

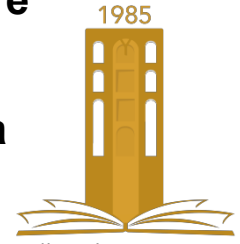


جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Géotechnique

THEME

**Influence de l'excentricité de
la charge sur la capacité
portante d'une fondation au
bord d'une pente**

Dirigé par :

Mr. LAHMADI Azzeddine

Présenté par :

CHENNAFI Sekai

Promotion : 2019

Dédicaces

*Tout d'abord je tiens à remercier ALLAH
le Tout Puissant de m'avoir donné le
courage, la patience et la santé qui m'ont
permis de réaliser ce travail que je*

Je dédie ce modeste travail

A mes parents

A mon encadreur D.R Azzedine Lahmadi

A mes amis

*Et Toute la promotion du Master
spécialité Géotechnique 2019.*

Remerciements

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens à remercier mon encadreur Mr LAHMADI Azzedine pour m'avoir proposé un sujet intéressant et pour la confiance qu'il m'a accordée. Il m'a dirigé tout au long de cette étude et m'a donné les grands axes de recherche. Je le remercie aussi pour sa disponibilité et sa gentillesse.

Mes remerciements vont ensuite aux membres de jury : pour avoir accepté de présider le jury de mon mémoire et qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'être mes examinateurs. Leurs idées me seront sans nul doute très utiles pour la suite de cette recherche.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements ainsi que ma grande gratitude reconnaissance envers tous mes enseignants du « Département de Génie civil » à l'université de M'sila.

Je souhaite également remercier mes collègues et amis avec qui j'ai passé des bons moments.

Je tiens à remercier enfin toute ma famille surtout Mon Père, Ma Mère, et tous ceux qui par leur compétence, leur amitié, leur soutien, leurs encouragements ou tout simplement leur présence ont contribué à la réalisation de ce travail. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

Résumé :

La configuration particulière d'une fondation superficielle située à terrain plat ou à bord d'une pente est un cas fréquemment rencontré dans la pratique. Cependant l'évaluation de la Capacité portante des fondations superficielles dans ce cas constitue l'un des problèmes majeurs en géotechnique. Les études théoriques et expérimentales ont montré que : Lorsqu'une fondation superficielle est située au bord d'une pente, sa portance est considérablement affectée par la présence de la pente et elle devient plus faible que celle avec un terrain horizontal et elle doit être affectée d'un coefficient réducteur.

L'objectif de ce mémoire est de présenter une synthèse bibliographique concernant les travaux effectués pour étudier l'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante des fondations superficielles au bord d'une pente. Également, une étude numérique a été effectuée en utilisant un logiciel d'interaction sol-structures en élément finis (PLAXIS) et en faisant varier plusieurs paramètres incluant l'angle d'inclinaison de la pente β , l'excentricité e , afin d'évaluer l'effet de la pente sur la capacité portante d'une fondation filante sous chargement excentré reposant sur un sol sableux.

Mots clés :

Capacité portante, Fondation, Pente, Analyse numérique, PLAXIS.

Abstract:

The particular configuration of a foundation located near a slope is a case frequently encountered in practice. However the evaluation of the bearing capacity of shallow foundations in this case is one of the major problems in geotechnical engineering. The theoretical and experimental studies have shown that, when a shallow foundation is located at the edge of a slope, its bearing capacity is significantly affected by the presence of the slope and it becomes lower than that with a horizontal ground and it should be multiplied by a reduction factor.

The objective of this thesis is to present a literature review concerning the works done to study the influence of the slope on the bearing capacity of shallow foundations. Also, a numerical study was conducted using a program of soil-structures interaction using finite elements (PLAXIS) and by varying several parameters including the inclination angle of the slope β and the eccentricity e , in order to evaluate the effect of the slope on the bearing capacity of a strip foundation under eccentric loading resting on a sandy soil.

Keywords:

Bearing capacity, Strip Foundation, Slope, Numerical analysis, PLAXIS.

ملخص:

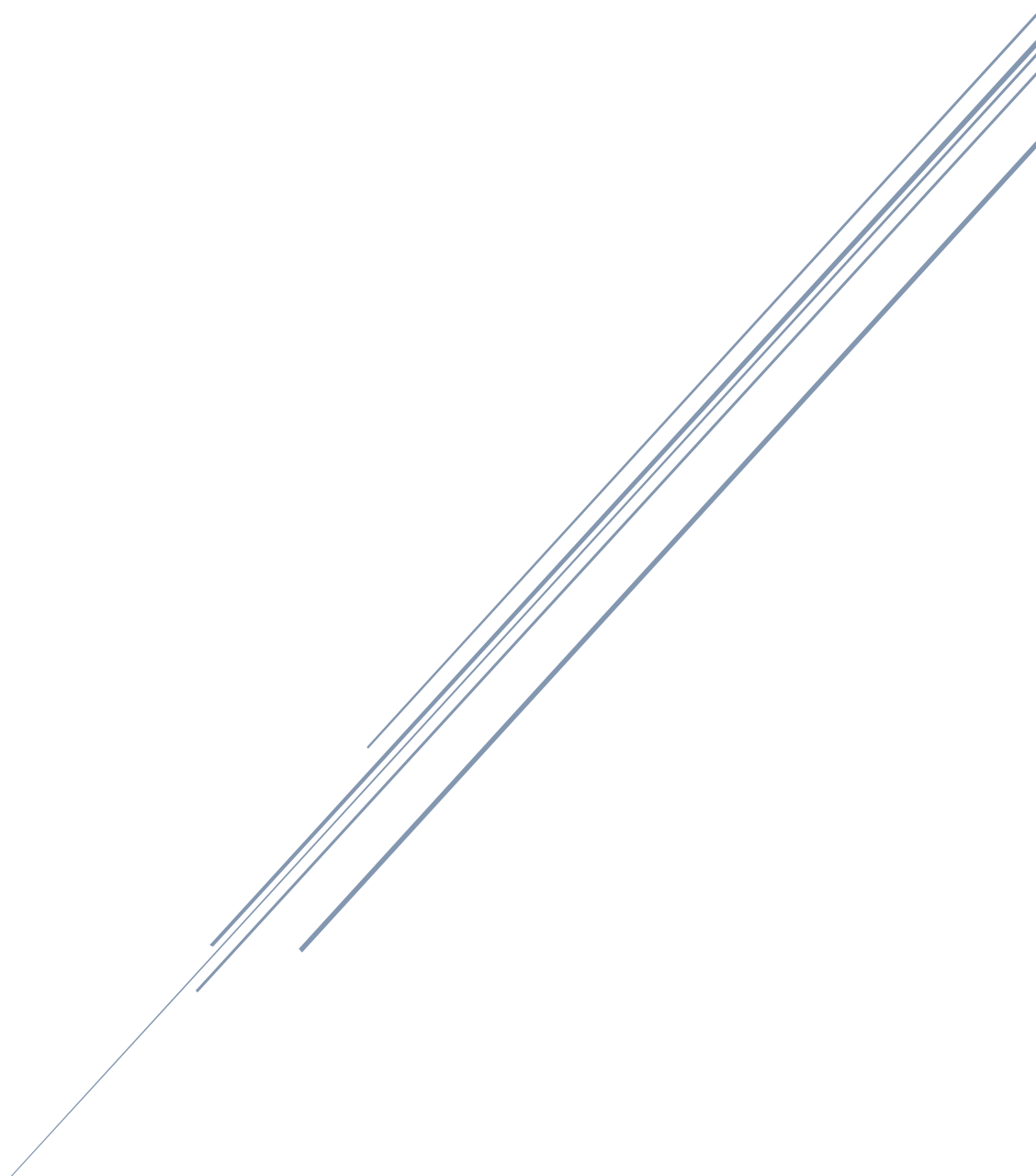
إن الحالة الخاصة لوجود أساس بالقرب من منحدر هي حالة غالبا ما نواجهها عمليا إلا أن تقييم قدرة تحمل الأساسات السطحية في هذه الحالة هي واحدة من أكبر المشاكل في الهندسة الجيوتقنية، وقد أظهرت الدراسات النظرية والتجريبية أنه عندما يقع أساس سطحي على حافة منحدر، فإن قدرة تحمله تتأثر بشكل كبير بوجود هذا المنحدر وتصبح أقل من قدرة التحمل الخاصة لسطح أفقي حيث تضرب في معامل تخفيض.

الهدف من هذه المذكرة هو إنجاز موجز مرجعي فيما يتعلق بالأعمال المنجزة لدراسة تأثير المنحدر على قدرة تحمل الأساسات السطحية. بالإضافة إلى ذلك، تم إجراء دراسة عددية باستخدام برنامج تفاعل بين التربة والهياكل باستعمال برنامج العناصر المنتهية PLAXIS من خلال تغيير عدة معاملات بما في ذلك زاوية ميل المنحدر β بعد القوة عن محور الأساس e . لتقييم تأثير المنحدر على قدرة التحمل لأساس مستمر خاضع لتأثير قوة عمودية غير مركزية متمركزة على تربة رملية.

الكلمات المفتاحية:

قدرة الحمل، أساس مستمر، منحدر، تحليل بعدي، بلاكسيس PLAXIS .

SOMMAIRE



Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I :	
Généralité sur les fondations	
I.1 Introduction	3
I.2 Définition Général	3
I.3 Principaux types de fondations superficielles	4
I.3.1 Les semelles filantes	4
I.3.2 Les Semelles isolées	4
I.3.3 Les radiers ou dallages	5
I.4 Les Fonctions des fondations Superficielles	5
I.4.1 Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations	5
I.4.2 Assurer la résistance des massifs de fondations	6
I.4.3 Vérifier la résistance du terrain de fondations	6
I.4.4 S'assuré de la durabilité des fondations	6
I.4.5 Trouver la solution la plus économique	6
I.5 Comportement d'une fondation superficielle	7
I.5.1 Comportement à la rupture	7
I.6 Mécanismes de rupture	9
1.6.1 Les Types de rupture dans le sol à une charge ultime	10
Conclusion	11
Chapitre II :	
Généralité sur la Capacité portante de fondation superficielle	
II.1 Introduction	12
II.2 Capacité portante de fondation superficielle	12
II.3 Capacité portante et tassement	13
II.3.1 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode «C-φ»)	14
II.3.2 Influence de l'excentrement de la charge	15
II.3.3 La contrainte de référence pour un excentrement	17
II.3.4 Calcul en conditions non drainées	17
II.3.5 Calcul en conditions drainées	18
II.4 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique (CPT)	18
II.5 Philosophies de conception des fondations	19
II.5.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation de facteur de sécurité)	19
II.5.2 Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité)	19

Sommaire

II.5.3 Méthodes pressiométrique et pénétrométrique	20
a) Méthodes pressiométriques	20
a.1) Hauteur d'encastrement équivalente	20
a.2) Pression limite nette équivalente « » au pressiomètre Ménard	21
a.3) Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre Ménard	21
b) Méthodes pénétrométriques	22
b.1) Hauteur d'encastrement équivalente	22
II.6 Résistance de pointe équivalente q _{ce} au pénétromètre statique (CPT)	22
Conclusion	23

Chapitre III :

LA PORTANCE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE A PROXIMITE D'UNE PENTE

III.1 Introduction	24
III.2 Etudes expérimentales	24
III.2.1 Méthodes théoriques	26
Conclusion	40

Chapitre IV :

Présentation du logiciel de calcul PLAXIS

IV.1 Introduction	41
IV.2 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis	41
IV.2.1 Concepts de base de la méthode aux éléments finis	41
IV.2.2 L'analyse des déplacements par MEF	41
IV.2.3 L'interpolation des déplacements	43
IV.2.4 Déformations	43
IV.3 Présentation de PLAXIS	44
IV.3.1 Le logiciel Plaxis	44
IV.3.2 Système d'options du code Plaxis	45
IV.3.3 Types de modèle en Plaxis	46
IV.3.4 Types d'éléments utilisés par Plaxis	46
IV.3.5 Modèles de comportement utilisé dans le Plaxis	47
IV.3.6 Modèle de comportement élasto-plastique	48
1. Elasto-plasticité	48
2. Comportement élasto-plastique	48
3. Modèle de Mohr-Coulomb	49
a) Module d'Young	51

Sommaire

b) Coefficient de Poisson	51
c) Angle de frottement	51
d) Cohésion	52
e) Angle de dilatance	52
4. Autres modèles disponibles dans le Plaxis	52
Conclusion	53

Chapitre V :

Etude numérique l'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle au bord d'une pente

V.1 Introduction	54
V.2 Procédure de la simulation numérique	54
V.2.1 Présentation du cas étudié	54
V 2.2. Caractéristiques générales	55
1) Géométrie	55
2) Conditions aux limites	55
3) Caractéristiques des matériaux	55
a) Caractéristiques de sol	55
b) Caractéristiques de fondation	55
4) Génération du Maillage	55
5) Conditions initiales	56
6) Calculs	57
a) Paramètres	57
b) Points de contrôle	57
c) Calcul	57
V.3 Fondation sur surface horizontale	58
V.3.1 Application numérique	58
1) charge sur terrain plat	58
2) Calcul théorique de la capacité portante (selon Terzaghi, Meyerhof et Hansen)	58
3) Remarque	59
V.3.2 Fondation au bord d'une pente	59
V.4 L'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle	59
1) Sur terrain plat	59
a) Comparaison	59
2) Bord pente	60
2.1 Pente 1/4	60

Sommaire

2.2 Remarque	61
2.3 Pente 1/3	61
2.4 Pente 1/2	61
2.4.1 Remarque (pente 1/3 et pente 1/2)	62
Conclusion	62
Conclusion générale	63

LISTE DES FIGURES

Figures	Page
Chapitre I :	
Généralité sur les fondations	
I.1 : rapport d/b définissant le type de fondation selon le D.T.U 13.12 (1988)	4
I.2 : Semelle filante	4
I.3 : Semelle isolée	5
I.4 : fondation de type radiers	5
I.5 : Schéma de rupture du sol sous une fondation superficielle	7
I.6 : Courbes chargement-tassement pour une fondation filante (B largeur de la semelle)	8
I.7 : courbe tassement- charge	8
I.8 : Courbe de chargement d'une fondation superficielle Suivant l'état de compacité du sol, on distingue trois mécanismes de rupture du sol quand la charge limite est atteinte comme le montre la figure	9
I.9 : Mécanisme de cisaillement généralisé	10
I.10: Rupture par poinçonnement	11
Chapitre II:	
Généralité sur la Capacité portante de fondation superficielle	
II.1 : Surface de rupture par cisaillement général supposée par Terzaghi (1943) pour une semelle filante	12
II.2 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode «C – φ »)	13
II.3 : Courbe chargement-tassement d'une fondation superficielle	13
II.4 : l'excentrement de la charge	16
II.5 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée	16
II.6 : Définition de la contrainte de référence pour un excentrement « e » (fascicule 62-V, 1993)	17
II. 7 : Configuration sol/fondation	18
II.8 : Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle	20
II.9: Définition de la pression limite nette équivalente dans le cas d'une couche porteuse homogène (fascicule 62-V, 1993)	21
II.10 : Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente pour les	22

LISTE DES FIGURES

fondations superficielles et profondes (fascicule 62-V, 1993)

Chapitre III :

LA PORTANCE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE A PROXIMITE D'UNE PENTE

III.1: Emplacement des fondations (Bauer et al.1981)	24
III.2: Configurations testées par Gemperline (1988)	25
III.3: Contour de portances obtenues par l'équation de Gemperline (1988)	26
(a) $\beta = 26.6^\circ$ et (b) 33.7° d'après Shields et al (1990)	
III.4: Surface de rupture d'une fondation filante rugueuse située sur une pente d'après Meyerhof (1957)	26
III.5: Variation du facteur de la capacité portante N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente) d'après Meyerhof (1957)	27
III.6: Variation du facteur de portance N_{yq} pour un sol purement frottant, cas d'une fondation sur pente, d'après Meyerhof (1957)	28
III.7: Surface de rupture d'une Fondation filante au bord d'une pente d'après Meyerhof (1957)	28
III.8: Facteur de portance N_{cq} de Meyerhof pour un sol purement cohérent (fondation située à proximité d'une pente) d'après Meyerhof (1957)	29
III.9: Facteur de portance N_{yq} de Meyerhof, pour un sol purement frottant, (fondation située à proximité d'une pente) d'après Meyerhof (1957)	29
III.10: Mécanisme de rupture adopté par Kusakabe et al (1981)	30
III.11: Valeurs critiques de $N_{cet}N_{\gamma}$ pour diverses valeurs de $c/\gamma B$ ($\varphi = 30^\circ, \beta = 45^\circ, \alpha = 1$)	30
III.12 : Variation des surfaces de rupture et les valeurs de N_c, N_{γ} Avec la valeur de $c/\gamma B$	31
III.13: Mécanisme de rupture d'après Graham et al (1987)	31
(a) : $Df/b > 0$; (b) : $b/B > 0$	
III.14 : Valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/b = 0$) d'après Graham et al (1987)	32
III.15 : Valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/b = 0.5$) d'après Graham et al (1987)	32
III.16: Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/b = 1$) d'après Graham et al (1987) Saran et al (1989)	33
III.17: Mécanisme de rupture supposé par Saran et al. (1989)	34

LISTE DES FIGURES

III.18: Schéma de rupture, d'après Narita et Yamaguchi (1990)	34
III.19: Mécanisme de rupture et les forces appliquées adoptées dans l'analyse de Castelli et Motta (2009)	35
III.20: Définition du problème (Georgiadis (2010))	36
III.21: Modes de rupture d'après Georgi adis (2010)	36
III.22: Maillage pour une semelle filante au bord d'une pente d'après Georgi adis (2010)	37
III.23: Variation de N_c avec $c_u / (B\gamma)$ d'une fondation sur la crête d'une pente ($\lambda = 0, \beta = 30^\circ$) (Georgi adis, 2010)	37
III.24: Variation de N_c avec λ pour $c_u / (B\gamma) = 1$ (Georgi adis 2010)	38
III.25: Géométrie du problème (Mabrouki et al 2010)	38
III.26: Maillage du modèle bidimensionnel et conditions aux limites, cas de $\beta = 26,6^\circ, d/B = 1$ (Mabrouki et al 2010)	39
III.27: Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de la distance à la crête du talus. (a) $\beta = 26,6^\circ$ (pente 1/2), (b) $\beta = 33,7^\circ$ (pente 2/3)	39

Chapitre IV :

Présentation du logiciel de calcul PLAXIS

IV.1 : Maillage en PLAXIS	42
IV.2 : Élément à 6 nœuds	43
IV.3 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique	46
IV.4 : Position des noeuds et des points de contrainte dans les éléments de sol	47
IV.5 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique	48
IV.6 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique	49
IV.7 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage	49
IV.8 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	50
IV.9 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes	50
IV.10 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	50
IV.11 : Définition du module à 50 % de la rupture	51

Chapitre V :

Etude numérique : l'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle au bord d'une pente

V.1 : Géométrie du problème pour une surface horizontale	54
--	----

LISTE DES FIGURES

V.2 : Maillage avant le calcul	56
V.3 : Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K0	56
V.4 : Choix de K0	56
V.5 : Menu général de calcul	57
V.6 : Fenêtre d'évolution de calcul	58
V.7 : Variation l'influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante dans cas terrain plat	60
V.8 : Variation l'influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante dans cas pente 1/4	60
V.9 : Variation l'influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante dans cas pente 1/3	61
V.10 : Variation l'influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante dans cas pente 1/2	61

LISTE DES TABLEAUX

Tableaux	Page
Chapitre II :	
Généralité sur la Capacité portante de fondation superficielle	
II.1 : Facture de la capacité portante.	14
II.2 : Coefficients de forme.	15
II.3 : Résultats à partir des essais in-situ.	19
Chapitre III	
LA PORTANCE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE A PROXIMITE D'UNE PENTE	
III.1: Comparaisons avec les résultats des tests pour l'argile.	35
Chapitre V	
Etude numérique : l'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle au bord d'une pente	
V.1 : Propriétés de sol	55

Liste des notations

q_l	: Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),
S_γ, S_q, S_c	: Coefficients de forme de la semelle
N_γ, N_q, N_c	: Facteurs de portance (fonction de ϕ)
γ_1	: Poids volumique du sol sous la base de la fondation,
γ_2	: Poids volumique du sol latéralement à la fondation,
c	: Cohésion du sol sous la base de la fondation.
γ	: cohésion du sol sous la base de la fondation.
γ_d	: Poids volumique sec du sol
γ	: Poids volumique saturé du sol
ϕ	: Angle de frottement interne du sol
ϕ'	: Angle de frottement interne effectif du sol
q_a	: Contrainte admissible
Q_l	: charge limite de la semelle
A	: la surface de la base de la semelle
F_s	: Coefficient de sécurité.
B	: Largeur de la semelle ou la plus petite dimension.
D	: Encastrement
h	: ancrage de la semelle
L	: Longueur de la semelle
p_l^*	: La pression limite nette
p_l	: pression limite mesurée
p_0	: contrainte totale horizontale au même niveau avant essai
k_p	: facteur de portance pressiométrique

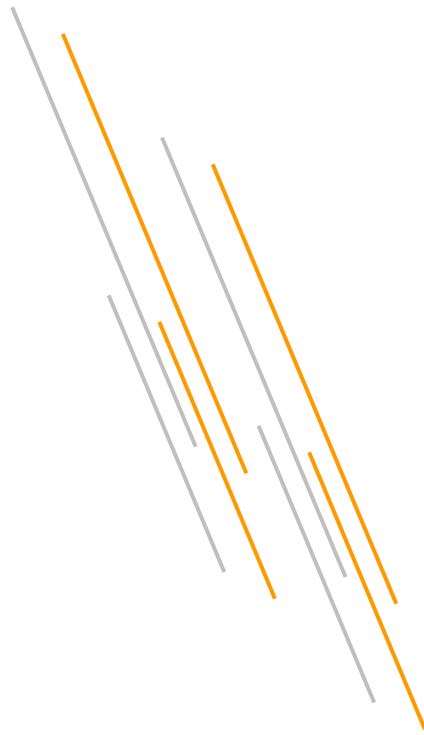
P_{le}^*	: Pression limite nette équivalente
q_{ce}	: étant la résistance de pointe équivalente définie ci-après
k_c	: facteur de portance pénétrométrique
q_{ce}	: Résistance de pointe équivalente
q_{ref}	: la contrainte transmise au sol caractérisant la sollicitation considérée
E_{50}^{ref}	: Module sécant dans un essai triaxial
E_{oed}^{ref}	: Module tangent dans un essai oedométrique
E_{ur}^{ref}	: Module en décharge
EA	: Rigidité normale
EI	: Rigidité de flexion
K0	: Coefficient des terres au repos
m	: Puissance
R_f	: Coefficient à la rupture q_f/q_a .

Introduction générale

Fonder une construction est l'une des plus anciennes activités du bâtiment et des travaux publics. Ainsi, le besoin d'étudier le comportement des fondations superficielles forme un sujet de recherche d'intérêt, c'est la pratique quotidienne des ingénieurs.

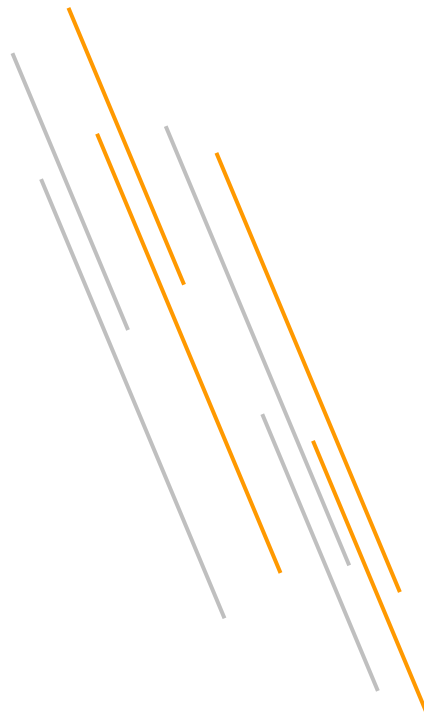
L'étude de l'influence de l'interaction sol-fondation est une étape indispensable dans la conception des ouvrages, ce phénomène a été longtemps reconnu comme un facteur important et a fait l'objet de très nombreuses recherches. Le comportement du sol en interaction avec la structure est caractérisé par deux segments ; le sol est d'abord soumis par une déformation jusqu'à une certaine limite, appelée la limite élastique, puis est suivie par la plastification progressive de certaines zones du sol jusqu'à atteindre une phase de déformation plastique. L'interaction sol-fondation superficielle située à proximité d'une pente est un cas fréquemment rencontré dans la pratique, notamment pour les culées de ponts. Ce problème a fait l'objet d'études théoriques et d'essais en vraie grandeur ou sur des modèles réduits centrifugés ou à gravité normale.

