

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE 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 :

**Messaoudi Hamadache
Silem Assia**

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

Filière : Génie civil
Option : Structure

Thème :

**Etude de stabilité d'une fondation semelle isolée soumise à différents
chargements (centré et excentré). Modélisation par Logiciel plaxis 8.2**

Devant le jury composé de :

M ^r Moussaoui.F	Docteur	UAMOB	Président
M ^r Belmihoub.H	M.A.A	UAMOB	Encadreur
M ^{me} .Boumaiza.M	M.A.A	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2019/2020



Remerciement

Tout d'abord, Dieu merci, qui nous a bénis Et il nous a donné la force et la patience pour terminer cela 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 membres du jury d'accepter de revoir notre manuscrit et pour soulever les critiques nécessaires pour enrichir nos connaissances Et en plus de notre travail, sans parler des remerciements.

Remercier tous les enseignants qui nous ont formés. Ils ont fourni leur aide précieuse. Nous remercions également les personnes qui nous soutiennent. Nous encourageons ceux qui sont prêts ou éloignés.





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 leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*
- *A mes grands parents*
- *mon frère*
- *A mes sœurs*
- *A tous mes amis*

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



HAMADACHE





*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 leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*
- *A mes grands parents*
- *mon frère Kamel*
- *A mes sœurs lila, lamia hamida et wiam*
- *A tous mes amis*

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



ASSIA



Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : généralités sur les fondations superficielles

I.1 introduction.....	4
I.2 fondation superficielle	5
I.3 rôles des fondations superficielles	5
I.4 types des fondations superficielles.....	6
I.5 critères de choix du système des fondations	7
I.6 profondeur minimale des fondations	7
I.7 avantages et inconvénients des fondations superficielles	7
I.8 fonctionnement des fondations superficielles.....	8
I.8.1 comportement d'une semelle chargée.....	8
I.8.2 mécanismes de rupture d'une fondation superficielle	9
I.9 distribution des contraintes sous une fondation	11
I.9.1 cas d'une semelle souple.....	11
I.9.2 cas d'une semelle rigide.....	11
I.9.3 effet de la nature de sol sur la distribution de pression de contact.....	12
I.9.4 l'effet de la taille de la fondation	13
I.10 estimation du tassement	13
I.10.1 introduction	13
I.10.2 définition	14
I.10.3 les différents types de tassements.....	15
I.11 détermination du tassement.....	16
I.11.1 solution en élasticité	16
I.11.2 calcul direct du tassement	16
I.11.3 distribution de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ avec la profondeur	17
I.11.4 calcul des tassements par les résultats de l'essai œnométrique	20
I.12 conclusion.....	21

Chapitre II : La capacité portante d'une fondation superficielle

II.1 introduction.....	23
II.2 définition.....	23
II.3 méthode de calcul de la capacité portante	23
II.3.1 méthode à partir des essais de laboratoire (méthode $c-\phi$).....	23

SOMMAIRE

II.3.1.1 théorie de rankine (1857) [7].....	23
II.3.1.2 théorie de terzaghi (1943)[8].....	25
II.3.1.3 théorie de meyerhof (1963).....	30
II.4 calcul de la capacite portante pour des cas particuliers.....	32
II.4.1 influence de la forme de la semelle.....	32
II.4.2 influence de l'inclinaison de la charge.....	32
II.4.3 influence de l'excentrement e d'une charge verticale.....	33
II.4.4 semelle fondé sur une bicouche (sols hétérogènes).....	35
II.4.5 influence de la nappe phréatique sur la capacité portante.....	36
II.5 capacite portante des fondations a partie des essais in situ[12,13,14 et 15].....	37
II.5.1 essais préssiométriques [16].....	37
II.5.2 essais pénétrométriques.....	39
II.5.2.1 pénétromètre statique.....	39
II.5.2.2 pénétromètre dynamique.....	40
II.5.3 essais stp (standard pénétration test) [16].....	41
II.6 conclusion.....	42

Chapitre III : Méthode des éléments finis géotechnique et présentation de plaxis 3D

III.1 methode des elements finis en geotechnique.....	44
III.1.1 introduction.....	44
III.1.2 le but de la mef.....	44
III.1.3 présentation de la méthode des éléments finis.....	44
III.1.4 avantages de la méthode des éléments finis.....	45
III.1.5 formulation de la mef en géo mécanique.....	45
III.2 presentation de logiciel plaxis.....	47
III.2.1 introduction.....	47
III.2.2 définition de code plaxis 3d.....	48
III.3 les modeles de comportements integres dans plaxis.....	50
III.3.1 modèle élastique linéaire.....	51
III.3.2 contraintes totales, effectives et pressions interstitielles.....	51
III.3.3 le modèle de mohr-coulomb (m.c).....	52
III.3.4 modèle de sol avec écrouissage (hardeningsoil model h.s.m).....	56
III.3.5 modèle pour sols mou (soft soil model s.s.m).....	58

III.3.6 modèle pour les sols mou avec effet du temps (soft soilcreep model s.s.c.m).....	61
III.4 conclusion.....	63

Chapitre IV : Etablissement d'un modèle de référence

IV.1 introduction	66
IV.2 modele de geometrie du sol	66
IV.4 caracteristiques des materiaux	67
IV.4.1 propriétés des couches de sols et des interfaces graphiques de code plaxis.....	67
IV.4.2 propriétés mécaniques de la fondation	67
IV.4.3 sollicitations appliquées sur le modèle	68
IV.5 premier cas	68
IV.5.1. maillage des éléments finis.....	68
IV.5.2. la phase de calcul.....	69
IV.5.3. les résultats principaux	70
IV.5.3.1. les déplacements totaux	70
IV.5.3.2. les contraintes totales et les points plastiques.....	71
IV.5.3.3. les courbes de déplacement	73
IV.5.3.4. les courbes de contraintes	74
IV.6.deuxième cas	76
IV.6.1. maillage	76
IV.6.2. les résultats principaux	77
IV.6.2.1. les déplacements totaux	77
IV.6.2.2. les contraintes totales et les points plastiques.....	78
IV.6.2.3. les courbes de déplacement	79
IV.6.2.4. les courbes des contraintes.....	80
IV.7. conclusion	81
Conclusion générale.....	83
Référence bibliographique.....	85

Chapitre I

Figure I. 1: Rapport D/B définissant le type de fondations.....	4
Figure I. 2: Caractéristiques géométriques d'une fondation superficielle	5
Figure I. 3: Types de fondations superficielles. [1].....	6
Figure I. 4: Chargement d'une semelle superficielle. [1]	8
Figure I. 5: Mécanisme de rupture théorique d'un sol homogène supportant une semelle filante [1]	9
Figure I. 6: Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle [2].....	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 différentiel tour de pise en Italie	15
Figure I. 12: Tassement uniforme.	15
Figure I. 13: Tassement différentiel	16
Figure I. 14: accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée.....	18
Figure I. 15: Courbes d'égales contraintes Verticales $\Delta\sigma_z$ sous une fondation, dans un Massif homogène, isotrope, semi-infini.[3]	18
Figure I. 16: Accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (par la contrainte q. [4].....	19
Figure I. 17: Méthode approchée pour le calcul de l'accroissement des contraintes [4].....	19

Chapitre II

Figure II. 1: Principe de la théorie de Rankine[6].....	24
Figure II. 2: Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse [7]	26
Figure II. 3: mécanisme de rupture d'une fondation superficielle [7]	26
Figure II. 4: Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi [8]	27
Figure II. 5: valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_\gamma(\varphi')$, $N_q(\varphi')$ recommandées par Terzaghi et perck [9].....	29
Figure II. 6: Les lignes de glissement pour une fondation superficielle rugueuse, d'après Meyerhof (1951).[9].....	31
Figure II. 7: $(L_b/D)_{cr}$ et coefficient de capacité portante pour différent angle de frottement φ Meyerhof 1976.[10]	31
Figure II. 8: inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B[14].....	33
Figure II. 9: Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée[15].....	33
Figure II. 10: solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée [10]...	34
Figure II. 11: Représente une semelle fondée sur un bicouche.....	35
Figure II. 12: diffusion approchée dans contraintes d'un semelle fondée sur un bicouche	36
Figure II. 13: modification de l'équation de la capacité portante pour le niveau de la nappe phréatique	36
Figure II. 14: facteur de portance pressiométrique carrées ou circulaires.	38
Figure II. 15: Facteur de portance pour les semelles pressiométrique pour les semelles filantes.	38

LISTE DES FIGURES

Figure II. 16: coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62-v,1993)[22].....	38
Figure II. 17: coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus .dans le cas d'un encastrement nul (fascicule 62v,1993)[22]	39
Figure II. 18 :calcul la résistance par La méthode pénétrométrique	40
Figure II. 19: facture de portance.....	40

Chapitre III

Figure III. 1: les actions sur le domaine Ω [18]	46
Figure III. 2: Domaine Ω discrétisé [18].....	46
Figure III. 3: présentation général d'un plaxis 3D	50
Figure III. 4: Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.....	52
Figure III. 5: Fenêtre d'ensemble de matériaux de sol et d'interface (Feuille d'onglet paramètres du modèle Mohr-Coulomb)	53
Figure III. 6: Définition du module à 50% de la rupture [19].....	54
Figure III. 7:Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$ [20].....	55
Figure III. 8: Paramètres avancés de Mohr-Coulomb	56
Figure III. 9: Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte- déformation.	57
Figure III. 10: Forme de surfaces de charge H.S.M[20]	58
Figure III. 11: Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.....	60
Figure III. 12: effet du temps sur les essais œnométrique.....	62
Figure III. 13: Diagramme de p^{eq} dans le plan p,q	63
Figure III. 14: paramètre des donné de comportement des sols.....	64

Chapitre IV

Figure IV. 1: Maillage en 3D du profil	69
Figure IV.2	70
Figure IV. 3: déplacement total $ u $	71
Figure IV. 4: déplacement total U_z selon l'axe zz	71
Figure IV. 5: déplacement total U_x selon l'axe xx	71
Figure IV. 6: contrainte total σ_{xx}	72
Figure IV. 7: contrainte total σ_{zz}	72
Figure IV. 8: points plastiques	72
Figure IV. 9: courbe de déplacement xx	73
Figure IV. 10: courbe de déplacement zz	74
Figure IV. 11: courbe des contraintes selon xx et zz	75
Figure IV. 12: maillage par des éléments finis.....	76
Figure IV. 13: déplacement total $ U $	77
Figure IV. 14: Déplacement total du coin semelle selon l'axe xx	77
Figure IV. 15: Déplacement total du coin semelle selon l'axe zz	77

LISTE DES FIGURES

Figure IV. 16: contrainte total σ_{xx}	78
Figure IV. 17: contrainte total σ_{zz}	78
Figure IV. 18: points plastiques	79
Figure IV. 19: Courbe de déplacement selon l'axe xx.....	79
Figure IV. 20: courbe de déplacement selon l'axe zz.....	80
Figure IV. 21: courbe des contraintes selon xx et zz	81

LIST DES TABLEAUX

Tableau I. 1: donne quelques valeurs de C_f pour les usuelles tirées de GIROUD.....	17
Tableau II. 1: valeurs des facteurs portancedonnés par Terzaghi[9].....	29
Tableau II. 2: coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi.....	32
Tableau II. 3: ordre de grandeur des valeur des coefficients réducteur sur N_{cq} (argile) et $N\gamma_q$ (sable) d'après Meyerhof[10]	33
Tableau II. 4:poids volumique γ et q dans l'équation générale « condition drainée ».....	37
Tableau III.1: Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k	59
Tableau IV.1: Variation du modèle d'élasticité E du béton en fonction de f_{c28}	67
Tableau IV.2: Caractéristiques de la fondation.....	67
Tableau IV.3: propriétés des couches de sols et des interfaces graphiques.....	67
Tableau IV.4: Propriétés mécaniques de la fondation.....	68
Tableau IV.5: Coordonnées des points.....	69
Tableau IV 6: Coordonnées des points.....	79

SYMBOLES ET NOTATION

Symbols et Notation

B	Largeur de la fondation
L	Longueur de la fondation
D	l'encastrement qui est la profondeur de la base de fondation
Q_L	la charge limite de la semelle
s	le tassement
q	contrainte appliquée sur la fondation
C_f	coefficient déplacement de la forme de la fondation
N_c, N_q,N_γ	Facteurs de la capacité 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
N_γ (φ), N_c (φ), N_q (φ)	facteurs de portance
q₁	contrainte de rupture incluant tous les coefficients de profondeur et de forme
L'	longueur réduite
B'	largeur ou diamètre réduit
Pl	pression limite
E_m	module préssiométriques
t	vecteur contraintes
σ_w	est la surpression interstitielle, n la porosité,
K_w	le module volumique de l'eau
ε_v	la déformation volumique
K_p	est le facteur de portance
u	vecteur déplacement réel
û	vecteur déplacement virtuelle.
σ	Pseudo-vecteur contrainte (réel)
q	surcharge verticale latérale à la fondation.
E	Le 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

SYMBOLES ET NOTATION

G	le module de cisaillement.
K	Le module de compressibilité volumique
[K]	Matrice de rigidité
U	déplacement
M	Magnitude
k*	Indice de gonflement
F	Facteur de stabilité
σ_w	Surpression intersticielles
σ'_{xx}	stress efficace dans x-direction
σ'_{yy}	stress vertical efficace (y-direction)
σ'_{zz}	stress efficace dans z-direction
EI	Rigidité e flexion
K0	Coefficient des terres au repos
p'	stress efficace isotropique (stress efficace moyen)
Q	stress déviatorique (stress de cisaillement équivalent)
Pref	Contraintes de référence
Rf	Coefficient à la rupture
λ^*	Indice de compression
m	Paramètre puissance
MEF	Méthode des éléments finis

Résumé

Le sujet de notre mémoire de recherche traite le problème de la capacité portance des sols 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 situées sur une surface horizontale du sol à l'aide du logiciel PLAXIS. Il est un logiciel basé sur la méthode d'élément fini, utilisé pour analyser la déformation et la stabilité des Projets d'ingénierie. Il a une application plus large dans le modèle constitutif du sol (relation stress-strain-time). Le logiciel PLAXIS 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.

Abstract

The subject of our research paper addresses the problem of soil lift capacity under an isolated square-shaped surface foundation. This study analyzes the effects of soil pressure values of a centered and outlying isolated sole located on a horizontal surface of the soil using PLAXIS software. It is software based on the finished element method, used to analyze the deformation and stability of engineering projects. It has a wider application in the soil building model (stress-strain-time relationship). PLAXIS software is a good tool that can be used to explain the behavior of a work and the regulation under different loading conditions. This numerical simulation allowed us to estimate the permissible settlement and states of deformations and stresses under the foundation.

Keywords: Superficial foundation, carrying capacity, 3D Plaxis, displacement, compulsion.

الخلاصة

يتناول موضوع بحثنا مشكلة قدرة رفع التربة تحت أساس سطحي منعزل على شكل مربع. هذه الدراسة يحلل آثار قيم ضغط التربة من وحيد منعزل مركزها تقع على سطح أفقي من التربة باستخدام برنامج (بلاك سيس) وهو برنامج يستند على أسلوب العنصر المحدود. ويستخدم تحليل تشوه واستقرار المشاريع الهندسية.

PLAXIS (stretle-time-العلاقة الإجهاد). لديها تطبيق أوسع في نموذج بناءا لتربة
ألمجياته بأداةجيدة التي يمكن استخدامها لشرح سلوك العمل والتنظيم في ظل ظروف التحميل المختلفة. سمحت لناهده
المحاكاة العددية بتقدير التنظيم المسموح به ودول التشويه والإجهاد تحت الأساس
الكلمات الرئيسية: أساس سطحي، قدرة تحمل. Plaxis3D . التشوه. الإجهاد

Introduction générale

Les fondations sont les éléments les plus importants de toute la structure et tout dommage aux fondations entraîne une défaillance catastrophique de la superstructure. C'est pourquoi l'accent doit être mis sur la fourniture d'une base solide à toute structure. La capacité portante du sol est un paramètre largement utilisé dans la conception des fondations et l'objectif de l'ingénieur concepteur est de fournir et de proportionner une fondation qui maintient les contraintes dans le sol et bien dans les limites de la capacité portante sûre.

La capacité portante est une préoccupation majeure dans le domaine de l'ingénierie des fondations. Le poids propre de la structure et les charges appliquées telles que: charge statique, charge utile, charge due au vent, etc. doivent être transférées au sol de manière sûre. La charge à laquelle se produit la rupture par cisaillement du sol sous la fondation est appelée la capacité portante ultime de la fondation. L'importance de la capacité portante ultime dépend des caractéristiques mécaniques du sol et des caractéristiques physiques de la semelle.

La conception des fondations comprend deux parties distinctes : la capacité portante ultime du sol sous la fondation et le tassement tolérable que la semelle peut subir sans affecter la superstructure. La capacité portante ultime vise à déterminer la charge que le sol sous la fondation peut supporter avant une rupture par cisaillement ; tandis que le calcul du tassement causé par la superstructure ne doit pas dépasser les limites de la déformation autorisée pour la stabilité, la fonction et les aspects de la construction.

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.

Ces dernières années, la méthode des éléments finis (FEM) a été largement utilisée dans les études géotechniques pour étudier le comportement des sols. En pratique, pour l'analyse de la capacité portante, les ingénieurs recherchent des solutions moins compliquées pour simplifier les calculs car l'analyse expérimentale prend du temps et les solutions couramment utilisées telles que l'équilibre limite ne sont plus applicables. C'est pourquoi les programmes

informatiques développés sur la base de la méthode des éléments finis ont fait l'objet d'une grande attention au cours des dernières décennies, car ils constituent un outil puissant pour résoudre des cas complexes.

Ce travail vise en premier lieu de présenter quelques théories utilisées pour l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles, par la suite des études numériques concernant l'estimation de tassement total d'une semelle isolée soumise à différents chargements (centrée et excentrée) ainsi que la distribution des contraintes totales et les points plastiques, pour répondre a ce genre de problème d'analyse les résultats sont effectuées à l'aide de code Plaxis 3D.

Le mémoire comporte cinq chapitres principaux

- Le premier chapitre est consacré pour 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 leur but et leurs avantages.
- L'outil de simulation numérique le logiciel Plaxis ainsi la description des différents modèles de calcul incorporés dans ce code de Plaxis sont présentés au quatrième chapitre
- Le cinquième chapitre est concerné 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

La stabilité d'une construction résulte des dispositions prises par le concepteur pour éviter la ruine de celle-ci au cours de sa durée de vie. En effet, les constructions doivent résister à certain nombre de sollicitations (vent, neige, charge de service, séisme) sans endommagement et sans risque pour les habitants.

On appelle une fondation la base des ouvrages qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, destinée à transmettre au sol dans les conditions les plus favorable, les charges provenant de la superstructure. Lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur et qu'il est facilement accessible (nappe phréatique absente à l'intérieur d'un batardeau par exemple). On établit la fondation directement sur le sol à proximité de la surface.

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

$\frac{D}{B} < 4$ 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 (viborforcés) ou forcés (moulés).

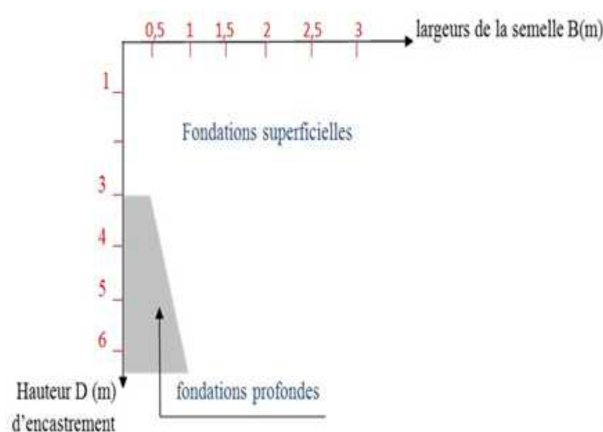


Figure I. 1: Rapport D/B définissant le type de fondations

I.2 FONDATION SUPERFICIELLE

Une fondation superficielle est par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui est faiblement encastrée (Figure I.2). Les charges qu'elles transmettent 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 transmette directement l'ensemble des charges de la superstructure au sol.

Les éléments géométriques qui définissent une fondation superficielle sont:

- **B** : la largeur de la fondation.
- **L** : la longueur de la fondation.
- **D** : l'encastrement qui est la profondeur de la base de fondation.

