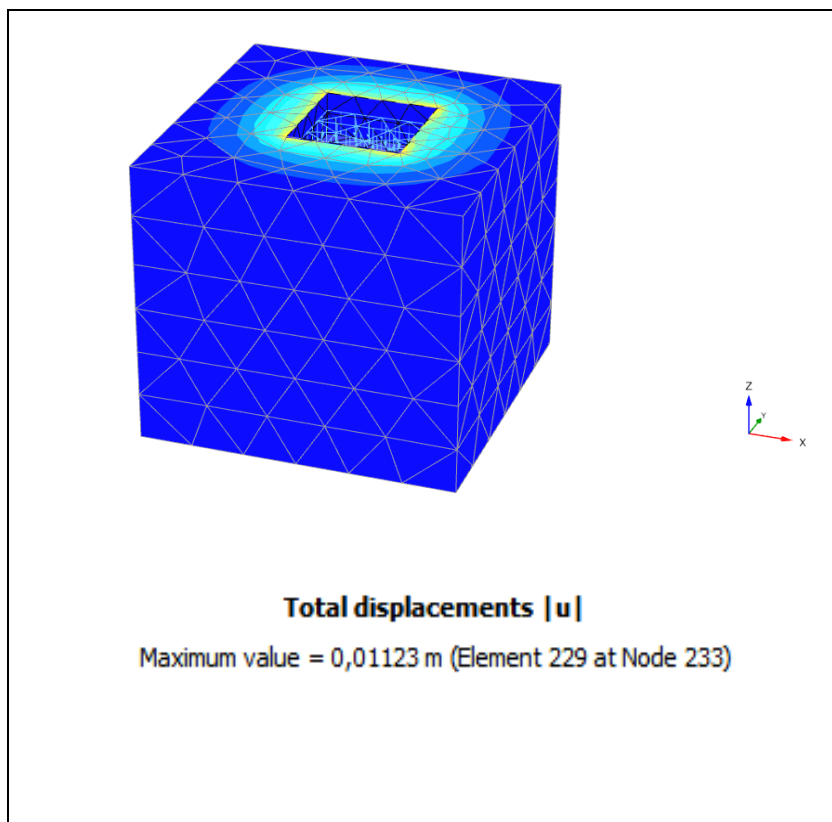
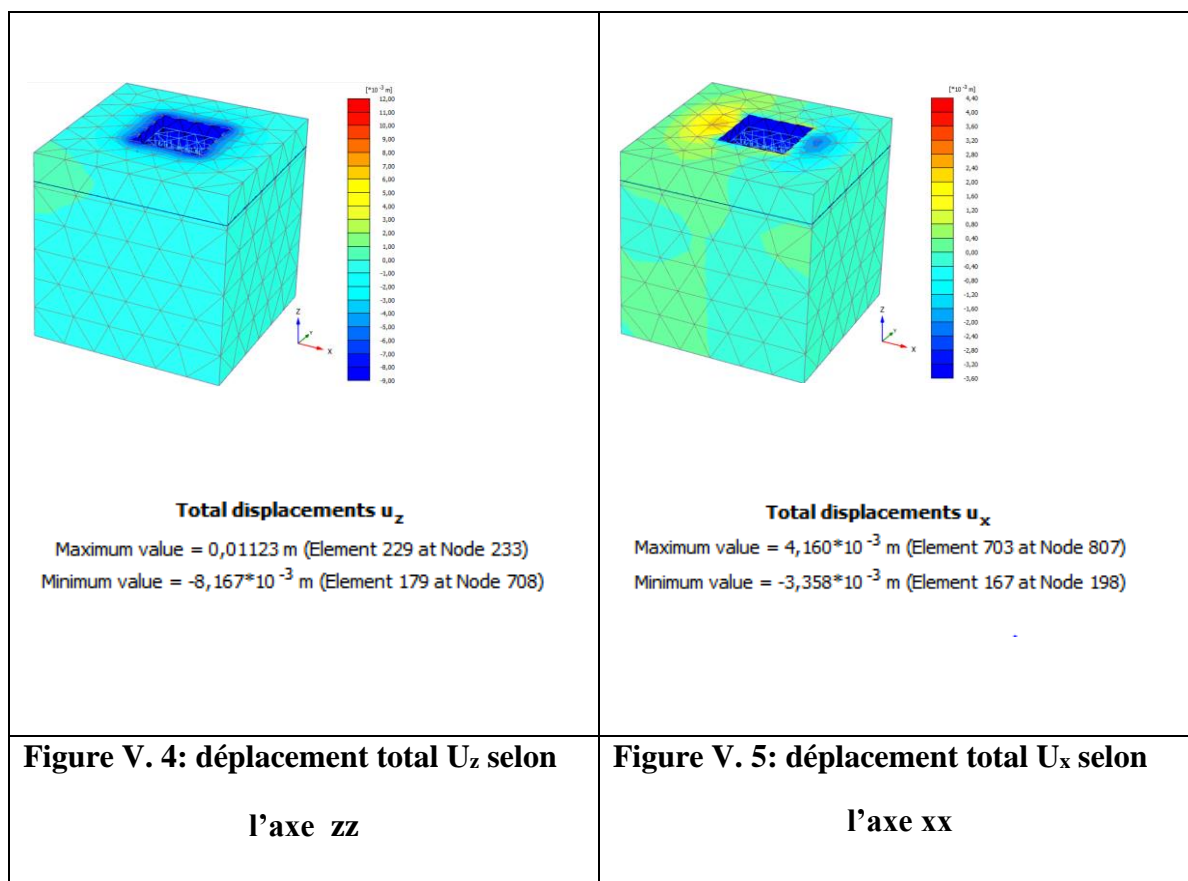


