

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



Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
Faculté de Technologie
Département de Génie civil



Thèse

Préparée au sein du (Laboratoire De Recherche En Hydraulique Appliquée)

Présentée pour l'obtention du diplôme de :
Doctorat en Sciences en Génie civil
Option : Géotechnique

Sous le Thème :

**Analyse numérique du comportement des fondations
superficielles situées sur une bicouche granuleuse en pente**

Présentée par :

MAZOUZ BADIS

Devant le jury composé de :

M^r. LAHBARI Nouredine
M^r. ABBECHE Khelifa
M^r. MESSAST Salah
M^r. BELAGRAA Larbi
M^r. MERDAS Abdelghani

Prof.
Prof.
Prof.
MCA
MCA

Université de Batna 2
Université de Batna 2
Université de Skikda
Université de M'sila
Université de Sétif

Président
Rapporteur
Examineur
Examineur
Examineur

2020

Remerciements

Louanges à Dieu pour m'avoir aidé à compléter ce modeste travail.

Je tiens à remercier chaleureusement mon encadreur, Monsieur Khelifa Abbeche, professeur au département de Génie Civil, Université de Batna 2. Pour son aide et son encadrement, ses encouragements et surtout sa compréhension durant toute la période de préparation de cette thèse.

J'adresse mes remerciements au président de jury Mr LAHBARI Nouredine, Professeur à l'Université de Batna 2, ainsi qu'aux examinateurs Mr. MESSAST Salah, Professeur à l'Université de Skikda, Mr. BELAGRAA Larbi Maitre de conférence classe -A- à l'Université de M'sila et Mr. MERDES Abdelghani Maitre de conférence classe-A- à l'Université de Sétif d'avoir accepté d'examiner, d'évaluer et d'enrichir ce travail.

Ainsi je remercie du fond de mon cœur ma mère, ma femme, mes enfants et toute ma famille pour leurs sacrifices, leur soutien moral et l'encouragement qu'ils m'ont accordé. Je leur souhaite tout le bonheur qu'ils méritent.

Enfin, mes sincères reconnaissances et gratitude à toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Résumé :

Dans la pratique, l'existence d'une semelle filante sollicitée par des charges verticales excentrées et/ou centrées reposant sur un sol multicouche, au voisinage d'un talus, est un cas fréquent de la mécanique des sols. Par ailleurs, peu de travaux ont traité le cas des fondations superficielles ayant différentes géométries et reposant sur une bicouche granuleuse en pente.

Le présent travail est consacré à l'étude expérimentale et numérique d'une semelle filante soumise à une charge centrée et/ou excentrée reposant sur un sol homogène purement frottant au bord d'une pente, complétée par l'analyse numérique du comportement d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée reposant sur une bicouche granuleuse en tête d'une pente. L'étude expérimentale est menée au laboratoire au moyen d'un banc d'essai conçu spécialement pour cette étude. Par ailleurs, l'analyse numérique est basée sur l'approche des éléments finis, utilisant ainsi le code de calcul Plaxis. Parallèlement, les effets des paramètres sur la capacité portante ont été également étudiés, tels que le rapport de contrainte de cisaillement drainé ϕ_1/ϕ_2 , l'épaisseur normalisée de la couche supérieure du sable h_1/B , la distance relative d/B entre le bord du de la fondation et la crête du talus et l'angle de la pente β .

Les résultats obtenus confirment que la position de l'excentricité de la charge par rapport à la crête du talus a un effet significatif sur la capacité portante. En effet, celle-ci devient plus grande lorsque l'excentricité est située loin de la crête de la pente. Ainsi, la capacité portante d'une semelle soumise à une charge centrée ($e/B=0$) est supérieure à celle de la même semelle soumise à une charge excentrée ($e/B=0.1$). On note aussi que la variation de la capacité portante dépend énormément de l'épaisseur et de la résistance de la première couche. En outre, les résultats obtenus à partir de la présente étude sont en bon accord avec ceux de la littérature.

Mots clés : capacité portante, sol bicouche, semelles filantes, modèle expérimental, modélisation numérique, pente.