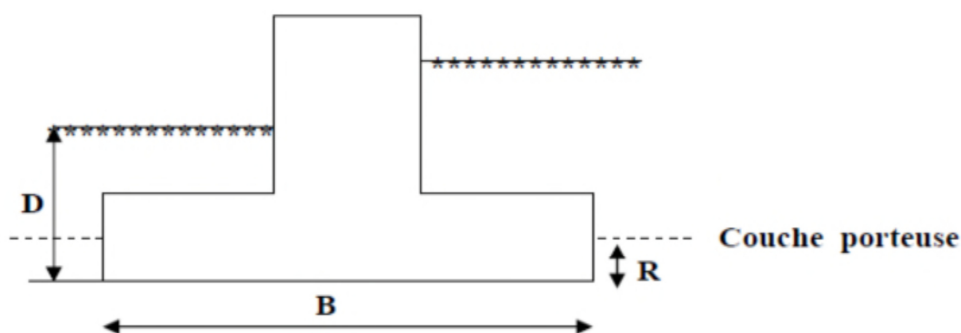


Figure I.2: Caractéristiques géométriques d'une fondation superficielle

I.3 ROLES DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Les fondations sont des points de contact de la construction avec le sol, elles ont pour rôle de transmettre toute les charges horizontales et verticales ramenées par les points d'appui (poteaux et voiles) et d'éviter au sol un poinçonnement important ou un enfoncement uniforme ou dissymétrique (tassement uniforme ou tassement différentiel).

Pour remplir son rôle, les fondations doivent transmettre au sol une pression inférieure à sa capacité portante [1].

I.4 TYPES DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

On distingue les semelles suivantes :

a) **Semelles isolées** : sous poteaux, elles peuvent être centrées, excentrées ou jumelées (sous deux poteaux). Est divisées en :

- 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 sous poteaux dans lesquelles $L > 5B$

c) **Les radiers simples et généraux** : les dimensions B et L sont importantes

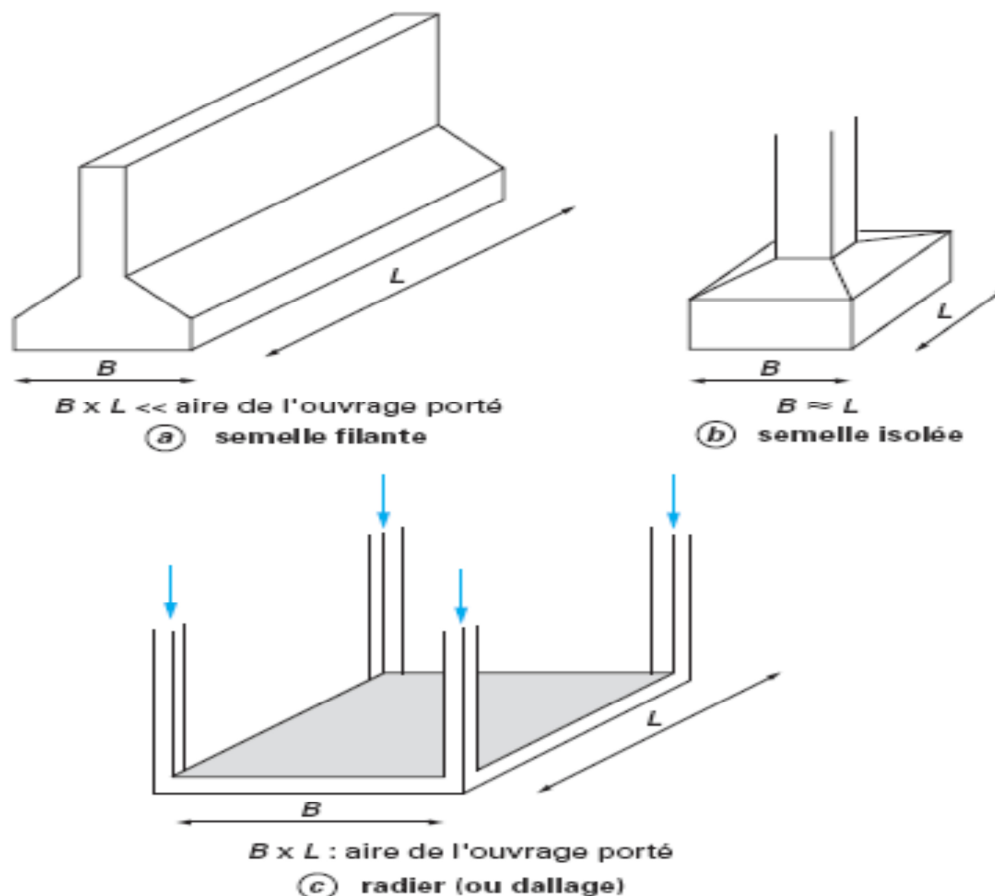


Figure I.3: Types de fondations superficielles [1]

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 PROFONDEUR MINIMALE DES FONDATIONS

Le niveau de fond 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.7 AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

a-Avantages

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

b- inconvénients

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

I.8 FONCTIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

I.8.1 Comportement d'une semelle chargée

Considérons, une semelle superficielle chargée axialement et verticalement. Les tassement sont fonctions de l'intensité de la charge appliquée et ont l'allure présentée sur la figure I.4.

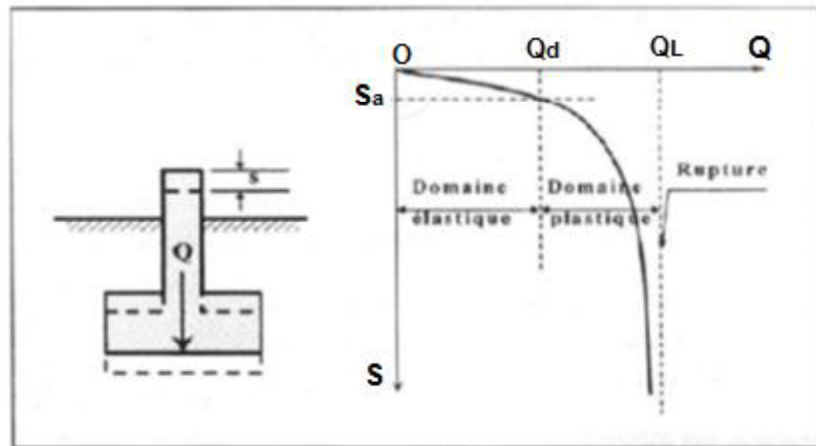


Figure I.4: Chargement d'une semelle superficielle [1]

Q_L : est la charge limite de la semelle : c'est la charge maximale que peut supporter au moment de rupture. Comme cette valeur n'est pas très bien définie, on considère souvent que Q_L est la charge correspondant à un enfoncement dans le sol.

La contrainte de rupture ou limite de la semelle est donnée par l'expression:

$$q_L = Q_L / A$$

La contrainte admissible q_a c'est la valeur de cette contrainte qui permettra au bureau d'étude de dimensionner les fondations avec une marge de sécurité. On constate sur la figure (I.4) que q_a devra dépendre de deux conditions [1]:

- a) Un critère de rupture $q_a = q_L / F_s$

Avec F_s : coefficient de sécurité généralement pris égale à 3

La contrainte admissible devra, telle que tout risque de rupture est évité.

- b) Un critère de déformabilité : la condition précédente étant supposée remplie et la semelle chargée de telle sorte que la contrainte admissible transmise au sol q_a , cette semelle tassera de la valeur S_a (Figure 1.4).

Le domaine plastique se différencie du domaine élastique par l'amplitude de plus en plus marquée des phénomènes de fluage.

I.8.2 mécanismes de rupture d'une fondation superficielle

Les résultats d'essais sur des semelles rigides (Vesic 1963) montrent qu'il existe trois mécanismes potentiels de rupture mobilisant un volume limité de sol (Figure 1.5) [2].

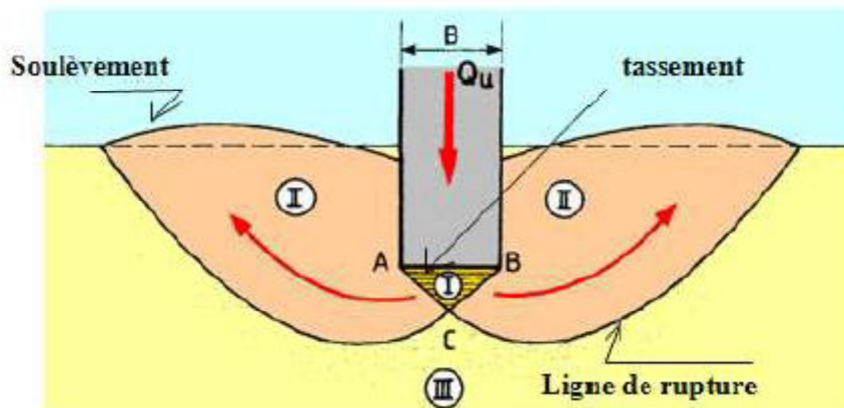


Figure I.5: Mécanisme de rupture théorique d'un sol homogène supportant une semelle filante [1]

Zone I : Il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface. Le sol de cette zone est dans un état surabondant.

Zone II : Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface. Les déplacements et les efforts de cisaillement sont importants, donc la rupture est généralisée.

Zone III : Les zones externes sont peu perturbées et ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture.

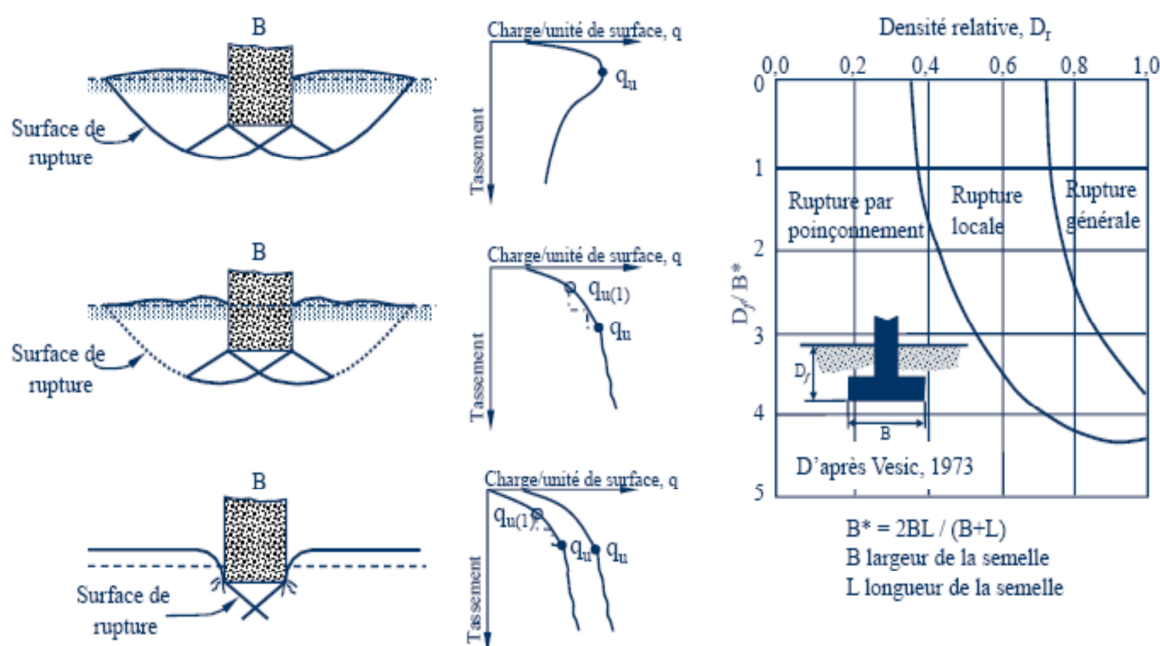


Figure I.6: Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle [2]

- a) **Un mécanisme général** : caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes du glissement qui se propagent jusqu'à la surface du sol. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants. Dans le sol, on constate trois zones de perturbation:
- b) **Un mécanisme de 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.
- c) **Un mécanisme de 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.

I.9 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.9.1 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 répartie (Figure 1.7).

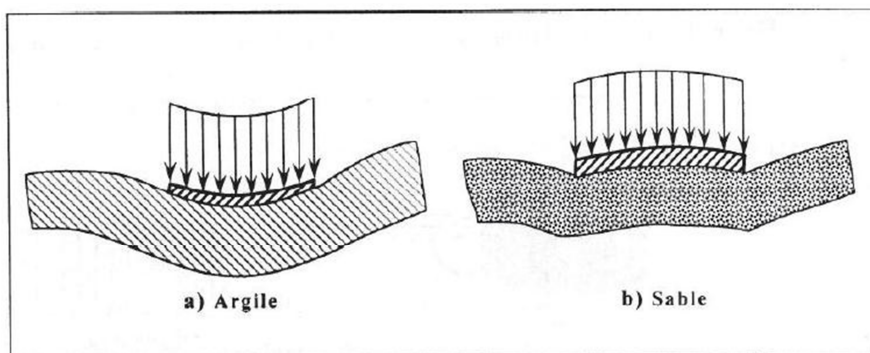


Figure I.7: Déformation d'une fondation souple sous une charge de densité uniforme.

I.9.2 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 1.7). 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.

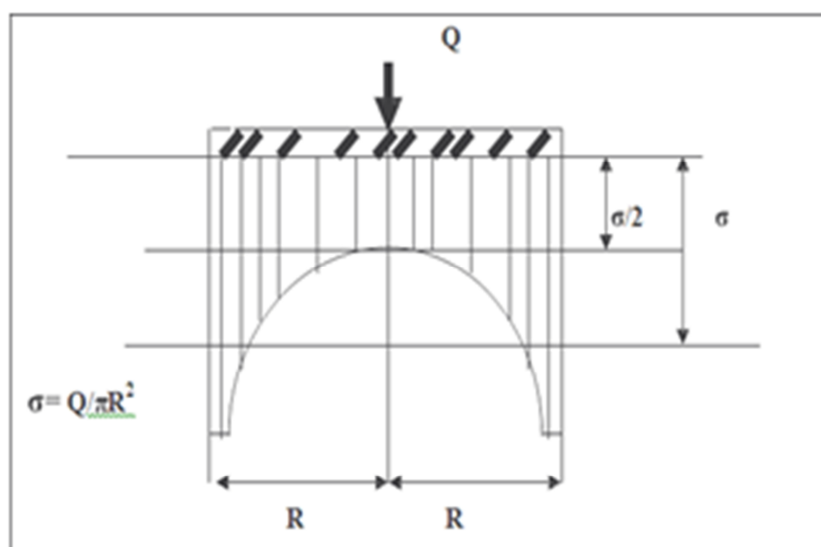


Figure I.8: Distribution théorique des contraintes sous une plaque rigide

I.9.3 effet de la nature de sol sur la distribution de pression de contact

a) Cas des sols cohérents

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 pulvérulents

Dans le cas d'un sol pulvérulent (sable à forte perméabilité, gravier), le module de Young croit 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.9.4 L'effet de la taille de la fondation

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 (1.8) met en évidence ce phénomène en présentant la même isocontrainte verticale dans le sol pour des fondations ne différenciant que par leurs largeurs B . Il apparaît ainsi important de bien connaître les différentes couches, constituant le terrain, qui vont être atteinte 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.

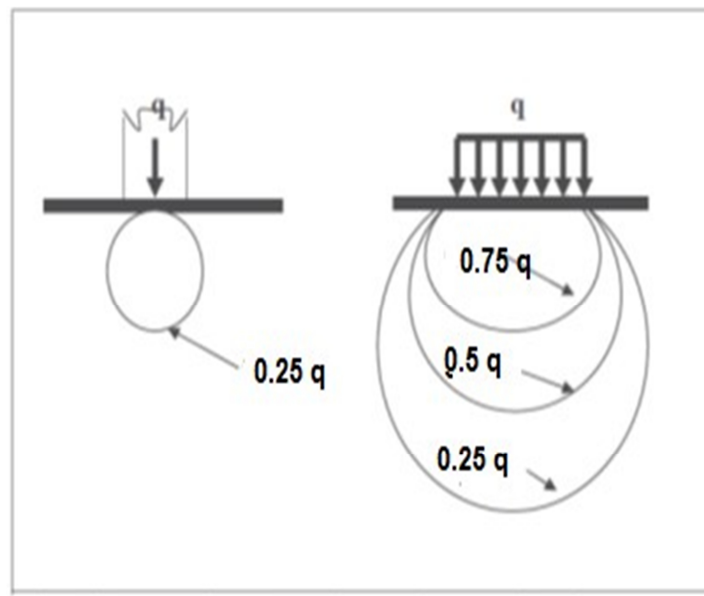


Figure I.9: Influence de la taille de fondation.

I.10 ESTIMATION DU TASSEMENT

I.10.1 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 1.17). 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.

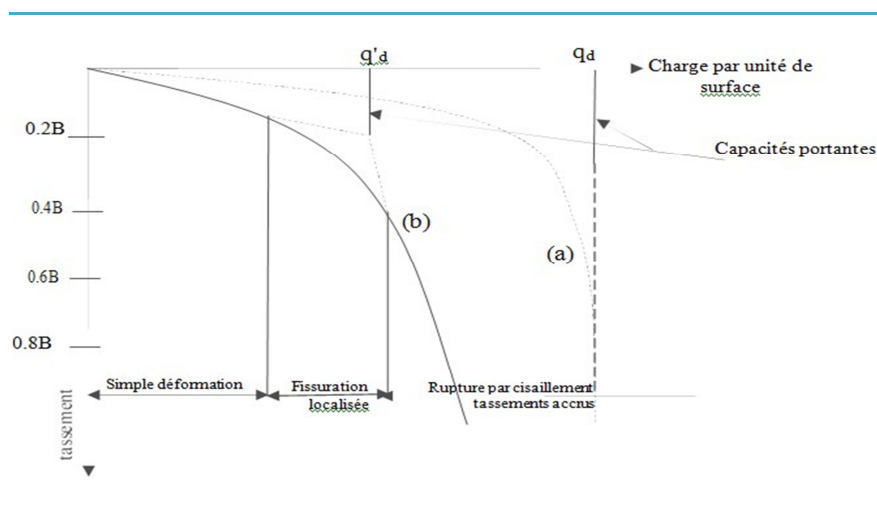


Figure I.10: Courbe de tassement pour une fondation superficielle

I.10.2 Définition

Sous l'action des charges appliquées, il redéveloppe 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 de 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 les conditions de sécurité et de service on doit effectuer un calcul de tassement.



Figure I.11: Tassement différentiel tour de pise en Italie

1.10.3 Les différents types de tassements

a) Les tassements uniformes

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

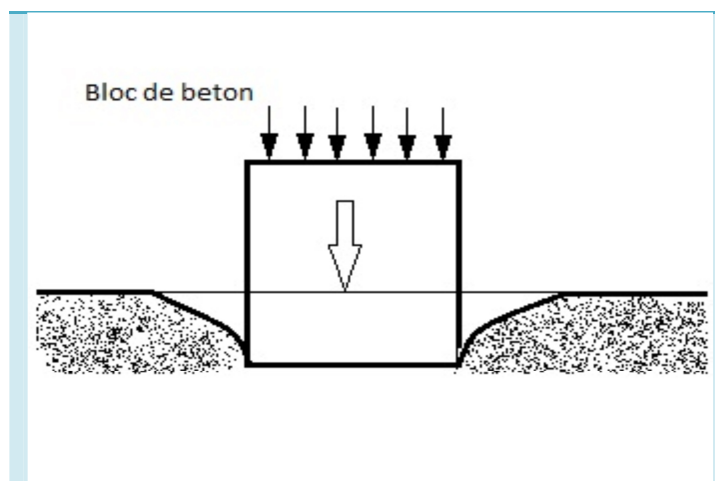


Figure I.12: Tassement uniforme

b) Tassements différentiels

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.

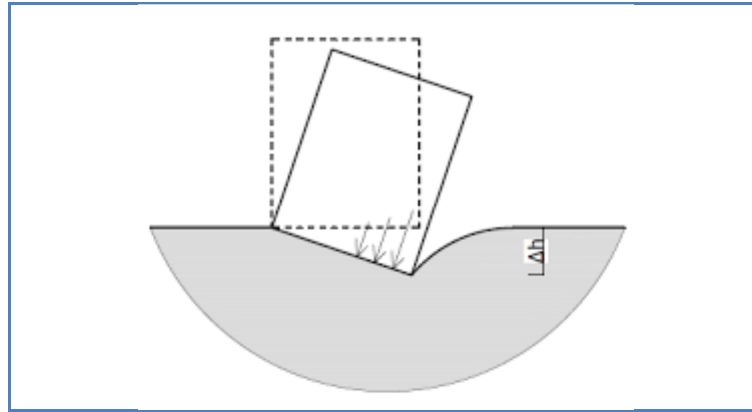


Figure I.13: Tassement différentiel

I.11 DETERMINATION DU TASSEMENT

I.11.1 Solution en élasticité

Cette théorie est utilisée de deux manières:

- soit pour obtenir directement le tassement (par exemple, le tassement immédiat non drainé).
- soit pour obtenir la distribution de l'accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ avec la profondeur dont on a besoin dans certaines méthodes (par exemple, pour le tassement de consolidation).