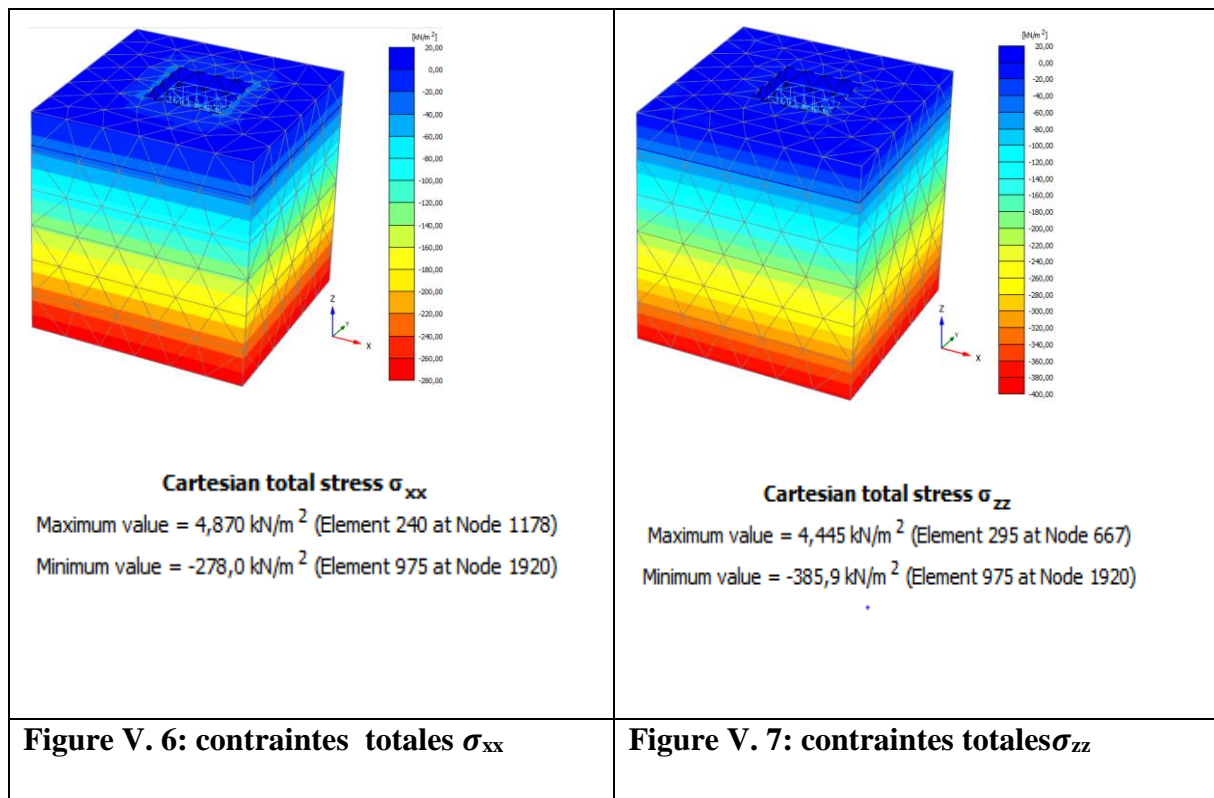
Figure V. 3: déplacement total | u |



Commentaire

-Les figures V.4 et la figure V.5 représentent les contours de déplacements verticaux et horizontaux respectivement. Elles montrent un déplacement horizontal de $4.160 \cdot 10^{-3}$ m et un enfoncement de 0.01123m .qui sont localisés au dessous de la zone du chargement qui est de l'ordre de 50 KN/m².

-Les figures (V.6, V.7 et V.8) montrées ci-dessous représentent respectivement : les valeurs des contraintes principales et les points plastiques.



Commentaire : Les contraintes dans le sens horizontale et verticale elles sont de même ordre de grandeur ainsi que la zone de répartition de contact est très élargie dans le plan xx et réduite dans le plan zz.