Le problème de détermination de la capacité portante d'une fondation, reposant sur une couche de sol de résistance donnée, constitue une des questions les plus anciennes et fondamentales du génie géotechnique. Terzaghi (1943) est le premier qui a proposé une équation générale pour l'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle, reposant sur un massif de sol sollicité par un chargement vertical centré. Dès l'apparition de l'équation de Terzaghi, il y a eu un grand nombre de campagnes d'essais en laboratoire dans le but de valider ou d'améliorer son domaine de validité ; ces essais ont conduit à la généralisation de cette équation, par l'affectation à chaque terme de portance d'un ou plusieurs coefficients correcteurs. On examine dans cette thèse l'interaction sol-fondation superficielle située à proximité d'une pente en considérant un sol purement frottant.



CHAPITRE I

Généralité sur les fondations superficielles



I. 1 Introduction

À travers l'histoire, les constructeurs ont toujours exprimé leurs soucis de la nécessité de réaliser des fondations suffisamment stables afin d'assurer une sécurité suffisante à leurs constructions. Fonder une construction est l'une des plus anciennes activités géotechniques du bâtiment et de travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. Selon la capacité du sol ou de la roche à supporter les structures, les fondations peuvent être superficielles ou profondes.

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondation permet de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variante de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

I.2 Définition général

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale prédominante, mais la composante horizontale est souvent non négligeable ; les efforts appliqués au sol sont donc inclinés.

Si les efforts sont reportés à la surface du sol, les fondations seront dites superficielles ; Si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes.

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée où les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

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

- Fondation superficielle : $\frac{D}{B} \leq 4 \text{ à } 5$
- Fondation profonde : $\frac{D}{B} \geq 10$
- Fondation semi-profonde : $4 \leq \frac{D}{B} \leq 10$

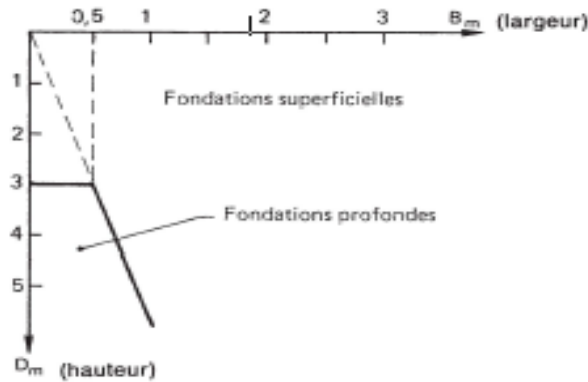


Figure I.1 : Rapport $\frac{D}{B}$ définissant le type de fondation selon le DTU 13.12(1988)

I.3 Principaux types de fondations superficielles

D'après Frank, R (1998), On distingue trois types de fondations superficielles : les fondations filantes, les fondations isolées et les radiers ou dallages.

I.3.1 Les semelles filantes

Lorsque la descente des charges n'est plus concentrée (sous un mur classique), on met logiquement en œuvre une fondation du type filante, c'est-à-dire continue sous l'objet fondé. Les fondations filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($\frac{L}{B} > 10$ pour fixer les idées) ;

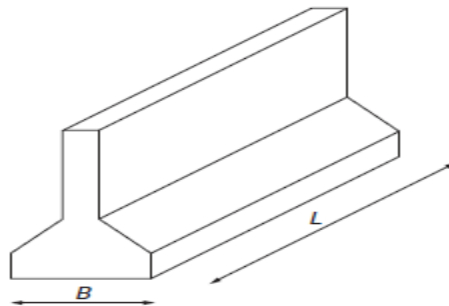


Figure I.2 : Semelle filante selon le DTU 13.12(1988)

I.3.2 Les semelles isolées

On entend par isolée, une fondation présentant une géométrie proche du carré (ou du rond).

Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs).

- Exemple : Une semelle sous un poteau.

Les fondations isolées, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($\frac{B}{L} = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B)

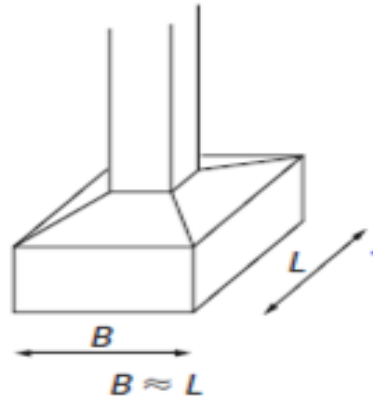


Figure I.3 : Semelle isolée selon le DTU 13.12(1988)

I.3.3 Les radiers ou dallages

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

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

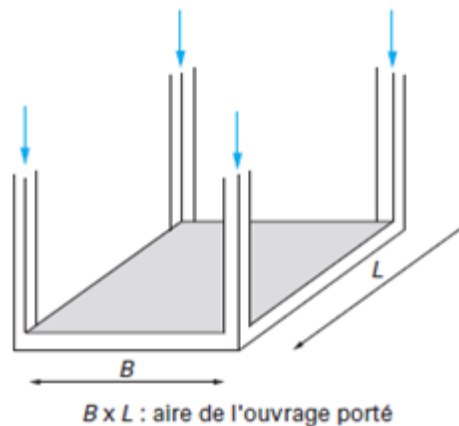


Figure I.4 : fondation de type radiers selon le DTU 13.12(1988)

I.4 Fonctionnement Des Fondations Superficielles

D'après Chai (2000). En général, n'importe quelle conception de fondation. Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

I.4.1 Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations

➤ Les tassements du terrain d'assise ne doivent pas autoriser de désordres graves des fondations et de l'ouvrage. Limitation des tassements compatibles avec l'utilisation de l'ouvrage (ordre de grandeur quelques mm de 5 à 25 mm)

- Éviter ou, au pire, limiter les tassements différentiels.
- Tenir compte de la présence d'eau dans le sol (poussée d'Archimède)

Vérifier que les poussées d'Archimède sont inférieures au poids de l'ouvrage (rare) sinon prévoir un ancrage du bâtiment par tirants ou prévoir un lestage.

➤ L'ouvrage ne doit pas se déplacer sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, poussées des terres, poussée hydrostatiques) Prendre les dispositions constructives adaptées à chaque cas (utilisation de bèches, frottements sol/béton suffisant, tirants ou clous,...)

➤ Éviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente et ne pas charger les semelles avoisinantes avec la semelle étudiée. Pente maximale entre semelles de fondations de 2/3 (env. 30°)

➤ Drainage périphérique.

I.4.2 Assurer la résistance des massifs de fondations

➤ Les actions qui sollicitent les fondations ne doivent pas entraîner leur rupture. Respecter les règles en vigueur et le dimensionnement correct des fondations en fonction du type de l'ouvrage, des charges et surcharges supportées par la structure, de la nature du terrain, du type de fondations et des matériaux employés.

I.4.3 Vérifier la résistance du terrain de fondations

➤ Les actions qui sollicitent le sol de fondations ne doivent pas entraîner son poinçonnement ni des déformations incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage supporté. Respect des règlements en vigueur. L'étude des comportements du sol fait l'objet de la mécanique des sols.

➤

I.4.4 S'assurer de la durabilité des fondations

➤ La résistance des massifs de fondations doit être assurée pendant toute l'existence de l'ouvrage. Les massifs de fondation doivent être protégés de l'oxydation, de l'érosion, de la décomposition chimique, de l'action du gel. Le sol devra être stable à l'érosion, au glissement de terrain, à la dissolution de certaines particules dans l'eau (gypse, ...), au gel.

I.4.5 Trouver la solution la plus économique

➤ On recherchera des solutions qui seront les plus économiques en fonction du type d'ouvrage, des préconisations de l'étude de sols, de l'accessibilité au terrain (engins TP, de forage, ...).

Le dimensionnement d'une fondation superficielle consiste donc à vérifier la stabilité de celle-ci et notamment que le sol de fondation est en mesure de supporter les sollicitations qui vont lui être appliquées.

Il s'agit donc de vérifier que la capacité portante du sol de fondation est suffisante.

Celle-ci dépend :

* des caractéristiques de la fondation : longueur, largeur, inclinaison, mais aussi rigidité et surface de contact avec le sol.

* Des caractéristiques de la charge appliquée au sol : intensité mais aussi inclinaison et excentrement.

* Des caractéristiques mécaniques du sol, déterminées en place ou in situ.

I.5 Comportement des fondations superficielles

I.5.1 Comportement à la rupture

Si on soumet une semelle filante à un chargement croissant jusqu'à la rupture d'un sol homogène et indéfini, on obtient une rupture du sol en surface que l'on qualifie de rupture globale. Schématiquement, 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 des parties P est complètement plastifié, tandis que les zones externes E ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture (Fig. I.5).

Si on soumettait la même fondation, mais placée à plus grande profondeur, fondation profonde, au même essai, on obtiendrait une rupture interne du sol : rupture locale sans signes extérieurs à la surface du sol.

Cette distinction mécanique entre rupture globale et rupture locale permet bien de distinguer les fondations superficielles des fondations profondes.

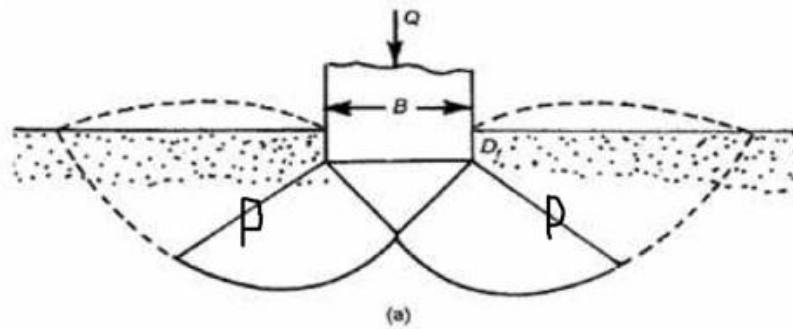


Figure I.5 : Schéma de rupture du sol sous une fondation superficielle

* P : zone de sol en rupture

* (a) : zone de sol dans le domaine élastique.

Comme une charge est appliquée sur une certaine surface d'un sol, elle provoque un tassement.

On peut étudier l'importance du tassement final constaté en fonction de l'intensité de la charge appliquée. Cette relation peut être représentée par une « courbe de tassement » (Figure I.6).

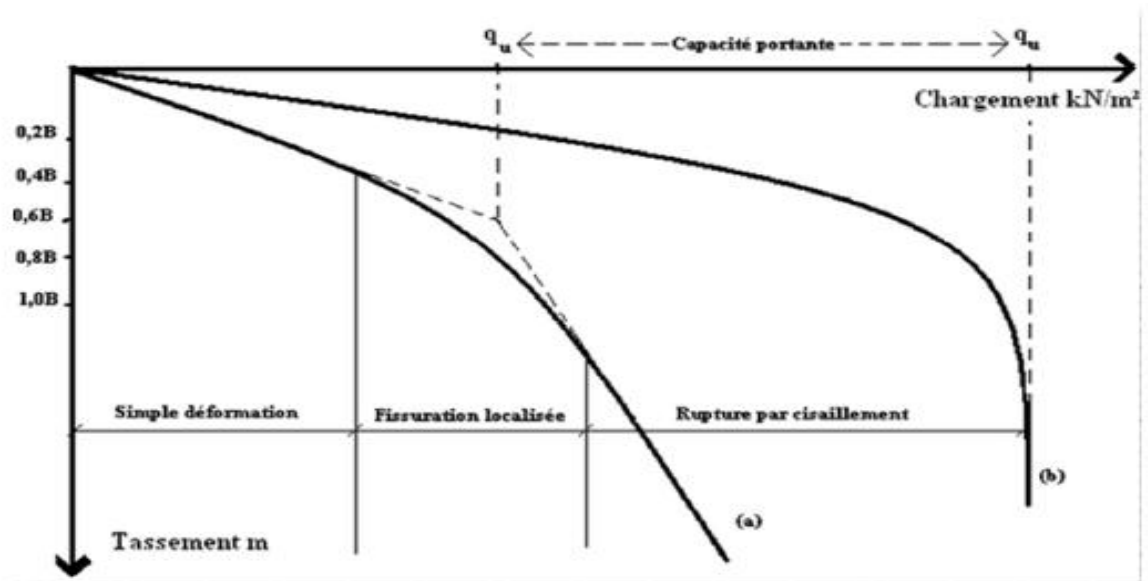


Figure I.6 : Courbes chargement-tassement pour une fondation filante (B largeur de la semelle)

Si le sol est relativement compact ou résistant, la courbe a l'allure de la courbe (a) de la figure (I.6) L'abscisse q_u de l'asymptote représente sans ambiguïté la pression maximale que le sol peut supporter avant la rupture, c'est ce que l'on appelle la capacité portante. On notera que cette pression qui est définie par le rapport de la charge qui provoque la rupture à la surface de la fondation, c'est une contrainte maximale réelle mesurée sous la fondation.

Par contre, dans les sols peu compacts ou relativement mous, la courbe de tassement a l'allure de la courbe (b) de la figure (I.7). La rupture n'est pas très bien définie.

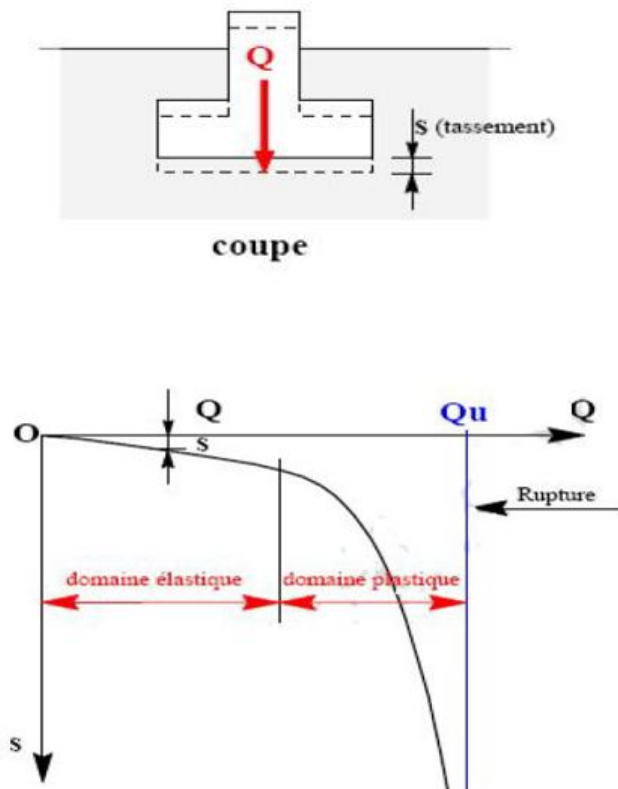


Figure I.7 : courbe tassement- charge

QU : est la charge limite ou la capacité portante de la semelle. C'est la charge maximale que peut supporter celle-ci et qui entraîne la rupture du sol.

qu : est la contrainte limite ultime ou contrainte de rupture,

$$qu = \frac{QU}{A}$$

*avec A aire de la semelle.

I.6 Mécanismes de rupture

En réalisant un essai de chargement sur une fondation superficielle, on constate qu'au début du chargement, le comportement est linéaire. Le tassement augmente linéairement en fonction du tassement. Ensuite, on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles. On constate également l'existence d'une charge ultime Q_u pour laquelle le sol est poinçonné. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure à la charge ultime Q_u . On peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre. Cette charge est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

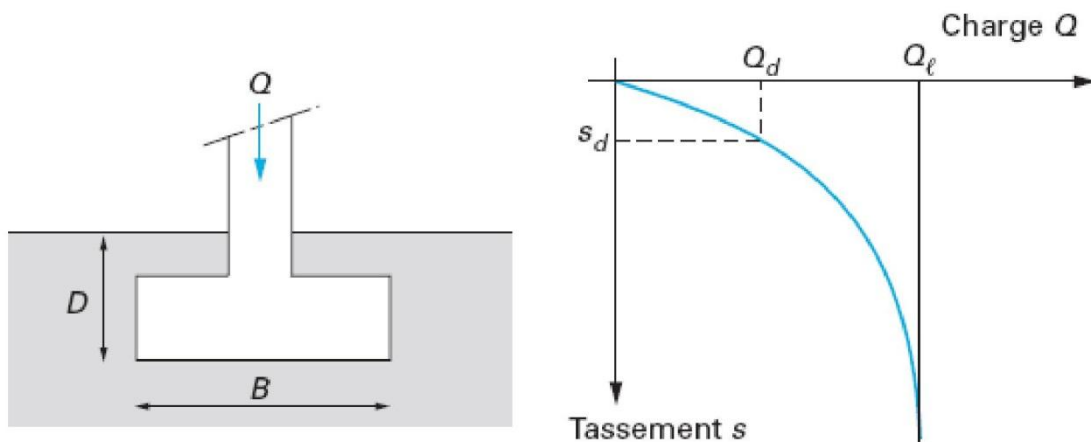


Figure I.8 : Courbe de chargement d'une fondation superficielle. Suivant l'état de compacité du sol, on distingue trois mécanismes de rupture du sol quand la charge limite est atteinte comme le montre la figure.

Q_ℓ Est appelée charge limite de la semelle : C'est la charge maximale que peut supporter celle-ci et qui entraîne la rupture. Comme cette valeur n'est pas très bien définie, elle correspond à un certain enfoncement, soit par exemple 10 cm.

Si A est la surface de la base de la semelle, la contrainte de rupture de la semelle est :

$$q_\ell = \frac{Q_\ell}{A}$$

La contrainte admissible q_a est la pression moyenne acceptable (absence de tassements excessifs et/ou de risques de rupture du sol). C'est avec cette contrainte que l'on dimensionnera les fondations.

Elle est en général égale à une certaine fraction de la contrainte de rupture :

$$q_a = \frac{q_\ell}{F_s}$$

F_s Est un coefficient de sécurité généralement pris égale à 3.

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

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 (Figure I.8).

- Avec un sol dense, la charge limite est atteinte quand on observe un mécanisme de rupture générale.
- Quand on a un sol de faible compacité, la charge limite est associée à un mécanisme de rupture par poinçonnement.

1.6.1 Les types de rupture dans le sol à une charge ultime

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

- **Un mécanisme de cisaillement généralisé** : caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols résistants (Figure I.9).

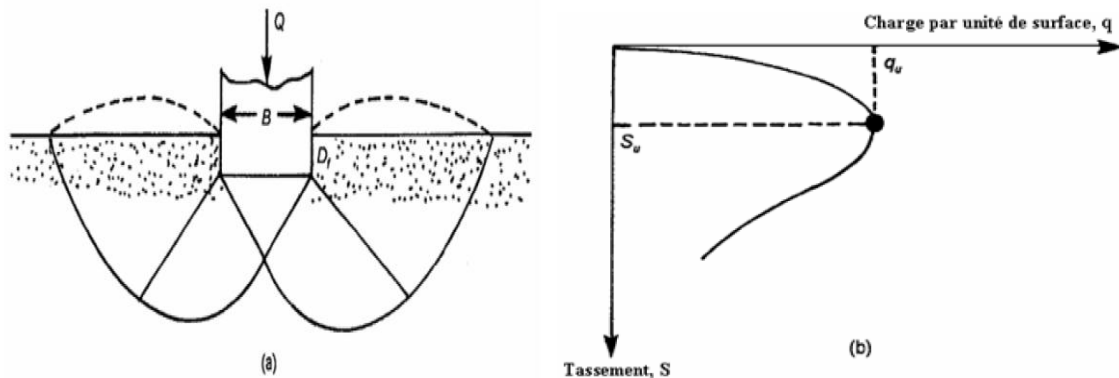


Figure I.9 : Mécanisme de cisaillement généralisé.

- **Une rupture par poinçonnement** : La fondation **pénètre** verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation.

Pour les sols cohérents, l'application du chargement est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Mais comme la vitesse de chargement est souvent supérieure à la vitesse nécessaire pour la dissipation de ces surpressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (en conditions non drainées). Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (désenchevêtrement ou compaction des grains selon les niveaux de

contraintes atteints). La charge de rupture (ou capacité portante) peut être estimée par des calculs relativement simples, en supposant que les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation sont connus (Figure 1.10).

Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur comme :

- Des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après une excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, effets du gel, etc...).
- Des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage de pieux, vibrations, excavation de tranchée, creusement de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc...).

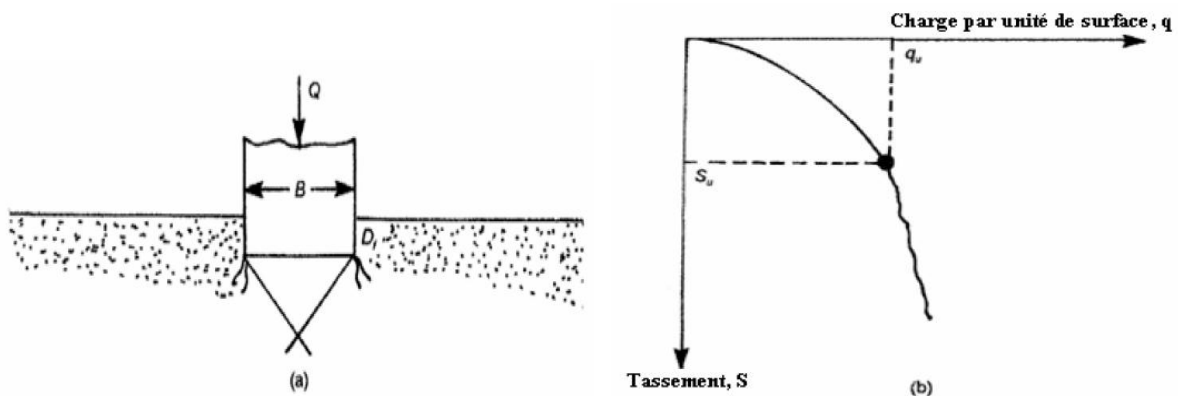


Figure I.10 : Rupture par poinçonnement.

Conclusion

Les fondations superficielles (semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol.

Les sols naturels sont souvent hétérogènes et déposés en couches stratifiées. Les observations instituées les essais sur modèles réduits montrent l'existence de trois mécanismes potentiels de rupture à savoir :

- Un mécanisme général.
- Un mécanisme de cisaillement localisé.
- Un mécanisme de rupture par poinçonnement.

À partir des essais sur modèles réduits, la distribution des mécanismes de rupture dépend de la nature du sol particulièrement la densité du sol et du rayon hydraulique.

Malgré l'ancienneté de certaines techniques et des constructions sur des sites extrêmement variables, le comportement des structures fondées superficiellement est loin d'être bien connu. Cette méconnaissance est liée à la nature hétérogène des sols et à leurs comportements divers (sable, argile, drainé, non drainé,...).

Chapitre II :

Généralité sur la Capacité portante de fondation superficielle

II.1 Introduction

L'un des sujets les plus importants dans le domaine de géotechnique est l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles. De nombreux auteurs ont résolu le problème de la capacité portante en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite, c'est-à-dire sur l'allure des surfaces de glissement, bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes.

Ce chapitre est consacré à la présentation d'une synthèse bibliographique concernant les travaux effectués dans le domaine du calcul de la capacité portante des fondations superficielles posées sur une surface horizontale.

II.2 Capacité portante de fondation superficielle

L'un des sujets les plus importants dans le domaine de géotechnique est l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles. De nombreux auteurs ont résolu le problème de la capacité portante en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite, c'est-à-dire sur l'allure des surfaces de glissement, bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes. Prandtl et Reissner ont présenté les premières solutions analytiques pour la capacité portante des fondations superficielles. Terzaghi a proposé la formule générale de la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée. Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développés dans ce qui suit :

* les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « $C - \phi$ »).

* Les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe c_q du pénétromètre statique CPT.