I.11.2 Calcul direct du tassement

Le tassement d'une fondation de forme circulaire, carrée ou rectangulaire, infiniment rigide (tassement uniforme) ou infiniment souple (contrainte uniforme), posée sur un massif semi-infini élastique linéaire et isotrope prend la forme générale suivante :

$$s = q \frac{1-\nu^2}{E} BC_f$$

Avec s : le tassement

Q : contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne),

E et **V** : module d'Young et coefficient de poisson,

B: largeur ou diamètre de la fondation,

C_f : coefficient déplacement de la forme de la fondation, de sa rigidité et de la position du point considéré

Tableau I.1 : donne quelques valeurs de C_f pour les usuelles tirées de GIROUD.

L/B		Circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
Fondation rigide		0,79	0,88	1,20	1,43	1,59	1,72	1,83	1,92	2,0	2,07	2,13	2,37	2,54
Fondation souple	Centre	1,00	1,12	1,53	1,78	1,96	2,10	2,22	2,32	2,4	2,48	2,54	2,80	2,99
	Bord	0,64	0,56	0,76	0,89	0,98	1,05	1,11	1,16	1,2	1,24	1,27	1,40	1,49

I.11.3 Distribution de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ avec la profondeur

Il s'agit de connaître la distribution, avec la profondeur de l'accroissement de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$, par rapport à l'état de contrainte initiale régnant dans le sol, apporté par une contrainte q appliquée en surface. Toutes les solutions couramment utilisées ont été obtenues par intégration de la solution classique de BOUSSINESQ (pour une force ponctuelle appliquée en surface d'un massif semi infini élastique linéaire isotrope). Les solutions les plus utilisées pour les fondations superficielles sont :

- contrainte sous une fondation filante ou carrée uniformément chargée
- contrainte sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée
- contrainte sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée

On peut trouver la contrainte verticale sous n'importe quel point de la fondation en supposant toutes les solutions (4 au maximum) pour lesquelles ce point joue le rôle de point de coin.

Dans certains cas, il peut être suffisant de se servir d'une méthode approchée consistant à supposer une diffusion de la contrainte q à 1 pour 2 avec la profondeur. A la profondeur z , l'accroissement de la contrainte $\Delta\sigma_z$ sous une semelle rectangulaire $L \times B$ est donc:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q L B}{(L+z)(B+z)}$$

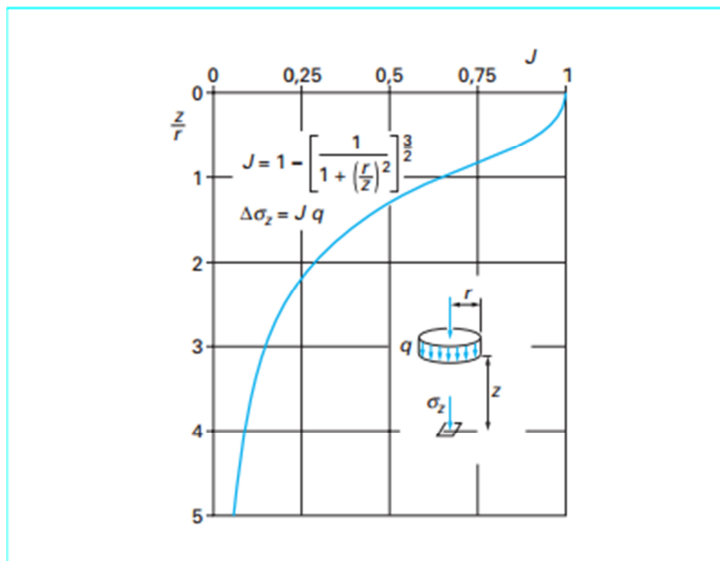


Figure I.14: Accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ sous l'axe d'une fondation Circulaire uniformément chargée (Par la contrainte q) [4].

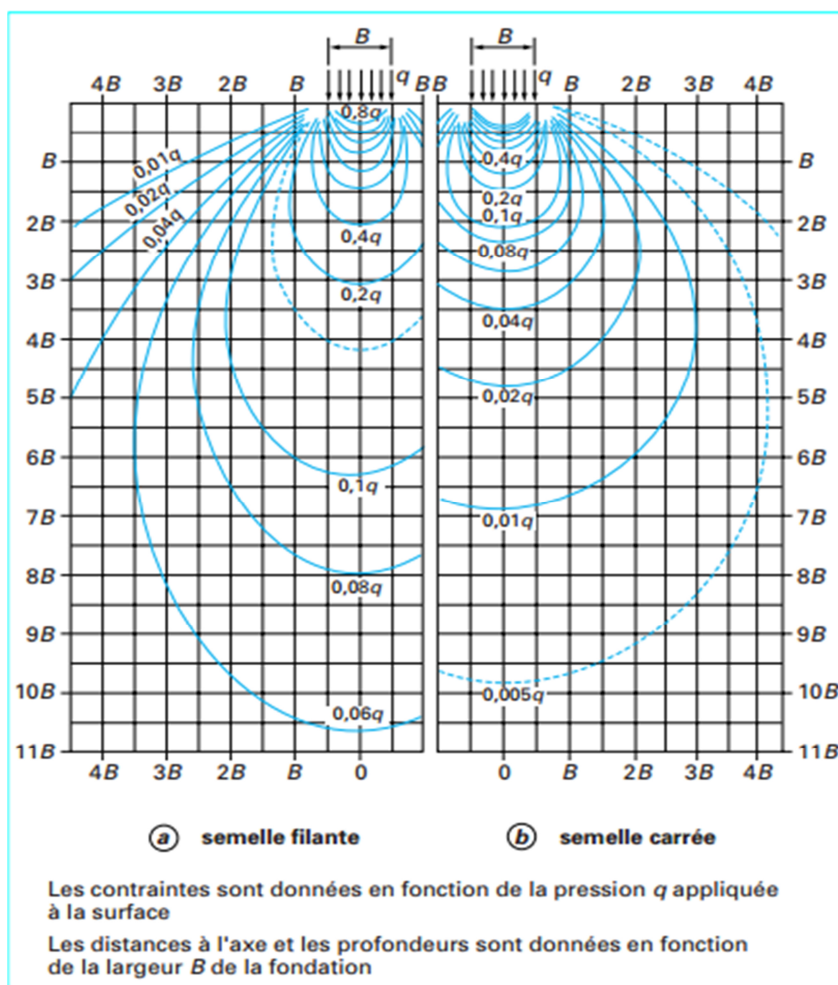


Figure I.15: Courbes d'égalles contraintes Verticales $\Delta\sigma_z$ sous une fondation, dans un Massif homogène, isotrope, semi-infini [3].

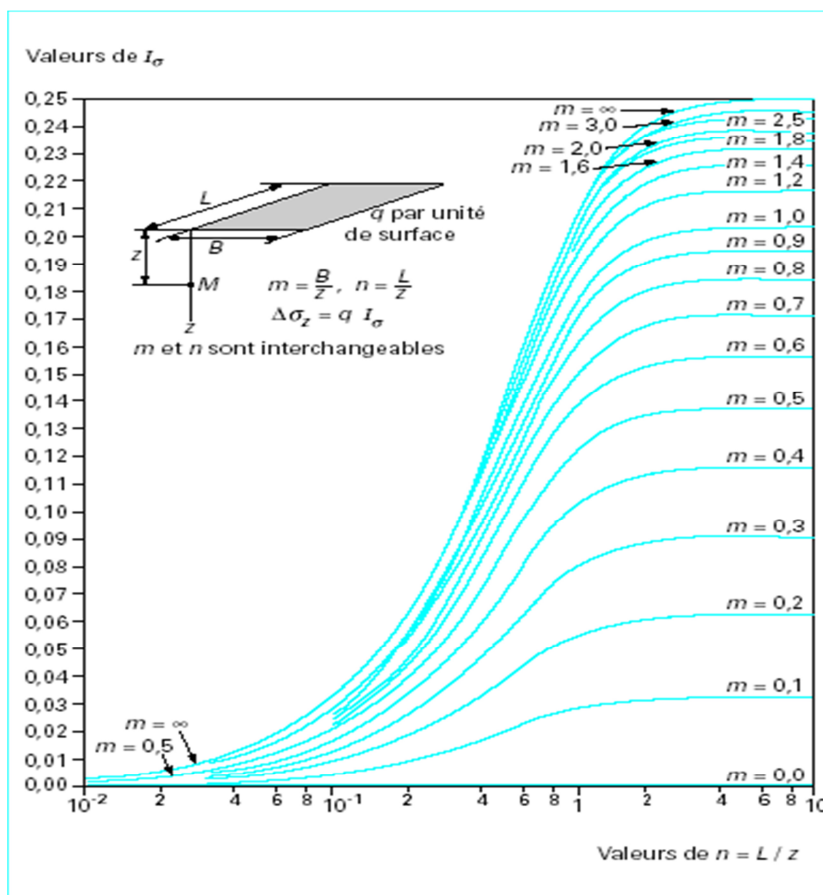


Figure I.16:Accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (par la contrainte [4])

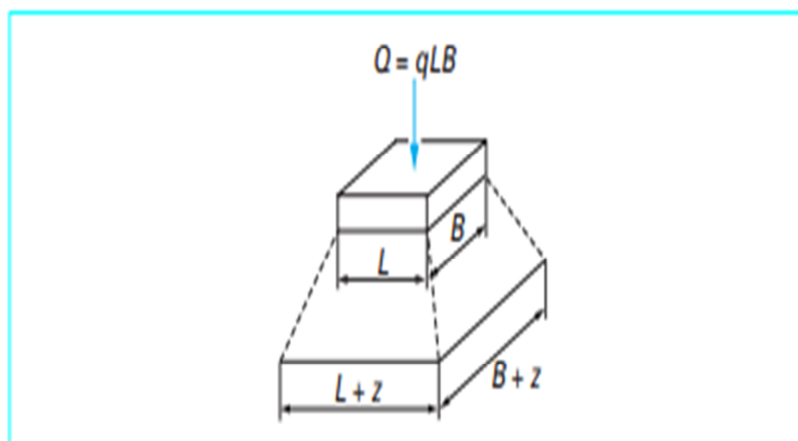


Figure I.17:Méthode approchée pour le calcul de l'accroissement Des contraintes [4]

I.11.4 Calcul des tassements par les résultats de l'essai œnométrique

A partir de la courbe de compressibilité déterminée par l'essai, on peut définir, dans le cas des sols fins, l'indice de compression C_c (respectivement l'indice de gonflement C_e), la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte effective (diagramme semi-logarithmique), dans le domaine normalement consolidé (respectivement sur consolidé). Dans le cas de l'usage de l'indice de compression C_c , on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle pour chaque couche homogène de la manière suivante:

$$s_{oed} = H \frac{C_c}{1+e_0} \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma_p}$$

Avec H : épaisseur de la couche de sol compressible,

e_0 : son indice des vides initial (avant consolidation),

σ'_{v0} : Contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche,

$\Delta\sigma_z$: accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche

σ'_p : pression de pré consolidation.

Dans le domaine sur consolidé (si $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$), le calcul est le suivant :

$$s_{oed} = H \frac{C_s}{1+e_0} \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma_{v0}}$$

Pour la partie $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z < \sigma'_p$

Le tassement total s_t est la somme de trois composantes :

$$S_t = S_i + S_c + S_\alpha$$

Où S_i , S_c et S_α sont respectivement, le tassement immédiat, le tassement de

Consolidation et le tassement secondaire [5].

Dans la pratique courante, le tassement secondaire S_α est souvent négligé.

Les règles pratiques suivantes sont suffisantes pour la plupart des cas courants :

- argiles raides surconsolidées

$$S_i = 0,5 \text{ à } 0,6 s_{oed}$$

$$S_c = 0,5 \text{ à } 0,4 s_{oed} \quad S_c = s_{oed}$$

$$S_i = s_{oed}$$

- argiles molles normalement consolidées

$$S_i = 0,1 s_{oed}$$

$$S_t = 1,1 s_{oed}$$

Le tassement immédiat S_i peut également être déterminé par le calcul élastique non drainé indiqué plus haut (voir § 1.2.2.1.1).

I.12 CONCLUSION

Une fondation superficielle (semelle isolée, filante ou radier), constitue la partie de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol. Le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol.

Un projet de fondation adéquate doit répondre à conditions 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 des fissures localisées qui rend l'ouvrage inutilisable.

Chapitre II
La capacité portante
d'une fondation
superficielle

II.1 Introduction

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 mécanique du sol.

En premier lieu, l'ingénieur en géotechnicien s'exercera de 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 de 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 METHODE DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE

II.3.1 Méthode à partir des essais de laboratoire (Méthode C- ϕ)

II.3.1.1 Théorie de Rankine (1857) [7]

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.1) ,Rankine

consiste à calculer les force 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.1 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.

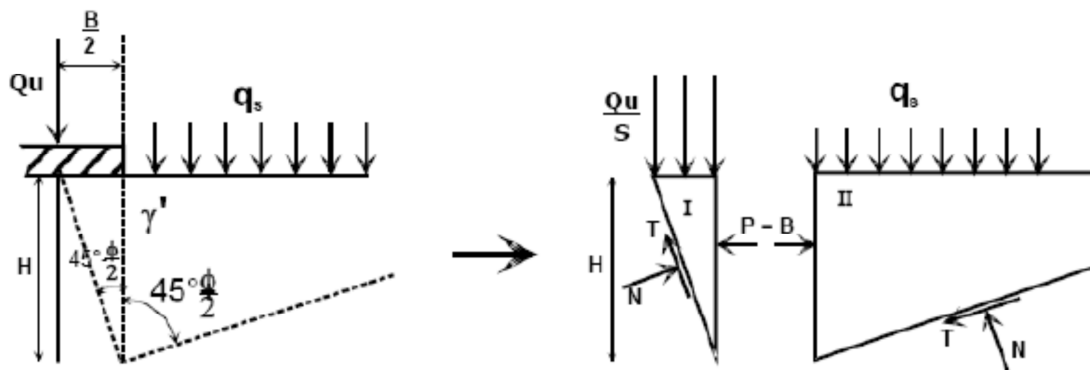


Figure II.1: Principe de la théorie de Rankine [7]

- Pour le cas actif (coin I) nous avons

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

- Pour le cas passif (coin II) nous avons:

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

Avec:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad ; \quad K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

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 :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma H \left(\frac{1}{K_a} \right) (K_a - K_p) + \frac{2c}{K_a} (\sqrt{K_a} - \sqrt{K_p}) + q K_p^2$$

Sachant que

$$K_p = \frac{1}{Ka}$$

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

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 :

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

On déduit donc :

$$N_\gamma = \frac{1}{2} (k_p^{3/2} - k_p^{1/2})$$

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

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

N_γ est le facteur de surface, N_γ est le facteur de profondeur et 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) [7].

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.I), 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.3.1.2 Théorie de Terzaghi (1943)[8]

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

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

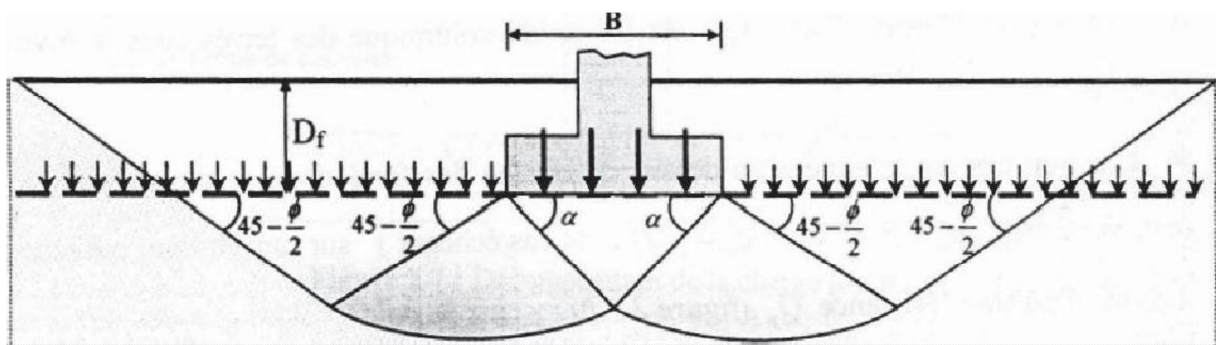


Figure II.2: Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse [8]

a)- Principe de superposition de Terzaghi (1943) [8]

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

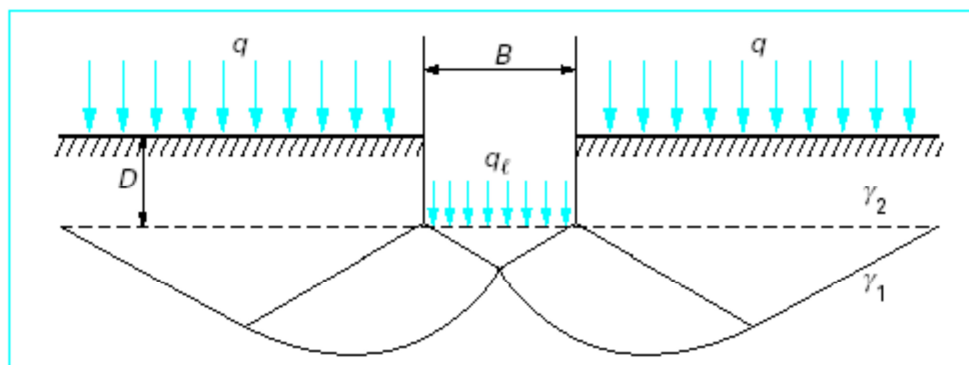


Figure II.3: mécanisme de rupture d'une fondation superficielle [8]

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

état 1 : terme de surface état 2 : Terme de profondeur

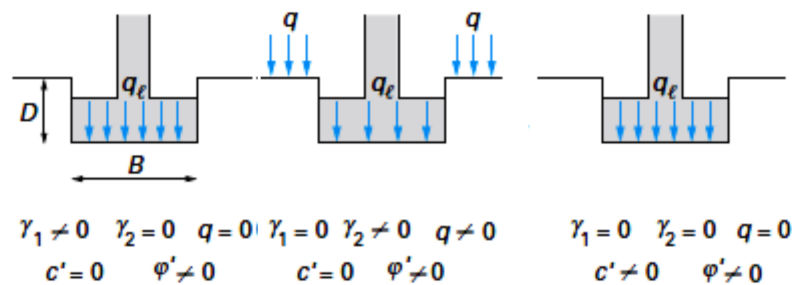


Figure II.4: Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi

- **Etat 1:** Résistance de sol pulvérulent sous le niveau de la semelle (entraîne une résistance Q_γ)
- **Etat 2:** Action des terres situés au-dessus du niveau des fondations et supposés 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.

- $CN_c(\varphi)$: 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) :

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

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

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

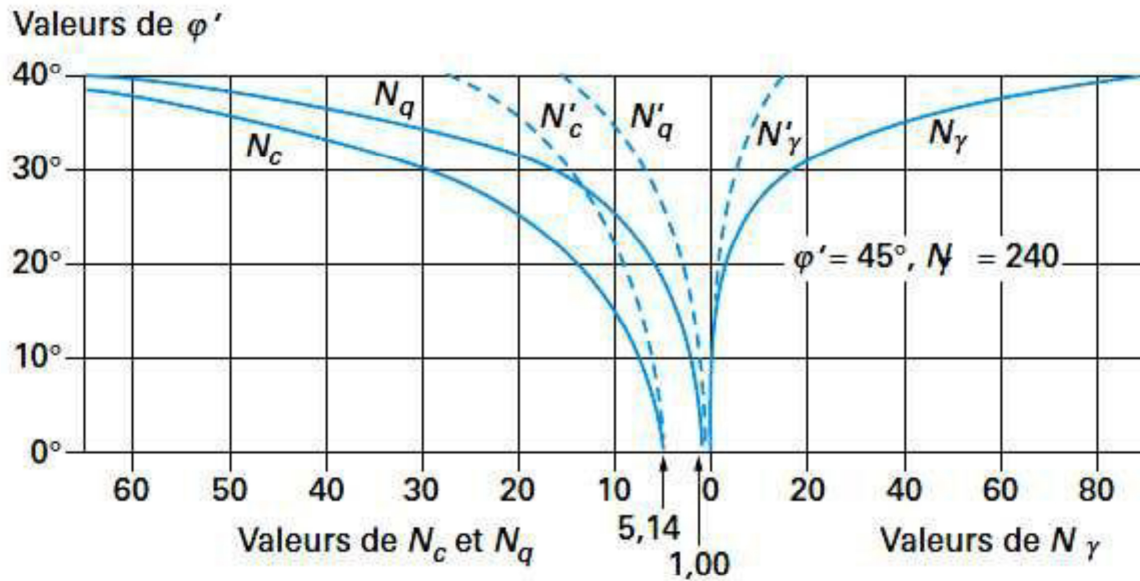
Là où N_γ , N_q , N_c sont les facteurs de portance et sont seulement fonction de l'angle de frottement de sol φ

$$N_q = \frac{e^{2 \left(\frac{2\pi}{4-\varphi} \right) \tan \varphi}}{2 \cos \left(\frac{\pi-\varphi}{4} \right)} \quad (2.10) \quad \text{et} \quad N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K p_\gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \tan \varphi$$

Cette équation, cependant est soumise aux exceptions suivantes:

- rupture générale
- semelle filante
- semelle de base rugueuse

Ces valeurs sont données sur **la figure II.5** et dans **le tableau II.1**



Pour les semelles filantes sur sols mous ou lâches, Terzaghi et Peck recommandent d'utiliser $\frac{2}{3} c'$ et $\frac{2}{3} \varphi'$ en lieu et place de c' et φ' , pour tenir compte de la rupture localisée et non généralisée. Les valeurs des courbes en tiretés (N'_c , N'_q , et N'_γ) correspondent à $\frac{2}{3} \varphi'$.