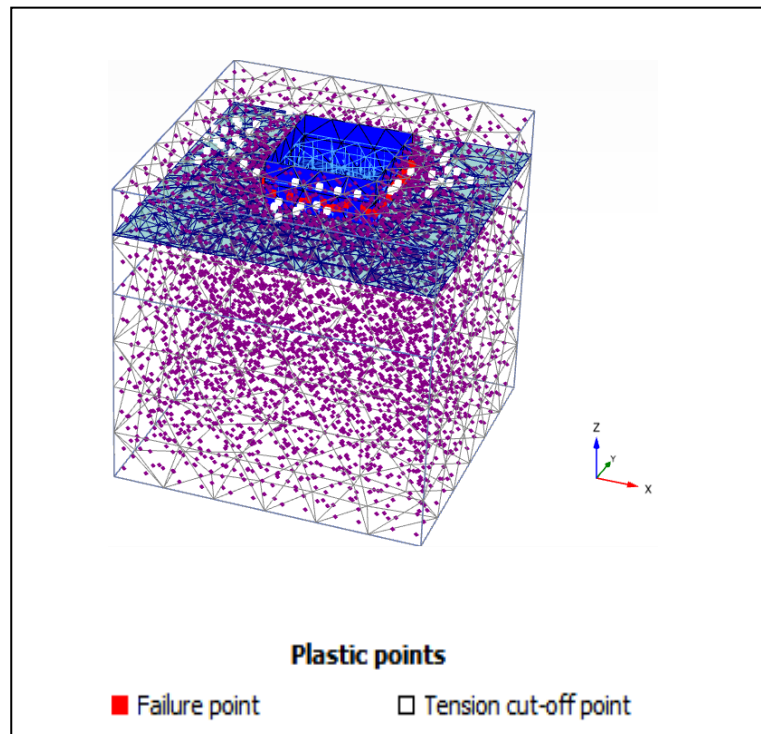


Figure V. 8: points plastiques

Commentaire : Les points plastiques sont concentrés dans la périphérie de la semelle isolée. Ce qui nous explique que la zone perturbée se trouve dans la zone limitrophe de la fondation.

Les figures (V.9 et V.10) montrent les déplacements des différents points étudiés en fonction du pas selon les axes xx et zz .

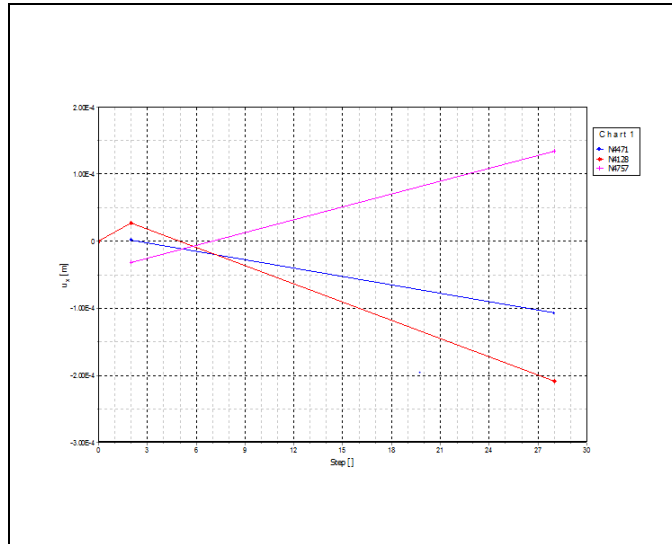


Figure V. 9: Courbe de déplacement xx

Commentaire : A chaque fois quand on s'éloigne de la fondation, le déplacement diminue jusqu'à arriver à une valeur nulle et le déplacement maximum se trouve au-dessous de la base de fondation.

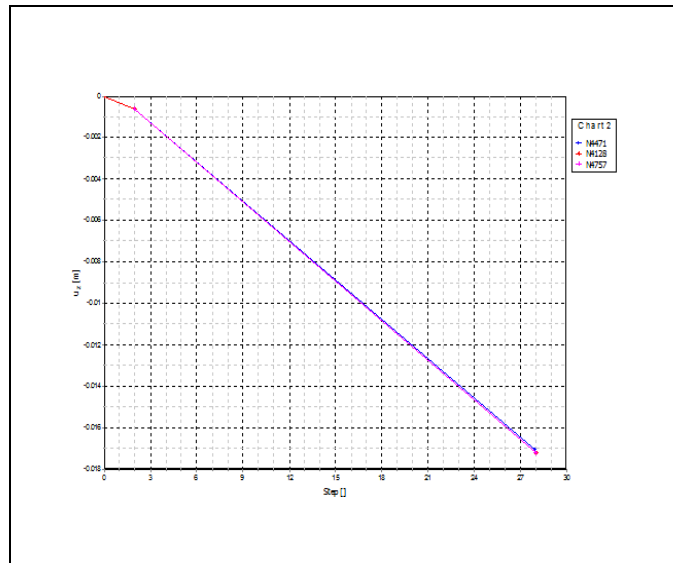


Figure V. 10: Courbe de déplacement zz

Commentaire : les courbes de déplacements verticaux (selon l'axe zz) diminuent petit à petit jusqu'à atteindre la valeur nulle qui correspond à la limite de l'effet de la fondation.

Toutes les courbes coïncident parce que tout point considéré se déplace de la même manière et d'une valeur égale.

La figure (V.11) montre les contraintes des différents points étudiés en fonction du pas selon les axes xx et zz.