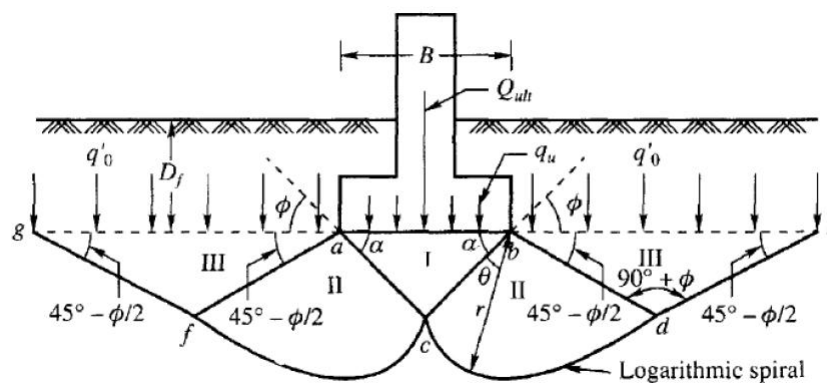


Figure II.1 : Surface de rupture par cisaillement général supposée par Terzaghi (1943) pour une semelle filante.

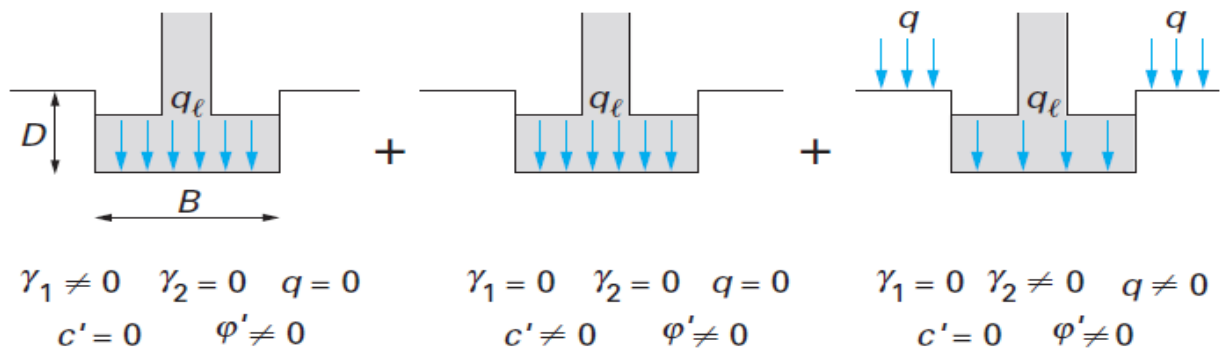


Figure II.2 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode «C – φ»).

II.3 Capacité portante et tassement

Dans un premier temps, l'ingénieur géotechnicien, cherchera à fonder son ouvrage Superficiellement, pour des raisons de coût évidentes (si des conditions particulières liées au Projet, au site ou aux sols ne le lui interdisent pas, évidemment).

Il devra, alors, se préoccuper en Tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifié que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter la charge transmise. Si le résultat des calculs est concluant, notamment s'il n'aboutit pas à une aire de la fondation prohibitive, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles.

Capacité portante et tassement sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations superficielles.

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure (II.3) qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée B et la profondeur où est située sa base est noté D.

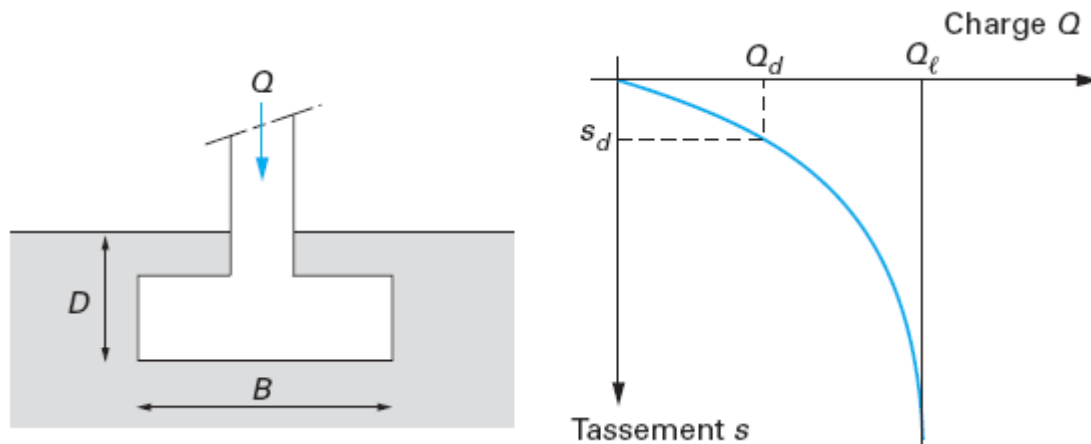


Figure II.3- Courbe chargement-tassement d'une fondation superficielle.

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le Tassement croît proportionnellement avec la charge appliquée. Puis le tassement n'est plus Proportionnel (on peut dire qu'il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la Fondation). A partir d'une certaine charge Q_l, il y a poinçonnement du sol ou tout du moins un

Tassement qui n'est plus contrôlé. Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre).

Cette charge Q_l est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime). Le dimensionnement correct de la fondation d'un ouvrage consistera, notamment, à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge Limite, avec une certaine marge quantifiée par un coefficient de sécurité, et que les tassements Correspondants sont admissibles (point Q_d , S_d sur la figure II.3).

II.3.1 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode «C – φ»)

La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance : la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de Terzaghi).

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

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

Les différents termes sont les suivants :

- * le premier terme $0.5 \times \gamma_1 \times N(\varphi)$ est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique γ_2 du sol sous la fondation.

C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;

- * le deuxième terme $c N_c(\varphi)$ est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;

- * le troisième terme $(\gamma_2 D + q) N_q(\varphi)$ 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).

Avec :

- * q_l 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 frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

Tableau II.1 : Facture de la capacité portante suivant TERZAGHI.

φ°	N_γ	N_q	N_c
0	0	1	5,14
5	0,1	1,6	6,5
10	0,5	2,5	8,4
15	1,4	4	11
20	3,5	6,4	14,8
25	8,1	10,4	20,7
30	18,1	18,4	30

35	41,1	33,3	46
40	100	64,2	75,3
45	254	135	134

La relation est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs S_c , S_q et S_γ pour tenir compte de la forme de la fondation.

$$q_l = \frac{1}{2} S_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + S_q (\gamma_2 D + q) N_q + S_c c N_c$$

Dans la littérature, de nombreux résultats ont été publiés par différents auteurs.

(Caquot et Kerisel; Brinch, Hansen; Meyerhof. Le problème axisymétrique pour une semelle circulaire a été considéré par Berezantzev, Shield, Cox et al et Martin.

Tableau II.2 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées).

Fondation	Rectangulaire ou carrées (B/L =1)	Circulaire
$s_\gamma (1)$	1-(0,2B/L)	0,8
s_c	1+ (0,2B/L)	1,3
s_q	1	1
(1) conditions drainées seulement		

II.3.2 Influence de l'excentrement de la charge

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 qui précède, la largeur B par la largeur réduite ou effective :

$$B' = B - 2e$$

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 Q^l est alors obtenue par :

$$Q^l = q^l B' L' \quad \text{pour une fondation rectangulaire ou carrée,}$$

$$Q^l = q^l \pi B' . B / 4 \quad \text{Pour une fondation circulaire,}$$

Avec : q^l contrainte de rupture définie ci-dessus, incluant tous les coefficients correctifs éventuels,

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

L' Longueur réduite (ou effective) dans le cas de l'excentrement.
 Ou encore calculer la charge limite par la formule suivante :

$$q\ell = (1 - 2e^*)^2 \gamma \frac{1}{2} BN_\gamma(Q) + (1 - 2e^*)(DN_q(Q) + CN_c(Q))$$

$$e^* = \frac{e}{B} \text{ Excentricité relative.}$$

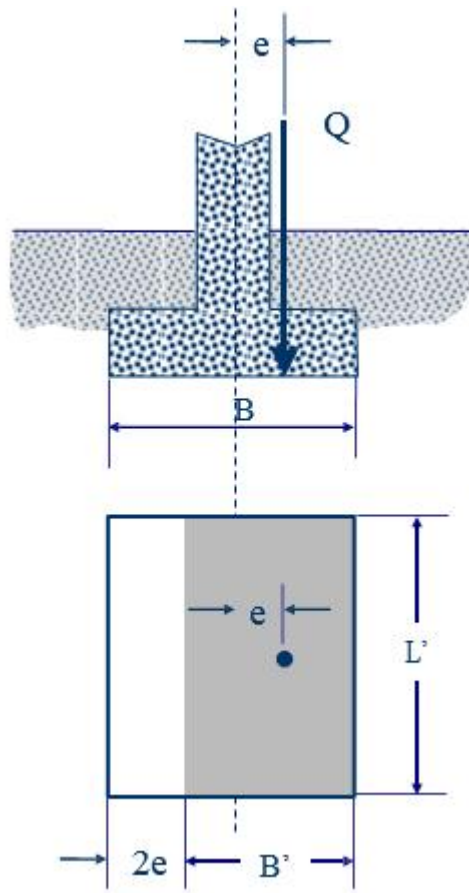


Figure II.4 : l'excentrement de la charge

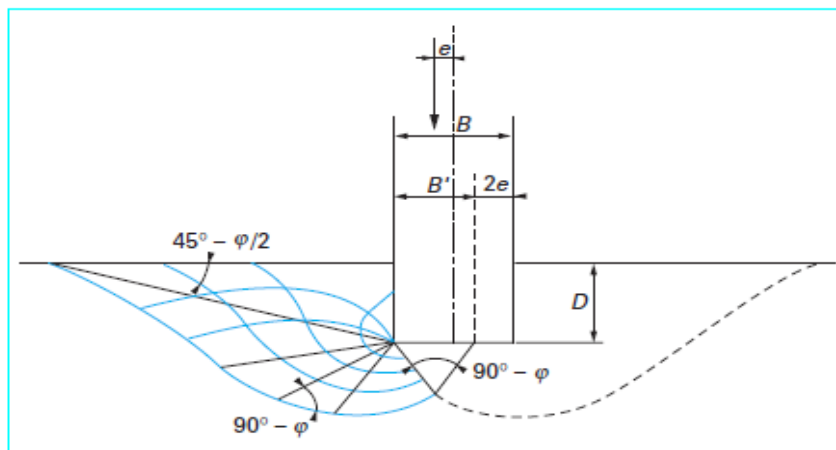


Figure II.5 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée

II.3.3 La contrainte de référence pour un excentrement

L'influence de l'excentrement de la charge est prise en compte par l'intermédiaire de la contrainte de référence « $q_{réf}$ » appliquée par la semelle au sol, contrainte qui sera comparée à la contrainte de rupture du sol. La contrainte « $q_{réf}$ » est la contrainte située aux « $3/4$ » de la largeur comprimée, le sol étant supposé ne pas réagir aux contraintes de traction sur la partie décomprimée (Figure 1-25) :

$$q_{réf} = \frac{3q_{max} + q_{min}}{4}$$

« q_{max} » et « q_{min} » sont calculées en supposant une répartition linéaire de la contrainte normale à la base de la fondation, de manière à équilibrer la force « Q » et le moment « Qe » par rapport au centre.

Pour les semelles rectangulaires, on peut se servir de la méthode de Meyerhof, qui prend en compte une largeur réduite « $B - 2e$ », où « e » est l'excentrement des charges « Q », c'est-à-dire la distance de son point d'application par rapport au centre. La contrainte « $q_{réf}$ » est alors la contrainte uniforme (Figure II.6) :

$$q_{réf} = \frac{Q}{B - 2e}$$

Dans le cas où l'on a également un excentrement « e' » dans la direction parallèle à « L », la Contrainte uniforme appliquée « $q_{réf}$ » est alors (Figure II.6) :

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

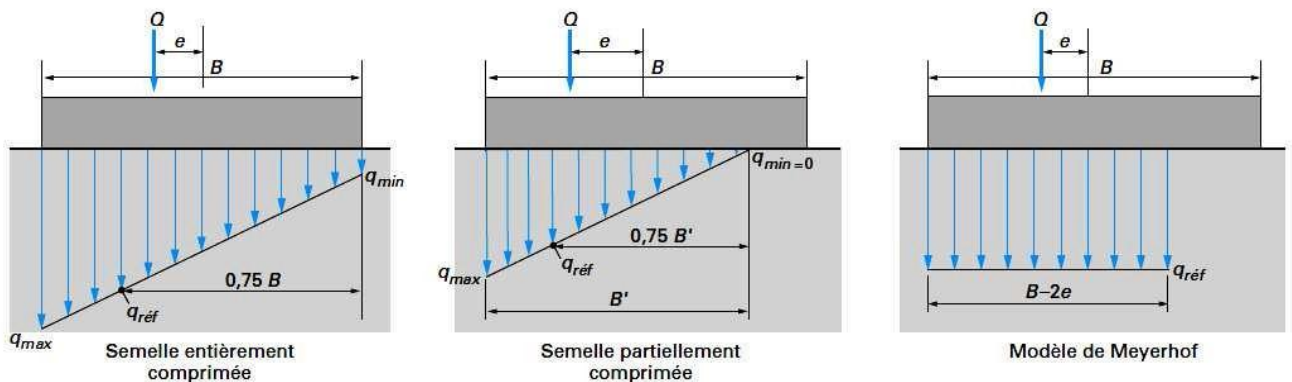


Figure II.6 : Définition de la contrainte de référence pour un excentrement « e »
(Fascicule 62-V, 1993)

II.3.4 Calcul en conditions non drainées

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales.

Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée C_u .

On prend : $C = C_u$ et $\phi = 0$

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

$$q_l = C\mu \cdot N_c + \gamma_2 \cdot D$$

Avec :

- * $N_c(0) = \pi + 2$ pour les fondations lisses,
- * $N_c(0) = 5.17$ pour les fondations rugueuses
- * γ_2 est le poids volumique total du sol latéral.

II.3.5 Calcul en conditions drainées

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

$$C = C' \text{ et } \varphi = \varphi'$$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma'_1 B N_\gamma + (\gamma'_2 D + q) N_q + c' N_c$$

Avec : γ'_1 et γ'_2 poids volumiques effectifs et $\gamma' = \gamma - \gamma_w$.

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

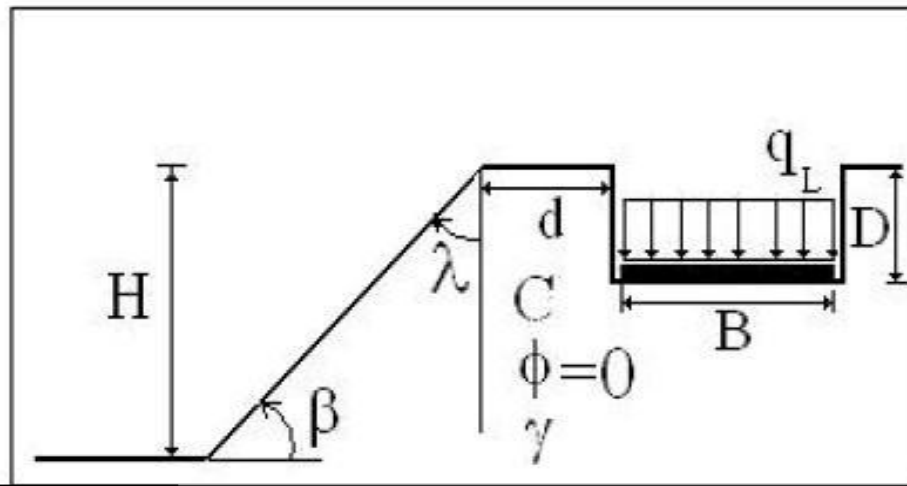


Figure II. 7 : Configuration sol/fondation

II.4 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique (CPT)

Le fascicule 62-V, la contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) sous charge verticale centrée est donnée la formule :

$$q_l = q_0 + k_c p_{ce}$$

Avec :

q_l Contrainte de rupture.

q_0 Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux).

k_c Facteur de portance pénétrométrique.

p_{ce} Résistance de pointe équivalente.

II.5 Philosophies de conception des fondations

II.5.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation de facteur de sécurité)

Le facteur de sécurité F_s est de l'ordre de 2 à 3 ou plus, il est employé pour s'assurer que les charges des fondations sont de manière significative moins que la résistance au cisaillement du sol de support et que les tassements ne sont pas excessifs.

La valeur relativement élevée du facteur singulier de la sécurité tient compte de :

- Incertitudes vis-à-vis les conditions de charge et des variations défavorables de charge.
- Incertitudes vis-à-vis l'état de sol ainsi que ses paramètres.
- Conséquences de rupture, incertitudes dans les méthodes d'analyse (mode rupture, etc...).

II.5.2 Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité)

Visé à s'assurer que toutes les conditions d'exécution appropriées sont satisfaites dans toutes Les circonstances imaginables :

Les exemples des états de limites incluent :

- ✓ Rupture par cisaillement.
- ✓ Rupture par glissement.
- ✓ Rupture par renversement.
- ✓ Tassement ou soulèvement excessif.
- ✓ Rupture de la structure de l'élément de fondation.

Il convient de noter que la portance admissible des fondations superficielles est presque toujours commandée par des critères de tassement êtres rarement par des critères de rupture par cisaillement. Cependant, en ce qui concerne la sécurité contre la rupture de cisaillement, la charge structurale permise sur une fondation est calculée par la méthode contrainte admissible. Lors d'une étude préliminaire ou du contrôle d'un calcul, il est utile de connaître les ordres de grandeur de la capacité portante admissible pour des roches ou des sols types. Il y a une gamme des méthodes empiriques basées sur des résultats d'essai in situ.

Tableau II.3 : Résultats à partir des essais in-situ.

Catégorie	Type des roches et des sols	Capacité portante admissible
Sols pulvérulents	Gravier dense ou sable et gravier dense	$> 600 \text{ kN/m}^2$
//	Gravier dense moyen, ou sable et gravier denses moyens	$< 200 \text{ à } 600 \text{ kN/m}^2$
//	Gravier lâche, ou sable et gravier lâche	$< 200 \text{ kN/m}^2$
//	Sable compact	$> 300 \text{ kN/m}^2$
//	Sable dense moyen	$100 \text{ à } 300 \text{ kN/m}^2$
//	Sable lâche	$< 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ dépendent dessus degré de relâchement
Sols cohérents	Argiles plus "bold" très raides et argiles dures	$300 \text{ à } 600 \text{ kN/m}^2$
//	Argiles raides	$150 \text{ à } 300 \text{ kN/m}^2$
//	Argiles et vases molles	$< 75 \text{ kN/m}^2$
//	Argiles ferme	$75 \text{ à } 150 \text{ kN/m}^2$

II.5.3 Méthodes pressiométrique et pénétrométrique

Les méthodes de calcul pressiométrique et pénétrométrique qui suivent sont celles incluses dans le fascicule 62, titre V, du CCTG(1993) : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

Elles sont issues des résultats de nombreux essais de chargement réalisés par les laboratoires des ponts et chaussées, ainsi que de l’exploitation de données expérimentales trouvées dans la littérature internationale.

La méthode pour conduire et interpréter les essais pressiométriques et pénétrométriques est donnée par les normes de l’AFNOR, référencées respectivement NF P 94-110, pour l’essai pressiométrique Ménard, et NF P 94-113 pour l’essai de pénétration statique.

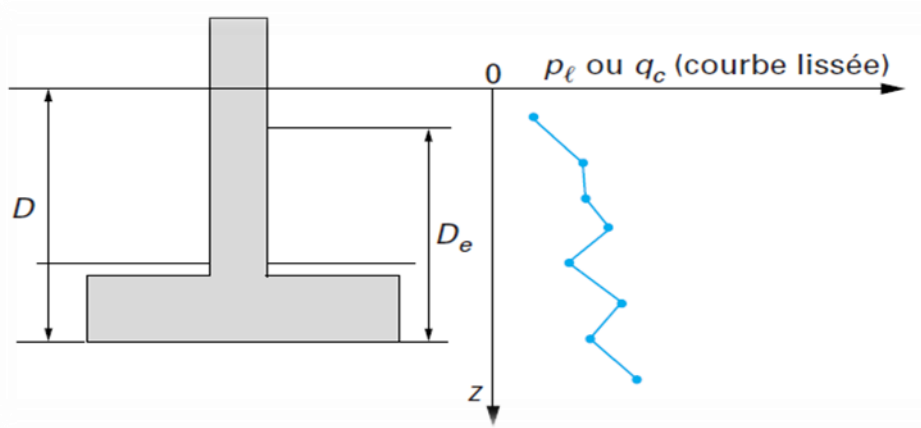


Figure II.8 : Définition de l’encastrement équivalent d’une fondation superficielle

a) Méthodes pressiométriques

a.1) Hauteur d’encastrement équivalente D_e

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place. Si l’on considère la courbe représentant, la pression limite en fonction de la profondeur z (Figure II.8) :

La pression limite nette :

$$p_l^* + p_l - p_0$$

p_l : Pression limite mesurée.

p_0 : Contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai.

La hauteur d’encastrement équivalente D_e dans le cas d’un pressiomètre est définie par :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz$$

p_{le}^* Étant la pression limite nette équivalente définie ci-après.

a.2) Pression limite nette équivalente « P_{le}^* » au pressiomètre Ménard

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à $1,5 B$ au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la pression limite nette et l'on prend pour pression limite nette équivalente la valeur à la profondeur $D + \frac{2}{3} B$, comme indiqué sur la (Figure II.9)

$$P_{le}^* = p_{\ell}^* \left(D + \frac{2}{3} \cdot B \right)$$

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins $1,5 B$ au-dessous de la base de la fondation, on retient pour la moyenne géométrique :

$P_{l1}^*, P_{l2}^* \dots P_{ln}^*$ Étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de D à $D + 1,5 B$, après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

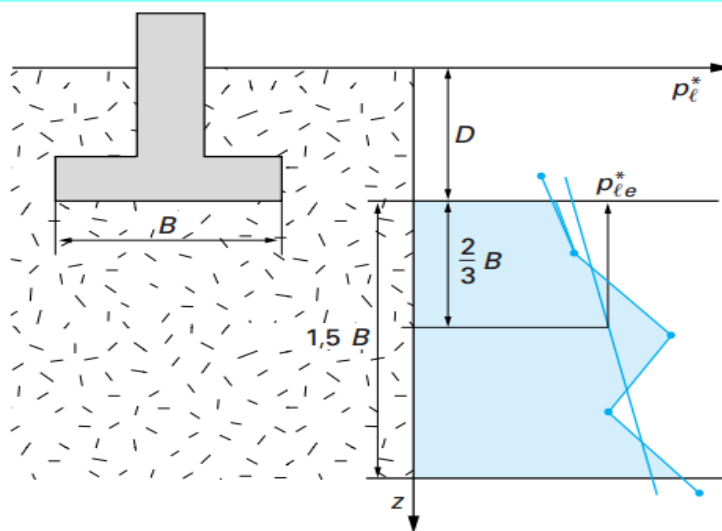


Figure II.9 : Définition de la pression limite nette équivalente P_{le}^* dans le cas d'une couche porteuse homogène (fascicule 62-V, 1993).

a.3) Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre Ménard

a.3.1) Charge verticale centrée

Selon le fascicule 62-V, la contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée la formule :

$$q_{\ell} = q_0 + k_p p_{le}^*$$

Avec :

q_{ℓ} Contrainte de rupture.

q_0 Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux).

k_p Facteur de portance pressiométrique.

p_{le}^* Pression limite nette équivalente.

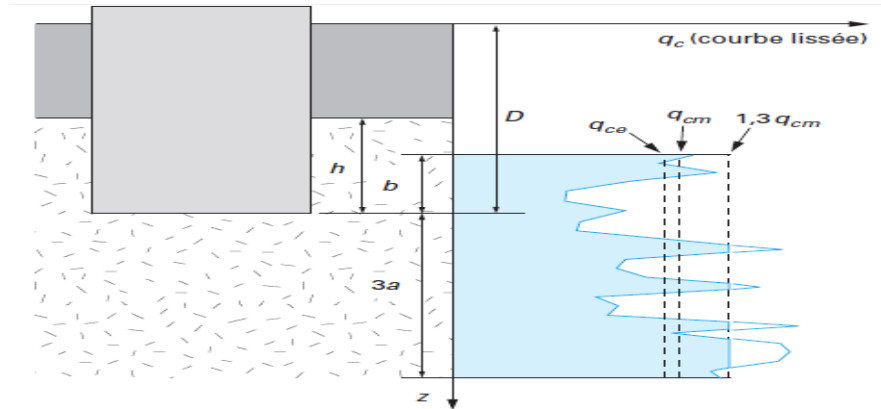


Figure II.10 : Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente pour les fondations superficielles et profondes (fascicule 62-V, 1993)

b) Méthodes pénétrométriques

b.1) Hauteur d’encastrement équivalente D_e

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place. Si l’on considère la courbe représentant, la résistance de pointe (ou résistance de cône) en fonction de la profondeur Z (figure précédente) :

La hauteur d’encastrement équivalente D_e au **pénétrömètre** statique est définie par :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z) dz$$

q_{ce} Étant la résistance de pointe équivalente définie ci-après.