Abstract

In practice, the existence of strip footing under vertical eccentric and / or central loading located on a multilayer soil, approximately a slope is a frequent case of soil mechanics. Furthermore, there are few research have been conducted in the case of shallow foundations with different geometries and stay near a dry multilayer sand slope. The present study focused to the experimental investigations and numerical analyses of strip footing under vertical central or eccentric loading resting near homogeneous dry sand slope, this analysis complemented by the numerical analyses of the behavior of strip footing under vertical eccentric loading stay on a dry multilayer sand slope. Laboratory model tests were conducted using a test tank designed especially for this study. Furthermore, the numerical analysis based on the finite element method, using software Plaxis 2D. At the same time, the effects of the parameters on the bearing capacity have also been conducted such as; the ratio ϕ_1/ϕ_2 of drained shear stress, the normalized thickness of the upper layer of sand $h1/B$, the normalized distance d/B between the edge of the foundation and the crest of the slope and the slope angle β .

These results confirm that the position of the eccentric loading compared to the crest of the slope has a significant effect on the bearing capacity. In fact, this becomes larger when strip footing is located far from the crest of the slope. In addition, the bearing capacity of strip footing subjected to a vertical central loading ($e/B = 0$) is greater than that of the same footing under vertical eccentric loading ($e/B > 0.1$). It is also noted the reason that the variation of the bearing capacity depends a great deal on the thickness and the resistance of the first layer. In addition, the results obtained from the present study are in good agreement with previous literature finding.

Keywords: bearing capacity, multilayer soil, strip footings, experimental model, numerical analyses, slope.

ملخص

في الممارسة العملية، فإن وجود اساس شريطي يقع على أرضية متعددة الطبقات بالقرب من سطح منحدر ومعرض لأحمال عمودية مركزية وغير مركزية هو حالة شائعة في ميكانيك التربة. علاوة على ذلك، فانه توجد دراسات قليلة تناولت حالة الاساسات السطحية التي لها أشكال هندسية مختلفة وترتكز على طبقة ثنائية رملية بالقرب من المنحدر. يكرس العمل الحالي للدراسة التجريبية والنمذجة الرقمية لأساس شريطي يرتكز على تربة احتكاكية متجانسة مجاور لقمة سطح منحدر ومعرض لحمولة مركزة وغير مركزة، ويكملها التحليل الرقمي لسلوك اساس شريطي معرض لحمل عمودي يستقر على طبقة ثنائية رملية على قمة منحدر. أجريت الدراسة التجريبية باستخدام نموذج اختبار مصمم خصيصاً لهذه الدراسة. علاوة على ذلك، يعتمد التحليل الرقمي على طريقه العناصر المنتهية، باستخدام برنامج الحساب Plaxis. تمت أيضاً دراسة تأثيرات عدد معين من العناصر على قدرة التحمل، مثل نسبة إجهاد القص ϕ_1/ϕ_2 ، سمك الطبقة العلوية للرمل h_1/B ، والمسافة النسبية d/B بين حافة الأساس وقمة المنحدر وأخيراً زاوية المنحدر β .

اظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن موضع الانحراف في الحمل بالنسبة إلى قمة المنحدر له تأثير كبير على قدرة التحمل. في الواقع، يصبح أكبر عندما يكون الانحراف بعيداً عن قمة المنحدر. وبالتالي فإن قدرة تحمل الأساس الذي يتعرض للتحميل المتمركز ($e/B=0$) أكبر من قدرة تحمل الأساس تحت تأثير حمل لا مركزي ($e/B=0.1$). ويلاحظ أيضاً أن تباين قدرة التحمل يعتمد بشكل كبير على سمك والخصائص الميكانيكية للطبقة الأولى. بالإضافة إلى ذلك، فإن النتائج التي تم الحصول عليها من هذه الدراسة هي في اتفاق جيد مع تلك الموجودة في البحوث السابقة.

الكلمات المفتاحية: قدرة التحمل، التربة ثنائية الطبقات، اساس شريطي، النموذج التجريبي، النمذجة الرقمية، المنحدر.