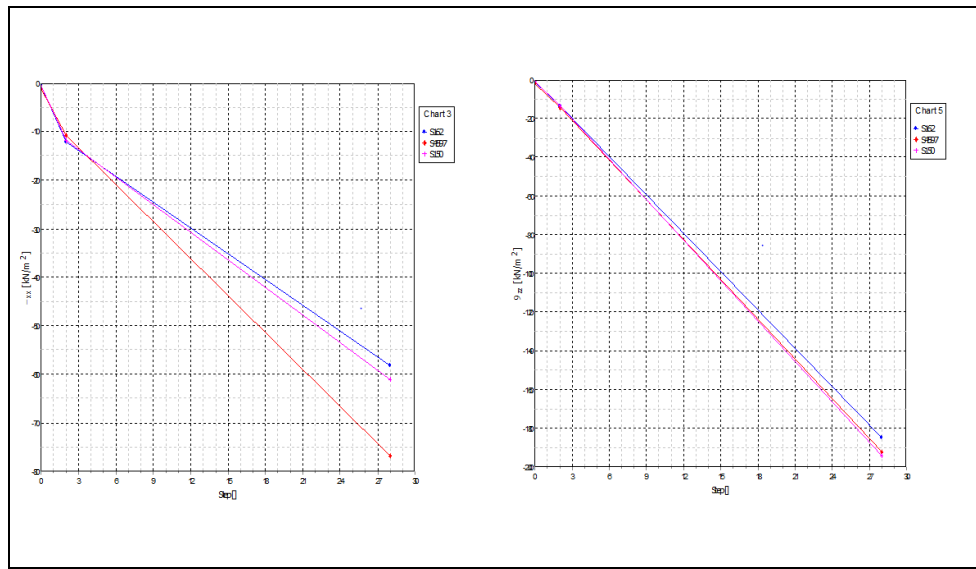


Figure V. 11: Courbe des contraintes selon xx et zz

Commentaire : les courbes dans les deux directions xx et zz ont la même allure en général, ces dernières sont en diminution, en s'éloignant de la base de la semelle jusqu'à atteindre la valeur nulle (sans effet).

❖ **Deuxième cas** : Nous étudions une fondation excentrée.

a) **Maillage** : la figure (V.12) représente le maillage par éléments finis.

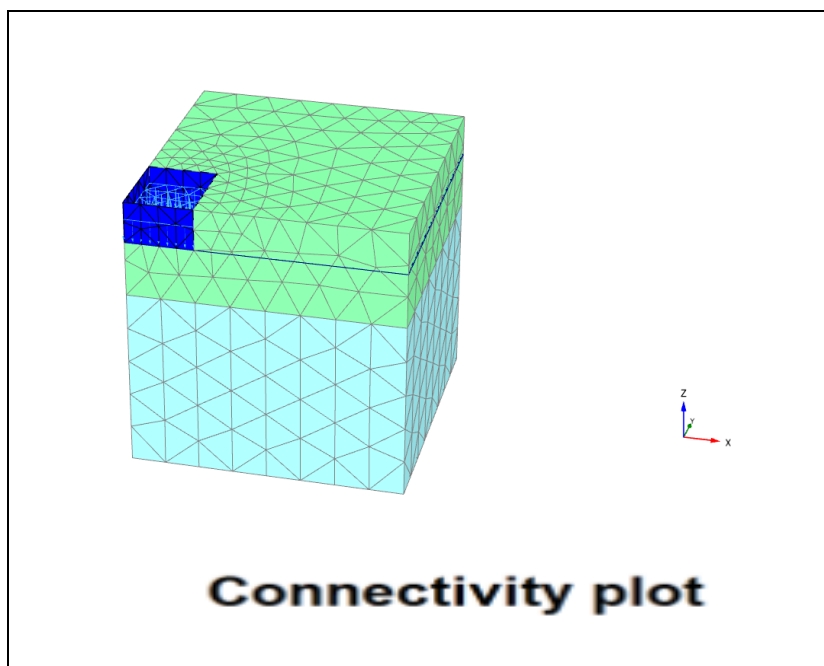


Figure V. 12: Maillage par éléments finis

Dans la phase des calculs il est nécessaire de choisir des points soit des points déplacements, soit des points de contraintes ou l'on veut enregistrer au cours de calculs les contraintes, les déformations ou déplacement. Ces points sont importants à définir car on ne peut pas tracer les courbes que pour ces points.

Tableau V.6 : coordonnées des points (deuxième cas)

Point	Xx	Yy	Zz
Nœude673	5.00	6.00	0.00
Nœude692	6.31	6.90	0.00
Nœude124	1,58	0.51	0.00
Point de contrainte 916	5.67	4.62	-0.12
point de contrainte 2061	5.42	5.87	-0.134

B) Les résultats principaux : Les figures (V.14, V.15 et V.16) montrées ci-dessous, représentent respectivement : le déplacement total dans la phase ultime et le déplacement totale U_x et U_z .