II.6 Résistance de pointe équivalente q_{ce} au pénétromètre statique (CPT)

C’est une résistance de pointe moyenne autour de la base de la fondation définie, à partir d’une couche $q_c(z)$ lissée, par (Figure II.10) :

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

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

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

Avec : $a = B / 2$ Si $B > 1m$,

$A = 0,5 m$ Si $B < 1m$,

$B = \min(a, h)$ Ou h est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse.

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, trois classes de méthodes ont été jusque-là les plus utilisées : les méthodes basées sur la superposition des trois termes de portance (N_c, N_q et N_γ) proposées par Terzaghi (1943) et qui laissent un libre choix pour les coefficients de portances, les méthodes de calcul partant des essais en place au pressiomètre, et la méthode des éléments finis.

Pour les autres formes de fondation non filantes, à savoir rectangulaires, carrées, circulaires, annulaires, etc., les méthodes classiques n'apportent de réponse à la capacité portante qu'à travers certains coefficients de formes empiriques.

Bien des méthodes ont été proposées, mais toutes admettent quelques approximations simplificatrices quant aux propriétés du sol et aux déplacements qui se produisent, approximations non conformes aux phénomènes observés.

CHAPITRE III :

LA PORTANCE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE A PROXIMITE D'UNE PENTE

III.1 Introduction

Il arrive qu'on ne puisse établir les fondations sur un terrain suffisamment plat et que l'on soit obligé de fonder sur ou à proximité des pentes. La configuration particulière d'une fondation située au voisinage d'une pente est un cas fréquemment rencontré dans la pratique, notamment pour les culées de ponts. Ce problème a fait l'objet d'essais en vraie grandeur ou sur modèles réduits centrifugés ou à gravité normale. Par ailleurs, certains auteurs ont développé des méthodes théoriques pour l'évaluation de la portance d'une fondation filante au bord d'une pente. Ce chapitre est consacré à la présentation d'une synthèse bibliographique concernant les travaux de recherche effectués pour étudier l'influence de la pente sur la capacité portante des fondations superficielles.

Si le problème de la capacité portante d'une fondation superficielle de type semelle filante, posée sur un massif plan semi-infini, et chargée par une force verticale centrée, est actuellement bien maîtrisé, car reposant notamment sur une expérience acquise par l'ingénieur géotechnicien depuis de nombreuses années, il n'en est plus de même dès que l'on s'éloigne de cette configuration de référence. Tel est notamment le cas lorsque cette fondation est située au voisinage d'une pente ou d'une excavation susceptibles de diminuer sa portance dans des proportions importantes. Il existe de nombreuses investigations sur ce sujet en utilisant des méthodes analytiques, empiriques et numériques.

III.2 Etudes expérimentales

Shields et al. (1977) ont effectué une série d'essais en vraie grandeur pour déterminer la capacité portante d'une semelle filante rigide et rugueuse lorsqu'il est placé adjacent à une pente d'angle $\beta = 26,6^\circ$ (pente 1/2) sur un sable pulvérulent. La largeur de la semelle a été prise égale à 0.3m. Deux séries d'essais ont été faites à deux densités différentes de sable : 14,85 KN/m³ et 15,75 KN/m³ qui ont été visés à sable compact et sable dense respectivement. Les essais ont été effectués à 12 endroits dans la crête de la pente. Sur la base de résultats expérimentaux, Les auteurs ont déterminé les facteurs de portance $N_{\gamma q}$ et leur variation a été tracée.

Bauer et al. (1981) a étendu le travail expérimental de Shields et al. (1977) en effectuant le test sur une fondation situé à proximité de la pente aussi. En outre, l'effet de l'inclinaison de la charge sur la valeur de capacité portante a été obtenu à travers les expériences. Les tests ont été effectués pour deux largeurs différentes de semelle (0,3m et 0,6m respectivement). Une pente de 2H : 1V a été prise et les tests ont été effectués avec du sable déposé à l'état dense et une densité de 16,4 KN/m³. Le facteur de portance a été présenté sous la forme d'une carte de contour pour divers emplacement de la fondation (figure III.1).

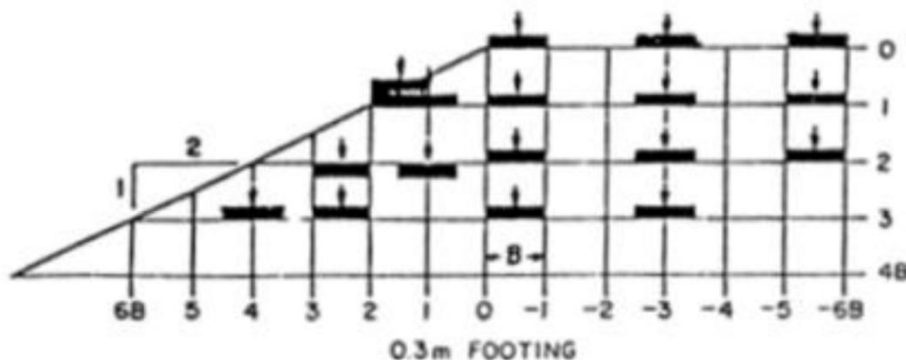


Figure III.1 : Emplacement des fondations (Bauer et al.1981)

Gemperline (1988) a enregistré les résultats de 215 essais de centrifugeuse testés sur une fondation filante située au sommet d'une pente en sable, et en faisant varier les paramètres géométriques et mécaniques. Dans tous les cas, les semelles ont été soumises à une charge verticale et centrée. La Figure 3.2 récapitule les différents cas examinés. On remarque que tous les essais ont été réalisés sur des semelles établies en amont de la crête d'une pente d'angle $\beta = 26,6^\circ$ ou $33,7^\circ$ (pente 1/2 ou 2/3) ; les élancements testés ne dépassent pas 6 et la largeur de la semelle varie entre 0,61 m et 1,83 m. Les tests de Gemperline ont été réalisés dans une centrifugeuse à un certain nombre de forces gravitationnelles (valeurs de g).

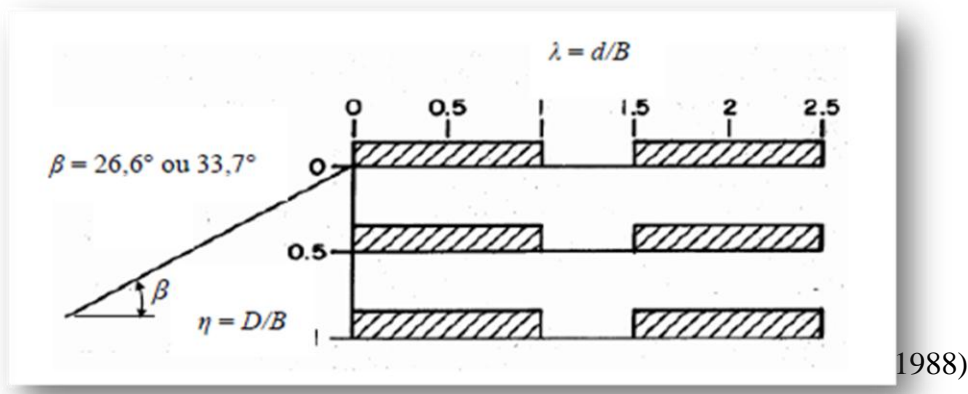


Figure III.2 : Configurations testées par Gemperline (1988)

Gemperline (1988) a proposé une équation pour la détermination du facteur de portance $N_{\gamma q}$ utilisé dans l'équation de capacité portante de Meyerhof (1957) :

$$q_u = 0.5yBN_{\gamma q}$$

Avec :

$$f(\varphi) = 10^{(0.1159\varphi - 2.386)}; f(B) = 10^{(0.34 - 0.20g_{10}B)}$$

L'équation de Gemperline (1988) s'écrit :

Pour calculer $f(B)$ la largeur B est en pouces, on note aussi que l'équation de Gemperline n'est pas valide pour des angles β supérieurs à 45° .

Le rapport entre le facteur de portance $N_{\gamma q}$ d'une semelle établie au voisinage d'une pente et le facteur de portance de référence $N_{\gamma q^R}$ de la même semelle non encastrée ($D = 0$), établie sur le même sol à surface horizontale, correspond donc au coefficient réducteur de portance i_β . L'équation (3.3) proposée par Gemperline pour le coefficient réducteur i_β est fonction de l'angle β de la pente, par rapport à l'horizontale, et de la distance relative de la fondation du bord du talus ainsi que du rapport.

$$i_\beta = \frac{N_{\gamma q}}{N_{\gamma q^R}} = \left[1 + 0.65 \left(\frac{D}{B} \right) \right] \left[1 - 0.8 [1 - (1 - \tan\beta)^2] \left\{ \frac{2}{2 + \left(\frac{d}{B} \right)^2 \tan\beta} \right\} \right]$$

$$\left[1 + 0.33 \left(\frac{D}{B} \right) \tan \beta \left\{ \frac{2}{\left[2 + \left(\frac{d}{B} \right)^2 \tan \beta \right]} \right\} \right]$$

Il est à noter que cette expression ne dépend pas ni de la densité du sol, ni de l'angle de frottement interne ϕ du sol. Les Figures III.3 (a) et (b) montrent une représentation graphique de l'équation (3.3) pour deux pentes d'angle $\beta = 26.6^\circ$ ou 33.7° (pente 1/2 ou 2/3), respectivement.

Pour calculer $N_{\gamma q R}$, Gemperline donne la relation suivante :

$$N_{\gamma q R} = [10^{(0.1159\phi - 2.386)}] \cdot [10^{(0.34 - 0.21 \log_{10} B)}]$$

Notez que l'équation de Gemperline a été utilisée pour déterminer les valeurs bien au-delà de $\lambda = 1.5, \eta = 1.0$ limites des essais de Gemperline.

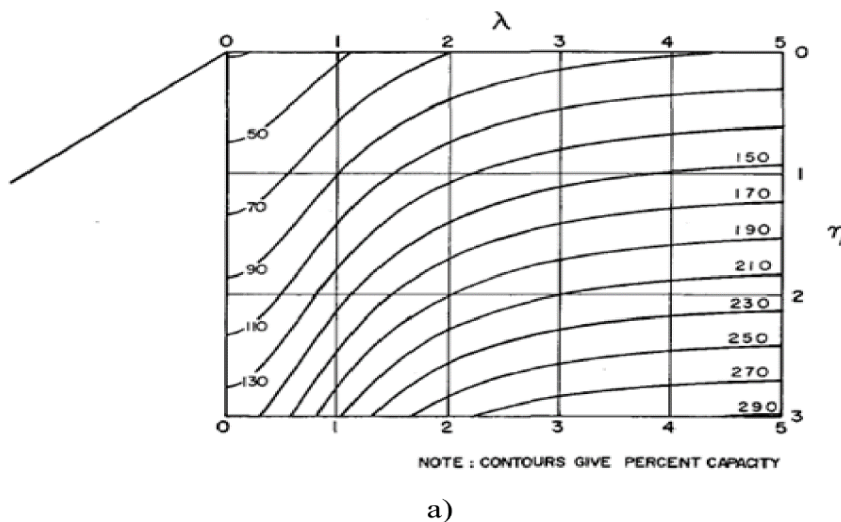


Figure III.3 : Contour de portances obtenues par l'équation de Gemperline (1988)
(a) $\beta = 26.6^\circ$ et (b) 33.7° d'après Shields et al (1990)

III.2.1 Méthodes théoriques

Meyerhof (1957) a utilisé la méthode d'équilibre limite pour étudier deux configurations d'une semelle rugueuse par rapport à la pente. Dans le premier cas, l'auteur examine la capacité portante d'une semelle posée sur la pente ; dans le deuxième cas, la semelle est située à proximité d'une pente.

Pour une fondation sur la surface d'un talus Meyerhof a proposé une théorie pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle située sur la surface d'un talus. La figure (III.4) montre la nature de la zone plastique développée dans le sol.

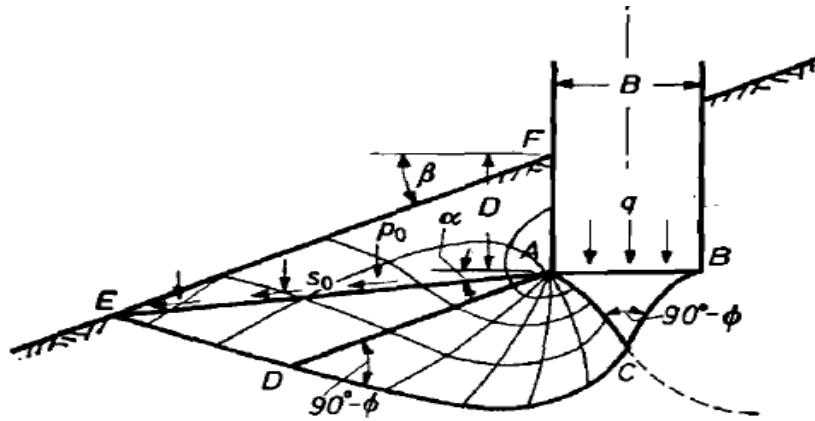


Figure III.4 : Surface de rupture d'une fondation filante rugueuse située sur une pente d'après Meyerhof (1957)

Sous la fondation filante rugueuse de largeur B située sur un talus Meyerhof a proposé trois zones :

Abc : est une zone élastique ;

Acd : zone présente un cisaillement radial ;

Ade : présente une zone de cisaillement.

Les efforts normaux et de cisaillement sur le plan **ae** sont **P0** et **S0** respectivement.

On note aussi que le talus fait un angle β avec l'horizontale. Les paramètres de résistance au cisaillement du sol sont c et φ ; et son poids spécifique est γ La portance finale peut être exprimée comme suit :

La relation peut également être exprimée comme suit :

Avec : cN_{cq}, N_{yq} sont les facteurs de portance.

Pour le sol purement cohérent (c'est-à-dire $\varphi = 0$) :

$$q_u = cN_{cq}$$

La figure (III.5) montre la variation de N_{cq} avec l'angle β et le facteur de la stabilité du talus N_s On note que :

$$N_s = \frac{yH}{c}$$

Avec H : hauteur du talus.

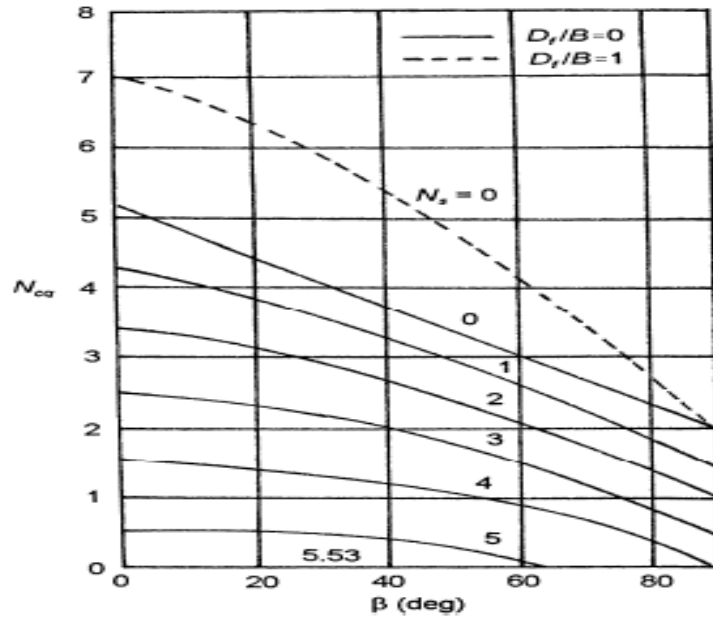


Figure III.5 : Variation du facteur de la capacité portante N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente) d'après Meyerhof (1957)

D'une façon semblable pour un sol purement frottant ($c = 0$), la figure (III.6) montre la variation de N_{yq} avec l'angle β du talus ;

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{yq}$$

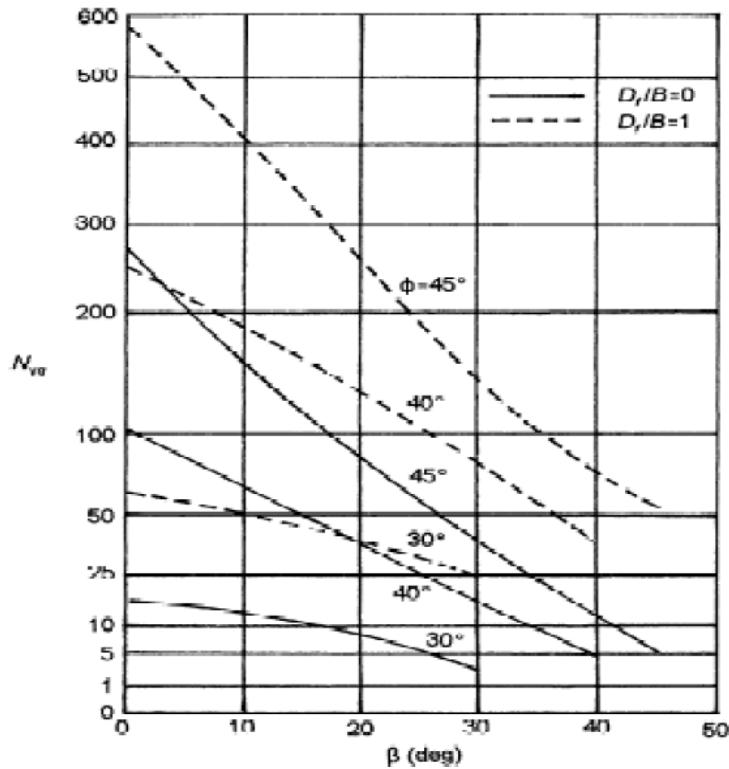


Figure III.6 : Variation du facteur de portance N_{yq} pour un sol purement frottant, cas d'une fondation sur pente, d'après Meyerhof (1957)

La figure (III.7) montre le deuxième cas étudié par Meyerhof (1957), où il considère une fondation filante rugueuse de largeur B située au bord d'une pente, de hauteur H . La fondation est placée à une distance b à partir de la crête de la pente.

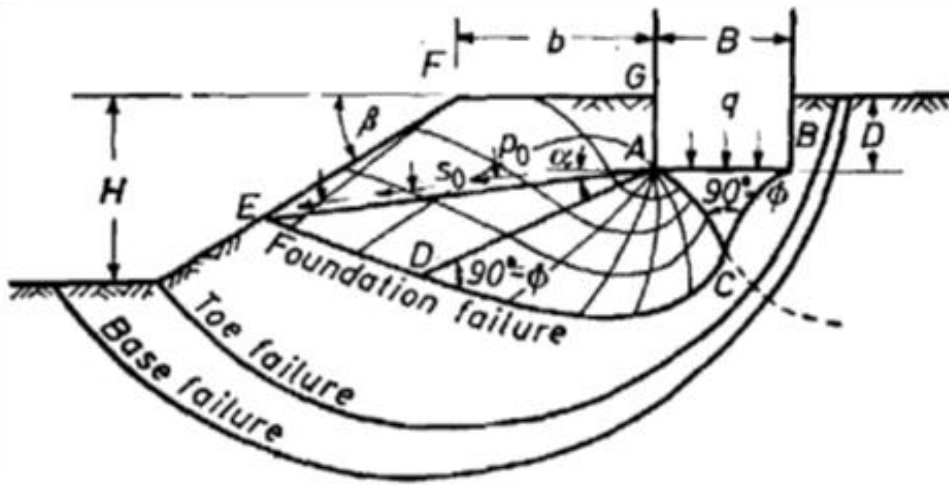


Figure III.7 : Surface de rupture d'une Fondation filante au bord d'une pente d'après Meyerhof (1957)

La capacité portante de la fondation peut être exprimée par l'équation : (3.7)

Meyerhof a développé les variations théoriques du facteur N_{yq} pour les sols purement cohérents ($\phi = 0$) et N_{yq} pour les sols purement frottants ($C = 0$). Ces variations sont montrées sur la figure (III.8) et la figure (III.9) respectivement. On note aussi : pour le sol purement cohérent ($\phi = 0$)

D'une façon semblable pour le sol purement frottant ($C = 0$).

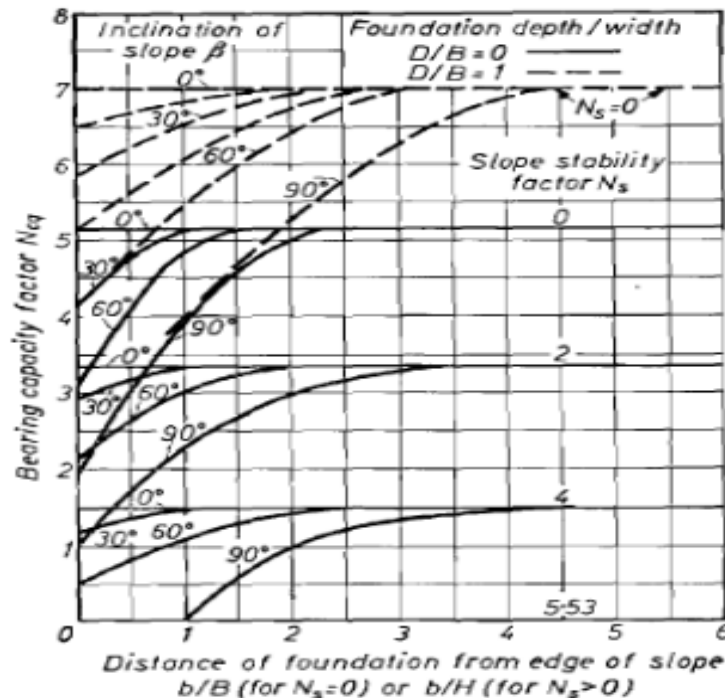


Figure III.8 : Facteur de portance N_{cq} de Meyerhof pour un sol purement cohérent (fondation située à proximité d'une pente) d'après Meyerhof (1957)

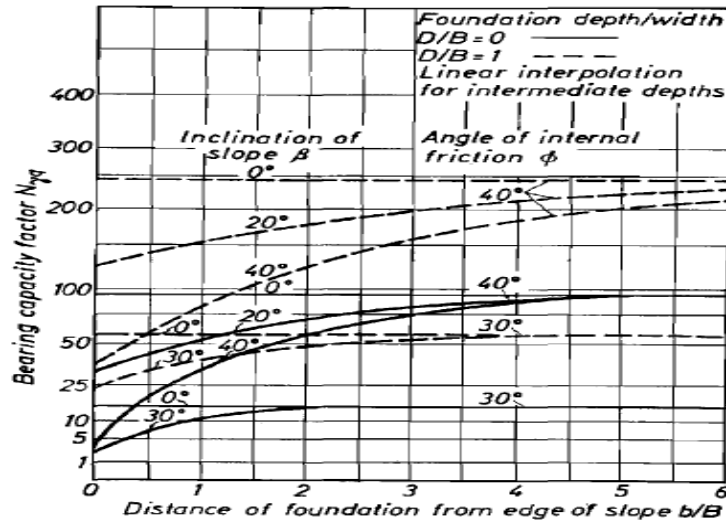


Figure III.9 : Facteur de portance N_{yq} de Meyerhof, pour un sol purement frottant, (fondation située à proximité d'une pente) d'après Meyerhof (1957)

Pour une fondation en crête de talus, Hansen (1970) a proposé la relation (3,11) de la capacité portante d'une fondation filante.