Table des matières

Résumé	I
Abstract	II
ملخص.....	III
Table des matières.....	IV
Liste des figures	VIII
Liste des tableaux	XII
Liste des symboles	XIII

Introduction Générale	1
------------------------------------	----------

Chapitre I : capacité portante des fondations superficielles

1. Introduction	4
2. Description du comportement des fondations superficielles.....	4
2.1 Définitions	4
2.2 Types de fondations superficielles	5
Les semelles filantes,.....	5
2.3 Comportement des fondations superficielles sous charge verticale centrée	6
2.4 Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle	6
Soit une fondation	6
2.4.1 Rupture par cisaillement général :.....	7
2.4.2 Rupture par cisaillement localisé :	7
2.4.3 Rupture par poinçonnement :	8
2.5 Conditions de rupture par cisaillement général dans le cas des semelles superficielles filantes Terzaghi (1943)	9
3. Bases conceptuelles des calculs de stabilité	10
3.1 La méthode de l'équilibre limite	11
3.2 La méthode de l'analyse limite	12
3.3 La méthode des lignes de glissement	12
3.4 Les calculs en déformations	13
3.5 Les méthodes dérivées des essais en place.....	14
4. Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles.	14
4.1 La Théorie de Terzaghi (1943).....	14
4.2 La Théorie de Meyerhof (1963)	17
4.3 La Théorie Théorie de Brinche Hansen (1970).....	20

4.4 La théorie de Vesic (1973)	20
5. Critiques générales des méthodes classiques	21
6. Conclusion.....	23

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

1. Introduction	24
2. Effet de la pente sur la portance d'une semelle filante sous charge verticale	24
2.1 Etudes expérimentales	25
2.1.1 Les essais en vraie grandeur :	25
2.1.2 Les essais sur modèles centrifugés	27
Bakir (1993)	30
2.1.3 Les essais sur des modèles réduits	31
2.2 Etudes théoriques	33
2.2.1 Solution de Meyerhof (1957).....	33
2.2.2 Solution de Hansen (1970) et Vesic (1975).....	35
2.2.3 l'approche d'équilibre limite et d'analyse limite.....	35
Saran et al. (1989)	35
2.2.4 Solution des efforts caractéristiques	37
3. Etude numérique	38
3.1 Shiao et al (2008)	38
3.2 Georgiadis (2009).....	40
3.3 Mabrouki et al	41
4. Fondation sur un milieu hétérogène.	42
4.1 Différents types de disposition des couches.....	42
4.1.1 Fondations supportées par une couche de sol au-dessus d'une base rigide.....	42
4.1.2 Semelle sur une bicouche argileuse anisotrope saturée	47
4.1.3 Fondation sur une couche de sol raide surmontant un sol mou	49
Cas I : Capacité portante d'une couche de sable dense sur une argile molle saturée.....	52
Cas II : Capacité portante d'une couche de sable dense sur une couche de sable lâche	54
Cas III : Capacité portante d'une couche d'argile raide ($\phi_1=0$) recouvrant une argile molle ($\phi_2=0$)	56
5. Conclusion.....	57

Chapitre 3 : Lois de comportement et modélisation numérique

1. Introduction	59
2. Lois de comportements	59
2.1 Comportement élastoplastique	60
2.2 Modèle élastique linéaire	62
2.3 Exemples des modèle élastoplastique	64
2.4 Modèle de Mohr-Coulomb.....	65
3. Présentation des codes de modélisation numérique plaxis.....	68

3.1 Domaine d'application	68
3.2 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis	68
4. Modelisation des fondations superficelles	69
5. Modelisation du sol et de la fondation sans les structures	69
5.1 Cas d'une fondation a la géométrie complexe	70
5.2 Cas d'une fondation rigide	70
5.3 Cas d'une fondation souple	70
5.4 Conseil pour la réalisation des maillages de fondation superficielle	71
6. Conclusion.....	73

Chapitre 4 : Etude expérimentale de la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur un sable en pente et soumise à une charge excentrée

1. Introduction	74
2. Matériaux, Matériels	75
2.1 Le banc d'essai.....	75
2.2 Sable	76
2.3 Dispositif de chargement et mesure	78
2.4 Modèle de la semelle	78
3. Préparation du sol.....	79
4. Programme des essais.....	80
5. Analyse des résultats et discussions	82
6. Effet de l'emplacement de l'excentricité de la charge par rapport à la face de la pente	86
7. Effet de la distance entre la fondation et la crête du talus.....	87
8. Mécanisme de rupture	87
9. Conclusions	91

Chapitre 5 : Analyse numérique de la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sable en pente et soumise à une charge excentrée et/ou centrée