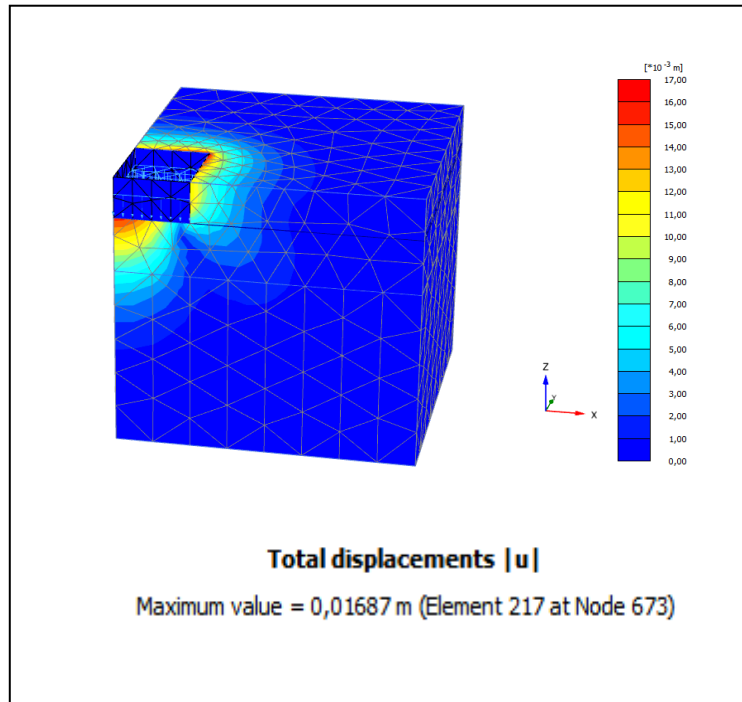
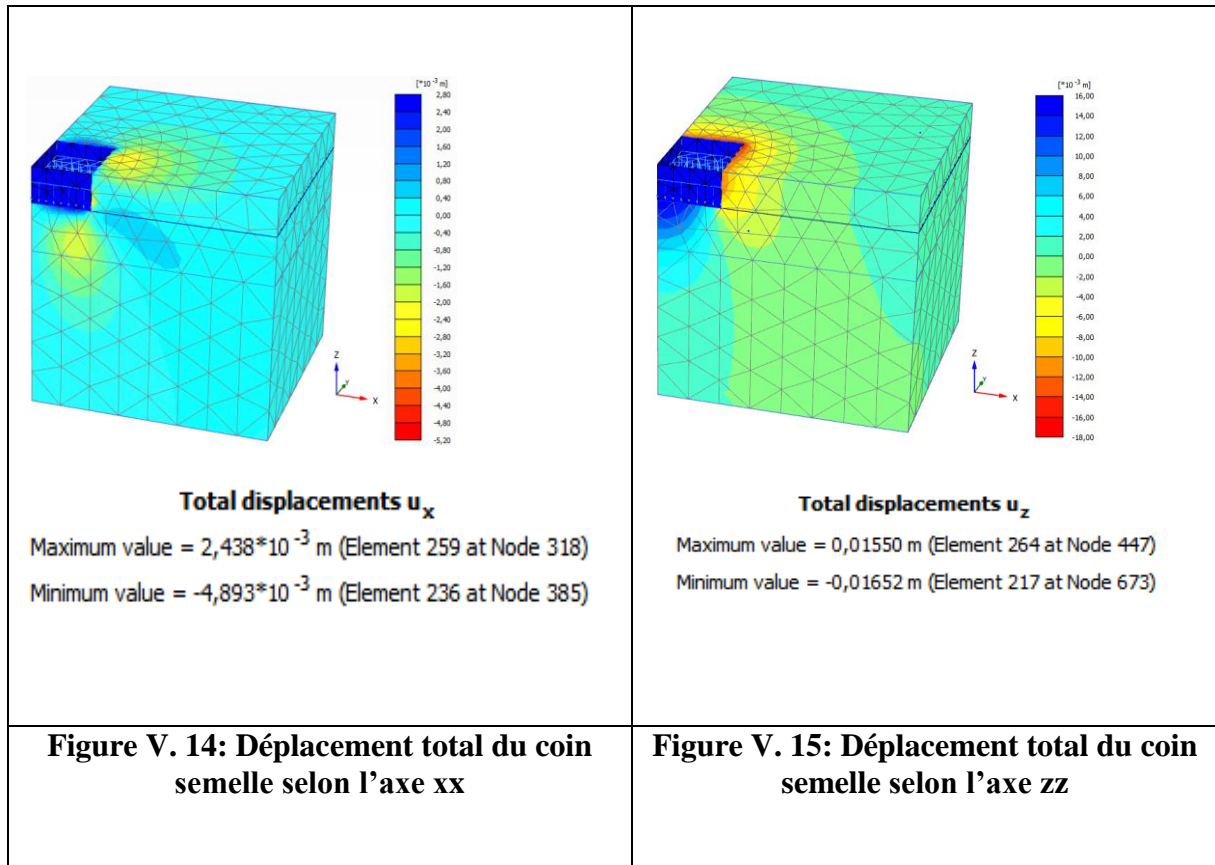
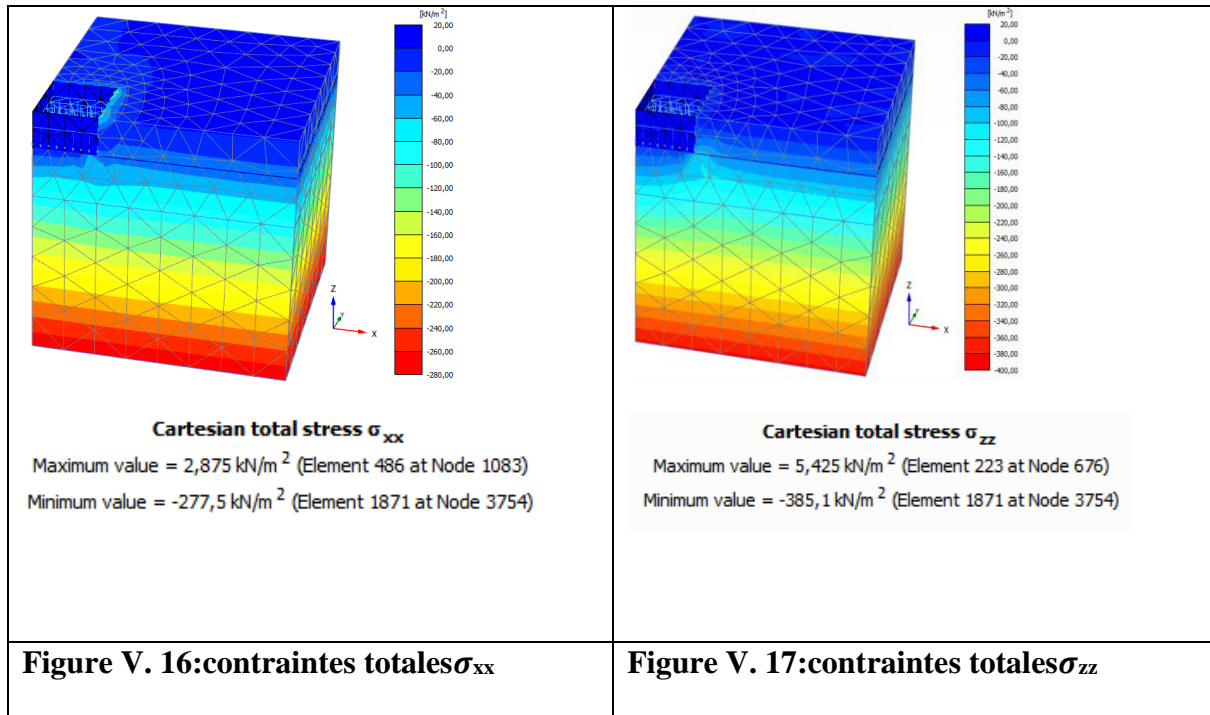