Figure II.5: valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_\gamma(\varphi')$, $N_q(\varphi')$ recommandées par Terzaghi et perck [9]

Tableau II.1 : valeurs des facteurs portancedonnés par Terzaghi[9]

φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (EC7)	φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (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

b) Rupture à court terme et à long terme

Le comportement d'un sol fin saturé diffère 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 $\phi=\phi_v$)

- **Le calcul à long terme** : fait intervenir les contraintes effectives et les caractéristiques drainées du sol ($C=C'$ et $\phi = \phi'$)

▪ A court terme

$$q_l = \gamma_{\text{sat}} D + (\pi+2).C_u$$

Puisque $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$ pour $\phi = 0$

▪ A long terme

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma (\phi') + \gamma' D N_q (\phi') + C' N_c (\phi')$$

Remarque : Le dimensionnement à court terme est généralement plus défavorable que celui à long terme.

II.3.1.3 Théorie de Meyerhof (1963)

En 1951 Meyerhof a publié une théorie de la capacité portante qui pourrait être appliquée à la fondation rugueuse, superficielle et profonde. La surface de rupture à charge limite sous une fondation superficielle continue supposée par Meyerhof (1951) montrée sur la figure. Sur cette figure, abc est une zone triangulaire élastique, bcd est une zone de cisaillement radial avec cd un arc d'une spirale logarithmique et bde est une zone de cisaillement mixte dans laquelle le cisaillement varie entre les limites de cisaillement radial et le plan duquel dépendant la profondeur et la rugosité de la semelle. Le plan be s'appelle la surface libre équivalente. Les contraintes normales et de cisaillements dans le plan *be* sont p_o et s_o , respectivement. La méthode de superposition a été utilisée pour déterminer la contribution de la cohésion c , p_o , γ et ϕ dans la capacité portante ultime qu d'une semelle continue et exprimée comme suit :

Où

N_c , N_q , et N_γ : les facteurs de la capacité portante.

B : largeur de la fondation.

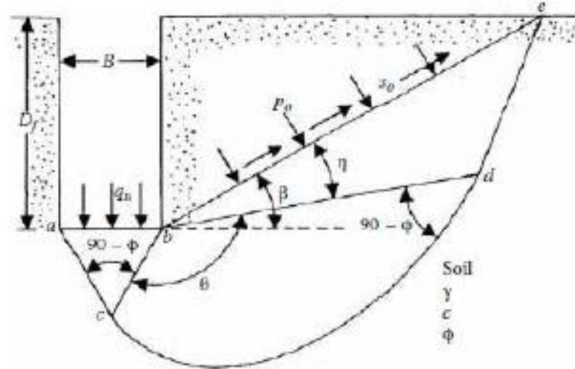


Figure II.6: Les lignes de glissement pour une fondation superficielle rugueuse, d'après Meyerhof (1951)[9]

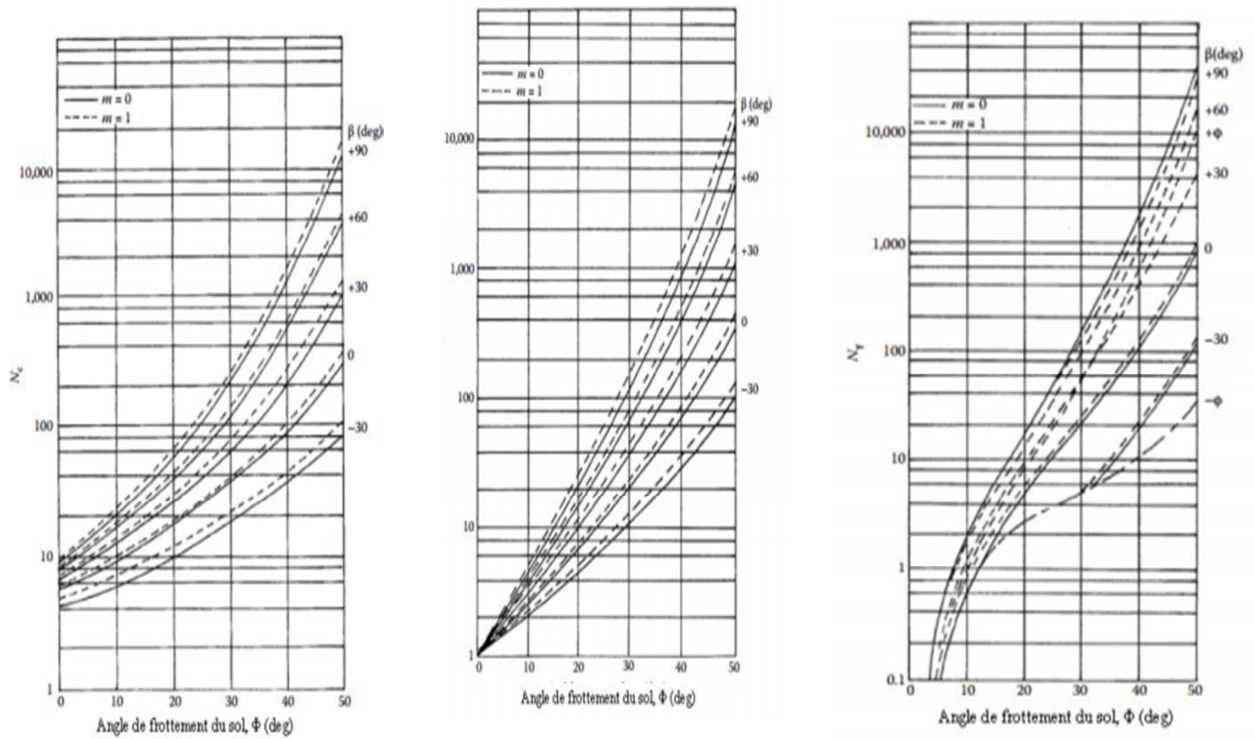


Figure II.7: $(L_b/D)_{cr}$ et coefficient de capacité portante pour différent angle de frottement ϕ Meyerhof 1976[10]

II.4 CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE POUR DES CAS PARTICULIERS

II.4.1 Influence de la forme de la semelle

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

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

où S_γ, S_q, S_c sont appelés les facteurs de correction. Le tableau

Tableau II.2 : coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi

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.4.2 Influence de l'inclinaison de la charge

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

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

Avec i_γ, i_c, i_q : coefficients minorateurs (inférieurs à 1).

Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à B (**Figure II.8**), d'angle δ 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 fondations 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.8). Ces solutions peuvent être résumées par les coefficients de réduction du **Tableau II.3**.

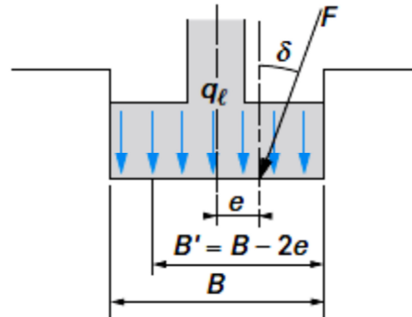


Figure II.8: inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B

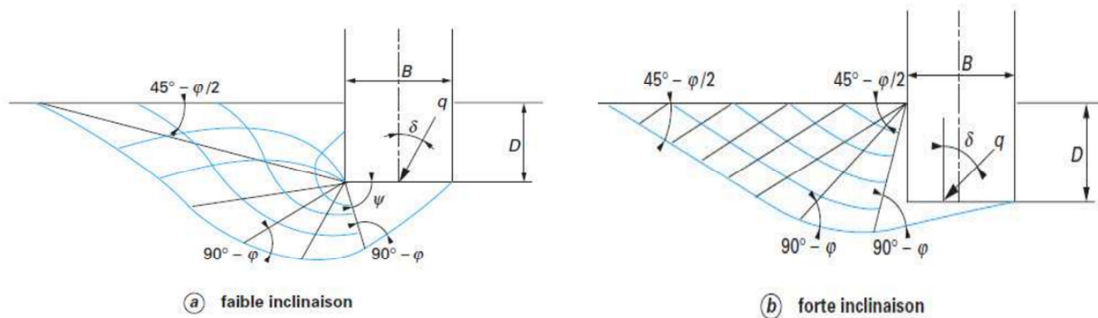


Figure II.9: Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée [11]

Tableau II.3 : ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteur sur N_{cq} (argile) et $N_\gamma q$ (sable) d'après Meyerhof [10]

Sol	D/B	Inclinaison de la charge δ						
		0°	10°	20°	30°	45°	60°	90°
Argiles $N_{cq}(\delta)/N_{cq}(0)$	0 à 1	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 $\delta = \emptyset$	0.05	0
	1	1	0.6	0.4		0.15		

II.4.3 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.9**)

$$B' = B - 2e$$

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 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

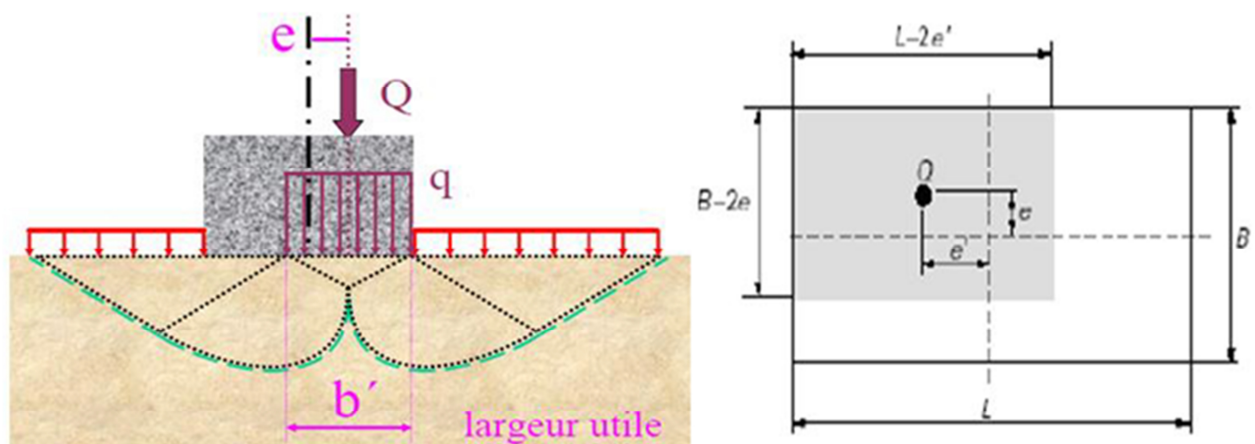


Figure II. 10: solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée

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.4.4 Semelle fondé sur une bicouche (sols hétérogènes)

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

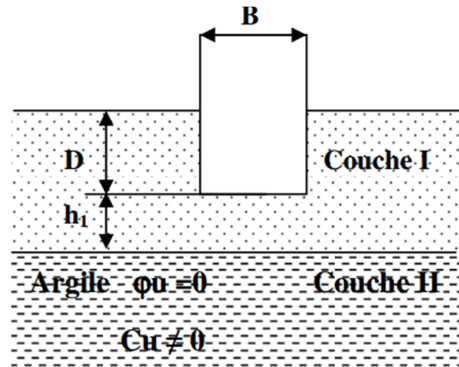


Figure II. 11: Représente une semelle fondée sur un bicouche

- 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[16] .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 : $B' = B + h_1$

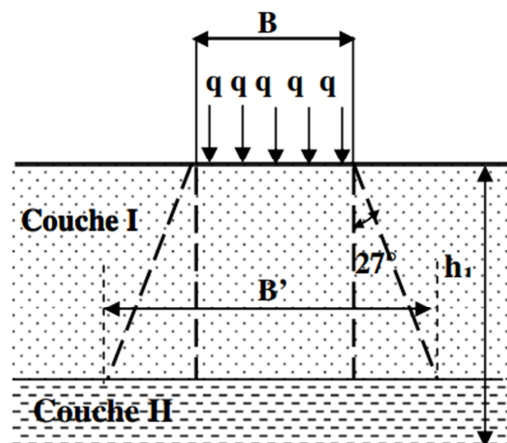


Figure II. 12: diffusion approchée des contraintes d'une semelle fondée sur un bicouche

II.4.5 Influence de la nappe phréatique sur la capacité portante

Le niveau de la nappe phréatique a une influence notable car il peut réduire considérablement la valeur de la capacité portante. Les termes de surface et de profondeur varient tous deux proportionnellement au poids spécifique du sol.

-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.

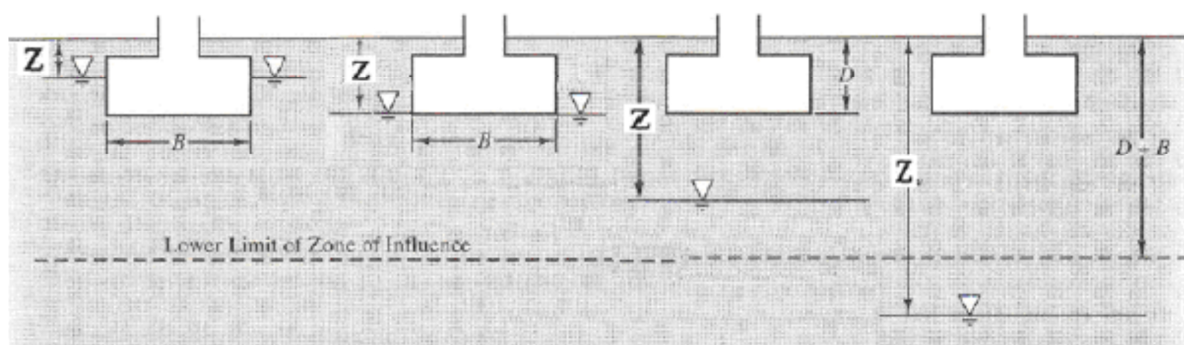


Figure II. 13: modification de l'équation de la capacité portante pour le niveau de la nappe phréatique

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'	$\gamma' \cdot D$

II.5 CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS A PARTIE DES ESSAIS IN SITU [12,13,14 ET 15]

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

II.5.1 Essais préssiométriques [16]

Les essais préssiométriques permettent de déterminer à différents niveaux les paramètres suivants :

Pl : pression limite

Em : module pressiométrique

On calcule ensuite, pour chaque niveau, la pression limite nette correspondante :

$$P^*l = Pl - P_0$$

Où P_0 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

$$q_u = K_p Pl^*e + \gamma D$$

Avec :

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

Pl^*e : 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 :

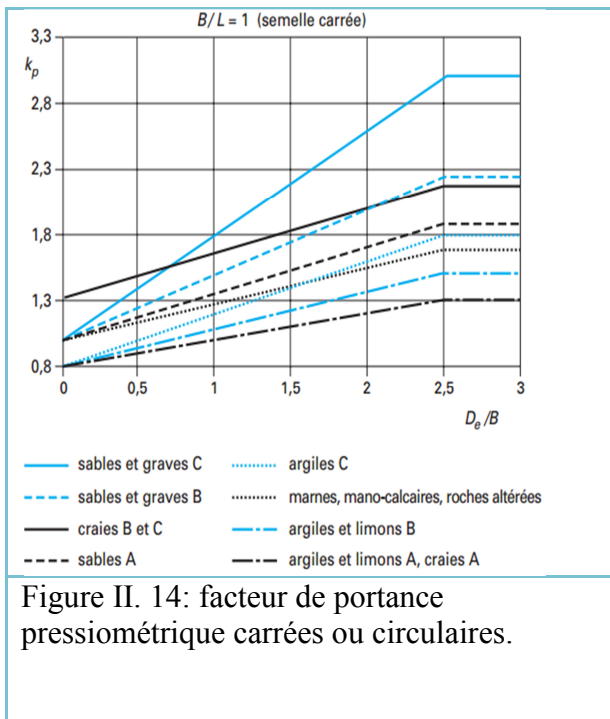


Figure II. 14: facteur de portance pressiométrique carrées ou circulaires.

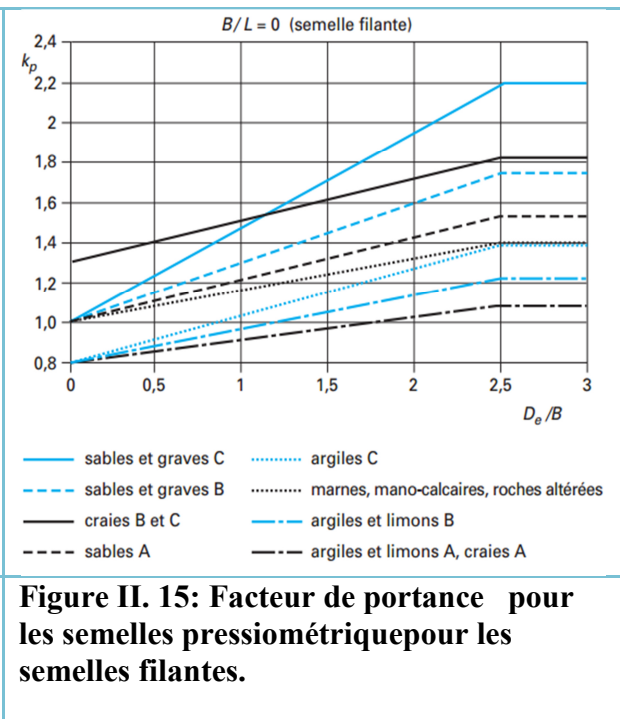


Figure II. 15: Facteur de portance pour les semelles pressiométrique pour les semelles filantes.

Dans le cas d'une charge inclinée d'un angle δ sur la verticale. La valeur de « $K_p Pl^*e$ » 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 :

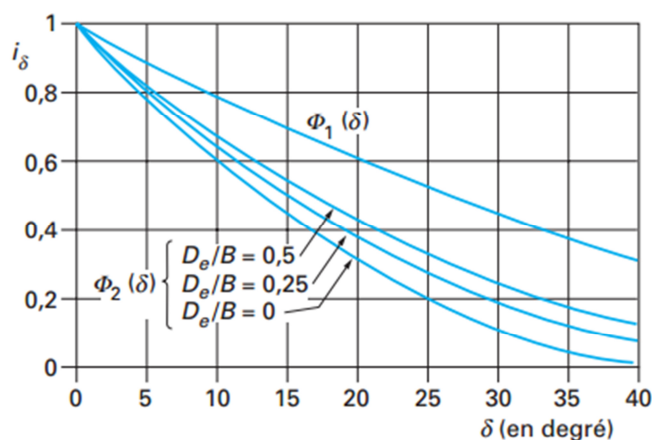


Figure II. 16: coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62-v,1993)[17]

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.