Sont des facteurs de pente D'après Hansen :

$$\lambda_{c\beta}, \lambda_{q\beta}, \lambda_{y\beta}$$

$$\lambda_{q\beta}, \lambda_{y\beta} = (1 - \tan \beta)^2$$

$$\lambda_{c\beta} = \frac{N_q \lambda_{q\beta} - 1}{N_q - 1} \quad \text{pour } (\varphi > 0)$$

$$\lambda_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2} \quad \text{pour } (\varphi > 0)$$

Kusakabe et al (1981) ont étudié le problème par une approche de l'analyse limite, et plus précisément par la méthode cinématique. Le problème concerné a de nombreux paramètres : l'angle d'inclinaison(β), la distance du bord de pente(αB), la hauteur de la pente(HB), les caractéristiques de résistance du sol (c et φ) et le poids volumique du sol(γ). Un mécanisme de rupture, qui est considéré comme raisonnable pour ce problème est illustré sur la figure (III.10).

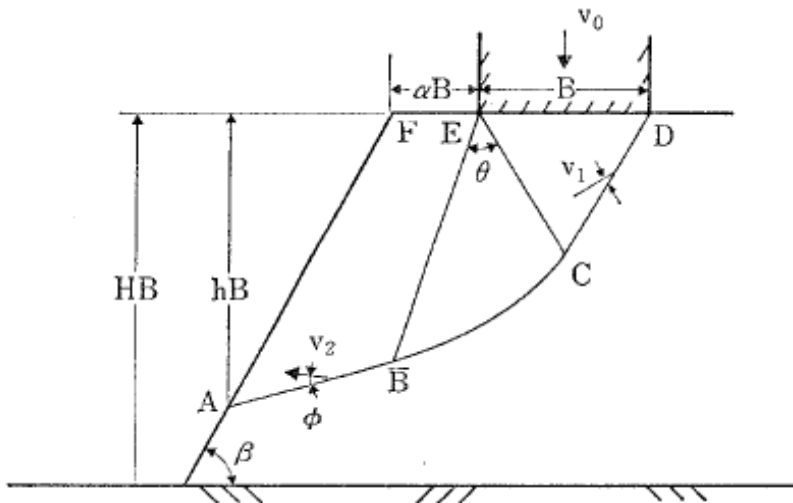


Figure III.10 : Mécanisme de rupture adopté par Kusakabe et al (1981)

Les auteurs proposent le mécanisme de rupture qui est en bon accord avec les surfaces de rupture réelle pour diverses combinaisons de valeurs β et α . Les solutions de la borne supérieure sont assez proches aux solutions déterminées par la borne inférieures, ce qui implique que les limites supérieures obtenues présentent une bonne approximation de la solution exacte. Les valeurs des facteurs N_c et N_γ sont tracées par rapport à la hauteur normalisé sur la Figure (III.11), cette dernière montre que ces facteurs ne peuvent être déterminés indépendamment et que l'importance relative de c et γB ne peuvent être négligés. En outre, la figure (III.12) montre que la surface de rupture ou de la ligne de glissement et les facteurs de portance N_c et N_γ varient avec le paramètre.

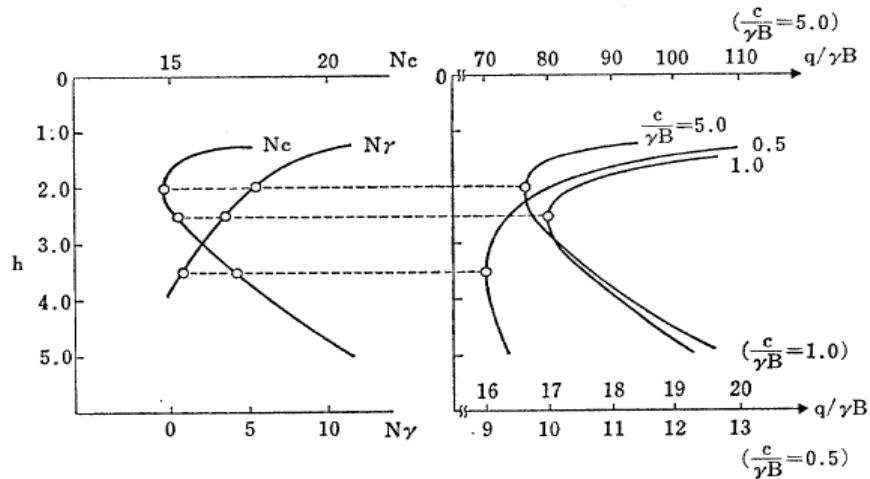
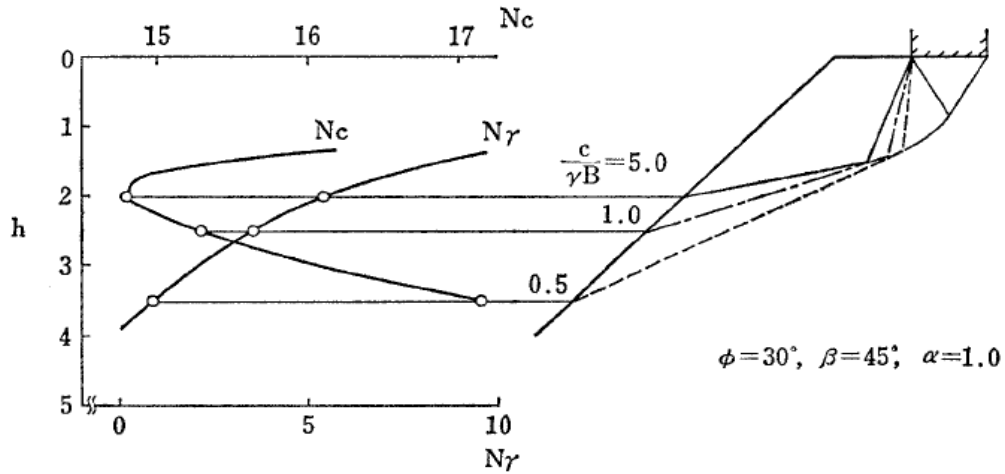


Figure III.11 : Valeurs critiques de N_c et N_γ pour diverses valeurs de $c/\gamma B$ ($\varphi = 30^\circ, \beta = 45^\circ, \alpha = 1$)

Figure III.12 : Variation des surfaces de rupture et les valeurs de



N_c, N_γ Avec la valeur de $c/\gamma B$

Les essais sur modèle ont été réalisées par Kusakabe et al (1981) afin d'étudier l'applicabilité de la théorie actuelle sur les problèmes pratiques pour 9 combinaisons de paramètres α et β , à savoir $\alpha = 0, 0.5, 1.0$ et $\beta = 30^\circ, 45^\circ$ et 60° . Les essais montrent que cette théorie sous-estime la capacité portante avec un écart moyen de 30%. Les mécanismes de rupture prévus par la théorie de Kusakabe et al (1981) avec l'hypothèse $\varphi_u = 0$ sont en accord raisonnable avec les observations dans des essais sur modèles.

Graham et al (1987) ont fourni une solution pour le facteur de portance N_{yq} pour une fondation superficielle filante située au sommet d'une pente d'un sol pulvérulent basée sur la méthode des caractéristiques ou ligne de glissement. La figure (III.13) montre le mécanisme de rupture dans le sol pour et assumés dans cette analyse. Les variations de N_{yq} obtenues par cette méthode sont montrées sur les figures (III.14), (III.15), et (III.16).

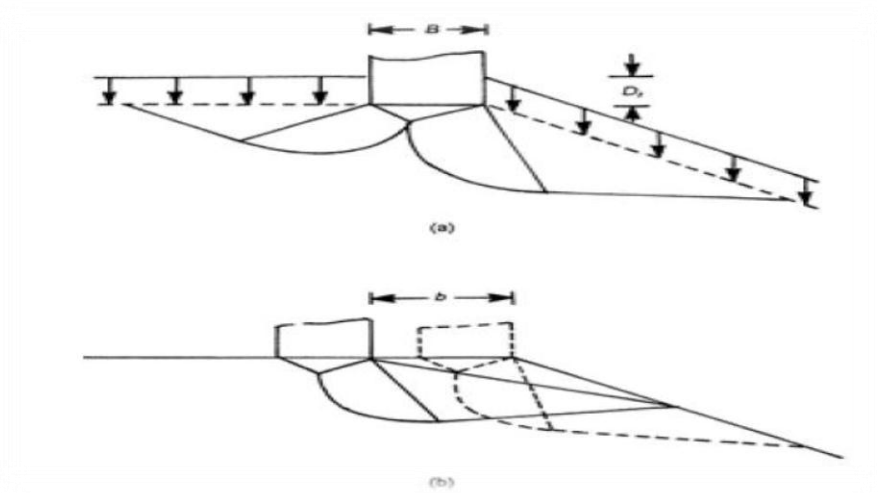


Figure III.13 : Mécanisme de rupture d'après Graham et al (1987)

(a) : $Df/b > 0$; (b) : $b/B > 0$

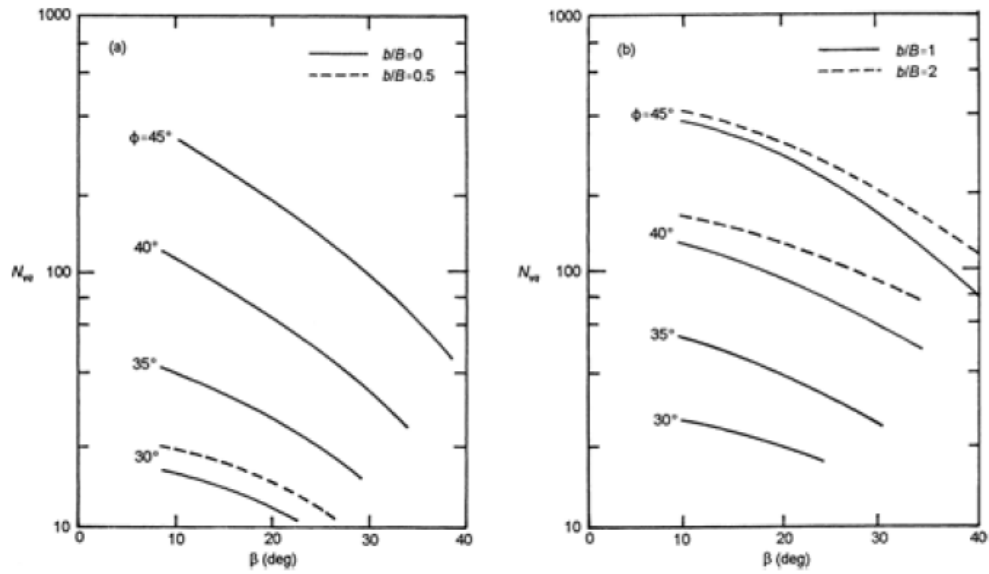


Figure III.14 : Valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/b = 0$) d'après Graham et al (1987)

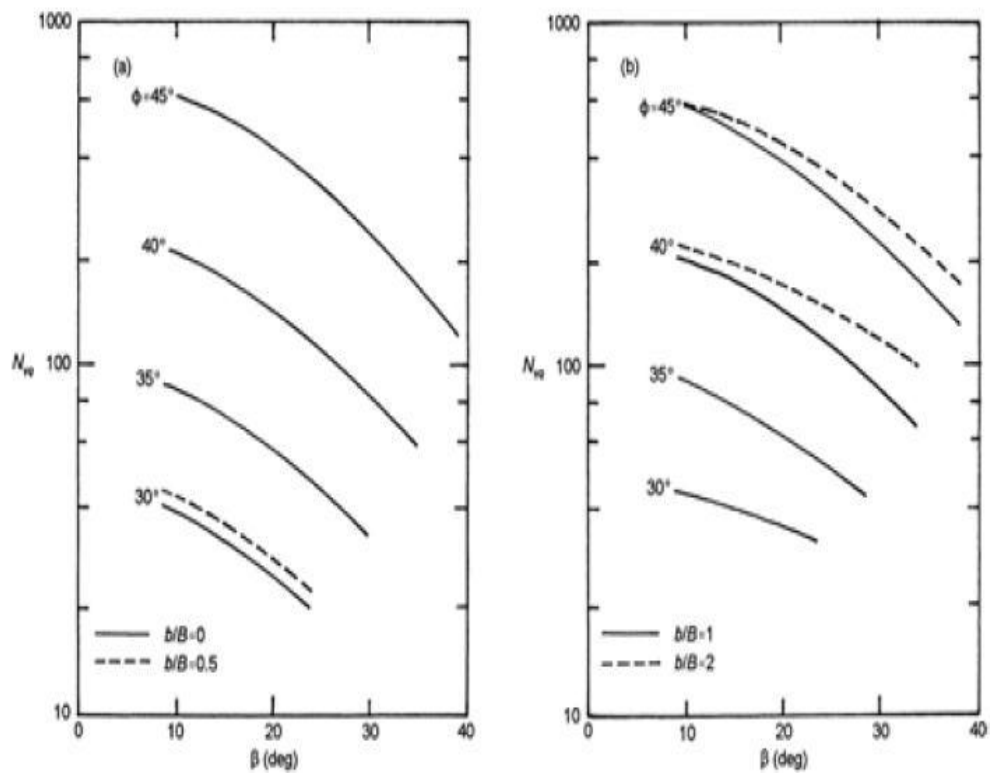


Figure III.15 : Valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/b = 0.5$) d'après Graham et al (1987)

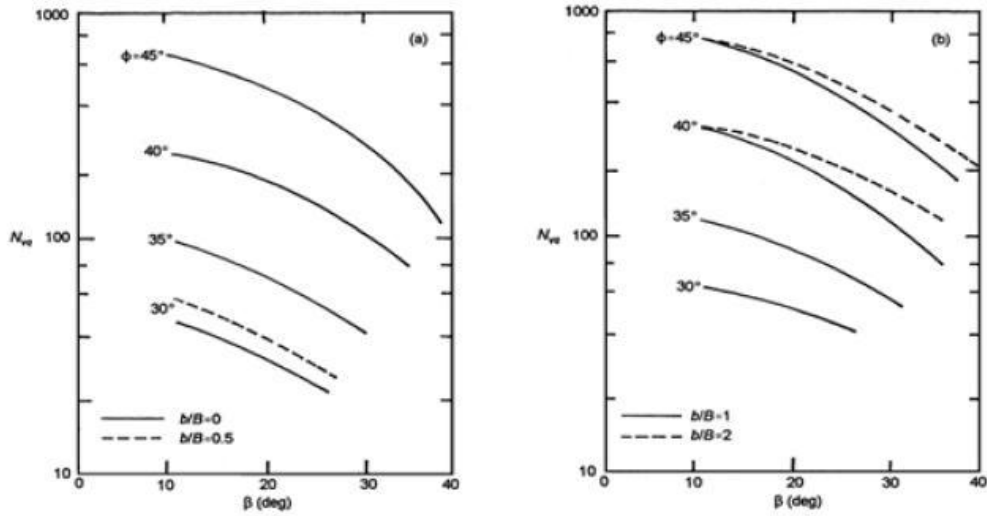


Figure III.16 : Les valeurs théoriques de N_{yq} , d'après Graham et al(1987)
Saran et al (1989)

Ont présenté des solutions analytiques pour la capacité portante d'une fondation à proximité d'une pente en utilisant deux approches analytiques différentes : d'équilibre limite et d'analyse limite.

Dans le cas de l'approche d'équilibre limite, la fondation filante a été supposée rugueuse, le poids du sol au-dessus de la base de la fondation a été remplacé par une surcharge uniforme équivalente ; ceci implique que le sol au-dessus de la base de fondation n'offre aucune résistance au cisaillement. Le mécanisme de rupture sur le côté de pente a été supposé et la résistance au cisaillement du sol de l'autre côté n'a pas été totalement mobilisée. La zone de rupture est divisée en deux parties (figure III.17). Zone I représente une région élastique et Zone II est une combinaison de cisaillement radial passif et délimitée par un arc de spirale logarithmique EK. La contrainte de cisaillement sur le côté plat est caractérisée par le facteur de mobilisation m et sa résistance au cisaillement est exprimée par :

$$\tau = m(c + \sigma \tan \varphi)$$

Le degré de mobilisation est calculé en déterminant l'équilibre du coin élastique (zone 1) et du cisaillement radial (zone 2) avec une valeur différente de m . Une valeur commune de m représente la mobilisation de rupture plane sur le côté du terrain plat. La méthode de superposition a été utilisée pour calculer les facteurs de portance N_c , N_q et N_γ indépendamment de la manière suivante :

$$N_c = \frac{p_{pc} + p_{pmc}}{cB} + \frac{(1 + m) \sin \varphi \sin \varphi_m}{\sin(\varphi + \varphi_m)}$$

$$N_q = \frac{p_{pq} + p_{pmp}}{yD_f B}$$

$$N_\gamma = \frac{2y + 2p_{pmy}}{yD_f B}$$

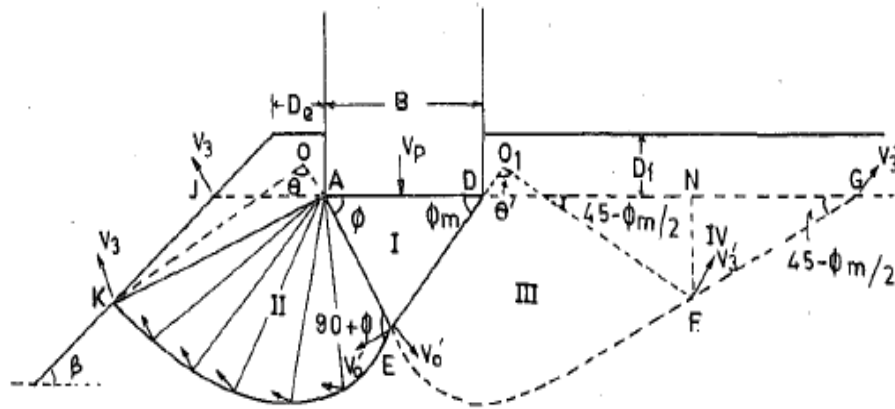


Figure III.17 : Mécanisme de rupture supposé par Saran et al (1989)

Egalement, pour le cas de d'analyse limite, le mécanisme de rupture est similaire à celui adopté dans le cas de l'analyse d'équilibre limite ; le mécanisme est cinématiquement admissible sans changements géométriques pendant l'écoulement plastique.

Narita et Yamaguchi (1990) ont étudié la capacité portante de fondations établies à proximité d'une pente, à partir d'un concept d'équilibre limite et en supposant que la surface de rupture n'est composée que d'une seule spirale logarithmique (figure III.18). La méthode consiste alors à rechercher la spirale conduisant à la charge limite la plus faible. Le sol a été considéré frottant et cohérent régi à la rupture par le critère de Mohr-Coulomb

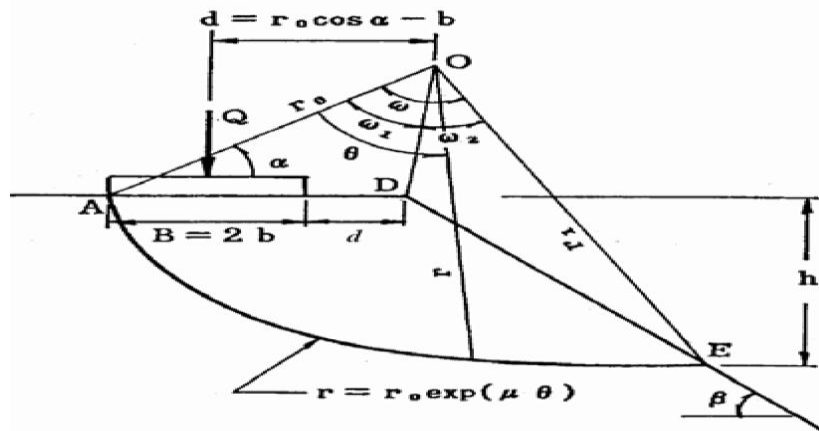


Figure III.18 : Schéma de rupture, d'après Narita et Yamaguchi (1990)

Les résultats obtenus montrent que la méthode de la spirale logarithmique surestime la capacité portante d'une fondation à proximité d'une pente. Les erreurs sont environ 20% au maximum ; les auteurs ont constaté un assez bon accord avec les résultats expérimentaux concernant la capacité portante et la forme de surfaces de glissement, particulièrement dans le cas d'argile ($\varphi = 0$).

Narita et Yamaguchi (1990) ont étudié deux types de rupture, à savoir la rupture de pente et la rupture de base. Les résultats de cette investigation ont montré que pour les matériaux purement cohérents $\varphi = 0$ où un log-spirale dégénère en un cercle, Les solutions de la spirale logarithmique deviennent presque identiques à celles obtenues en utilisant la méthode de Bishop.

Tableau III.1 : Comparaisons avec les résultats des tests pour l'argile (Narita et Yamaguchi (1990))

β		Bearing capacity. kN/m^2		
		Test	Upper bound	Log-Spiral
30°	0	28.5	21.5	22.5 (1.05)
	0.5	44.4	40.7	42.9 (1.05)
	1.0	34.4	35.3	37.2 (1.05)
45°	0	32.2	20.7	21.4 (1.03)
	0.5	30.8	27.2	28.2 (1.04)
	1.0	38.3	26.5	27.4 (1.03)
60°	0	34.6	27.5	28.0 (1.02)
	0.5	44.8	33.4	34.0 (1.02)
	1.0	30.3	25.3	25.5 (1.01)

Castelli et Motta (2009) ont développé un modèle basé sur la méthode d'équilibre limite, en considérant une surface circulaire qui se propage vers la pente jusqu'à ce que le terrain en pente est atteint (figure 3.19). Deux valeurs du rapport de la profondeur de l'encastrement de la semelle ont été analysées.

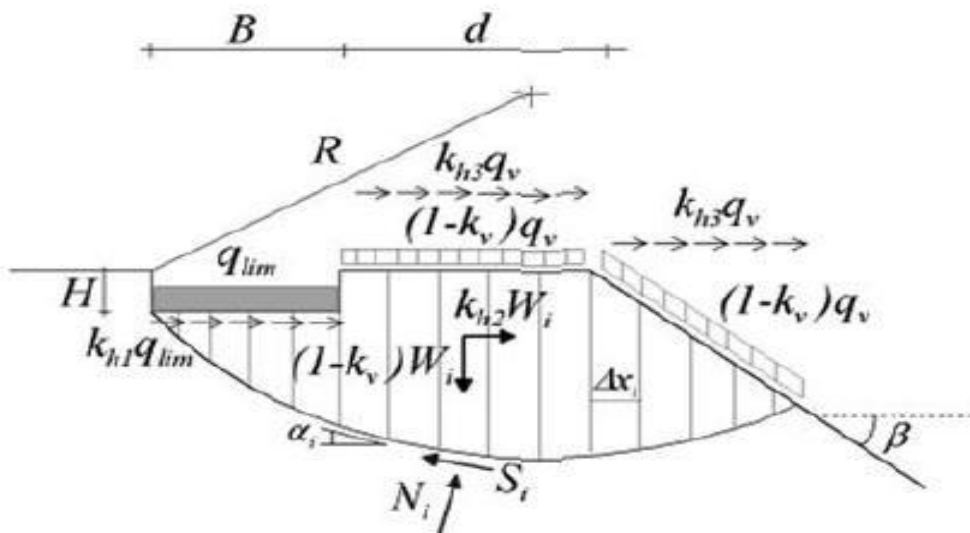


Figure III.19 : Mécanisme de rupture et les forces appliquées adoptées dans l'analyse de Castelli et Motta (2009)

L'analyse a été réalisée pour différentes distances de la semelle de la pente afin de déterminer la distance minimale (distance critique) à laquelle l'effet de la pente soit inefficace.

L'analyse des résultats montre que cette distance critique augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement et il varie d'environ, pour les conditions non drainées ($\varphi = 0$) à pour une valeur de l'angle de frottement $\varphi' = 40^\circ$.

L'encastrement de la semelle H n'affecte pas de manière significative la distance critique d/B , cependant son effet peut être significatif sur la charge limite verticale de la semelle. Lors de l'évaluation de la capacité portante due au poids du sol il a été observé que la profondeur de l'encastrement peut jouer un rôle important surtout pour les faibles valeurs de l'angle de frottement.