Figure V. 13: déplacement total |U|



Commentaire : Les figures V.14 et la figure V.15 représentent les contours de déplacement horizontaux et verticaux respectivement. Elles montrent un déplacement horizontal de $2,438 \cdot 10^{-3}$ m et un enfoncement de 0.01550 m localisés au-dessous de la zone du chargement qui est de l'ordre de 50 KN/m².

Les figures (V.17, V.18 et V.19) montrées ci-dessous représentent respectivement : les contraintes totales et les points plastiques.



Commentaire: Les contraintes sont concentrées au niveau de la base de la fondation, les contraintes diminuent quand on s'éloigne de la base dans le sens zz et xx. La contrainte dans le sens zz (385,1 KN/m²) elle est presque le double par rapport au sens xx (277,5 KN/m²), le champ de contraintes est uniformément répartie dans le plan xx mais dans le plan zz on remarque que la répartition des contraintes est aléatoire et cela est due a l'excentrement de la charge .

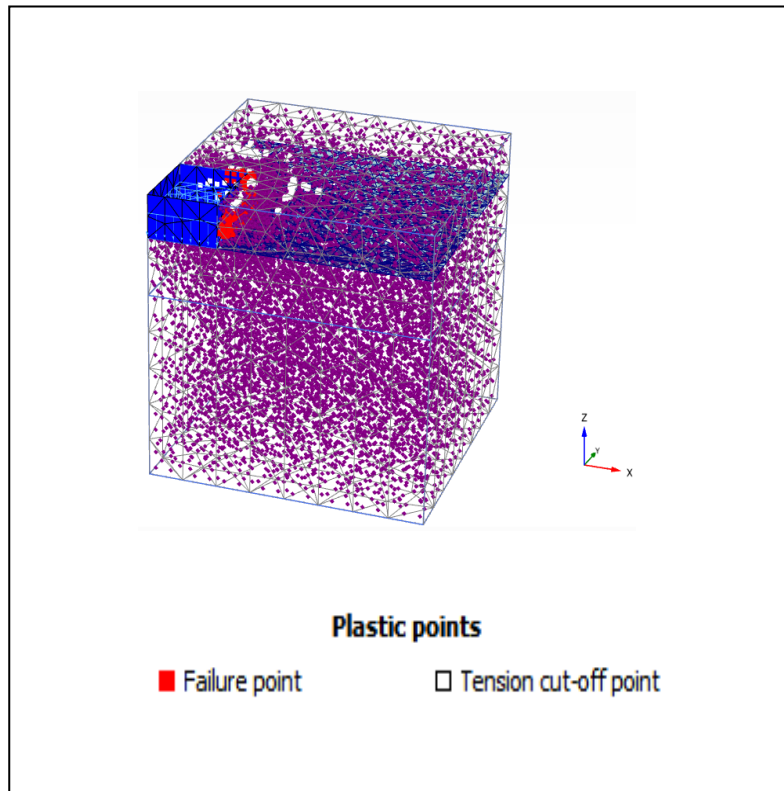


Figure V.18: Points plastiques

Commentaire : les points plastiques sont concentrés d'un seul coté de la fondation et cela est due à l'excentrement de la charge.

Les figures (V.20 et V.11) montrent les déplacements des différents points étudiés en fonction du pas selon les axes xx et zz .

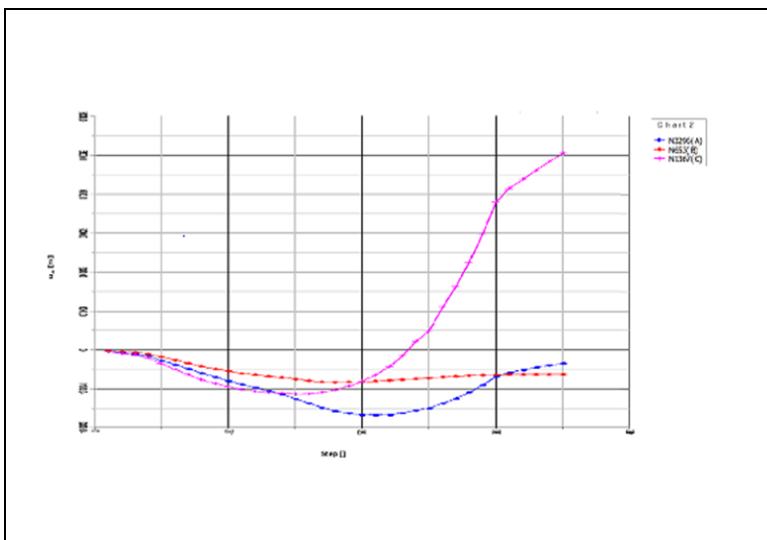


Figure V. 19: Courbe de déplacement selon l'axe xx

Commentaire : Le déplacement selon le plan xx se partage en deux parties :