1. Introduction	93
2. Procédure de la simulation numérique	93
2.1 La géométrie du modèle.....	94
2.2 Caractéristiques des matériaux.....	94
2.2.1 Caractéristiques du massif de sol	94
2.3 Génération du maillage	95
2.4 Conditions initiales.....	96
2.4.1 Les pressions interstitielles.....	96
2.4.2 Les Contraintes Initiales.....	96
2.5 Procédure de calculs :.....	97
3. Analyse des résultats et discussions	99

3.1 Effet de la distance de la fondation à la crête du talus	102
3.2 Coefficient réducteur de portance	102
3.3 Effet de la position de l'excentricité par rapport à la face du talus	103
3.4 Coefficient de réduction de l'excentricité	104
4. Mécanismes de rupture.....	105
5. Conclusion.....	108

Chapitre 6 : Analyse numérique du comportement des fondations superficielles situées sur une bicouche granuleuse en pente.

1. Introduction	110
2. Procédure de la simulation numérique	110
2.1 La géométrie du modèle.....	110
2.2 Propriétés des couches de sols	111
2.3 Paramètres d'essais	112
2.4 Maillage et condition aux limites	112
3. Résultats et discussion.....	113
3.1 Effets de la stratification du sol.....	114
3.1.1 Cas1 : $\varphi_1 / \varphi_2 < 1$	114
3.1.2 Cas 2 : $\varphi_1 / \varphi_2 > 1$	115
3.2 Effet de l'angle d'inclinaison de la pente β	116
4. Mécanisme de rupture	117
5. Conclusion.....	120
Conclusion générale.....	121
Références bibliographiques	123

Liste des Figures

Figure 1.1 Un schéma d'une fondation superficielle.	5
Figure 1.2 Types de fondations superficielles.....	6
Figure 1.3 Courbe de chargement d'une fondation superficielle (Frank 1999).	6
Figure 1.4 Mécanisme de rupture du sol sous une fondation superficielle Vesić (1973).	7
Figure 1.5 Variation des mécanismes de la rupture des fondations en fonction de la densité relative et de la profondeur D_f/B Vesić (1973).	9
Figure 1.6 Surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle filante rigide d'après Terzaghi (1943).	10
Figure 1.7 Principe de superposition de Terzaghi.	15
Figure 1.8 la surface de rupture modifiée d'un sol supportant une fondation à la charge limite.	16
Figure 1.9 Les lignes de glissement pour une fondation superficielle rugueuse, D'après Meyerhof (1951).	18
Figure 1.10 Mécanisme de rupture pour le calcul de N_γ d'après Lundgren et Mortensen (1953).	20
Figure 1.11 Schéma de Gorbunov d'après Costet et Sanglerat (1983).	21
Figure 2.1 Expérimentation de Shield et al (1977) et Bauer (1981), (a) $B=3m$ (b) $B=6m$	26
Figure 2.2 Courbes d'isovaleurs des facteurs de portance $N_{\gamma cq} = 2q_u/\gamma B$ (Shields et al. 1977).	27
Figure 2.3 Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de d/B d'après les essais de Shield et Bauer (1977).	27
Figure 2.4 Mécanisme de rupture, d'après (Garnier et al. 1988).	28
Figure 2.5 Configurations testées par Gemperline (1988).	29
Figure 2.6 Contour de portance obtenue par l'équation de Gemperline (1988).	30
Figure 2.7 Evolution des coefficients réducteur de portance en fonction de d/B D'après Gemperline (1988).	30
Figure 2.8 Schémas de ruptures observées par Bakir (1993).	31
Figure 2.9 Dispositif expérimental de Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).	32
Figure 2.10 Effet de la pente sur la portance en bord de talus, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).	32
Figure 2.11 Evolution du coefficient de portance en fonction d/B , D'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).	32
Figure 2.12 Schémas de rupture obtenue, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).	33
Figure 2.13 Surface de rupture ; (a) semelle rugueuse sur la pente ; (b) semelle rugueuse située à proximité d'une pente, d'après Meyerhof (1957).	33