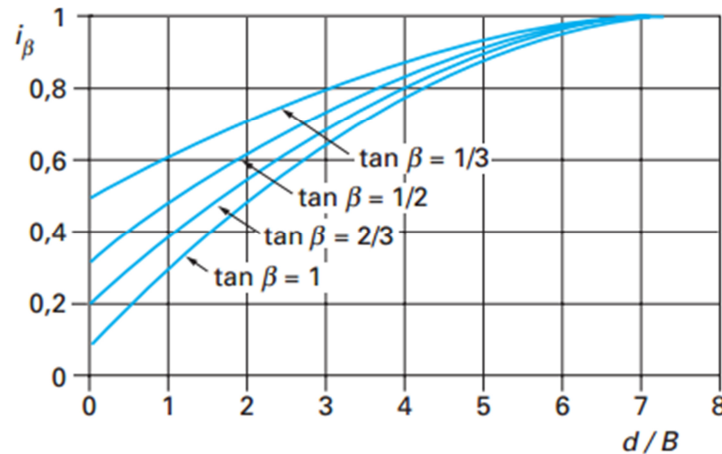


Figure II. 17: coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus .dans le cas d'une encastrement nul (fascicule 62v,1993)[17]

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

$$B' = B - 2e$$

II.5.2 Essais pénétrométriques

II.5.2.1 Pénétromètre 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. [16]

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 :

$$q_u = K_e q_c i_\delta + \gamma D$$

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 :

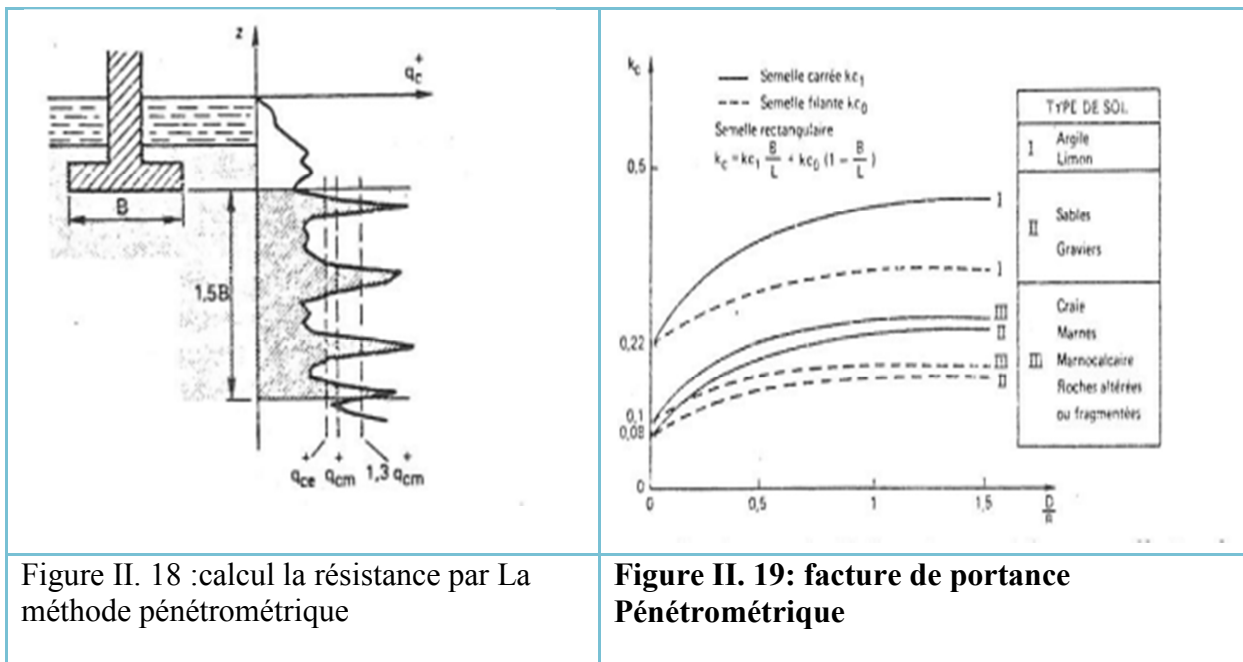


Figure II. 18 :calcul la résistance par La méthode pénétrométrique

Figure II. 19: facture de portance Pénétrométrique

II.5.2.2 Pénétromètre dynamique

L'essai au pénétromètre dynamique permet d'obtenir un profil de pénétration donnant la résistance dynamique q_d en fonction de la profondeur[16].

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 :

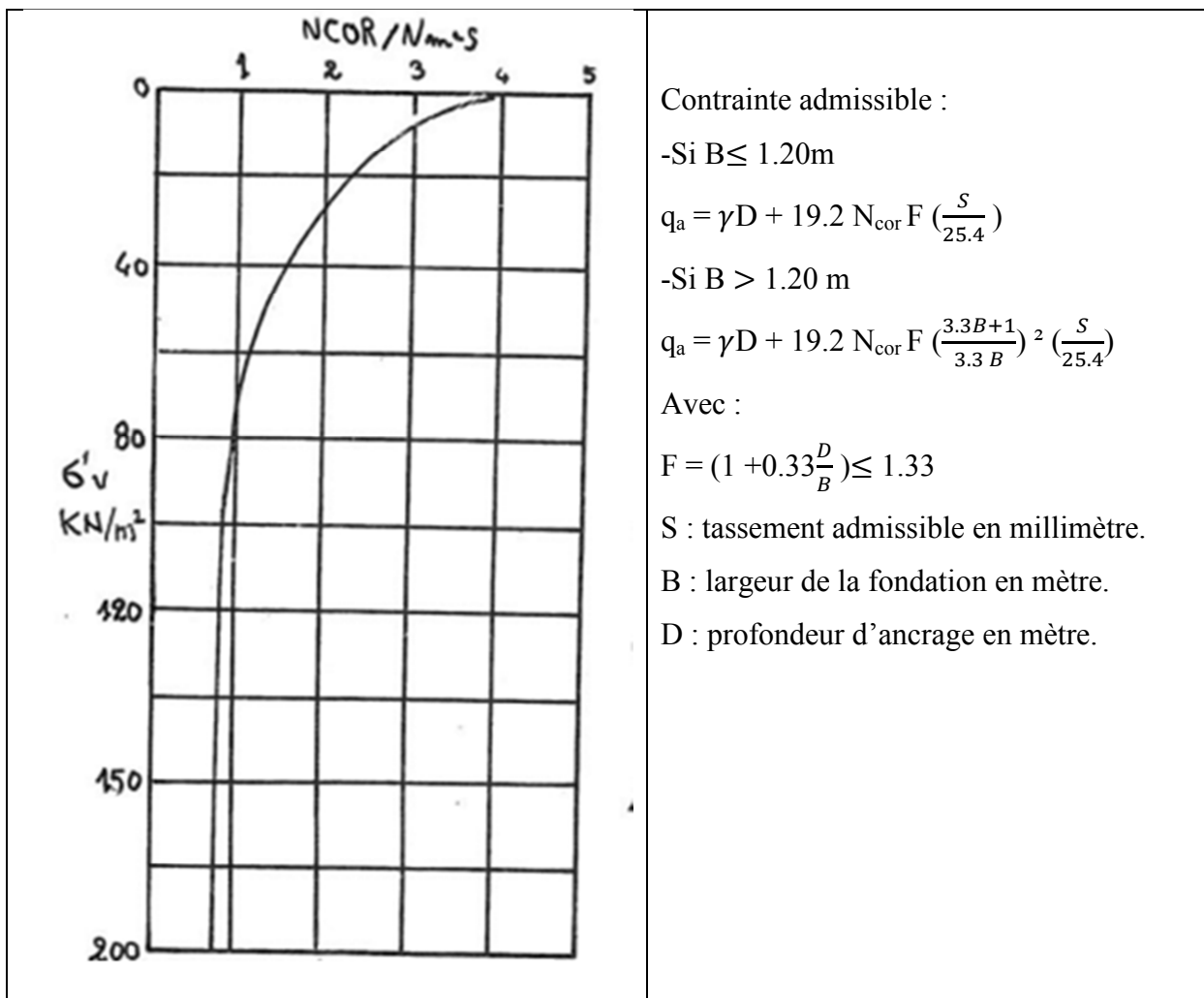
L'utilisation de cet essai est fortement déconseillée dans le cas des sols fins, limon saturés sous nappe.

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.5.3 Essais STP (standard pénétration test) [16]

L'utilisation du STP doit être réservée aux sols pulvérulents .cet essai permet de donner un profil du nombre de coups N pour enfoncer un carottier standard en fonction de la profondeur.

La valeur de N mesurée sur site doit être corrigée pour tenir compte de l'effet du poids des terres au-dessus du point de mesure () au moyen de l'abaque suivant.



Contrainte admissible :

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

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

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

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

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.

II.6 CONCLUSION

La détermination de la capacité portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols, pour le calcul de la stabilité des fondations, nous avons présenté des méthodes les plus utilisées : les méthodes basées sur la superposition de trois termes (N_c , N_q et N_γ) proposé par Terzaghi (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
MEF en géotechnique
ET
Présentation de plaxis 3D

III.1 METHODE DES ELEMENTS FINIS EN GEOTECHNIQUE

III.1.1 Introduction

Depuis une quinzaine d'années, L'utilisation de la méthode des éléments finis a connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser , pour des grands projets des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interactions avec son environnement, de contrôler les valeurs de déplacements admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

La méthode des éléments finis met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base:

La mécanique des structures: élasticité, résistance des matériaux, plasticité, etc

L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolutions des systèmes linéaires, etc

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

III.1.2 Le but de la MEF

La méthode de discrétisation consiste a remplacer un milieu continu (la structure physique) a étudier comportant une infinité de modes de déformations par un milieu idéalisé ne possède qu' un nombres finis d'éléments qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœud.

La méthode des éléments finis permette d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées [18].

III.1.3 Présentation de la méthode des éléments finis

Pour analyser un problème naturel en générale ou un problème d ingénieries en particulier, on est souvent amené à développer un modèle mathématique pouvant d'écrire d'une manière aussi fiable, que possible le problème en question.

La méthode des éléments finis est l'une des techniques numériques les plus puissantes.

L'un des avantages majeurs de cette méthode est le fait quelle offre la possibilité de développer un programme permettant de résoudre, avec un peu de modification, plusieurs types de problèmes. En particulier toutes formes complexes, un problème bien posé avec toutes les conditions aux limites, peut être facilement traité par la méthode des éléments finis.

La méthode des éléments finis continue à développer grâce aux progrès permanents sur les lois de comportements, et dans le domaine informatique [18].

III.1.4 Avantages de la méthode des éléments finis

- On peut présenter un grand nombre de formes de structures à l'aide de modèle analytique général commun.

- La faculté de définir de maillages très irréguliers et depuis l'origine est l'un des grands avantages de la méthode des éléments finis.

- On peut accepter des lois complexes de propriétés intrinsèques des matériaux si on compare aux possibilités des méthodes classiques.

III.1.5 formulation de la mef en géo mécanique

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.2)

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

u : vecteur déplacement réel (petite déplacement).

\dot{u} : vecteur déplacement virtuelle.

σ : Pseudo-vecteur contrainte (réel).

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

f : Vecteur forces de volume.

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.1).

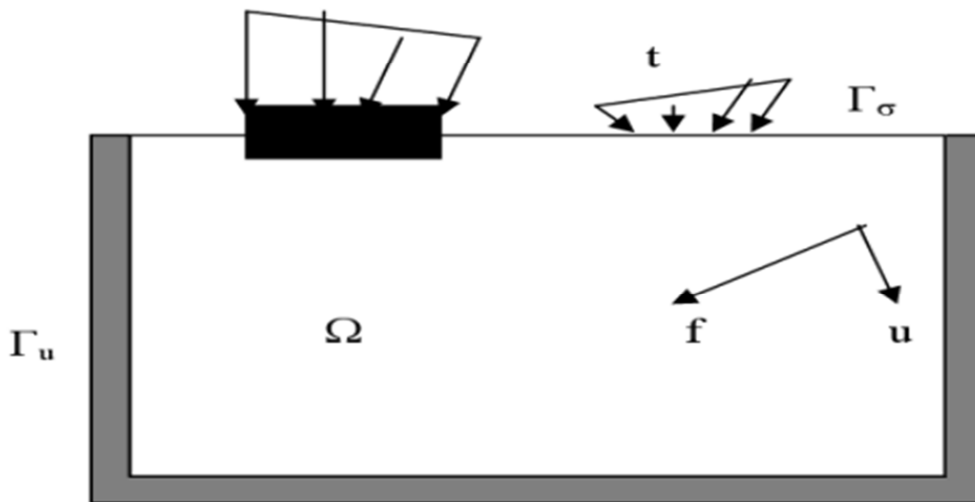


Figure III.1: les actions sur le domaine Ω [18]

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).

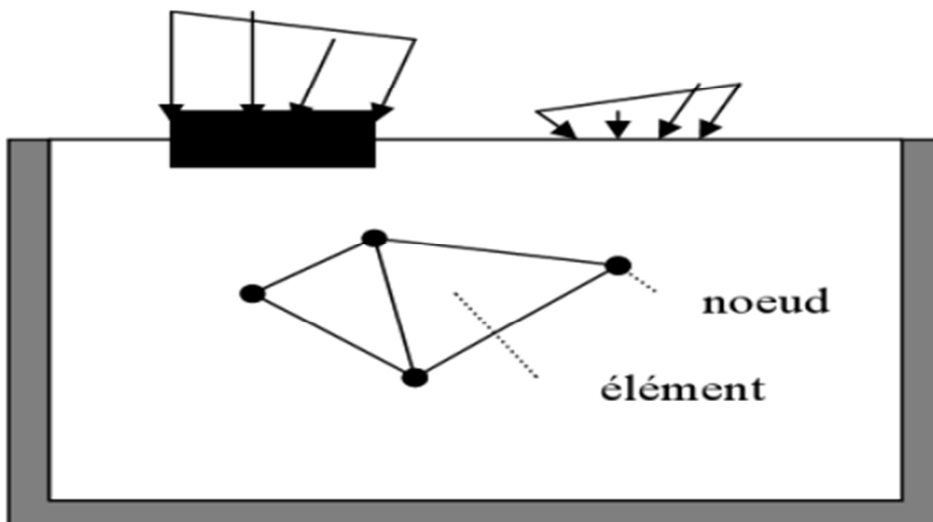


Figure III.2: Domaine Ω discrétisé [18]

Remarques

1- Il s'agit d'un problème formulé en contraintes totales. Si l'on désire traiter la consolidation

ou un écoulement de fluide interstitiel, d'autres variables (pression interstitielle, vitesse débitante, perméabilité,...) sont à ajouter aux précédentes, et le bilan de masse doit être écrit. Cette formulation est classique.

2- Si l'on est en présence de deux solides (sol et pieu par exemple), la MEF fait apparaître des intégrales supplémentaires de surface, impliquant des éléments spéciaux (d'interface), au sein desquels le déplacement relatif entre les deux solides remplit le rôle joué par les déformations dans les solides. Ces éléments mettent en jeu un comportement « d'interface ».

3- Il arrive qu'on associe RDM et solide volumique, lorsqu'on traite un problème impliquant des palplanches ou des parois moulées ; ceci conduit à une économie de degrés de liberté (composantes de déplacement) et donc de mémoire et de temps de calcul ; des variables de rotation sont alors mobilisées, résultants restent très voisins de ceux qui ont été évoqués plus haut.

4- On utilise en générale 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.2 PRESENTATION DE LOGICIEL PLAXIS

III.2.1 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 permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de

laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers. Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis.

Représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 3D. 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.

III.2.2 Définition de code Plaxis 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 non élasto-plasticité avec prise en compte des pressions interstitielles, dote des méthodes de résolution, éprouvé 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 [19] :

- **Le Maillage :** l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seuls les grandes lignes de celui-ci import de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement générer par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœud, avec contrôle permanent à l'écran.

- **Les conditions aux limites en déplacement** : si celle-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.
- **Les contraintes initiales dues au poids des terres** : peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état k_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre k_0 et les autres caractéristiques mécanique). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité, l'option k_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.
- **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, adapter 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.

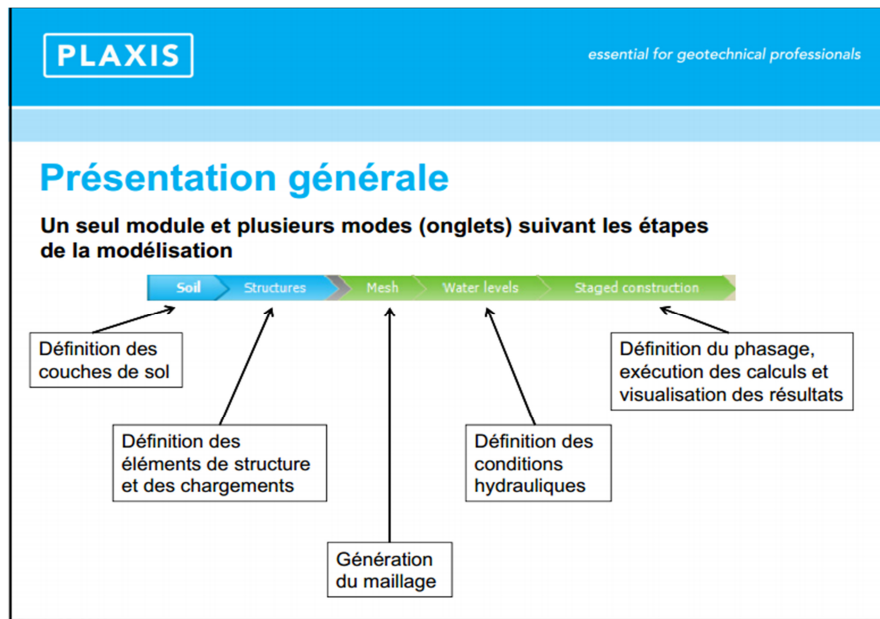


Figure III. 3: présentation général d'un plaxis 3D

III.3 LES MODELES DE COMPORTEMENTS INTEGRES DANS PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux, depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu' aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-viscoplastique des sol. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte du comportement réel du sol. Deux difficultés majeurs ont empêché la réalisation complète de ce schéma: d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexe et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, Des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet dans les années 80de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de

sollicitation (colloque de Villard de l'an 1984, colloque de Cheveland 1987 ...). La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans les codes de calculs par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le cout de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code Plaxis est différente. Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'élément finis, permettant de traiter des problèmes géotechnique réel, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminé à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens Plaxis peut apparaitre comme une règle de calcul de l'ingénieur géotechnicien. Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont :

III.3.1 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν , l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le modèle de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation [26]

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

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structure (béton ou métal) en interaction avec le sol.

III.3.2 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 ciest 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 recalcr 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.

III.3.3 Le modèle de Mohr-Coulomb (M.C)

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres (figure III.4). 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.

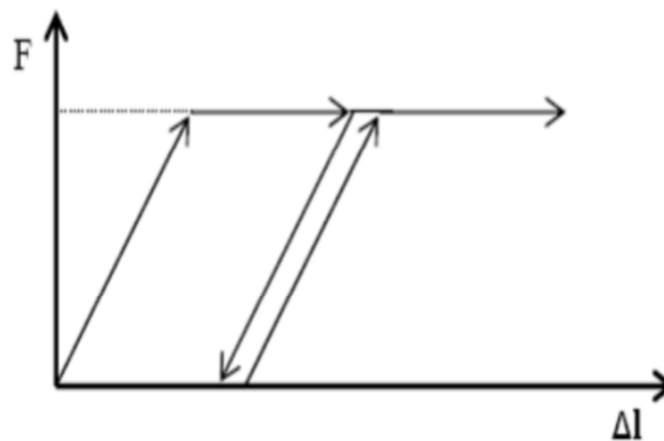


Figure III.4: Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.

Mohr-Coulomb - argile

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification:

Material model:

Material type:

General properties

γ_{unsat} kN/m³

γ_{sat} kN/m³

Comments

Permeability

k_x : m/day

k_y : m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figure III.5: 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 (Figure III.6)

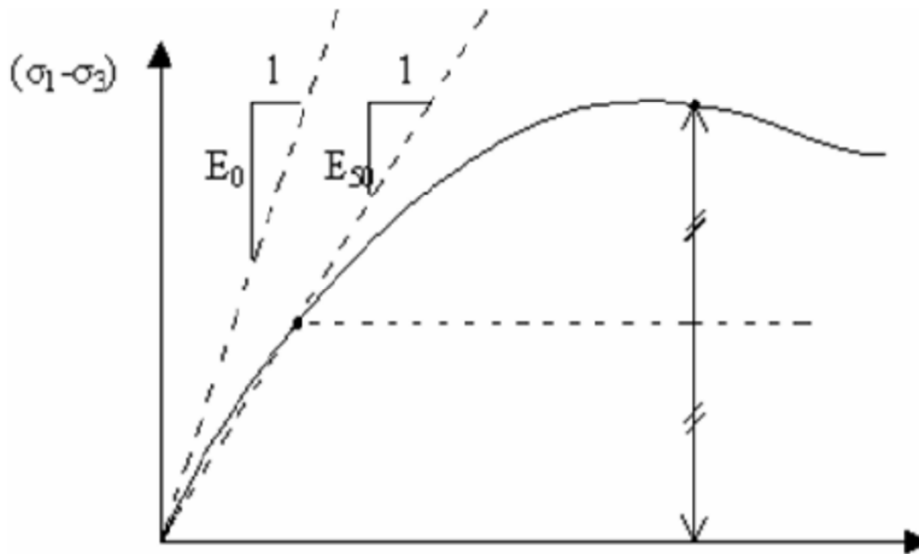


Figure III.6: Définition du module à 50% de la rupture [19]

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 gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

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) [20].

d) La cohésion c

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1 KPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec

$\Phi_u = 0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c -depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en KPa/m) [20].

e) L'angle de dilatance

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

$$\Psi = \varphi - 40 \quad \text{pour } \varphi > 40^\circ$$

$$\Psi = 0 \quad \text{pour } \varphi < 40^\circ$$

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

f) Les contraintes de traction [20]

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure III.7). 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).

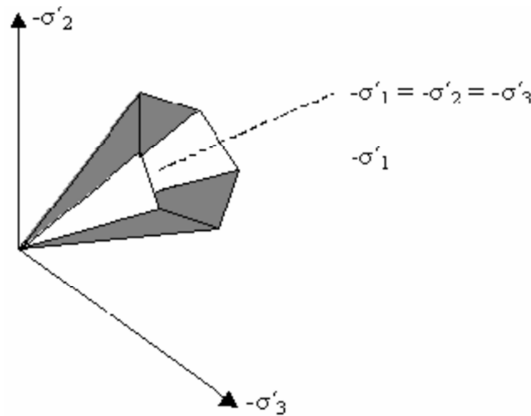


Figure III.7:Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$ [20]

g) Paramètres avancés 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. Les caractéristiques avancées comprennent l'augmentation de la rigidité, la force cohésive avec la profondeur et l'utilisation d'une coupure de tension.