- la première partie se caractérise par une diminution des déplacements jusqu'à atteindre la valeur maximale qui se traduit par la plastification du sol au-dessous de la fondation.
- la deuxième partie est qualifiée par une augmentation importante des déplacements après plastification du sol et cela est due au différent chargement appliqué.

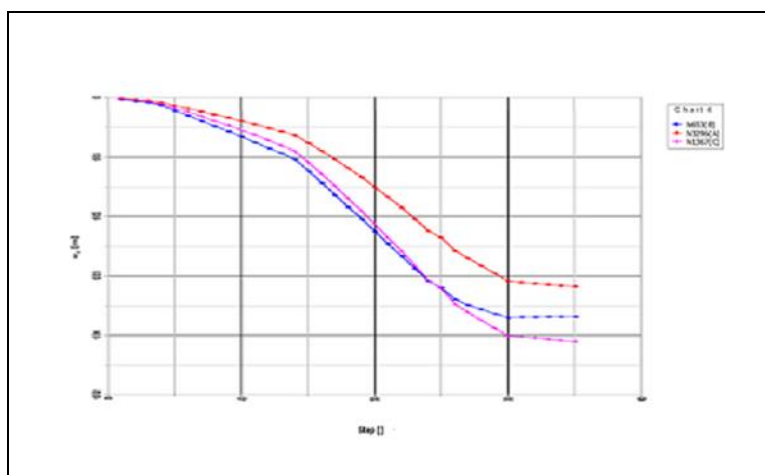


Figure V. 20: Courbe de déplacement selon l'axe zz

Commentaire : Le déplacement dans le plan zz augmente au-dessous de la base de fondation jusqu'à atteindre la valeur maximale, les déplacements sont très importants vis à vis du plan zz , le comportement présenté dans cette direction est élastique c'est à dire les déplacements sont proportionnels au chargement.

La figure (V.21) montre les contraintes des différents points étudiés en fonction du pas selon les axes xx et zz .

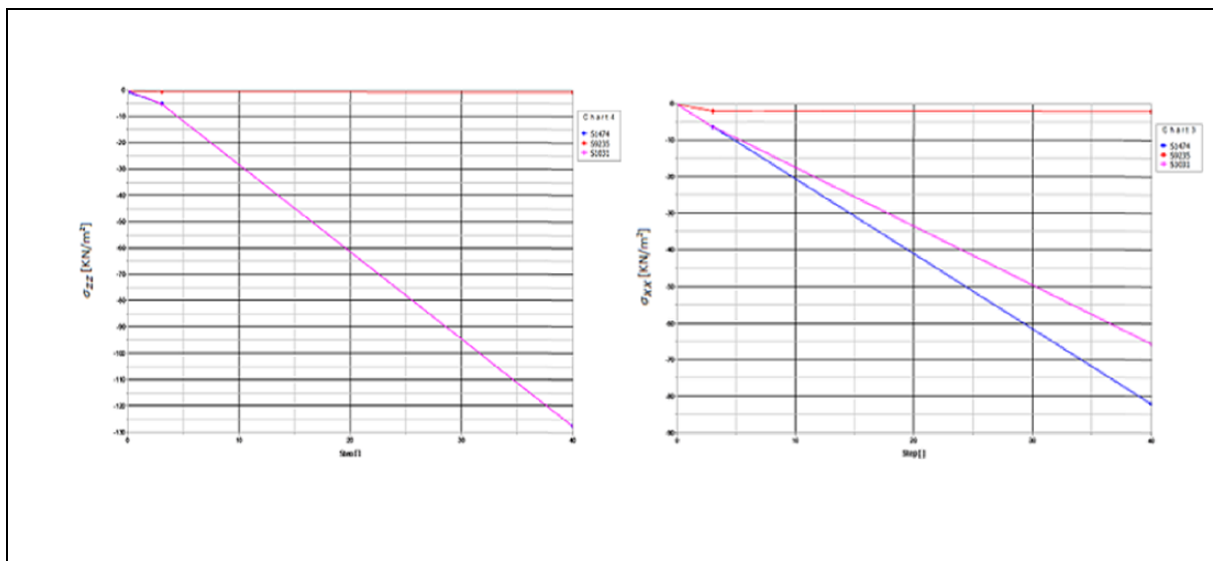


Figure V. 21: courbe des contraintes selon xx et zz

Commentaire : Concernant les contraintes on observe qu'il y a une diminution dans les deux directions principales, dans la direction zz la diminution est très rapide par rapport à la direction xx , cela est dû à la direction de chargement.