Pour calculer la capacité portante des fondations superficielles filantes sur ou près d'une pente non drainée, Georgiadis (2010) a présenté des analyses numériques par éléments finis. La géométrie du problème étudié est représentée sur la figure (III.20). Trois largeurs de semelle ont été considérées ($B = 1, 2 \text{ et } 4 \text{ m}$) et trois angles de pente ($\beta = 15^\circ, 30^\circ \text{ et } 45^\circ$). Plusieurs hauteurs de pente H et distances normalisées λ (= distance de fondation / largeur de fondation) ont été utilisés pour étudier leurs influence sur la capacité portante. Trois modes de rupture distincts sont observés et représentés sur la figure (III.7 a, b, c)

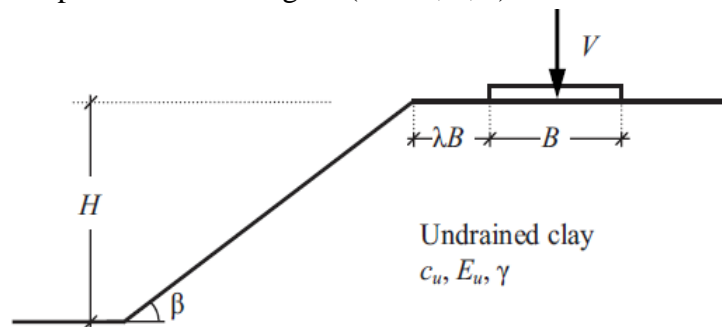


Figure III.20 : Définition du problème (Georgiadis (2010))

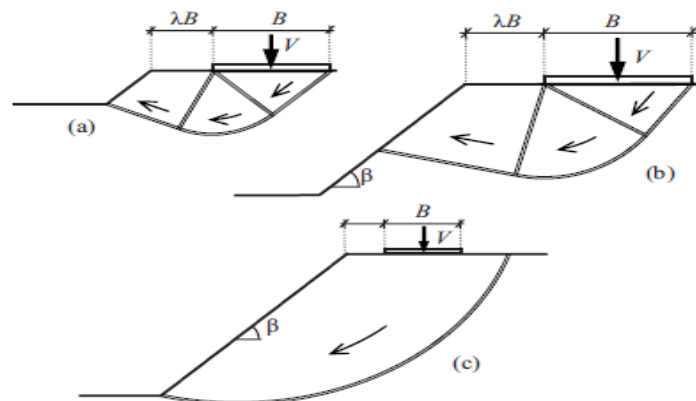


Figure III.21 : Modes de rupture d'après Georgiadis (2010)

(a) et (b) : rupture de capacité portante (c) : rupture globale de la pente.

L'analyse par éléments finis a été effectuée en déformation plane en utilisant le programme Plaxis Version 8.6. Le sol a été modélisé par éléments triangulaires avec un comportement élastique-parfaitement plastique de Mohr-Coulomb tandis que la fondation a été modélisée comme rugueuse avec des éléments poutres et avec la même résistance au cisaillement et le module de cisaillement de l'interface et des éléments de sols adjacents. Les éléments d'interface ont été placés entre la fondation et le sol. La figure (III.22) montre un exemple de maillage utilisé pour le cas d'une pente de 45° de 7,5 m de hauteurs, et $\lambda B = 2 \text{ m}$.

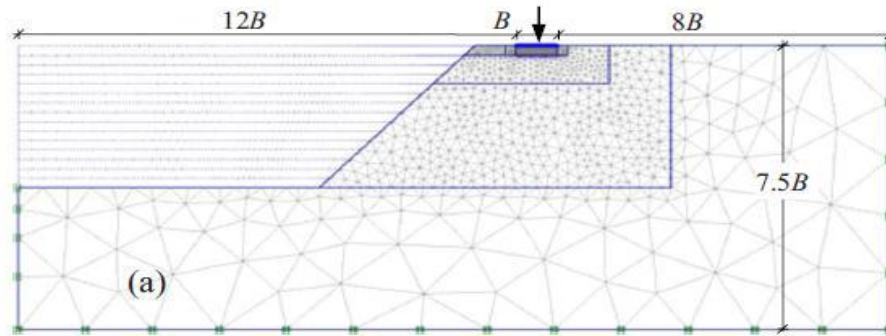


Figure III.22 : Maillage pour une semelle filante au bord d'une pente d'après Georgi adis (2010)

Les solutions sont d'abord comparées à celles proposées par d'autres auteurs Pour le cas spécifique d'une fondation sur la crête d'une pente $\lambda = 0$ et pour $\beta = 30^\circ$. Comme le montre la figure (III.23), les résultats de cette étude EF sont en excellent accord avec la solution de Kusakabe et al. La solution de Vesic donne les plus faibles valeurs de facteur de capacité portante N_c , surtout pour les faibles valeurs de rapport, tandis que les valeurs proposées par Narita et Yamaguchi surestiment généralement N_c d'environ 10%, par rapport aux résultats de l'étude E_f et la solution de Kusakabe et al Pour le même problème les valeurs obtenues à partir Hansen et Bowles sont 4,09 et 4,38, respectivement.

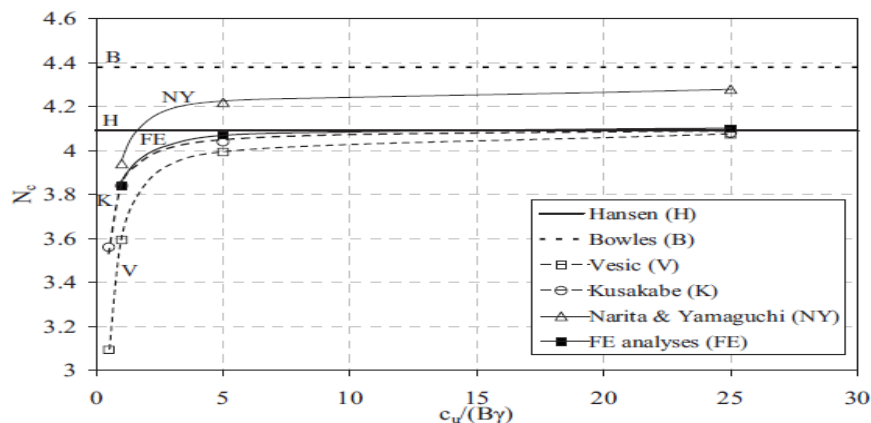


Figure III.23 : Variation de N_c avec d'une fondation sur la crête d'une pente ($\lambda = 0, \beta = 30^\circ$) (Georgi adis, 2010)

Les résultats obtenus ont permis de proposer des abaques de calcul permettant d'obtenir le facteur de portance N_c pour n'importe quelle valeur de rapport, d'angle de la pente, de la distance normalisée λ , et la hauteur de la pente normalisée. (Figure III.24)

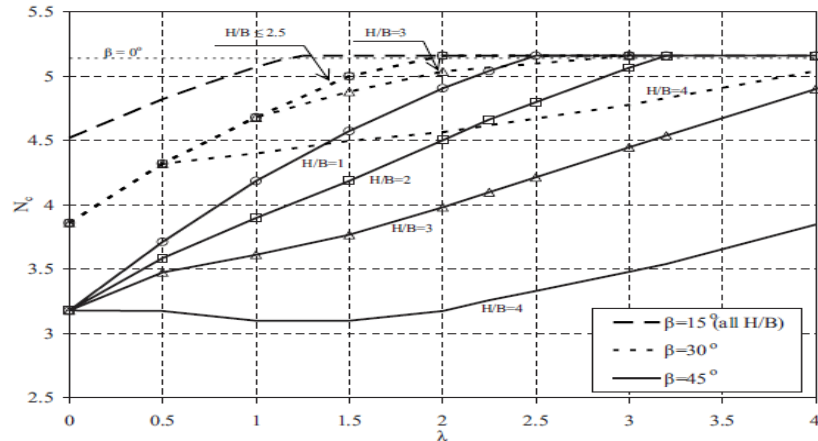


Figure III.24 : Variation de N_c avec λ pour (Georgiadis 2010)

Mabrouki et al (2010) ont effectués un calcul numérique de la capacité portante d'une fondation filante sous charge verticale centrée au bord d'une pente, en utilisant le code FLAC3D. Cette étude a été effectuée en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécaniques, afin d'évaluer l'effet de la pente sur la capacité portante. En considérant une fondation filante non encastrée, rigide et rugueuse de largeur B , repose sur un massif de sol frottant et située à une distance d de la crête d'une pente qui fait l'angle β avec l'horizontale. Cette fondation est soumise à une charge verticale centrée (figure III.25).

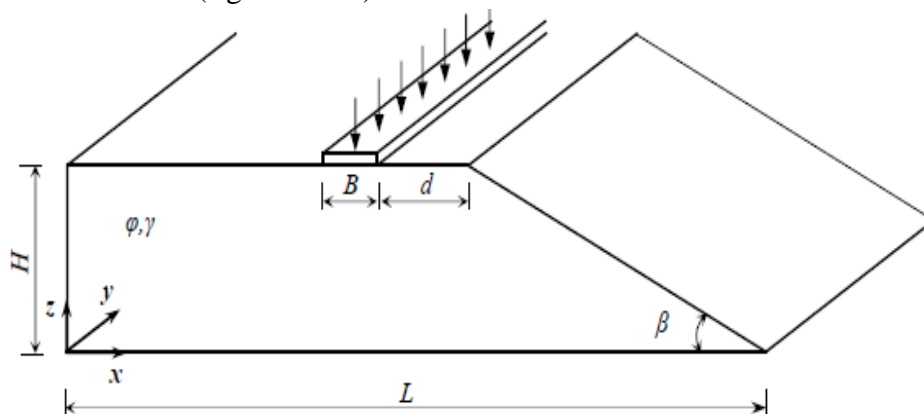


Figure III.25 : Géométrie du problème (Mabrouki et al 2010)

Le massif étudié est modélisé dans son intégralité (figure 4.11). Le maillage est raffiné au voisinage de la fondation, sous sa base, ainsi que près de la crête du talus. La figure 3.26 montre une représentation simplifiée du maillage dans le cas et $\beta = 26,6^\circ$, le maillage adopté pour le calcul de la capacité portante est plus raffiné. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant le déplacement horizontal pour la limite qui correspond au plan

$x = 0$, pour $z = 0$ les déplacements sont bloqués dans les directions x et z . Le déplacement dans la troisième dimension est bloqué pour traiter le problème en déformation plane (figure III.26).

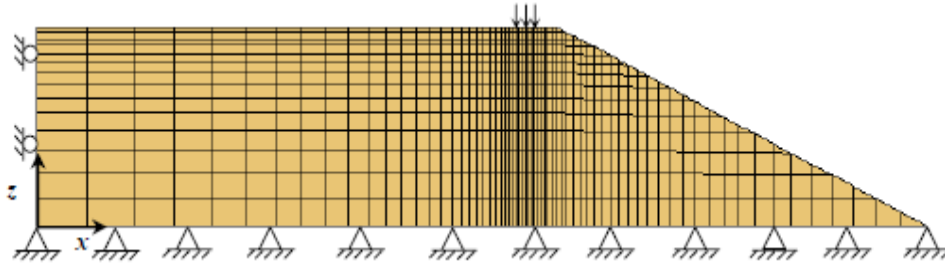


Figure III.26 : Maillage du modèle bidimensionnel et conditions aux limites, cas de $\beta = 26,6^\circ$, (Mabrouki et al 2010)

Le comportement du sol est régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb avec la règle d'écoulement associée. L'interface sol-fondation est supposée parfaitement rugueuse, en bloquant le déplacement dans la direction horizontale des nœuds qui représentent la fondation. La formule de la capacité portante est donnée par la relation suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_y i_{\gamma\beta}$$

Avec :

$i_{\gamma\beta}$: Coefficient réducteur de portance ; par définition, c'est le rapport de la capacité portante d'une fondation établie en bord d'une pente à la capacité portante de la même fondation, établie sur le même sol à surface horizontale ; il correspond donc à l'expression suivante :

Les valeurs numériques obtenues ont été comparées aux formulations disponibles dans la littérature la figure III.27 (a et b). Montrent les coefficients réducteurs de portance $i_{\gamma\beta}$ en fonction de la distance relative de la fondation au bord du talus pour les deux valeurs $\beta = 26,6^\circ$ et $33,7^\circ$ (pentes 1/2 et 2/3) obtenus tant par cette étude que par Bakir (1993), ainsi que Gemperline (1988).

Les résultats de cette étude montrent que les valeurs du coefficient réducteur de portance décroissent lorsque la pente du talus β augmente et qu'avec l'augmentation de l'angle de frottement interne φ du sol, le coefficient réducteur $i_{\gamma\beta}$ décroît.

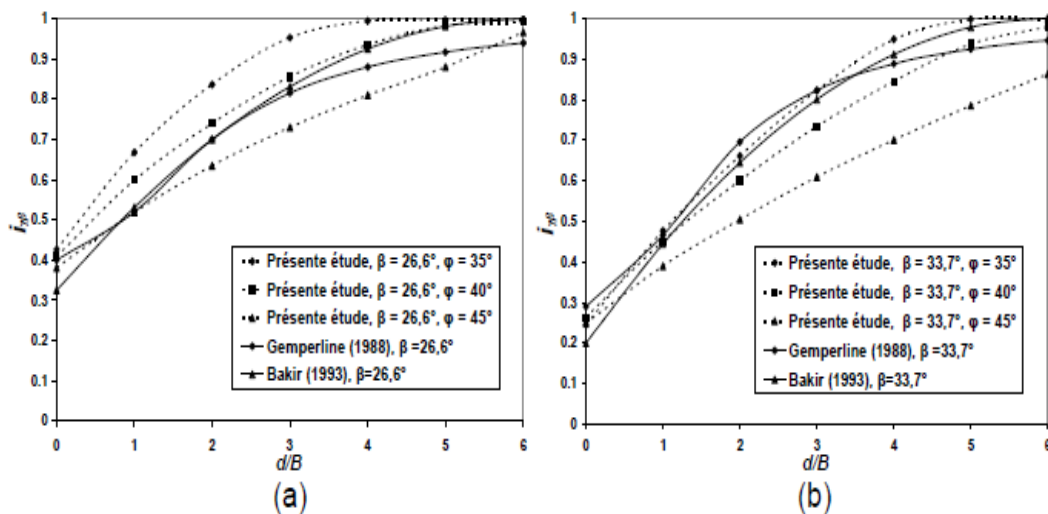


Figure III.27 : Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de la distance à la crête du talus. (a) $\beta = 26,6^\circ$ (pente 1/2), (b) $\beta = 33,7^\circ$ (pente 2/3)

Conclusion :

Dans ce chapitre on a présenté les différentes études expérimentales et théoriques consacrées à l'évaluation de l'influence de la proximité d'une pente

Les théories de Meyerhof (1957), Graham et al (1987), et le travail expérimental de shields et al (1977) ont fourni des abaques pour calculer le facteur de portance $N_{\gamma q}$. En considérant une série limitée d'emplacement et de profondeur de la fondation. Par ailleurs, la méthode de Gemprline (1988) a proposé une équation applicable pour différentes configurations géométriques.

Pratiquement, la portance d'une semelle filante établie à proximité d'une pente est affectée d'un coefficient réducteur i_{β} qui dépend de l'angle de talus β et de la distance relative. En ce qui concerne la valeur de i_{β} à partir de laquelle l'effet de la pente commence à être négligeable, elle varie généralement, selon les auteurs, de 1 à 3. A partir de ce comportement peut être considéré comme identique à celui correspondant au plan horizontal. Les résultats expérimentaux ont montré que la valeur de i_{β} est légèrement influencée par les caractéristiques mécaniques du sol.

CHAPITRE IV :

Présentation du logiciel de calcul PLAXIS

IV.1 Introduction

La simulation numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle située à proximité d'une pente est un problème complexe qui présente notamment, de fortes non linéarités, et la mise en jeu du sol, de la fondation et de l'interface sol/fondation.

Ces conditions complexes nécessitent un outil numérique bien adapté. On a utilisé dans cette présente étude le code de calcul PLAXIS qui permet de simuler les problèmes non linéaires avec une bonne stabilité numérique.

Dans ce chapitre on va présenter les principes du code de calcul PLAXIS V8 utilisé pour élaborer les simulations numériques ainsi que les modèles de comportement utilisées.

IV.2 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis

La MEF a été utilisée beaucoup dans la pratique d'ingénierie depuis plus de trente années. C'est bien récemment qu'elle a commencé à être utilisée largement pour analyser des problèmes de la géotechnique. C'est probablement parce qu'il y a beaucoup de questions complexes qui sont spécifiques à la géotechnique, dont les réponses n'ont été trouvées que récemment.

Quand cette méthode est correctement utilisée, elle peut produire des résultats réalistes qui aident à trouver des solutions aux problèmes d'ingénierie du sol. Une bonne analyse qui simule le vrai comportement du sol permet à l'ingénieur de comprendre mieux ces problèmes.

IV.2.1 Concepts de base de la méthode aux éléments finis

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

IV.2.2 L'analyse des déplacements par MEF

La MEF est une procédure computationnelle qui peut être utilisée pour obtenir une solution approximative à un problème de valeur limite. Des équations mathématiques sous forme d'une série d'équations algébriques impliquent des quantités à évaluer à points discrets dans la zone d'intérêt.

Les équations des éléments finis sont formulées de façon à minimiser l'erreur dans la solution approximative.

L'objectif de la première étape, dans n'importe quelle analyse par MEF, est de créer un maillage EF (figure IV.1). Le maillage consiste en éléments reliés ensemble aux nœuds.

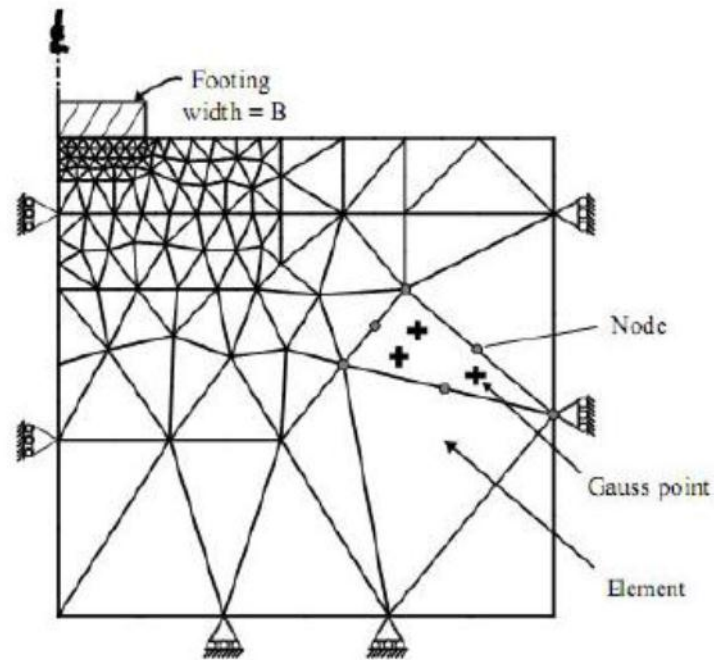


Figure IV.1 : Maillage en PLAXIS

Les nœuds sont les points où les valeurs des variables fondamentales sont calculées. Pour une approximation de la base des déplacements, les variables fondamentales sont des déplacements.

Les valeurs de déplacement nodal sont interpolées dans les éléments pour donner des expressions algébriques aux déplacements, et aux déformations, partout dans la maille. Une loi constitutive est utilisée alors pour relier les déformations avec les contraintes et cela conduira au calcul des forces qui agissent aux nœuds de l'élément. Les forces nodales sont en rapport avec les déplacements nodaux. Ce rapport est exprimé par des équations formulées et résolues dans le programme des éléments finis pour trouver les valeurs des déplacements nodaux.

La méthode des éléments finis englobe les étapes suivantes :

1- La discrétisation des éléments : C'est le processus de modéliser la géométrie du problème sous une étude par un assemblage de petites régions, appelées éléments finis. Ces éléments ont des nœuds définis sur les limites ou dans les éléments mêmes.

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

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

$$K^e U^e = P^e$$

4-Equations globales : L'assemblage des équations élémentaires sous forme d'équations globales :

$$K U = P$$

5- Les conditions aux limites : La formulation des conditions aux limites et la modification des équations globales. L'affectation des charges P , lorsque les déplacements affectent U .

Les équations globales sont sous forme d'un système à grand nombre d'équations, qui doivent être résolues pour obtenir les déplacements à tous les nœuds. A partir de ces déplacements nodaux, tel que les contraintes et les déplacements sont évalués.

IV.2.3 L'interpolation des déplacements

Les déplacements dans l'élément sont exprimés dans le terme des valeurs nodales. Cela est accompli par l'utilisation des fonctions d'interpolation (habituellement, polynômes).

Illustration pour le cas d'un élément triangulaire à six-nœuds (figure IV.2) :

$$u(x, y) = a_1 + a_2 x + a_3 y + a_4 x^2 + a_5 xy + a_6 y^2$$

$$v(x, y) = b_1 + b_2 x + b_3 y + b_4 x^2 + b_5 xy + b_6 y^2$$

Où les constantes $a_1, a_2, \dots, a_6, b_1, b_2, \dots, b_6$ dépendent des valeurs nodales.

L'interpolation du second degré implique un total de 12 constantes. Ces constantes peuvent être écrites en termes de 12 déplacements nodaux associés avec l'élément.

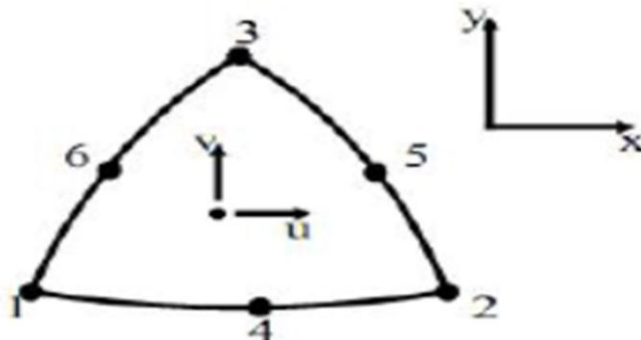


Figure IV.2 : Élément à 6 nœuds

IV.2.4 Déformations

Les déformations peuvent être dérivées dans l'élément qui utilise les définitions standard. Le cas du triangle à six-nœuds donne :

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} = a_1 + 2a_2 x + a_3 y$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} = b_1 + b_2 x + 2b_3 y$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = (b_1 + a_2) + (a_3 + 2b_2)x + (2a_2 + b_3)y$$

Les équations de ce type qui relient des déformations à des déplacements nodaux sont écrites généralement dans une forme d'équation matricielle :

$$\varepsilon = BU^e$$

Où le vecteur de déformations ε , et le vecteur de déplacements nodaux sont associés avec chacun des six nœuds dans l'élément, U^e

IV.3 Présentation de PLAXIS

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

IV.3.1 Le logiciel Plaxis

Le code Plaxis est un logiciel couramment utilisé dans les bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériciens de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980.

Ce programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto viscoplastiques en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée.

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). Le manuel d'utilisation du code Plaxis présente une description détaillée du logiciel.

L'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output, Curves) :

- **Le programme d'entrée de données (Input)**

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

- **Le programme de calcul (Calculations)**

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

- **Le programme de résultats (Output)**

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

- **Le programme courbe (Curves)**

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges- déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

IV.3.2 Système d'options du code Plaxis

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

2. **Les conditions aux limites en déplacement** : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra spécifier les subtilités d'une manière précise (le vecteur déplacement est nul à la base du domaine étudié, et le vecteur déplacement horizontal est nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec un contrôle immédiat du résultat à l'écran.

3. **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 mécaniques).

4. Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

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

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

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats ; résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de

calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect.

IV.3.3 Types de modèle en Plaxis

Plaxis V8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymétrique).

Les modèles en déformations planes sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte.

Les modèles axisymétriques sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales (figure IV.3). A noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées x négatives. Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de Plane strain ou de Axisymmetry a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y .

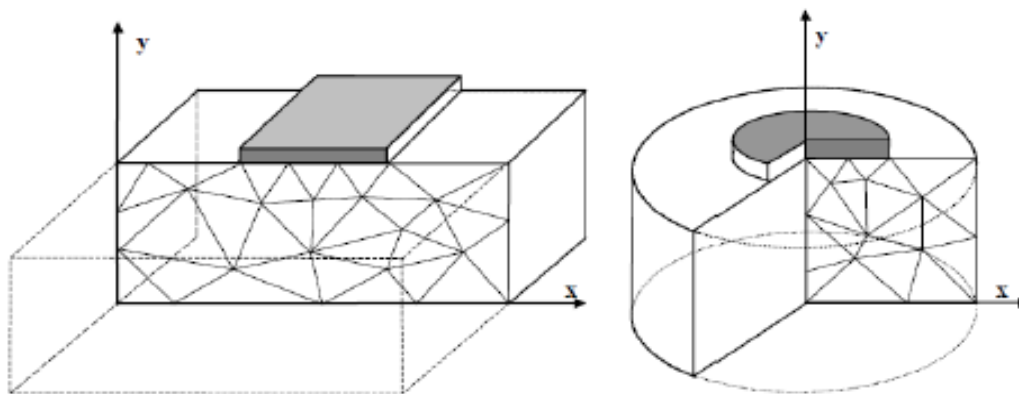


Figure IV.3 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique

IV.3.4 Types d'éléments utilisés par Plaxis

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss (figure IV.4). Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible. Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de ϕ -reduction. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds. Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant donné que le nombre de nœuds et de points de contraintes est identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis.