Figure 2.14 Variation des facteurs de portance en fonction de l'angle β , dans le cas d'une semelle rugueuse située à proximité d'une pente ; (a) facteur de portance $N\gamma q$; (b) facteur de portance $Nc q$ d'après Meyerhof (1957).	34
Figure 2.15 Variation des facteurs de portance en fonction β , dans le cas d'une semelle rugueuse posée sur la pente ; (a)facteur de portance $N\gamma q$; (b) facteur de portance $Nc q$, d'après Meyerhof (1957).	34
Figure 2.16 Schéma du mécanisme de rupture pour (a) : $D/B > 0$; (b) $b/B > 0$, d'après Graham et Hovan (1988).	37
Figure 2.17 Les valeurs théoriques de $N\gamma q$, ($D_f / B = 0$), d'après Graham et al (1988).	37
Figure 2.18 Les valeurs théoriques de $N\gamma q$ ($D_f / B = 0,5$), d'après Graham et al (1988).	38
Figure 2.19 Les valeurs théoriques de $N\gamma q$, ($D_f / B = 1$), d'après Graham et al. (1988).	38
Figure 2.20 Définition du problème, d'après Shiau et al. (2008).	39
Figure 2.21 Contour de déplacement pour différente distance de la fondation D/B , D'après Shiau et al.	39
Figure 2.22 Contour de déplacement pour différente distance de la fondation D/B ,	39
Figure 2.23 Maillage pour une semelle filante au bord d'une pente, d'après Georgiadis (2009).	40
Figure 2.24 Modes de rupture, d'après Georgiadis (2009).	40
Figure 2.25 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).	41
Figure 2. 26 Comparaison des résultats de i_{β} dans le cas $d/B = 0$, et $\beta = 26,6^\circ$.	42
Figure 2.28 Variation de D/B avec l'angle de frottement pour (Nc et Nq) Das BM (2017).	44
Figure 2.29 Variation de D/B avec l'angle de frottement (pour $N\gamma$) Das BM (2017).	44
Figure 2.30 Facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon $N'c$ [eq(2.18)].	45
Figure 2.31 Facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon $N'q$ [équation (2.18)].	45
Figure 2.32 Facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon $N\gamma'$ [équation (2.18)].	46
Figure 2.33 Variation de m_1 (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié [équation (2.20)].	46
Figure 2.34 Variation de m_2 (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié [équation (2.21)].	47
Figure 2.35 Comparaison entre les valeurs expérimentales et théoriques de $N\gamma'$ (Das BM 2017).	47
Figure 2.36 Semelle filante sur couche argileuse anisotrope (Das BM 2017).	48
Figure 2.37 Hypothèses de calcul de $Nc(L)$ pour une semelle filante sur un bicouche (Das BM 2017)	49
Figure 2.38 Fondation filante rigide sur une couche de sol dense surmontant une argile molle.	50
Figure 2.39 Variation de K_s avec ϕ_1 et q_2/q_1 - théorie de Meyerhof et Hanna (1978).	51
Figure 2.40 Fondation filante rigide sur bicouche de sol (H/B est relativement faible) Das BM (2017).	51
Figure 2.41 Analyses de variation de δ / ϕ_1 avec q_2/q_1 et ϕ_1 de Meyerhof et Hanna (1978) (pour sable dense sur argile molle).	53
Figure 2.42 Analyse du coefficient de cisaillement local du sable dense sur argile molle de Meyerhof	54