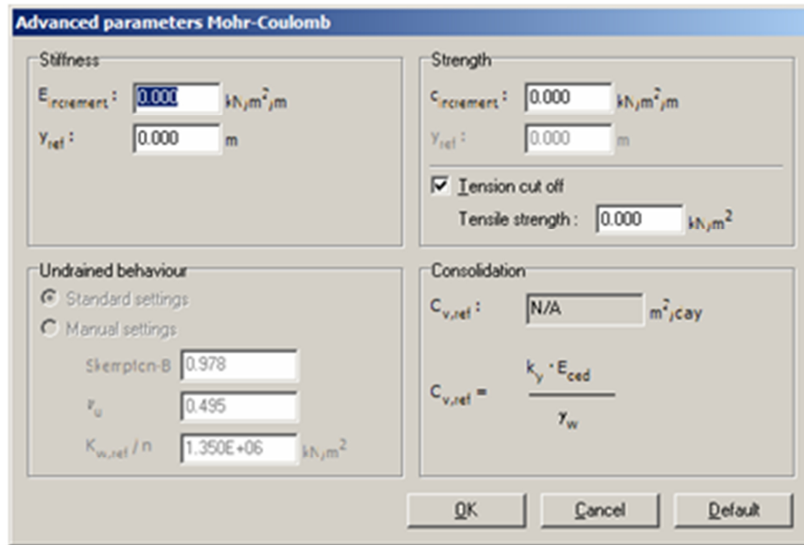


Figure IV.8: Paramètres avancés de Mohr-Coulomb

III.3.4 Modèle de sol avec écouissage (HardeningSoil 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 œnométriques 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 améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

a) Courbes effort-déformation :

$$\zeta = \frac{1}{2E50} \frac{q}{1 + \frac{q}{qa}} \text{ pour } q < q_f$$

$$\text{Avec } q_f = (C \cotg\varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \text{ et } qa = \frac{q_f}{Rf}$$

b) Les modules

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

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

$$E_{er} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot \phi \sigma'_3}{c \cdot \cot \phi + p^{ref}} \right)$$

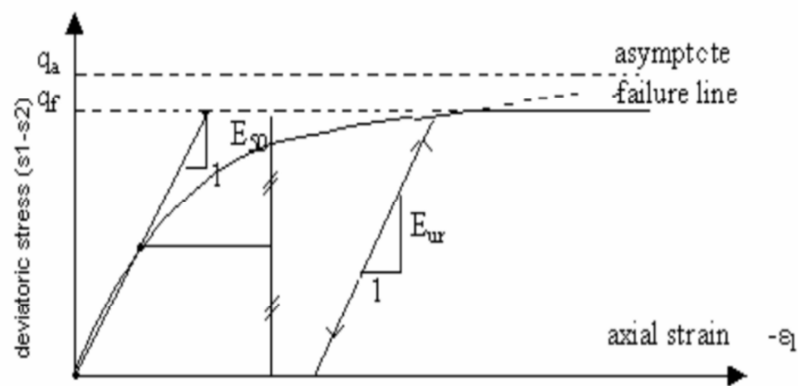


Figure III.9: Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte- déformation.

c) 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 III.10).

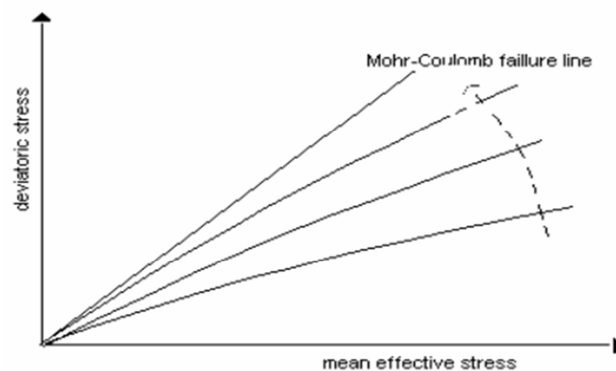


Figure III.10: Forme de surfaces de charge H.S.M[20]

-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 [49] 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

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 $c_{increment} = 0$)
[kN/m³]

III .3.5 Modèle 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, Schoffield 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.

a) Les paramètres de compressibilité

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 oedométrique).

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

Tableau III.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 ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres.

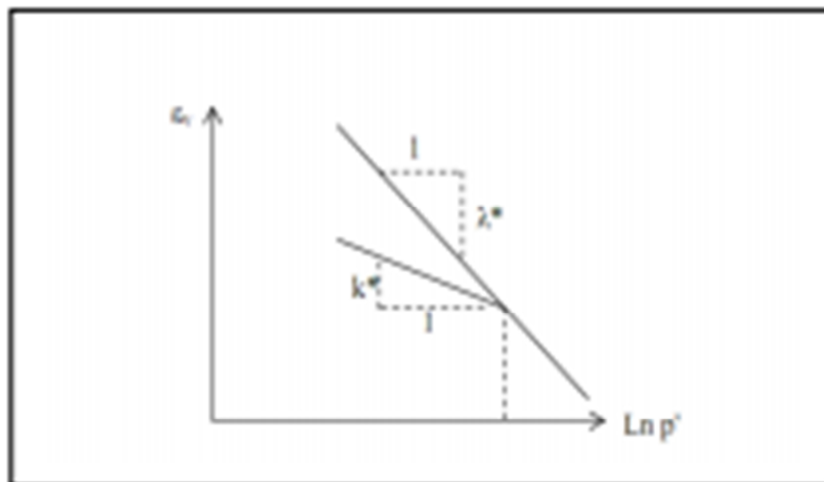


Figure III.11: Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale [20].

b) La cohésion

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

c) Paramètre de frottement

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

d) Paramètre de dilatance

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

e) Paramètre de contrainte K_0

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

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1-K_0^{nc})^2}{(1+2K_0^{nc})^2} + \frac{(1-K_0^{nc})(1-2V_{ur})(\lambda^0/\bar{K}-1)}{(1+2K_0^{nc})(1-2V_{ur})(\lambda^0/\bar{K})-(1-K_0^{nc})(1+V_{ur})}}$$

$$M = 3.0 - 2.8(K_0^{nc})$$

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

f) Coefficient de Poisson

Dans les modèle Cam-Clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge œnométrique, 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) (PreOverburden 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

III.3.6 Modèle pour les sols mou avec effet du temps (Soft Soil Creep Model S.S.C.M)

Le SSCM, permet de prendre en compte l'écroutissement des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps, Elle est caractérisée par le diamètre C_a elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps. La figure III.12 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].

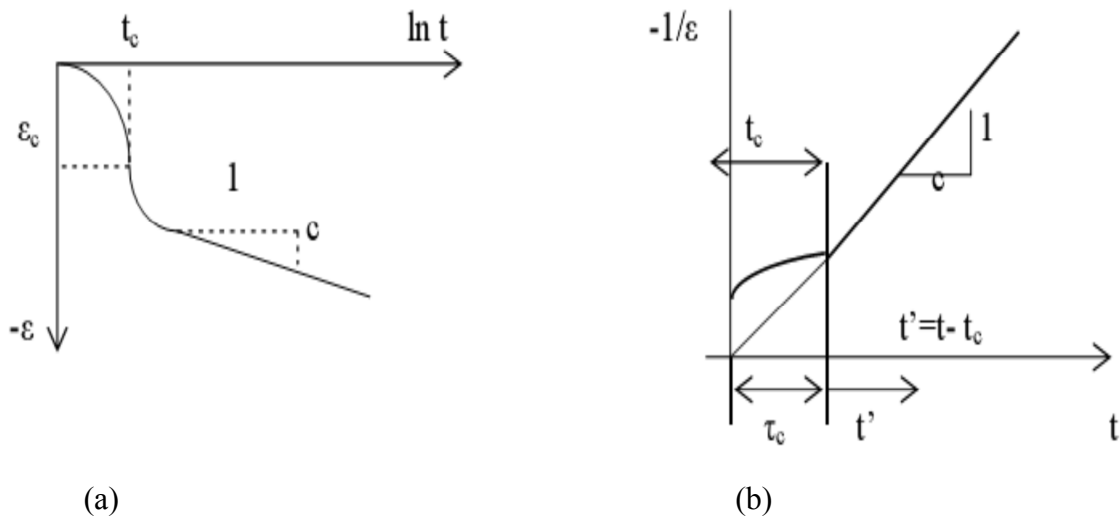


Figure III.12: effet du temps sur les essais œnométrique.

Le soft soilcreep 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:

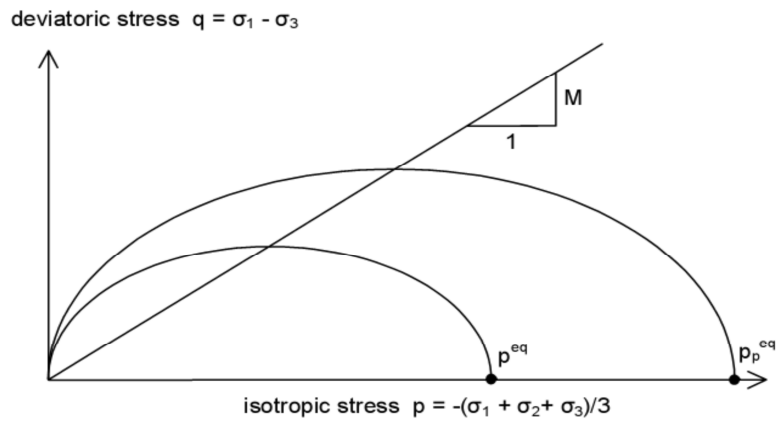


Figure III. 13: Diagramme de p^{eq} dans le plan p,q

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

$$M = \frac{6 \sin \theta \cdot c \cdot v}{3 - \sin \theta \cdot c \cdot v}$$

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

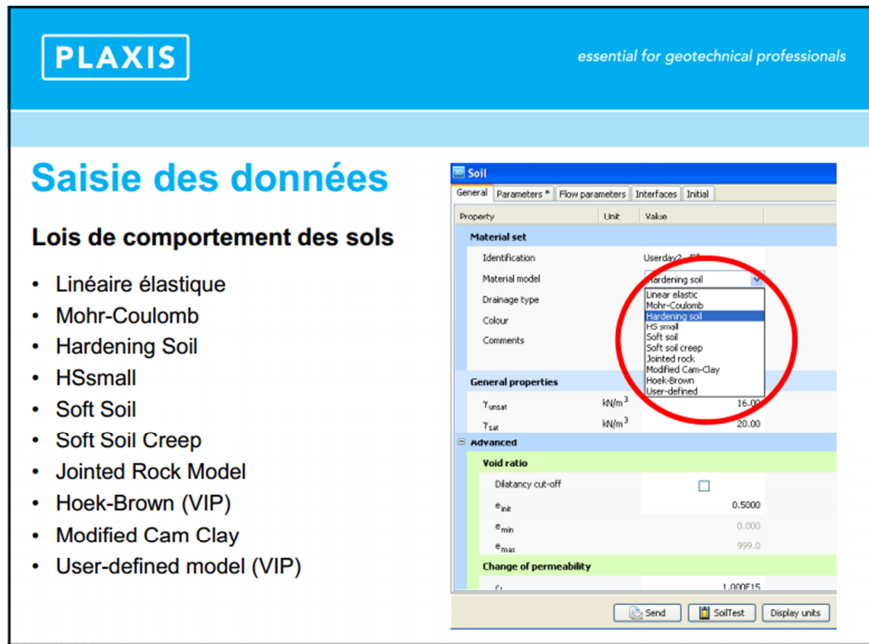


Figure III.14: paramètre des donné de comportement des sols.

III.4 CONCLUSION

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS 3D montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS 3D n'est pas différente d'un choix de paramètre de calcul « manuel » pour un calcul de tassement ou de

stabilité à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expression, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques.

Il est souvent conseillé d'utiliser la modélisation numérique pour résoudre les problèmes en géotechnique car il prend en compte l'élément de communication, celui-ci pour avoir un bon comportement et une simulation correcte du problème.

Chapitre V
Établissement d'un
modèle de référence

IV.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on a calculé la capacité portante d'une fondation isolée de forme carrésitué sous un chargement uniformément répartie on considérant les deux cas excentré et centré, en utilisant le logiciel Plaxis qui permet de modéliser de manière détaillée ce type du problème. Cette fondation est rigide doit supporter des surcharges transmettent par la superstructure. Cette analyse donne la valeur numérique de la capacité de la charge ultime et des images graphiques explicites de mécanisme de défaillance de fondation.

IV.2 MODELE DE GEOMETRIE 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 différente 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 surface de 5 m de profondeur.

IV.3 MODELE DU COMPORTEMENT UTILISE

a) Modèle Mohr-Coulomb

Dans notre cas nous considérons que la fondation est installée dans un sol du modèle de Mohr-Coulomb. Ce modèle permet de décrire le comportement du sol élastique parfaitement plastique. Il demande la détermination de cinq paramètres: le module de Young E , le coefficient de poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement ϕ , l'angle de 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 IV.1 : Variation du modèle d'élasticité E du béton en fonction de f_{c28}

$F_{C\ 28}$ MPa	20	25	30	35
E MPa	29860	32160	34180	35980

Tableau IV.2: Caractéristiques de la fondation.

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

IV.4 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.4.1 Propriétés des couches de sols et des interfaces graphiques de code plaxis

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

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

	Unité	Sable uc	argile
H	M	3	5
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

IV.4.2 Propriétés mécaniques de la fondation

Tableau IV.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

IV.4.3 Sollicitations appliquées sur le modèle : Le chargement appliqué à la surface du semelle est verticale : $N_1 = 300\text{KN/m}^2$

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

IV.5 Premier cas : Nous étudions une fondation isolée centrée.

IV.5.1. Maillage des éléments finis: Dans cette analyse, le logiciel PLAXIS génère automatiquement un maillage 3D. Le maillage en éléments finis tel qu'il est indiqué à la figure(IV.1).

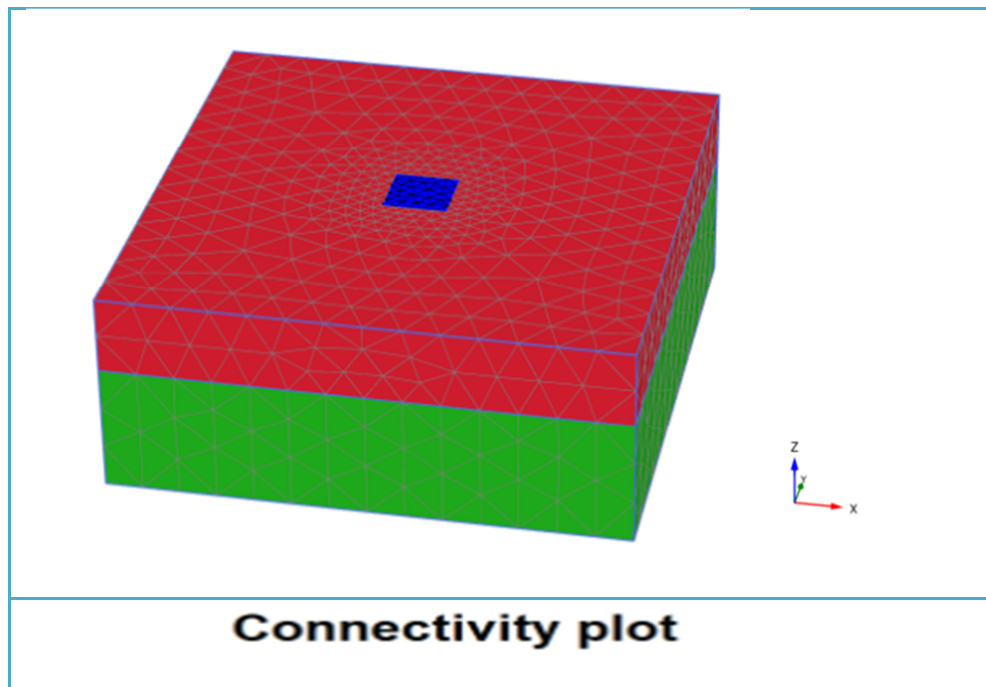


Figure IV. 1 : Maillage en 3D du profil

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 IV.5 : Coordonnées des points

Point	xx	yy	zz
Node4471	9.97	10.03	0.00
Node 7748	11.25	11.25	0.00
Node 2679	8.85	9.11	0.00
Stress point193	9.91	9.87	-0.06
Stress point 14333	11.33	11.33	-0.08
Stress point14227	8.64	8.83	-0.06

IV.5.2. La phase de calcul : Le processus de calcul de cette analyse est illustré à la figure (IV.2).

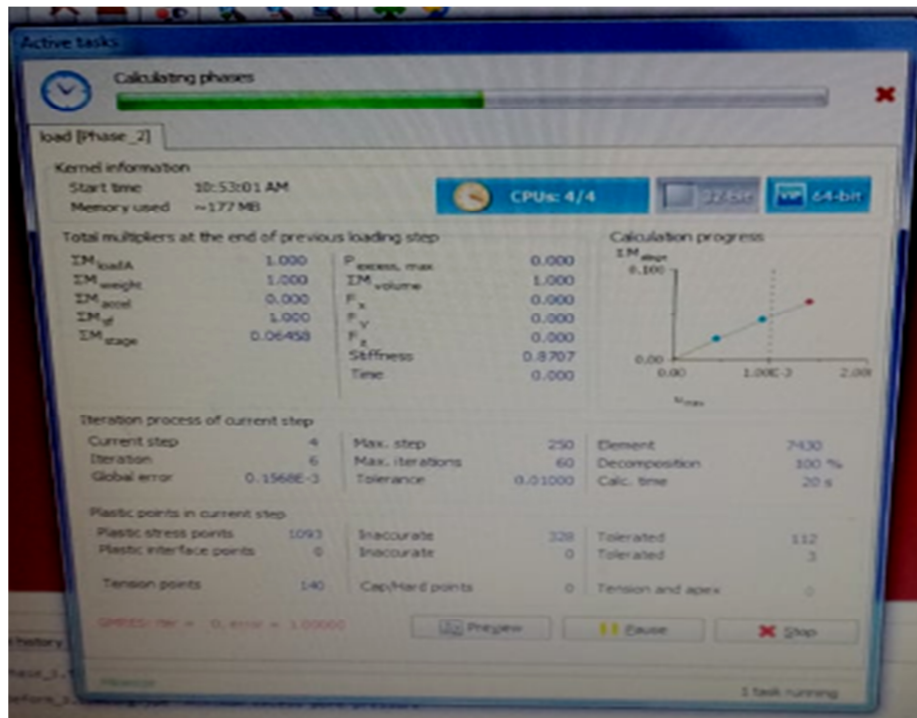
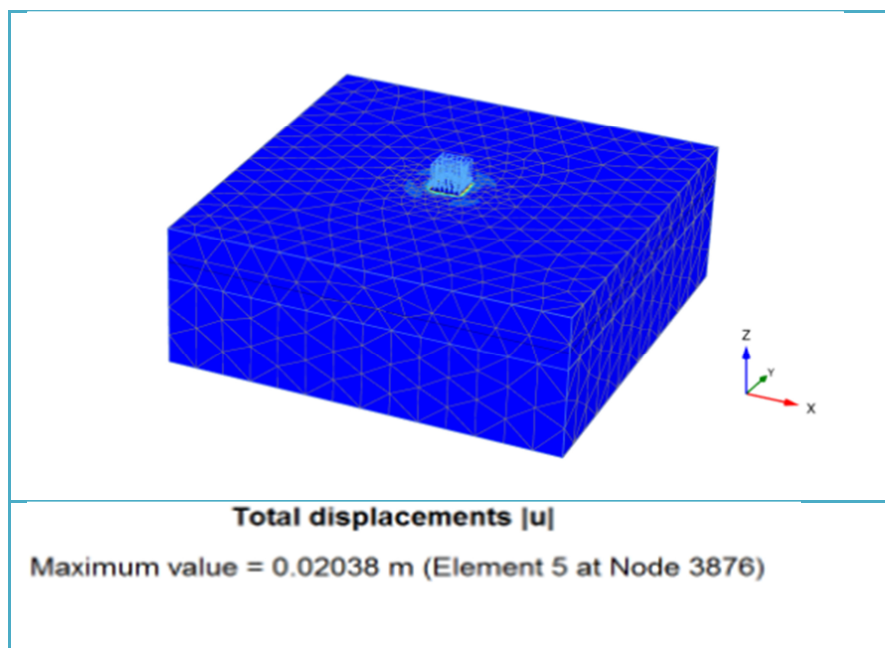