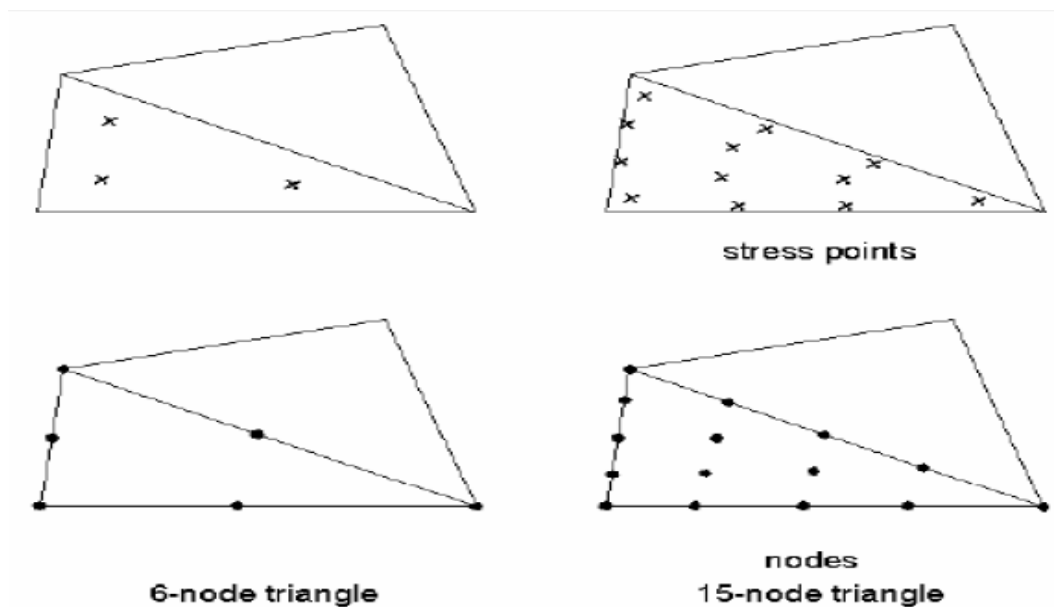


Figure IV.4 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

IV.3.5 Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis

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

Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, ϕ , et l'angle de dilatance, ψ . Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent

rarement d'autres données, une attention particulière sera portée à ce modèle classique de comportement.

IV.3.6 Modèle de comportement élasto-plastique

1. Elasto-plasticité

Un comportement de type élastique linéaire isotrope ne peut être utilisé qu'en première approche car il ne permet pas de prendre en compte les déformations irréversibles. La plupart des matériaux sont en effet élasto-plastiques, leur comportement est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et de déformations irréversibles. La déformation totale est la somme des déformations élastiques ε^e et plastiques ε^p . Elle est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$$

2. Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure IV.5).

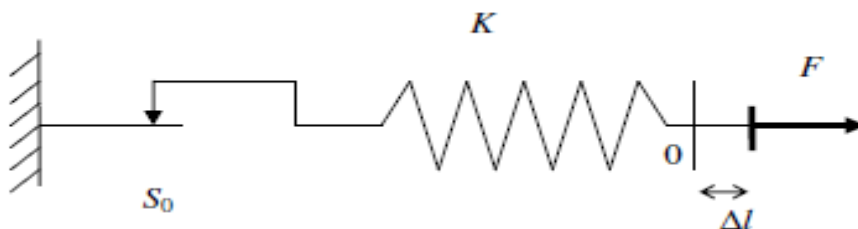


Figure IV.5 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto plastique

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la (figure IV.6)

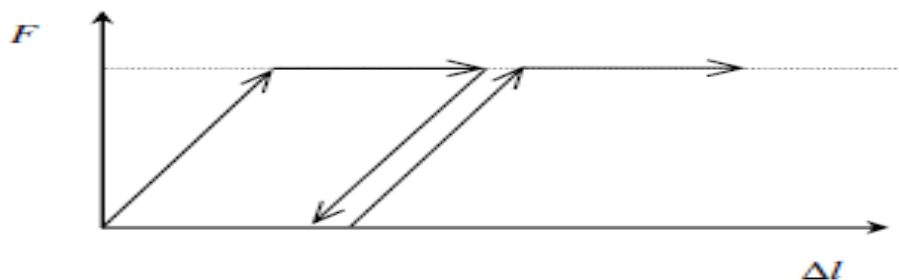


Figure IV.6 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique

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

Le type de comportement représenté par les figures IV.5 et IV.6 est un comportement élastique plastique sans écouissage. La figure IV.7 représente un comportement élastique plastique avec écouissage.

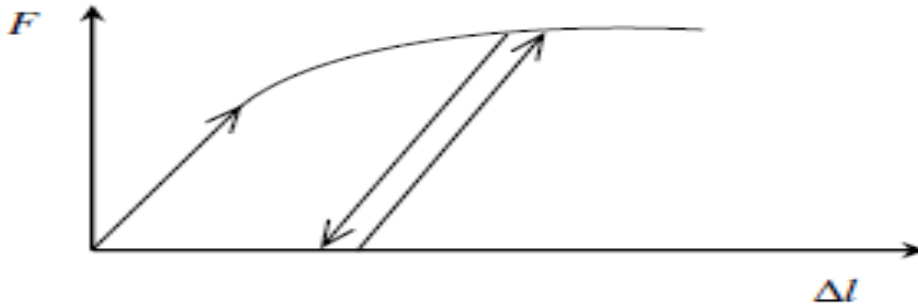


Figure IV.7 : Représentation du comportement élasto plastique avec écouissage

3. Modèle de Mohr-Coulomb

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

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

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure IV.8).

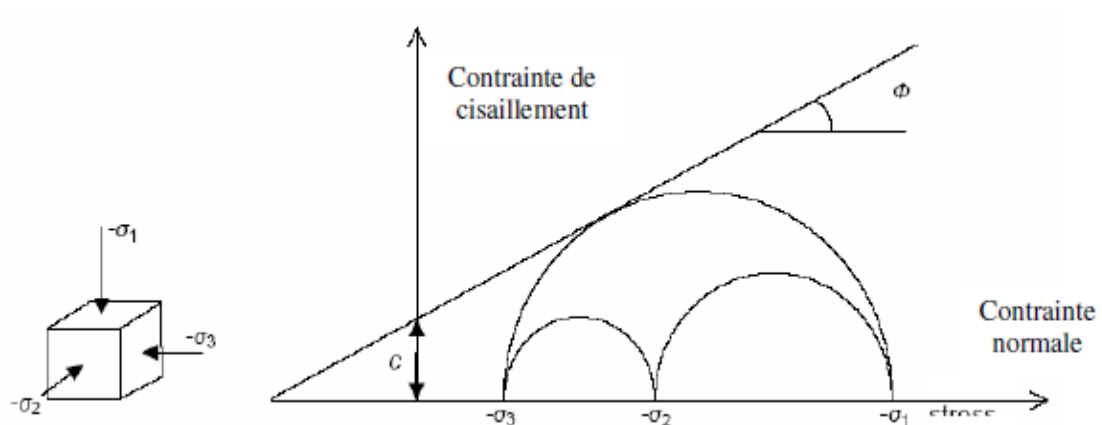


Figure IV.8 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas.

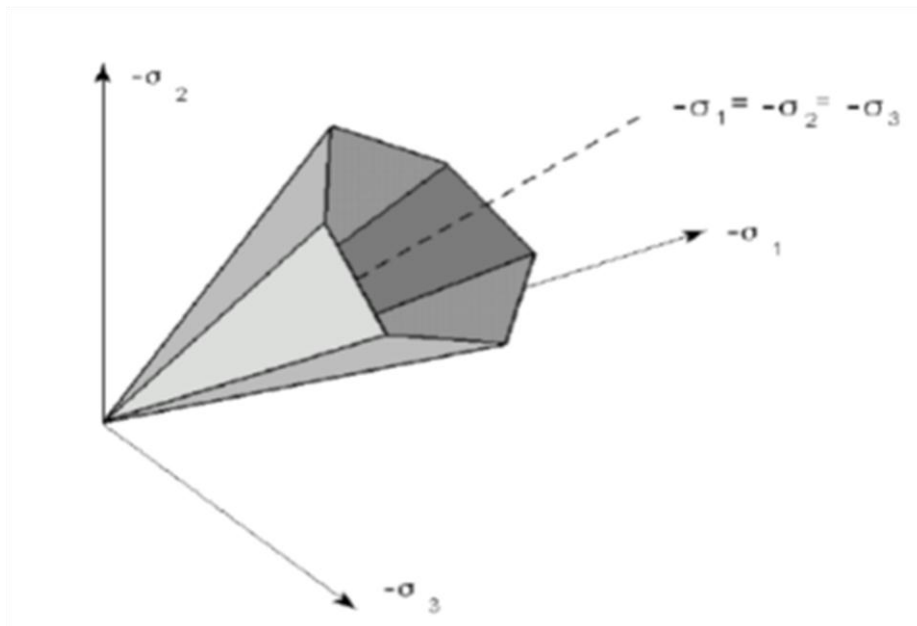


Figure IV.9 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure IV.9) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure IV.10).

Category	Parameter	Value	Unit
Stiffness	E_{ref}	3,200E+04	kN/m ²
	ν (nu)	0,300	
Strength	c_{ref}	0,100	kN/m ²
	ϕ (phi)	35,000	°
	ψ (psi)	5,000	°
Alternatives	G_{ref}	1,231E+04	kN/m ²
	E_{oed}	4,308E+04	kN/m ²
Velocities	V_s	86,820	m/s
	V_p	162,400	m/s

Figure IV.10 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

a) Module d'Young

Plaxis utilise le module d'Young comme de déformation de référence dans le modèle élastique et modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation à une dimension d'une contrainte (force par unité de surface).les valeurs de raideurs adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géo matériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.

En mécanique des sols, la pente initiales est appelée E_0 et le module sécant 50% de la résistance en compression est noté E_{50} (figure IV.11) .Pour des argiles très consolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

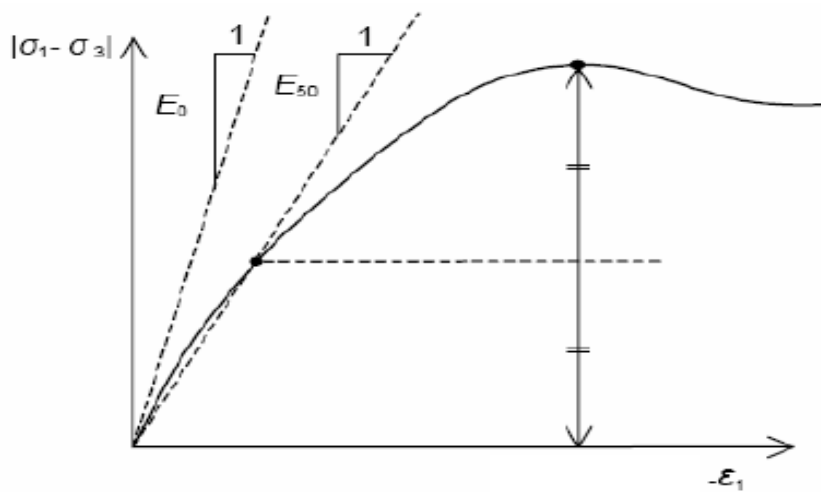


Figure IV.11 : Définition du module à 50 % de la rupture

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

b) Coefficient de poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) Angle de frottement

L'angle de frottement est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Par conséquent, les angles de frottement élevés ($>35^\circ$) devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet.

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure IV.8).

d) Cohésion

PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.02$ kPa), PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur.

e) Angle de dilatance

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

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

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

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

4. Autres modèles disponibles dans le Plaxis

PLAXIS contient également des modèles de sols plus avancés comme :

- Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) :

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

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œnométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort- déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.
- Modèle pour sols mous (Soft Soil Model) :

Ce modèle (SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de

contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

- Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model) :

Le SSCM permet de prendre en compte l'érouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables).

IV.4 Conclusion

L'objectif de la modélisation (au sens large) en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. la modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception.

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

C'est dans ce contexte que le code PLAXIS offre la possibilité de prédire la rupture des fondations en utilisant des lois de comportement assez performant afin de simuler le comportement réel des sols.

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

Il existe quelques modèles pour simuler le comportement des sols, plus ou moins complexes, selon la complexité des phénomènes que l'on souhaite simuler et la précision recherchée. De plus, le nombre de paramètres du modèle est variable, et leur identification plus ou moins aisée et important. Plus le modèle de comportement n'est pas sophistiqué.

CHAPITRE V :

**Etude numérique l'influence de
l'excentricité de la charge sur la
capacité portante d'une
fondation superficielle au bord
d'une pente**

V.1 Introduction

Les études théoriques et expérimentales ont montré que, lorsqu'une fondation superficielle est située au bord d'une pente, sa portance doit être affectée d'un coefficient réducteur.

Ce chapitre s'intéresse au calcul numérique de la capacité portante d'une fondation filante sous charge verticale et excentrée au bord d'une pente en utilisant le code Plaxis(2002). L'étude portera sur l'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle au bord d'une pente la variation des paramètres la charge limite Q_l , l'excentrement à droite et à gauche sur fondation reposé sur terrain plat et pente.

V.2 Procédure de la simulation numérique

V.2.1 Présentation du cas étudié

On souhaite étudier l'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle, le comportement d'une fondation filante non encastrée, rigide et rugueuse avec une largeur $B=1\text{m}$ reposant sur la surface d'un sol pulvérulent et située à une distance d de la crête d'un talus. Le problème est modélisé par un modèle géométrique plan (2D) d'une largeur égale à $20B$ et d'une hauteur égale à $10B$. La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur la figure V.1 avec :

- une surface horizontale ($\beta = 0$) ;
- une pente de $1/2$ ($\beta = 26,6^\circ$) ;
- une pente de $1/3$ ($\beta = 18,43^\circ$) ;
- une pente de $1/4$ ($\beta = 14,03^\circ$).

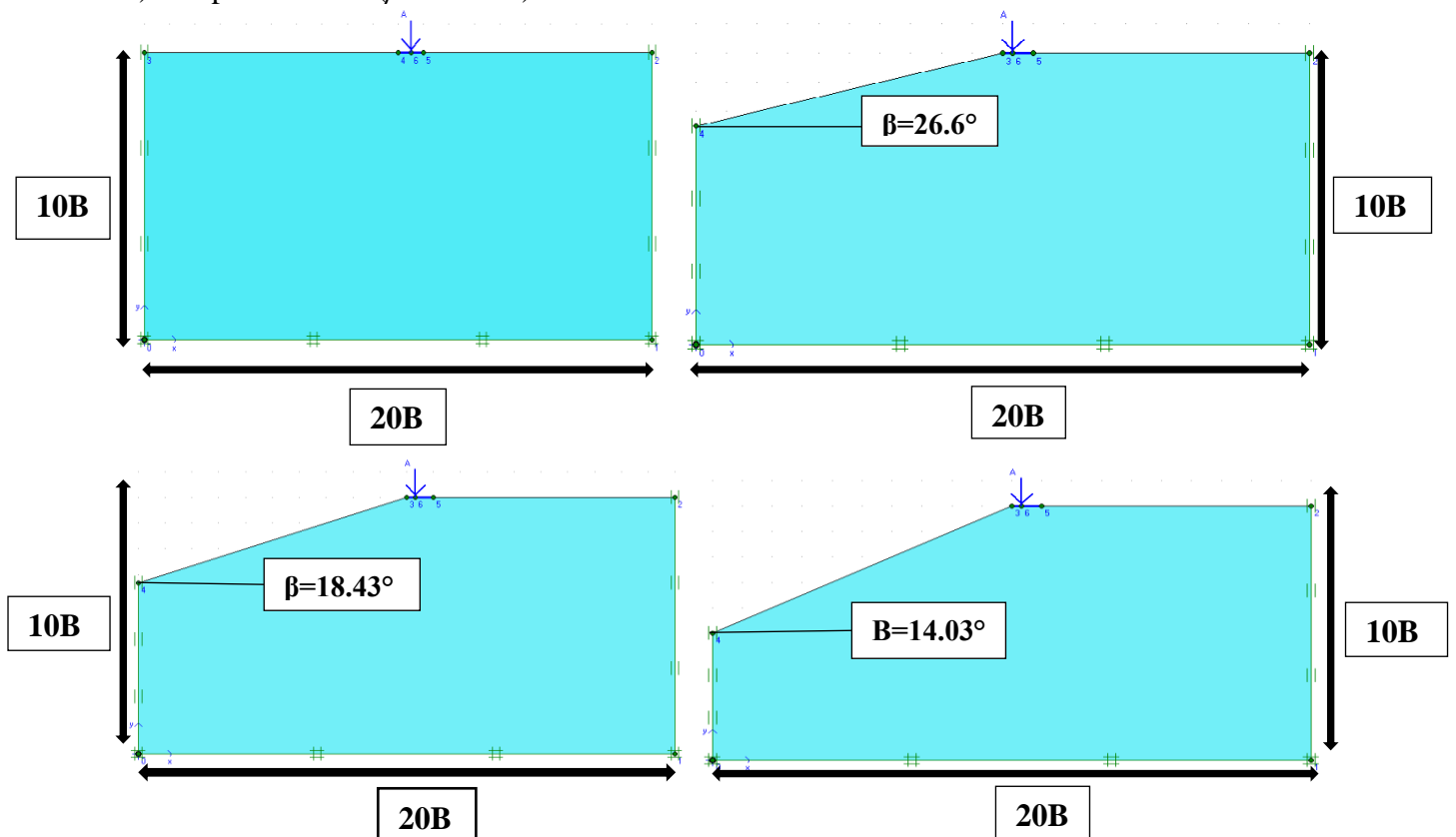


Figure V.1 : Géométrie du problème

V 2.2. Caractéristiques générales

La procédure d'entrée des caractéristiques générales se fait en suivant les étapes suivantes :

1) Géométrie

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches.

2) Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont choisies comme suivant :

- déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle ;
- déplacement total nul suivant la base du modèle.

3) Caractéristiques des matériaux

a) Caractéristiques de sol

Le sol est régi par un critère élasto-plastique où la loi de comportement de Mohr-Coulomb est adoptée. Les propriétés du sol sont résumées dans le tableau V.1.

Tableau V.1 : Propriétés de sol

Paramètres	Désignation	Valeurs
Poids volumique apparent	γ_{unsat} (kN/m ³)	16
Poids volumique saturation	γ_{sat} (kN/m ³)	20
Module de déformation	E (kN/m ²)	32000
Coefficient de poisson	ν	0.3
Cohésion	C (kN/m ²)	0.1
Angle de frottement interne	ϕ (°)	35
Angle de dilatance	ψ (°)	5

b) Caractéristiques de fondation

La fondation est traitée comme un élément poutre où les paramètres les plus importants sont la rigidité de flexion EI et la raideur axiale EA et pour que la fondation soit rigide, on a choisi une épaisseur égale à 0,5 m, en raison de la condition de rigidité ($0,2B \leq e \leq 0,5B$), où e : épaisseur de la fondation et B c'est sa largeur.

4) Génération du Maillage

L'icône 'maillage' permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle la finesse du maillage dans le menu Mesh sur *very fine* et on le raffine localement sur la partie au-dessous de la semelle (figure V.2).

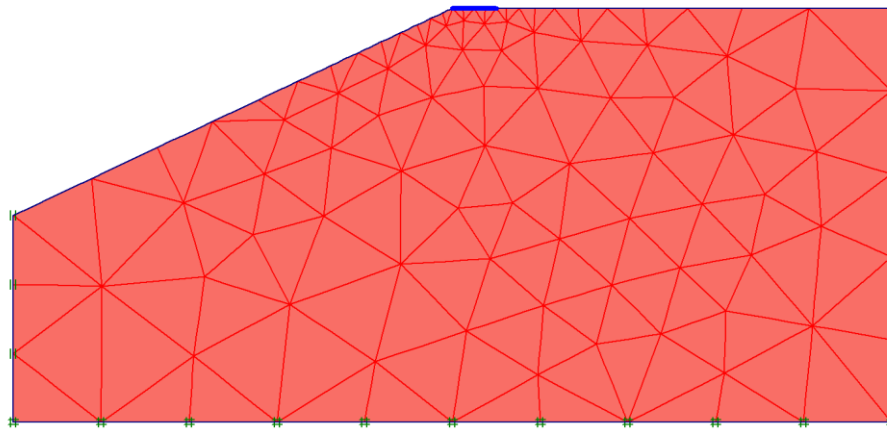


Figure V.2 : Maillage avant le calcul.

5) Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique est créé et le maillage d'éléments finis est généré, l'état de contraintes initial et la configuration initiale doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

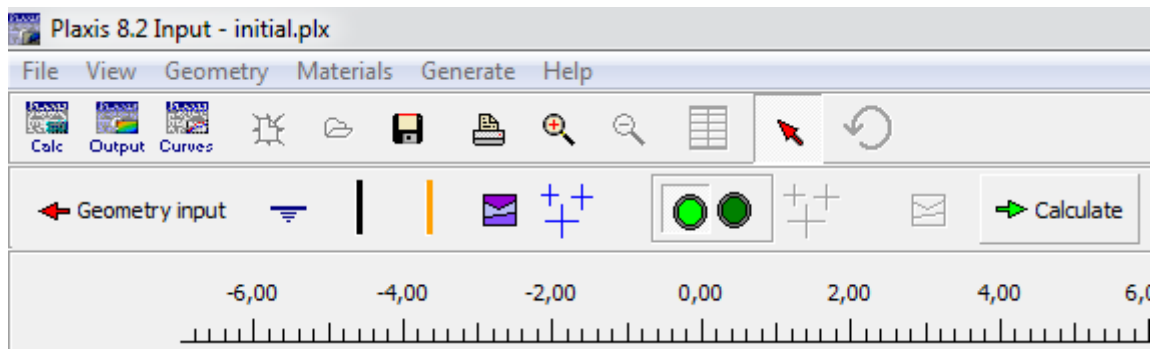


Figure V.3 : Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K0

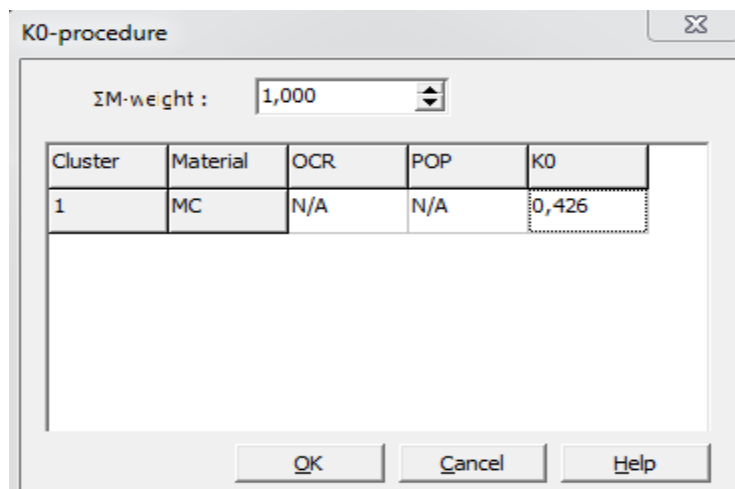


Figure V.4 : Choix de K0

6) Calculs

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. On a choisi un calcul plastique (figure V.5).