Figure 2.43 Hypothèse de Hanna pour la variation de δ avec profondeur pour la détermination de K_s	55
Figure 2.44 Analyse de Hanna - variation de δ/ϕ_1	56
Figure 2.45 Analyse de Hanna - variation de K_s pour le sable plus fort sur le sable plus faible.....	56
Figure 2.46 Analyse de Meyerhof et Hanna pour la variation de c_a/c_1 avec c_2/c_1	57
Figure 3.1 Courbe contrainte – déformation.....	60
Figure 3.2 Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.....	61
Figure 3.3 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.....	61
Figure 3.4 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.....	62
Figure 3.5 Loi de comportement élastique linéaire.....	62
Figure 3.6 Détermination des caractéristiques élastiques, (a) Module de Young, b-Coefficient de Poisson.....	64
Figure 3.7 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	65
Figure 3.8 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	66
Figure 3.9 Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb.....	67
Figure 3.10 Dimensions conseillées pour le maillage d'une fondation superficielle ^[52]	72
Figure 4.1 Schéma de banc d'essai.....	75
Figure 4.2 Courbe granulométrique du sable utilisé.....	76
Figure 4.3 Courbe intrinsèque du sable utilisé.....	77
Figure 4.4 Schéma des dispositifs de chargement.....	78
Figure 4.5 Vue de la semelle utilisée avec les points d'application de la charge.....	79
Figure 4.6 Procédures pour la construction de la pente de sable.....	80
Figure 4.7 Convention de signe, (1) charge centrée, (2) charge excentrée positive et.....	81
Figure 4.8 Méthode des lignes de tangentes pour la détermination de la capacité portante pour.....	82
Figure 4.9 Courbe chargement-tassement d'une semelle filante soumise aux différentes charges excentrées.....	84
Figure 4.10 Facteur de réduction i_e en fonction du rapport de l'excentricité e/B	86
Figure 4.11 Variation de l'intensité de la charge en fonction de e/B	86
Figure 4.12 Variation de l'intensité de charge en fonction de la densité relative d/B	87
Figure 4.13 Surface de rupture d'une semelle filante soumise à une chargée excentrée sur une pente de sable.....	89
Figure 4.14 Modèles typiques de rupture du sol pour une semelle filante sur une pente de sable.....	91
Figure 5.1 Présentation du modèle numérique.....	94
Figure 5.2 Maillage du modèle numérique.....	96
Figure 5.3 Surfaces non horizontales et stratifications non horizontales.....	97
Figure 5.4 Application du chargement gravitaire.....	97
Figure 5.5 Déformation du massif du sol après génération des contraintes initiales.....	98
Figure 5.6 applications du chargement propre dit.....	98
Figure 5.7 Capacité portante ultime à partir du code Plaxis.....	99
Figure 5.8 Comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux.....	101

Figure 5.9 Variations de la capacité portante en fonction d/B	102
Figure 5.10 variations du coefficient réducteur i_β en fonction de d/B	103
Figure 5.11 Variations de la capacité portante en fonction de e/B	104
Figure 5.12 Variation de i_e avec le rapport d'excentricité e/B	105
Figure 5.13 Mécanisme de rupture correspond aux excentricités, (a) : $e/B = -0,1$;	106
Figure 5.14 Mécanisme de rupture correspond aux excentricités, (a) : $e/B = 0$, (b) : $e/B = -0,1$; avec $d/B = 0,5$	107
Figure 5.15 Mécanisme de rupture correspond aux excentricités, (a) et (b) : $d/B = 0$; (d) et (c) :	107
Figure 5.16 Mécanisme de rupture correspond aux excentricités, (a) : $e/B = -0,2$; (b) : $e/B = -0,2$; (b) : $e/B = -0,30$ et (d) : $e/B = 0,30$; avec $d/B = 3$	108
Figure 6.1 Géométrie du problème.	111
Figure 6.2 Maillage du modèle.	113
Figure 6.3 Variation de la capacité portante en fonction de h_1/B avec $\phi_1/\phi_2 < 1$	115
Figure 6.4 Variation de la capacité portante en fonction de h_1/B	115
Figure 6.5 Variation de la capacité portante en fonction de h_1/B avec $\phi_1/\phi_2 < 1$	116
Figure 6.6 Variation de la capacité portante en fonction de h_1/B avec $\phi_1/\phi_2 > 1$	116
Figure 6.8 mécanisme de rupture Lâche sur dense [$\phi_1/\phi_2 > 1$ et $\beta = 30^\circ$] : (a) $h_1/B = 0.5$; (b) $h_1/B = 1$ et (c) $h_1/B = 1.5$; (d) $h_1/B = 0.5$; (e) $h_1/B = 1$ et $h_1/B = 1.5$	117
Figure 6.8 mécanisme de rupture Lâche sur dense [$\phi_1/\phi_2 > 1$ et $\beta = 30^\circ$] : (a) $h_1/B = 0.5$; (b) $h_1/B = 1$ et (c) $h_1/B = 1.5$; (d) $h_1/B = 0.5$; (e) $h_1/B = 1$ et $h_1/B = 1.5$	118
Figure 6.9 zones plastique au moment de la rupture et incréments des déformations du sol a la rupture : sable dense sur Lâche [$\phi_1/\phi_2 > 1$ et $h_1/B = 0.5$] : (a) $\beta = 15^\circ$; (b) $\beta = 30^\circ$ et (c) $\beta =$ 45°	119