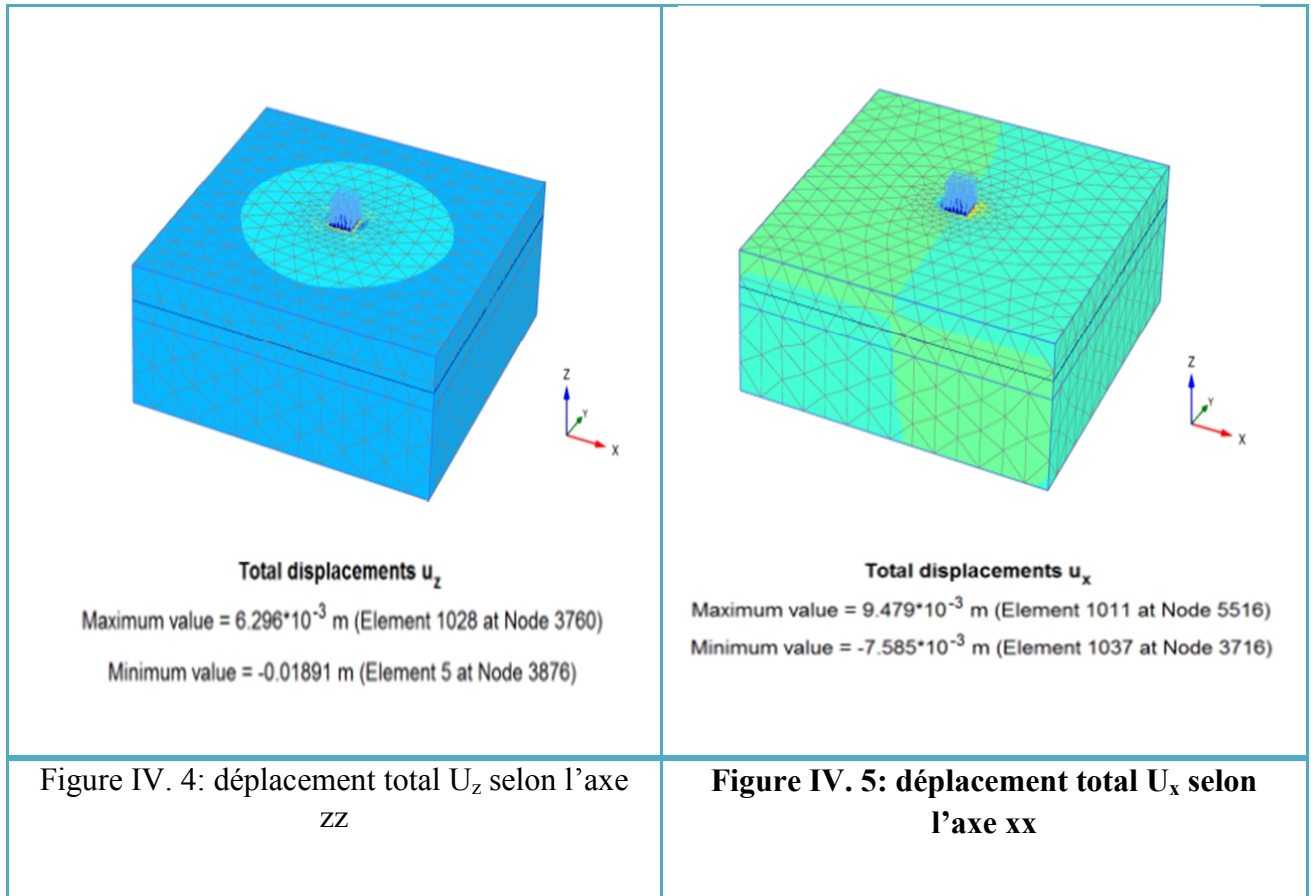
Figure IV. 2: Bilan du calcul

IV.5.3. Les résultats principaux

IV.5.3.1. Les déplacements totaux

Les figures (IV.3, IV.4 et IV.5) montrées ci-dessous, représentent respectivement. Le déplacement total dans la phase ultime et le déplacement totale U_x et U_z

Figure IV. 3: déplacement total $|u|$

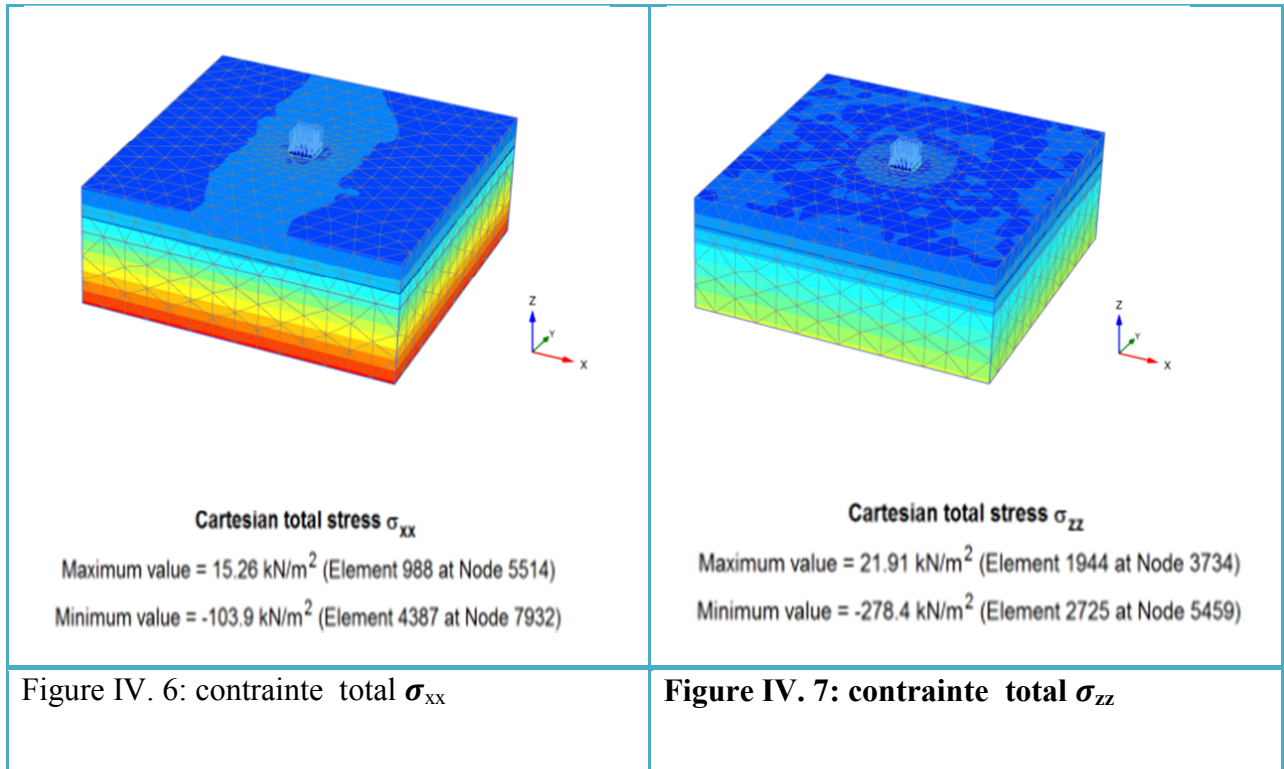


Commentaire

Les figures IV.4 et IV.5 représentent les contours déplacement horizontales et verticaux respectivement. Elles montrent un déplacement horizontal de $9.479 \cdot 10^{-3}$ m et un enfoncement de $6.296 \cdot 10^{-3}$ m qui sont localisés au dessous de la zone du chargement qui est de l'ordre de 300 KN/m^2 .

IV.5.3.2. Les contraintes totales et les points plastiques

Les figures (IV.6, IV.7 et IV.9) montrent ci-dessous respectivement : les directions 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.

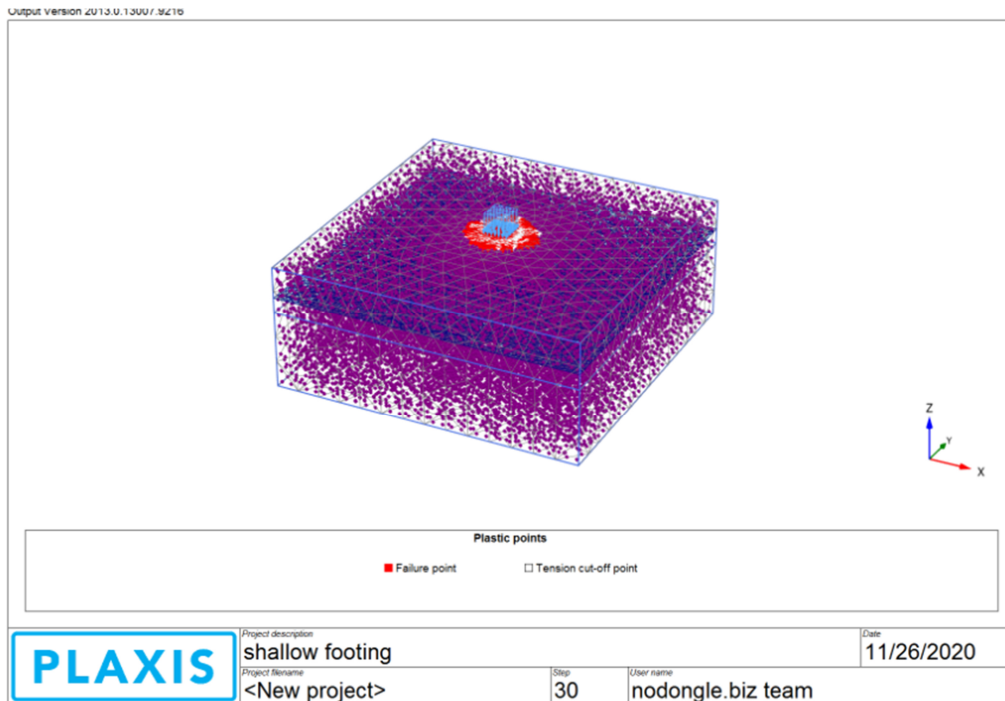


Figure IV. 8: points plastiques

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

IV.5.3.3. Les courbes de déplacement

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

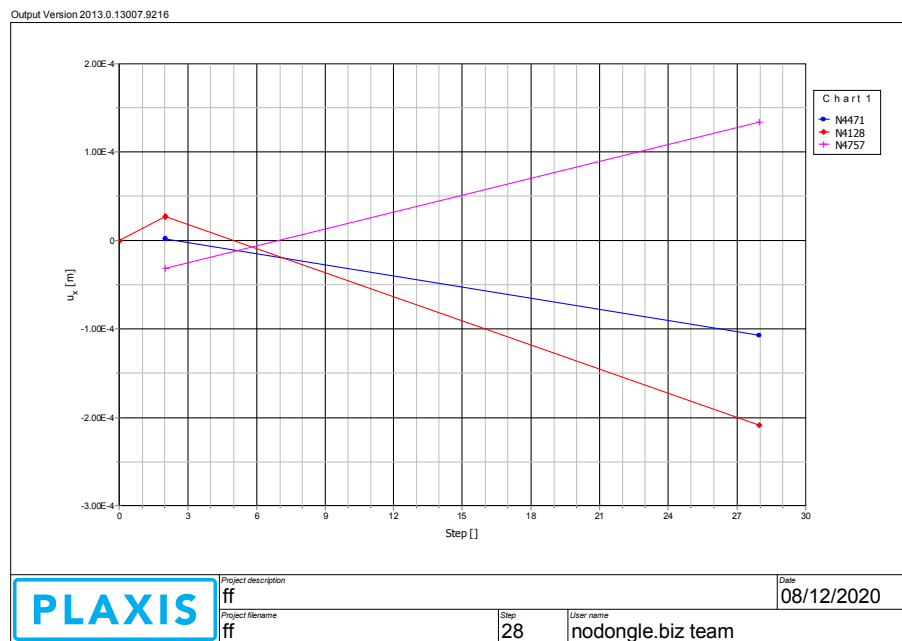


Figure IV. 9: courbe de déplacement xx

Commentaire : a chaque fois quand s'éloigne de la fondation le déplacement diminué jusqu'a arrivée à une valeur nulle et le déplacement maximum se trouve au-dessous de la base de fondation.

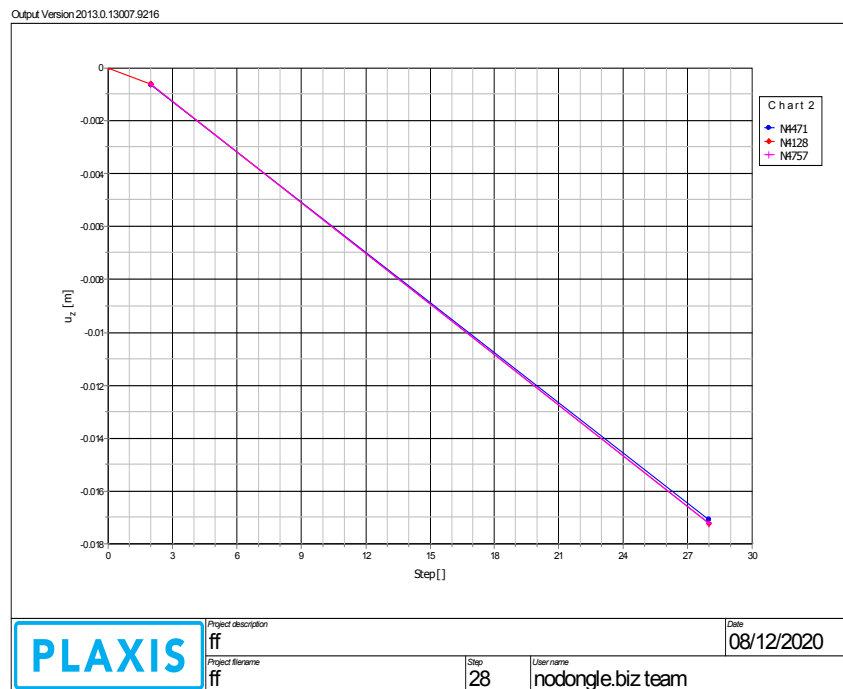


Figure IV. 10: courbe de déplacement zz

Commentaire : les courbes de déplacement verticales (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.

Toute la courbe se coïncide parce que tous les points considérés se déplacent de la même manière et d'une valeur égale.

IV.5.3.4. Les courbes de contraintes

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

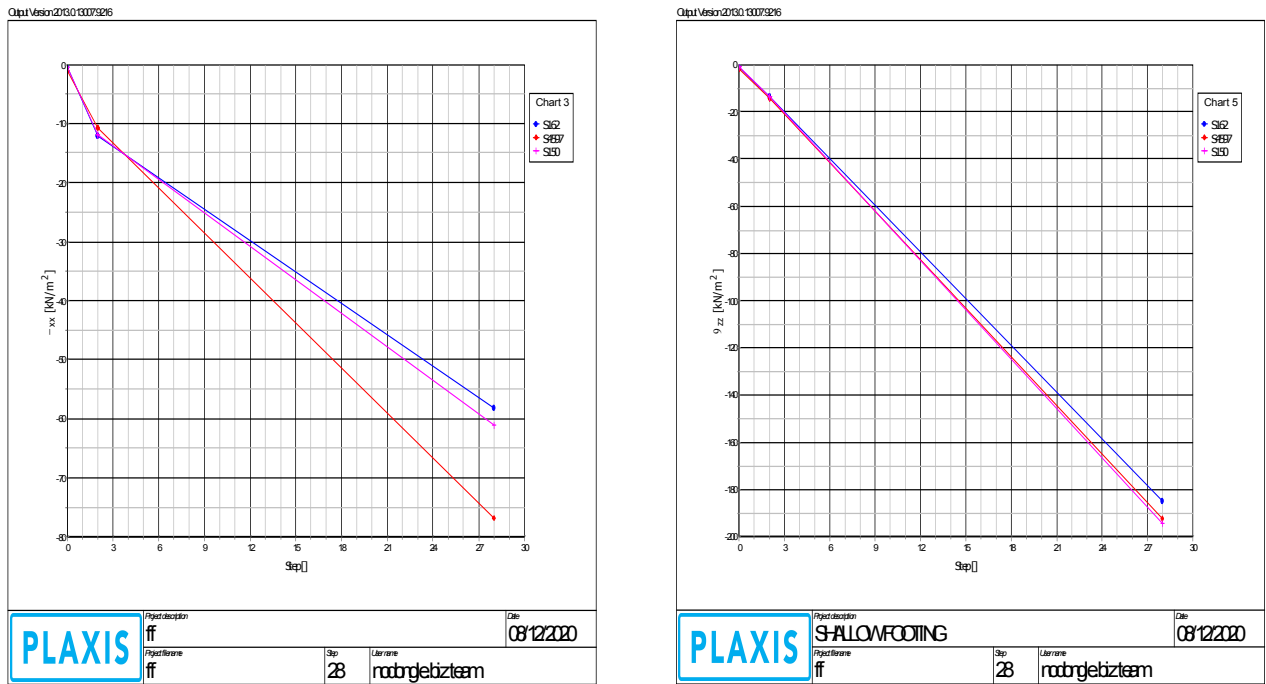


Figure IV. 11: courbe des contraintes selon xx et zz

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

IV.6. Deuxième cas : Nous étudions une fondation excentrée.

IV.6.1. **Maillage** : la figure (IV.12) représente le maillage par des éléments finis.

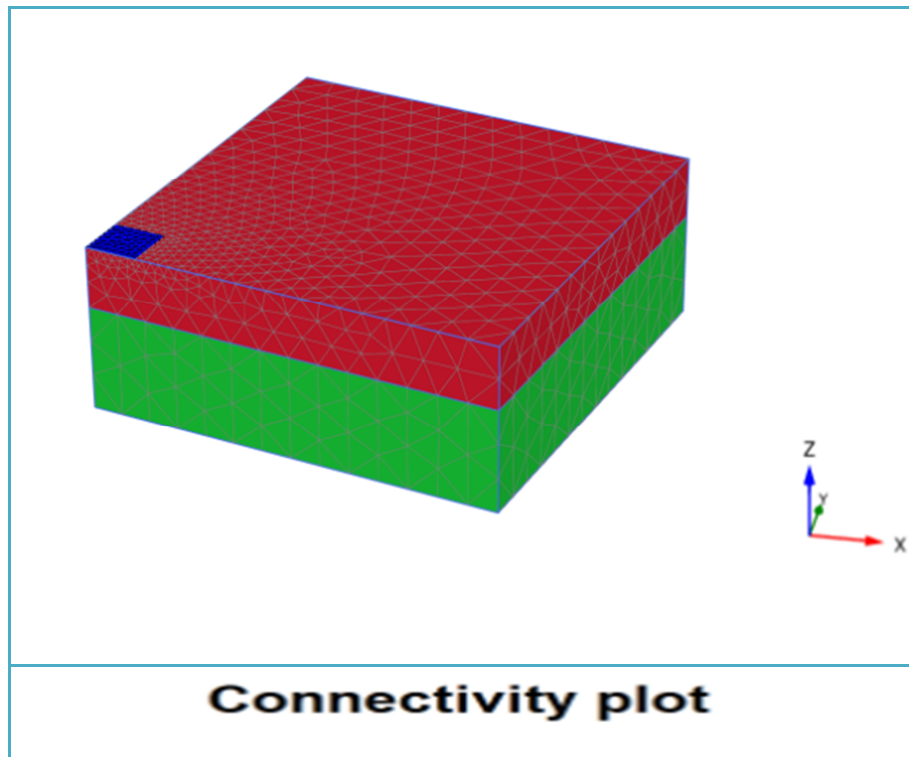


Figure IV. 12: maillage par des éléments finis

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 IV.6: Coordonnées des points

Point	xx	yy	zz
Node115	1.26	1.25	0.00
Node 9389	2.50	2.50	0.00
Node152	1.54	0.51	0.00
Stress point 1471	1.22	1.19	-0.02
Stress point9235	2.51	2.54	-0.02
Stress point1031	1.49	0.54	-0.02

IV.6.2. Les résultats principaux

IV.6.2.1. Les déplacements totaux

Les figures (IV.13, IV.14 et IV.15) montrées ci-dessous, représentent respectivement : le déplacement total dans la phase ultime et le déplacement totale U_x et U_z