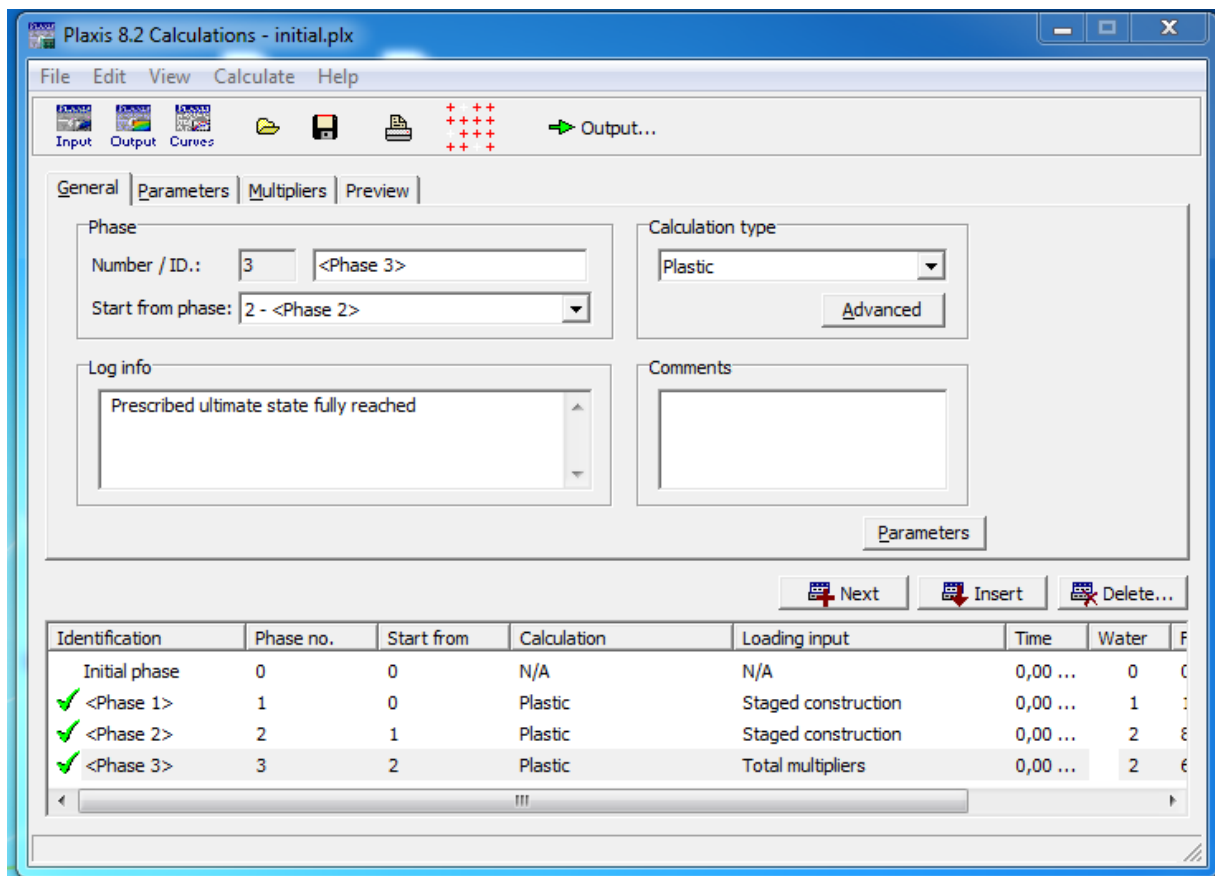


Figure V.5 : Menu général de calcul

a) Paramètres

On choisit la construction par étapes (staged construction) qui va permettre de revenir sur les écrans de dessin en cliquant sur le bouton « Define », on va alors activer :

- phase 1 : construction de la fondation ;
- phase 2 : activation de la charge ;
- phase 3 : augmentation de la charge jusqu'à la rupture.

b) Points de contrôle

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

Ces points sont importants à définir car on ne pourra tracer des courbes que pour ces points. Il est à noter que l'on peut choisir des points de déplacement et des points de contraintes. Pour notre cas ces points ont été définis au milieu de la fondation.

c) Calcul :

On peut alors lancer le calcul. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparaît donnant l'évolution du calcul (figure V.6).

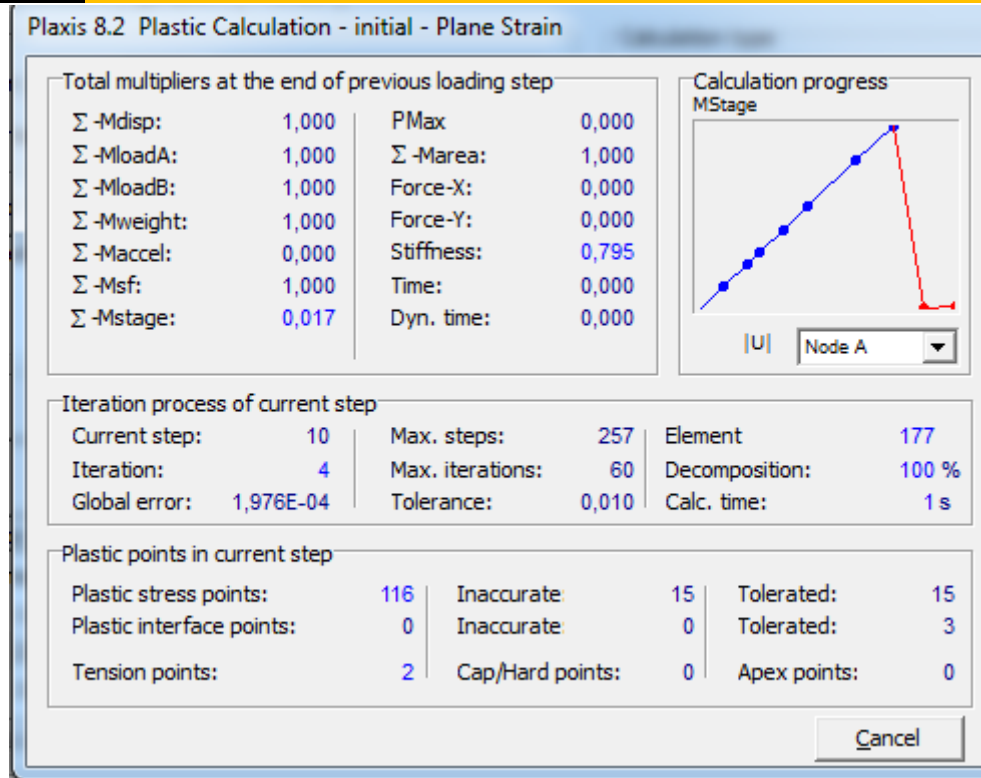


Figure V.6 : Fenêtre d'évolution de calcul

V.3 Fondation sur surface horizontale

Pour une fondation filante reposée sur un sol pulvérulent, établie sur une surface horizontale, la formule de la capacité portante est donnée par la relation suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Où N_γ : facteur de portance d'une fondation établie sur un sol à surface horizontale.

V.3.1 Application numérique

1) charge sur terrain plat

$$qu = \frac{F}{B \cdot 1ml} + \frac{\gamma_{semelle}}{B}$$

Avec :

qu : La charge verticale sur la surface plane ;

F : la charge vertical appliquée sur la semelle ;

$\gamma_{semelle}$: Poids volumique de la semelle ;

B : largeurs de fondation ;

$$\Rightarrow qu = \frac{270}{1m^2} + 15 \Rightarrow 270 + 15 = 285kN / m^2$$

2) Calcul théorique de la capacité portante (selon Terzaghi, Meyerhof et Hansen)

On donne

$$N_{\gamma_{Terzaghi}} = 42.4, N_{\gamma_{Meyerhof}} = 37.15, N_{\gamma_{Hansan}} = 33.9, \gamma = 16kN / m^2$$

$$\begin{aligned}
 qu_{Terzaghi} &= \frac{1}{2} \gamma BN \gamma_{Terzaghi} \\
 &= \frac{1}{2} * 16 * 1 * 42.4 \\
 &= 339.2KN
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 qu_{Meyerhof} &= \frac{1}{2} \gamma BN \gamma_{Meyerhof} \\
 &= \frac{1}{2} * 16 * 1 * 37.15 \\
 &= 297.2KN
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 qu_{Hanssan} &= \frac{1}{2} \gamma BN \gamma_{Hanssan} \\
 &= \frac{1}{2} * 16 * 1 * 33.9 \\
 &= 271.2KN
 \end{aligned}$$

3) Remarque : D'après les résultats obtenus, on voit que la valeur de la capacité portante donnée par le calcul numérique est proche de celles qui sont obtenues par les différentes théories.

V.3.2 Fondation au bord d'une pente

Pour une fondation filante reposée sur un sol frottant, établie en bord d'une pente, la formule de la capacité portante est donnée par la relation suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma i_\beta$$

Avec :

N_γ : Facteur de portance d'une fondation établie sur un sol à surface horizontale ;

i_β : Coefficient réducteur de portance (le rapport de la capacité portante d'une fondation établie au bord d'une pente à la capacité portante de la même fondation, établie sur le même sol à surface horizontale) ;

il correspond donc à l'expression suivante :

$$i_\beta = \frac{[q_u]_{pent}}{[q_u]_{horiz}}$$

V.4 L'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle

1) Sur terrain plat

a) Comparaison

- Notez que la valeur la capacité portante dans le cas d'une charge verticale centrée est la plus grande valeur comparée aux valeurs excentricité sur la droite et la gauche.

- Les valeurs de la capacité portante résultant l'excentricité de la charge (B/12 et B/6) presque égale les valeurs à droite et à gauche respectivement et moins que valeur résultant charge verticale centrée.

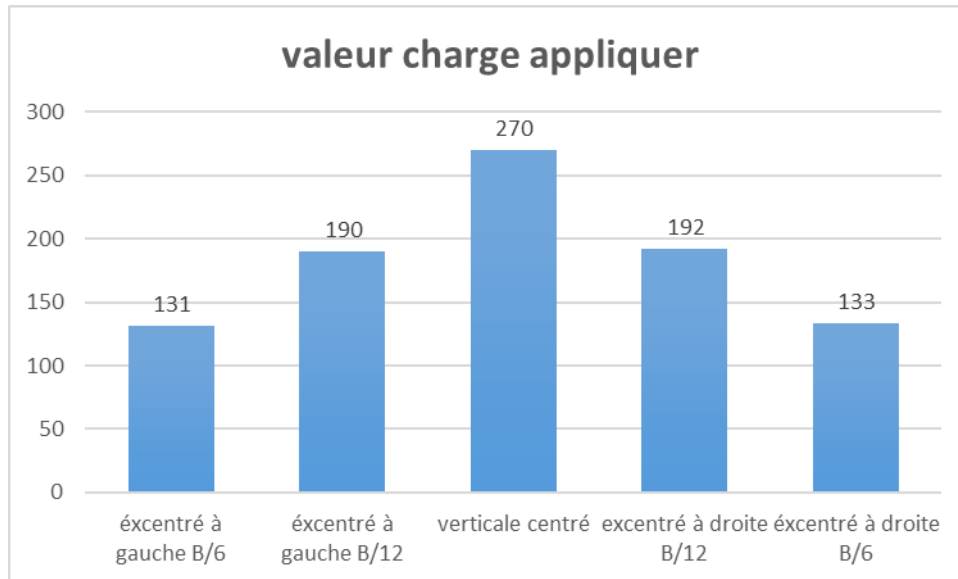


Figure V.7 : Variation l'influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante dans cas terrain plat

2) Bord pente
2.1 Pente 1/4

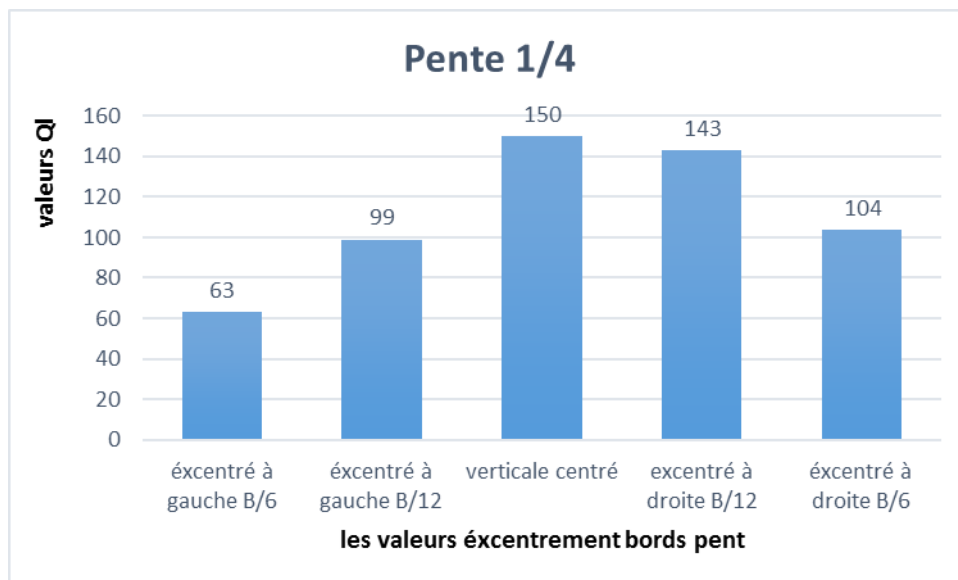


Figure V.8 : Variation l'influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante dans cas pente 1/4

2.2 Remarque

- La valeur de la capacité portante dans le cas d'une charge verticale centrée est la plus grande.
- Les valeurs de la capacité portante dans le cas des charges excentrées gauches (B/12 et B/6), moins les valeurs de l'excentricité à droite (B/12 et B/6).

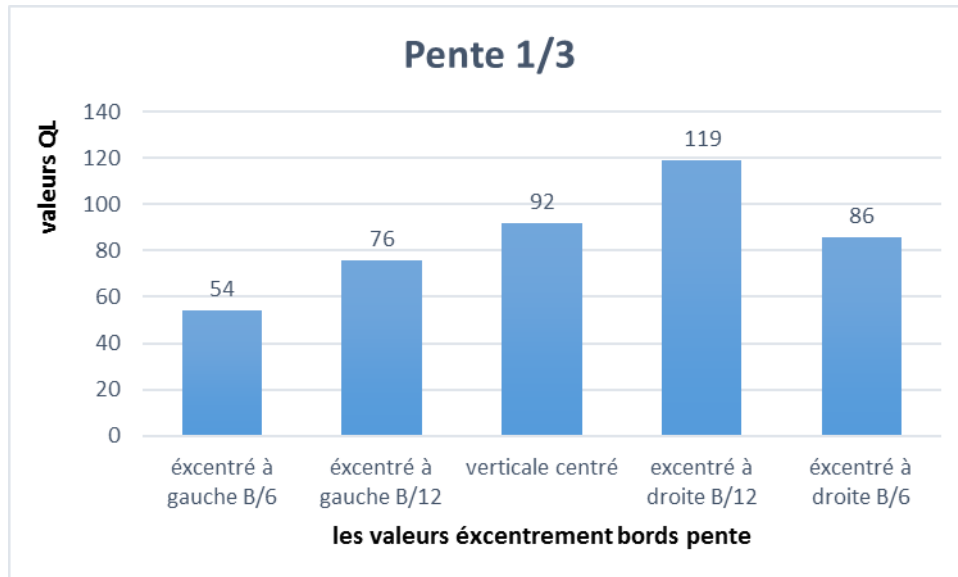
2.3 Pente 1/3

Figure V.9 : Variation l'influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante dans cas pente 1/3

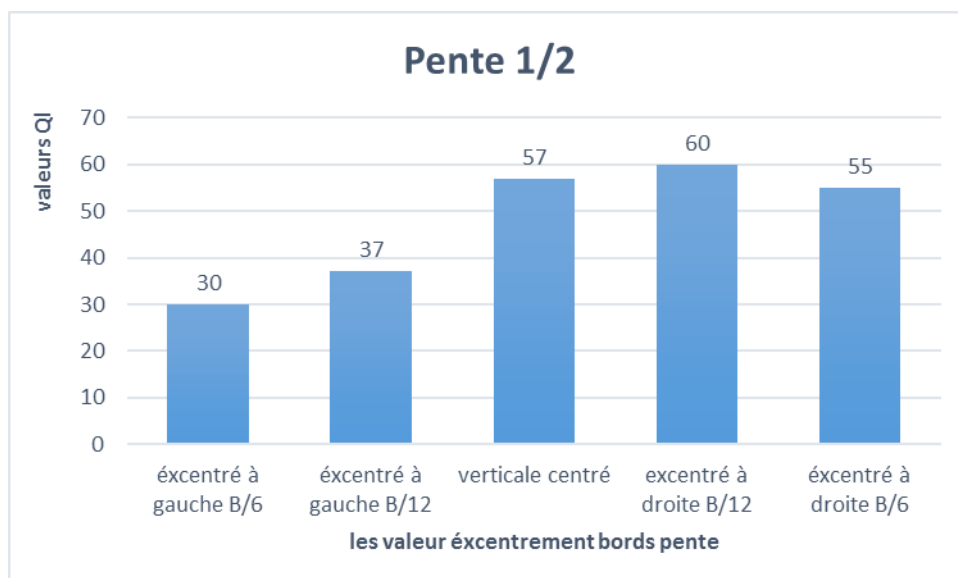
2.4 Pente 1/2

Figure V.10 : Variation l'influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante dans cas pente 1/2

2.4.1 Remarque (pente 1/3 et pente 1/2)

L'augmentation de la pente a une influence sur la capacité portante. On voit que l'augmentation de la pente diminue la capacité portante. Notez que l'excentricité à droite donne des valeurs plus importantes par rapport à celles qui sont obtenues au centre et à gauche.

Conclusion

Cette étude numérique en utilisant le code PLAXIS (2002) permet de savoir l'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle au bord d'une pente. L'analyse de cette étude à permet de conclure les résultats suivants :

- ✓ L'excentricité de la charge affectée négativement sur la capacité portante et donc la stabilité de la fondation.
- ✓ Avoir un effet l'excentricité gros surtout le cas de pente dans la partie inclinée.

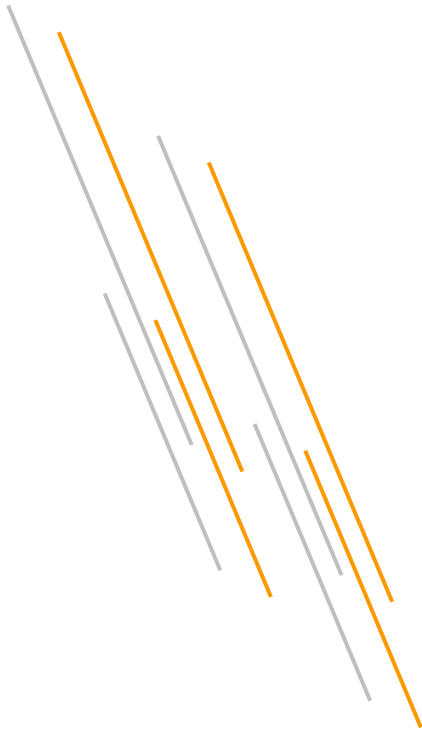
Conclusion générale

La détermination de la capacité portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. Il existe plusieurs méthodes qui permettent de prévoir de façon satisfaisant la force portante des fondations établies sur un sol horizontal et soumise à un chargement vertical centré ou à un chargement excentré. Au contraire, le comportement des fondations réalisées à proximité d'une pente est moins bien étudié et de grandes incertitudes subsistent dans les méthodes de dimensionnement concernant les réductions de portance à appliquer dans ce cas de calcul.

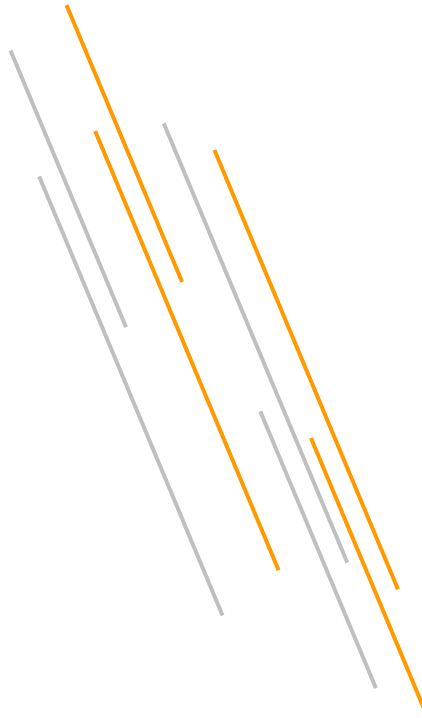
Ce problème a fait l'objet d'essais en vraie la grandeur de l'excentricité et comparé l'influence de l'excentricité de la charge à la droite et à la gauche de la charge verticale centré. Dans le cas terrain plat et bord d'une pente.

Une étude numérique a été effectuée dans ce mémoire en utilisant un logiciel d'interaction sol-structures en élément finis (PLAXIS) afin d'évaluer la capacité portante d'une fondation filante située au bord d'une pente, soumise à un chargement excentré et reposant sur un sol pulvérulent, en faisant varier valeur excentricité et les valeurs inclinaison de la pente.

Cette étude numérique nos a permet de connaitre l'influence de chaque paramètre sur la capacité portante comme il est indiqué dans le dernier chapitre par des courbes, qui montrent la diminution de la capacité portante avec l'augmentation la valeur de l'excentricité en particulier dans cas pente.



RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES



Références bibliographiques

- **Bauer, G.E., Shields, D.H., Scott J.D. et Gruspier J.E. (1981).** Bearing Capacity of Footing in Granular Slope, Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 2, 33-36.
- **Brinkgereve, R.B. (2003).** PLAXIS version 8, Manuel de référence. Delft University Of Technology & Plaxis Bv. Pays-Bas.
- **Castelli, F. et Motta, E. (2009).** Bearing Capacity of Strip Footings Near Slopes. Geotech Geol Eng, Springer. 10.1007/s10706-009-9277-9.
- **CCTG (1993).** Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **Chai, J. (2000).** Shallow Foundations. CRC Press.
- **Das, B .M. (2009).** Shallow Foundations Bearing Capacity and Settlement. Second Edition .CRC Press. London New York.
- **DTU 13.12 (1988).** Règles pour le calcul des fondations superficielles. CSTB.
- **Fascicule 62-V (1993).** Conception et calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **Frank, R (1998).** Fondations Superficielles.Techniques de l'ingénieur, C 246.
- **Gemperline, M.C. (1988).** Centrifuge Modelling of Shallow Foundation, Proc. ASCE Spring Convention, 45-70.
- **Georgiadis, K.(2010).** Undrained Bearing Capacity of Strip Footings on Slopes. Geotechnical Engineering,ASCE. 136, 677-685.
- **Graham, J., Andrews, M. et shields, D.H. (1987).** Stress Characteristics for Shallow Footings in Coesionless Slopes. Canadian Geotechnical Journal. 25, 238-249.
- **Kusakabe, O., Kimura, T., et Yamaguchi, H. (1981).** Bearing Capacity of Slopes Under Strip Loads on the Top Surfaces. Soils Found., 21, 29-40.
- **Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R. et Mellas, M. (2010).** Etude Numerique De La Capacite Portante D'une Fondation Filante Au Bord D'une Pente. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur.
- **Meyerhof, G .G. (1963).** Some Recent Research On The Bearing Capacity Of Foundations. Canadian Geotechnical Journal, 1, 16–26.
- **Meyerhof, G.G. (1957).** The Ultimate Bearing Capacity of Foundation on Slopes, Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. I, 384-386.
- **Narita, K. et Yamaguchi, H. (1990).** Bearing capacity analysis of foundations on slopes by use of log-spiral sliding surfaces.Soils Found 30, 144–152.
- **NF P 94-110,** pour l'essai pressiométrique.
- **NF P 94-113,** pour l'essai de pénétration statique.
- **Saran S., Sud V.K. et Handa, S.C. (1989).** Bearing Capacity of Footings Adjacent to Slopes. Geotechnical Engineering,ASCE. 115, 553-573.

Références bibliographiques

- **Shields, D., Chandler, N. et Gamier J (1990).** Bearing Capacity Of Foundations In Slopes. Geotech Engrg, ASCE. 116, 528-537
- **Shields, D.H., Scott, J.D., Bauer, G.E., Deschenes, J.H. et Barsvary A.K. (1977).** Bearing Capacity of Foundation near Slopes. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan. 2, 715-720
- **Sieffert. J.G. et Bay-Gress. Ch. (2000).** Comparison of European bearing capacity calculation methods for shallow foundations. Civil Engineering and Geotechnical Engineering. 143, 65-74.
- **Terzaghi, K. (1943).** Theoretical Soil Mechanics. John Wiley. New York
- **Vesic, AS (1973).** Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99, 45-73.