Liste des tableaux

Tableau 1.1 Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi - Equations 1.8, 1.9 et 1.10.....	17
Tableau 2.1 Résultats des essais effectués par Shields et Bauer (Valeurs du facteur de portance N_{ycq}).	26
Tableau 2.2 Tableau 2.2 Résultats des essais de Garnier et al. (1989).	28
Tableau 2.3 facteurs de la capacité portante, Saran et al (1989).....	36
Tableau 2.4 Propriétés géotechniques du sable utilisé.	77
Tableau 2.5 Paramètres et programme des essais expérimentaux réalisés.	81
Tableau 2.6 Valeur de la capacité portante ultime pour différents cas de l'excentricité.	83
Tableau 2.7 Valeur du coefficient de minorité i_e pour différents cas de l'excentricité.	85
Tableau 3.1 Relations entre les paramètres de l'élasticité linéaire isotrope (Dias, 1999).....	63
Tableau 3.2 Valeurs du module d'Young et du coefficient de Poisson pour quelques matériaux de génie civil, d'après Mestat (1993).	64
Tableau 4.1 Propriétés géotechniques du sable utilisé.	88
Tableau 4. 2 Paramètres et programme des essais expérimentaux réalisés.....	92
Tableau 4. 3 Valeur de la capacité portante ultime pour différents cas de l'excentricité.	94
Tableau 4. 4 Valeur du coefficient de minorité i_e pour différents cas de l'excentricité.....	94
Tableau 5.1 Propriétés de la couche de sol.	95
Tableau 5.2 Caractéristique de la semelle	95
Tableau 5.3 Valeur de la capacité portante ultime pour différents cas de l'excentricité.	100
Tableau 5.4 Valeurs du coefficient de minorité i_e pour différents cas de l'excentricité.....	101
Tableau 6. 1 Propriétés des couches des sols.	124
Tableau 6.2 valeurs de la capacité portante.....	126

Liste des symboles

B	Largeur de la fondation
c	Cohésion du sol
D_f	Encastrement de la fondation.
h_1	Epaisseur de la première couche du sol.
q	Charge
q_u	Capacité portante ultime.
q_{adm}	Capacité portante admissible.
D_r	Densité relative.
Q_u	La charge limite
S_c, S_q, S_γ	Coefficients de forme
d_q, d_γ	Coefficients de profondeur
I_D	L'indice de densité
i_β	facteur de réduction de la capacité portante
N_s	Le facteur de stabilité du talus ;
H	La hauteur du talus.
K_s	Le coefficient de résistance au cisaillement par poinçonnement
i_e	Coefficient minorateur de portance
EA	Rigidité normale
EI	Rigidité de flexion
E	Module d'Young.
d/B	Rapport de dimensions
G_u	Module de cisaillement ultime
G	Module de cisaillement
D_r	Densité relative
K_0	Coefficient des terres au repos
N_c	Terme de cohésion

N_q	Terme de profondeur
N_γ	Terme de surface
γ	Poids volumique du sol
δ_u	Déplacement unitaire
ε	Déformation
τ	Contrainte de cisaillement (tangentielle).
ν	Coefficient de Poisson.
σ	Contrainte
σ_n	Contraintes normales
φ	Angle de frottement interne du sol
φ_u	Angle de frottement ultime
ψ	Angle de dilatance du sol
S	Tassement

Introduction Générale

La construction d'une fondation est l'une des plus anciennes activités du bâtiment et des travaux publics, à ce jour, l'étude des fondations reste l'une des préoccupations de la géotechnique. Selon la capacité du sol ou de la roche à supporter les structures (bâtiments, usines, barrages, ponts etc...), les fondations peuvent être superficielles ou profondes. Le calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle est un sujet d'importance et d'intérêt en ingénierie géotechnique. On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximale qui peut être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol.