V.5 CONCLUSION

Ce chapitre concerne la modélisation de deux cas d'une fondation superficielle avec un chargement centré et excentré, les résultats trouvés dans les deux cas nous permettent de soulever les remarques suivantes :

- Une perturbation de répartition de champ de contraintes qui n'est pas uniforme.
- La charge excentrée augmente les déplacements dans les deux directions principales.
- La zone de plastification et de concentration des contraintes se trouve au-dessous de la base de la fondation.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche numérique sur le chargement d'une fondation superficielle centrée et excentrée, sous une charge appliquée axialement sur la surface de la fondation.

La réalisation de ce projet de recherche nous a permis d'avoir une idée sur le fonctionnement et le mécanisme de rupture des fondations superficielles et les différentes méthodes de calcul de la capacité portante

Le tassement est un phénomène qui peut être uniformes ou différentiel selon la nature du sol en place. Le pose des problèmes aux ingénieurs par ses effets qui causent l'affaissement, l'effondrement et glissement de terrain.

Suite à cette étude on peut donner quelques observations :

- ✓ PLAXIS 3D est un outil polyvalent pour l'ingénierie géotechnique, car il fournit des modèles de sol avancés avec une large gamme d'options de maillage et des éléments de forme tétraédrique qui permettent une simulation réaliste des problèmes tridimensionnels.
- ✓ La modélisation numérique a montré que le chargement excentré perturbe le champ de répartition des contraintes dans différents plans et l'amplification des déplacements.

RECOMMANDATIONS

A partir de ses constatations nous recommandons ce qui suit :

- élargir la base de la fondation pour éviter toutes types de rotation (renversement, glissement,....etc.) en tenant compte de coût de projet.
- Dans le cas d'un chargement excentré il est nécessaire de renforcer le sol avec un géotextile ou inclusion rigide pour éviter la perturbation du champ de contrainte.

- [1] **Frank R., (1999)** Calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de l'ingénieur et Presses des Ponts et Chaussées, 141 pages.
- [2] **V. ROBITAILLE, D. TREMBLAY** 'mécanique des sols-théorie et pratique' ed quebec - canada 1997.
- [3] **Vesic AS (1963)** Bearing capacity of deep foundations in sand. Highw Res Rec 39:112–153
- [4] **PIERRE MARTIN 2^eédition, 2005** Géotechnique appliquée au BTP, Edition Eyrolles.
- [5] **Rankine, W. M. (1856)**. On the Stability of Loose Earth. *Proceedings of the Royal Society of London*, 185-187.
- [6] **Terzaghi K.** (1943) Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York
- [7] **TERZAGHI (K.) ET PECK (R.B.)**. – Soil mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons, New York, First Edition 1948 and Second Edition 1967
- [8] **Meyerhof, G.G.**, 1951. The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique*, pp.301–332.
- [9] **Meyerhof G.G. (1976)** Bearing capacity and settlement of pile foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 102 (ASCE# 11962), p. 195-228. USA.
- [10] **CEN (2005) Eurocode 7** : calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales, NF EN 1997-1 (P94-251-1), 175 pages
- [11] **CEN (2006) Eurocode 7** : calcul géotechnique - Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais, NF EN 1997-2 (P94-252), 209 pages
- [12] **MEYERHOF (G.G.)**. – Discussion on « Rupture surface in sand under oblique loads ». *J. Soil*
- [13] **MEYERHOF (G.G.)**. – The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. *Proc. 3rd Int. Conf. Soil MechsFdnEngng, Zurich*, vol. 1, p. 440-5, 1953
- [14] **Giroud J.-P.** Tran-Vo-Nhiem, Obin J.-P.(1973) Tables pour le calcul des fondations, Tomes 3 (Force portante), Dunod, Paris.
- [15] **Ménard L.** (1976) Règles relatives à l'exécution des essais pressiométriques, *Sols Soils* 27 : 7-20.
- [16] **Ménard L.** (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, *Sols-Soils*, 5, pp. 9-32.
- [17] **Ménard L.** (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des essais

pressiométriques - Seconde partie, Sols - Soils, 6, pp. 9-27.

[18] **Ménard L.** (1965), Notice générale D 60. Centre d'Études géotechniques, 41 pages.

[19] **GARNIER (J.), CANÉPA (Y.), CORTÉ (J.F.) et BAKIR (N.E.)**. – Étude de la portance de fondations en bord de talus. Comptes rendus 13e Conf. Int. Méca. Sol et Tr. Fond., New Delhi, pp. 705-708 (1994).

[20] **Livre.tk**. Document Technique réglementaire DTR-BC 2.331.

[21] Mémoire de Magister Université 20 Août 1955 - Skikda (Algérie)

[22] **BRINKEGEREVE R.B.J. et VERMEER PA.**: «Plaxis Version 8; Scientific ; Manuals » DELFT university of Technology et plaxis BV Pays-bas (2003).

[23] **Plaxis 2002**, finit Element code for Soil and rock analysis, Professional version Balkaema/Rotterdam/Brook Field.

[24] **Ali RACHEDI MOHAMED-2011** Université Badji Mokhetar Annaba. Etude par éléments finis du comportement du sol environnant un pieu sous sollicitation horizontale

[25] **HADRI Wided** : « Analyse de la capacité portante des fondations superficielles par le code de calcul – Plaxis » Mémoire de Magister, Université de Guelma (2010).

[26] **Jean Costet, Guy SANGLERAT** .cours pratique de mécanique des sols 1.troisième édition.