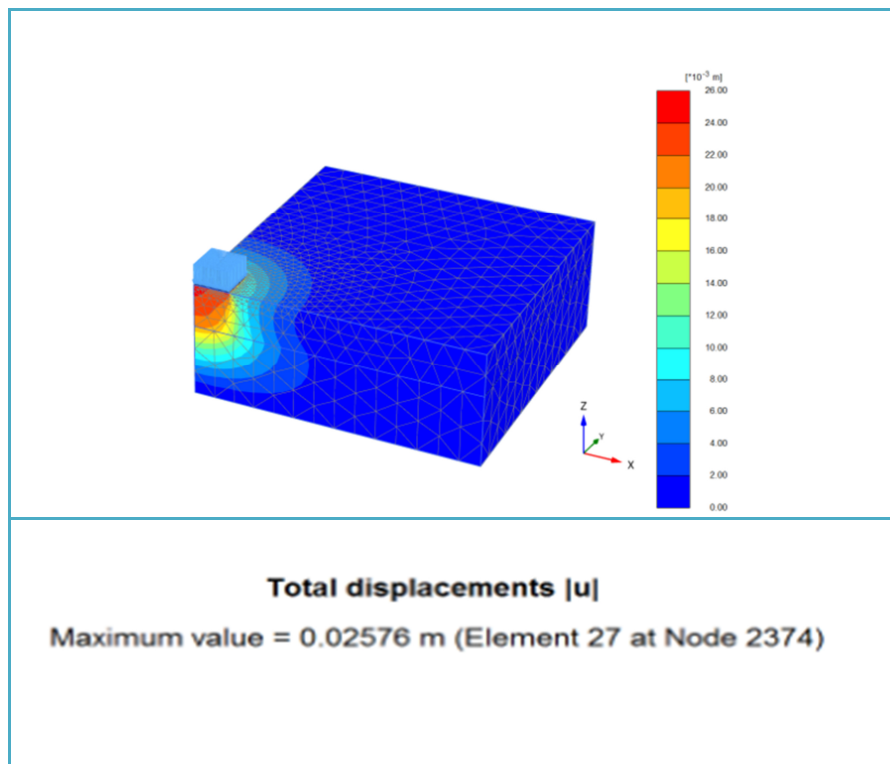
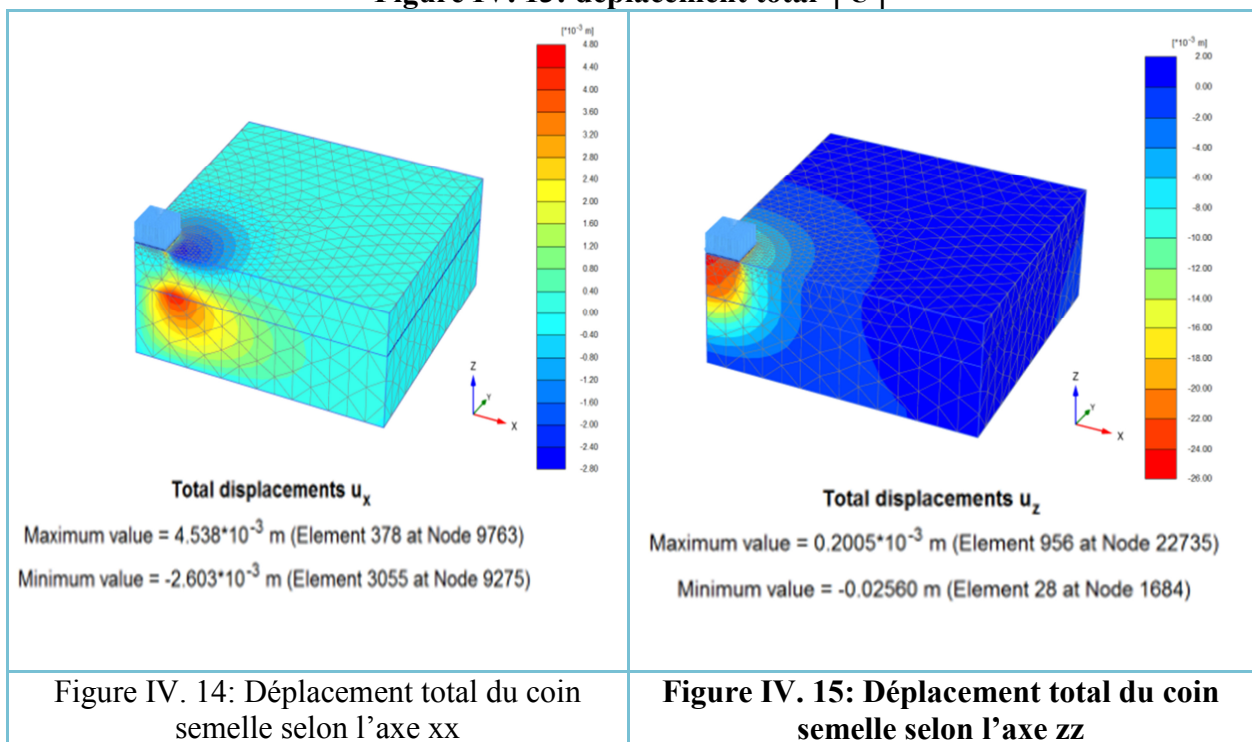


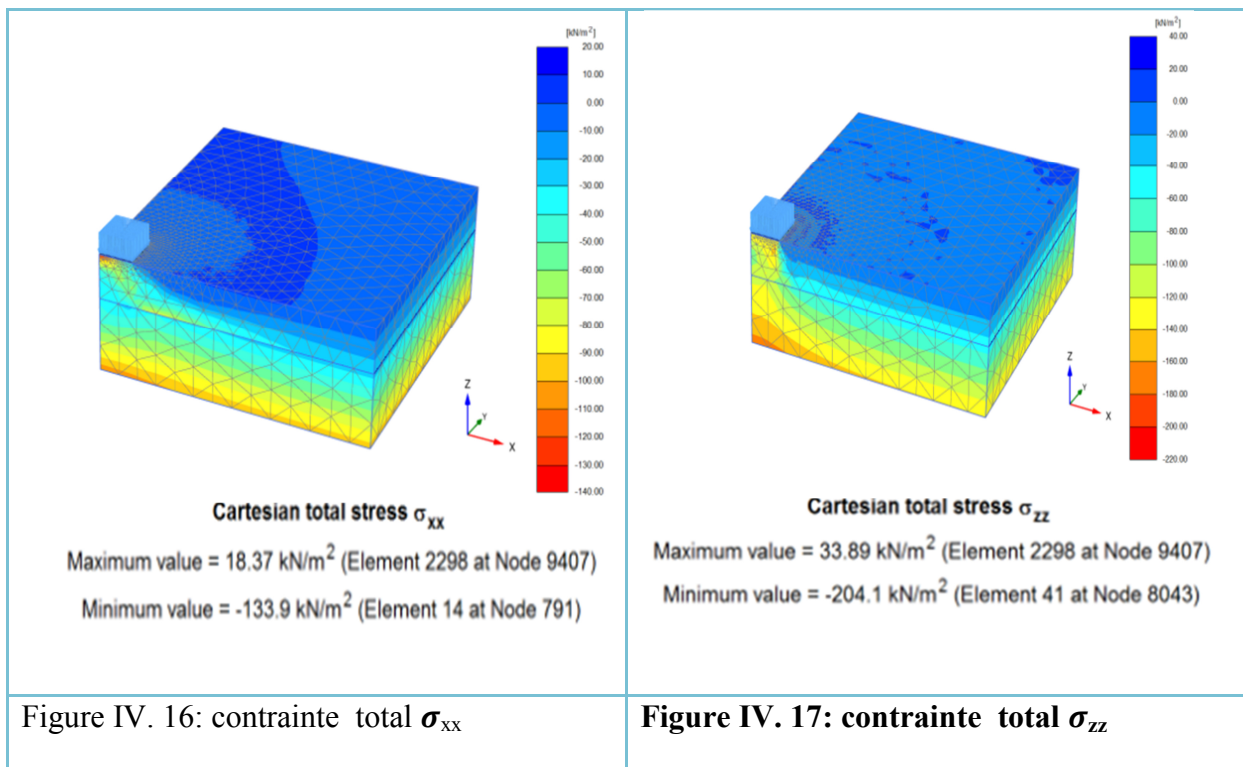
Figure IV. 13: déplacement total | U |



Commentaire : Les figures IV.14 et la figure IV.15 représentent les contours déplacement horizontales et verticaux respectivement. Elles montrent un déplacement horizontal de $4.538 \cdot 10^{-3}$ m et un enfoncement de $0.02560 \cdot 10^{-3}$ m .qui sont localisés au dessous de la zone du chargement qui est de l'ordre de 300 KN/m^2 .

IV.6.2.2. Les contraintes totales et les points plastiques

Les figures (IV.16, IV.17 et IV.18) montrent ci-dessous représente respectivement : les directions des contraintes principales et les points plastiques.



Commentaire : Les contraintes sont concentrées au niveau de la base de la fondation, les contraintes diminues quand on s'éloignant de la base dans le sens zz et xx. La contrainte dans le sens zz ($204,1 \text{ KN/m}^2$) elle est presque le double par apport au sens xx ($133,9 \text{ KN/m}^2$), 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 due a l'excentrement de la charge.

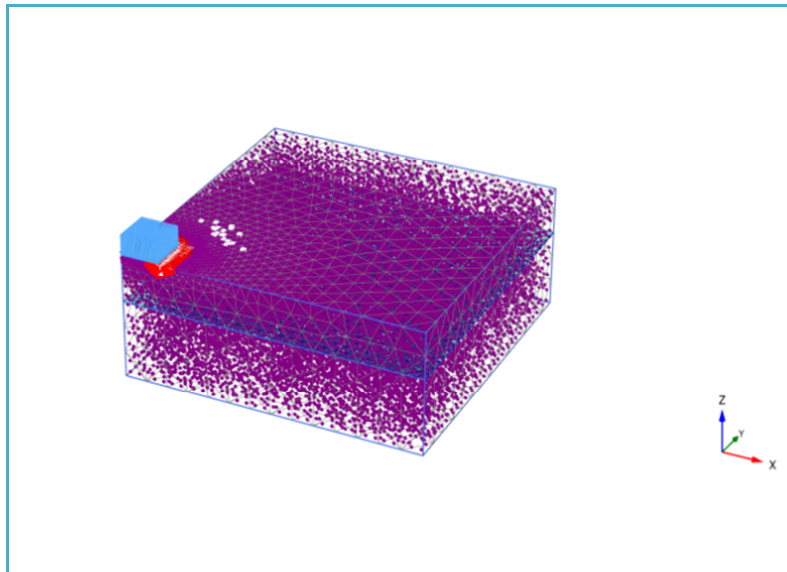


Figure IV. 18: points plastiques

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

IV.6.2.3. Les courbes de déplacement

Les figures (IV.19 et IV.11) montrent les déplacements des différents points étudiés fonction du step selon les axes xx et zz

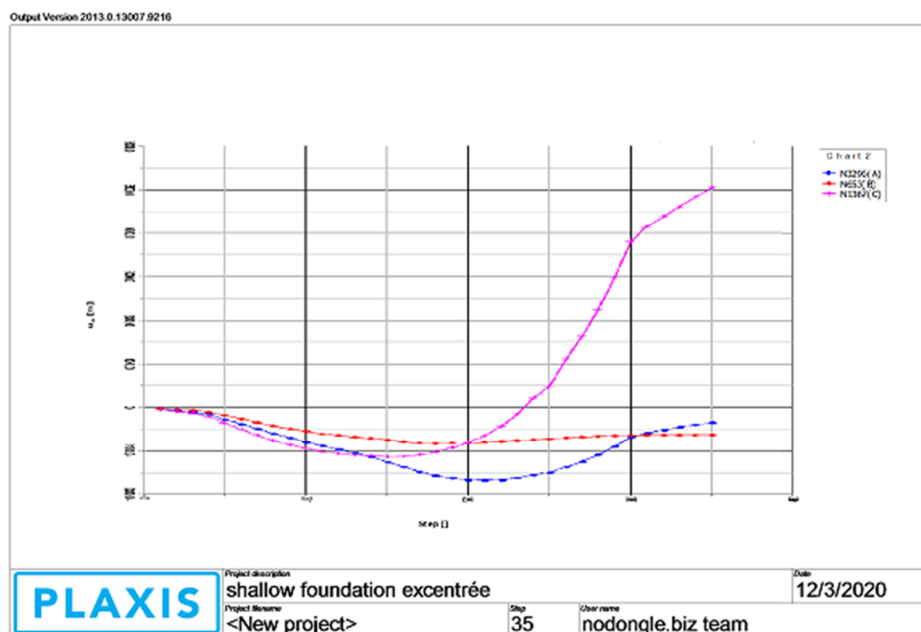


Figure IV. 19: Courbe de déplacement selon l'axe xx

Commentaire : Le déplacement selon 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 de sol au-dessous de la fondation.

- la deuxième partie est qualifiée par une augmentation importante des déplacements après plastification du sol et cela due au différent chargement appliqué.

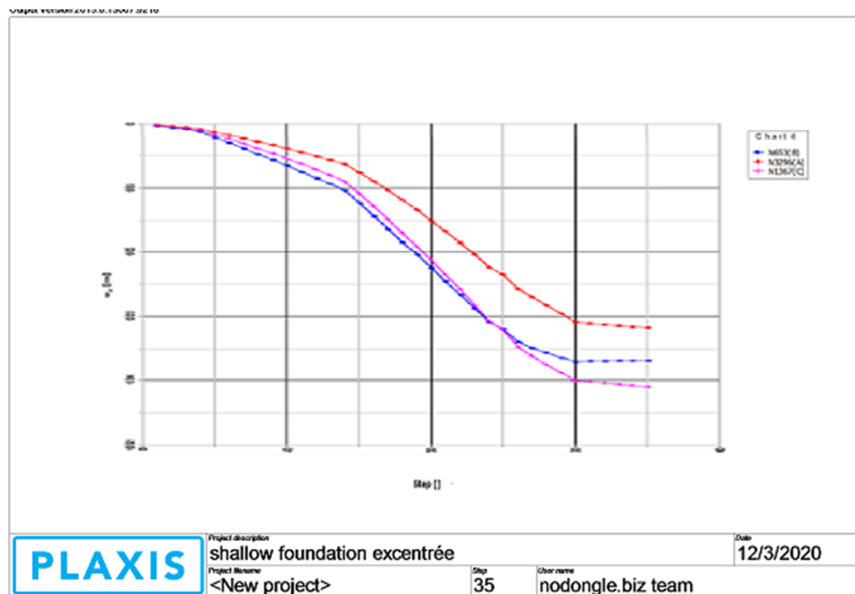


Figure IV. 20: courbe de déplacement selon l'axe zz

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.

IV.6.2.4. Les courbes des contraintes

Le figure (IV.21) montrent les contraintes des différents points étudiés fonction du step selon les axes xx et zz

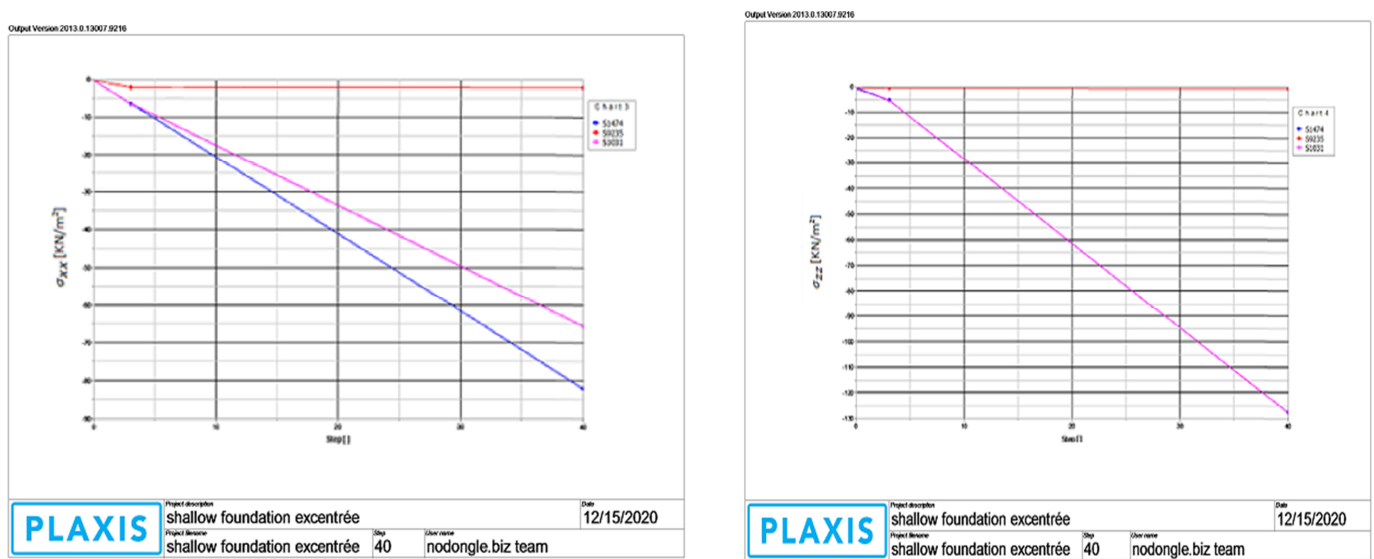


Figure IV. 21: courbe des contraintes selon xx et zz

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 rapidement par rapport à la direction xx, cela est du à la direction de chargement.

IV.7. 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 générale

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche numérique sur la stabilité d'une fondation superficielle (isolée) centrée et excentrée, sous une charge appliquée axialement sur la surface de la fondation, il s'agit d'un problème où l'effet de la fondation joue un rôle essentiel.

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

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

Suite à cette étude on peut donner quelques observations:

- ✓ PLAXIS 3D est un outil polyvalent pour l'ingénierie géotechnique, car elle 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 de problèmes tridimensionnels.
- ✓ concernant le premier cas (chargement centré) on constate un déplacement horizontal de $9.479 \cdot 10^{-3}$ m et un enfoncement de $6.296 \cdot 10^{-3}$ m. La zone de répartition de contrainte est très élargie dans le plan xx et réduite dans le plan zz, ce que nous explique que le déplacement maximum se trouve au dessous de la base de fondation.
- ✓ Dans le deuxième cas (chargement excentré) on constate un déplacement horizontal de $4.538 \cdot 10^{-3}$ m et un enfoncement de $0.02560 \cdot 10^{-3}$ m. Les contraintes sont concentrées au niveau de la base de la fondation, elles sont en diminution quand on s'éloigne de la base, dans le plan xx le champ de contrainte est uniforme mais dans le plan zz est aléatoire et cela est dû à l'excentrement de la fondation.
- ✓ La modélisation numérique a montré que le chargement excentré perturbe le champ de répartition des contraintes dans les différents plans et l'amplification des déplacements.

CONCLUSION GENERALE

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.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **ADJRAD MOHAM** (2018), fondation superficielles, p 3-5.
- [2] **FRANK R** (1999), **Calcul des fondations superficielles et profondes**, Techniques de l'ingénieur et Presses des Ponts et Chaussées, p 141.
- [3] **BERTRAND HUBERT, BRUNO PHILIPPONANT, OLIVIR PAYANT, MAULAY ZERHOUNI** (2019), fondation et ouvrages en terre, p 390
- [4] **JCOSTET, GSANGLERAT** (1983), cours pratique de mécanique des sols Tomes 2, p 196-205.
- [5] **JCOSTET, GSANGLERAT** (1981), cours pratique de mécanique des sols Tomes 1, p 62
- [6] **ROGER FRANK** (1994).livre Fondations superficielles, Généralité sur les fondations p15-17.
- [7] **RANKINE, W. M.** (1856). On the Stability of Loose Earth. Proceedings of the Royal Society of London, p 185-187.
- [8] **BOUROKBA, MRABENT, SOUAD AMEL** (2015), calcul pratique des fondations, p10-13.
- [9] **MEYERHOF** (1951), the ultimate bearing capacity of foundations. Géotechnique, p 301–332.
- [10] **MEYERHOF** (1976), Bearing capacity and settlement of pile foundations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, p 195-228.
- [11] **MEYERHOF** (1953) ,the bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. Proc. 3rd Int. Conf. Soil MechsFdnEngng, Zurich, vol. 1, p 440-500.
- [12] **MENARD L.** (1976) ,Règles relatives à l'exécution des essais pressiométriques, Sols Soils 27, p 7-20.
- [13] **MENARD L.** (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, Sols-Soils, 5, pp 9-32.
- [14] **MENARD L.** (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des essais pressiométriques - Seconde partie, Sols - Soils, 6, pp 9-27.
- [15] **MENARD L.** (1965), Notice générale D 60. Centre d'Études géotechniques, p41.
- [16] **BOUAFIA, A LACHENANIA** (2004), livre calcul pratique des fondations et des soutènements, p 5-15.
- [17] **GARNIER J, CANEPA Y ,CORTE J.F ,BAKIR N.E** (1994) ,étude de la portance de fondation en bord de talus ,p705-708.
- [18] **PHILIPPE MESTAT** (1997), Maillage d'élément finis pour les 'ouvrages de géotechnique conseils et recommandation 39-50.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[19] **BRINKEGEREVE R.B.J, VERMEER PA** (2003) ,«Plaxis Version 8; Scientific ; Manuals » DELFT university of Technology et plaxis BV Pays-bas ,p 1-9.

[20] **HADRI WIDED** (2010) ,Mémoire de Magister, Analyse de la capacité portant des fondations superficielles par le code de calcul-Plaxis, chapitre 3 représentation plaxis 3d