Il existe une littérature importante analysant la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sol à surface horizontale selon diverses méthodes (expérimentales, numériques et théoriques)

Cependant, certaines fondations sont placées sur ou près des pentes ou des excavations, telles que les routes dans les régions montagneuses, les semelles de tours pour les lignes de transport d'électricité et les culées de ponts. En effet, la capacité portante des semelles filantes est affectée d'une manière significative par la présence de pentes qui nécessite une attention particulière. Cependant, l'effet de la pente sur la capacité portante d'une semelle filante a été étudié expérimentalement, à l'aide des essais à grande échelle (Shields et al., 1977 ; Bauer et al., 1981), puis en centrifugeuse (Bakir, 1993 ; Gemperline; 1988 ; Terashi et Kitasume, 1987), ensuite sur modèles réduits (Giroud et Tran-Vo-Nhiem, 1971 ; Lebègue, 1973). En outre, de nombreuses méthodes analytiques et numériques ont été proposées pour étudier la capacité portante des semelles adjacentes aux pentes (Acharyya et Dey, 2017 ; Castelli et Motta, 2010 ; Choudhury et Subba Rao, 2006 ; De Buhan et Garnier, 1998 ; Graham et al., 1988 ; Keskin et Laman, 2013 ; Kusakabe et al., 1981 ; Mabrouki et al., 2010 ; Saran et al., 1989). Ces études expérimentales et théoriques indiquent que la capacité portante est en fonction de l'angle de la pente et de la distance de la fondation à la crête de la pente.

Toutes les études mentionnées précédemment portaient sur l'analyse de la capacité portante des semelles reposant sur un sol homogène en pente. En réalité, les sols sont de nature stratifiés ayant des propriétés physiques et mécaniques différentes à cause des processus de formations géologiques. Il est donc nécessaire d'inclure l'effet de la stratification du sol dans l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles. De nombreuses méthodes ont été utilisées pour évaluer la capacité portante des semelles filantes reposant sur un sol bicouche à surface horizontale. Parmi ces méthodes, il y'a lieu de citer : la méthode d'équilibre limite (Meyerhof, 1974), l'approche d'analyse limite (Merifield et al., 1999 ; Michalowski and Shi, 1995 ; Shiao et al., 2003), l'approche semi-empirique (Hanna and Meyerhof, 1980 ; Meyerhof and Hanna, 1978), et la méthode des éléments finis (Hanna and Meyerhof, 1980 ; Meyerhof and Hanna, 1978).

Bien que, les travaux fournis par la littérature antérieure, portant sur la capacité portante ultime des semelles placées sur une bicouche à proximité de pentes ne sont pas suffisamment explorés. On peut citer les travaux de Qian et al. (2014) qui ont évalué la stabilité des pentes de sol à deux couches purement cohérentes avec l'utilisation de FELA (finite-element upper and lower bound limit analysis). Puis Jiao et al. (2015) ont adopté une analyse cinématique fondée sur la discrétisation afin d'étudier la capacité portante d'une pente de sol saturée et non homogène. Plus tard, Qin et Chian (2017) ont estimé la stabilité d'une pente à deux niveaux dans des sols stratifiés en utilisant une analyse cinématique.

Malgré les développements des recherches citées ci-dessus, très peu d'informations sont disponibles sur la capacité portante des semelles filantes placées sur une bicouche granuleuse à proximité des pentes, ce qui est la considération de la présente recherche.

La présente thèse est scindée en six chapitres principaux :

- Le premier chapitre : est consacré à une synthèse bibliographique de la capacité portante des fondations superficielles en énumérant la définition des fondations superficielles, leur fonctionnement et la présentation des différentes méthodes de leurs calculs ainsi que les différents mécanismes de rupture et les approches d'estimation de la portance des sols stratifiés en bicouche. Des cas particuliers des fondations ont été décrits dans ce chapitre.
- Le deuxième chapitre synthétise les travaux de recherche effectués pour étudier l'influence de la proximité d'une pente sur la capacité portante des fondations superficielles.
- Le troisième chapitre traite la description générale de l'outil de calcul (plaxis2D) ainsi que les modèles de comportement des sols utilisés dans la présente étude.
- Le quatrième chapitre présente l'étude expérimentale d'une semelle filante reposant sur un sol homogène en pente et soumise à des charges centrées et/ou excentrées. La procédure

expérimentale (instrumentation des modèles, la procédure de reconstitution des massifs sableux, réalisation des essais) est présentée ainsi que les résultats des séries d'essais réalisés. Les résultats expérimentaux obtenus ont été comparés aux résultats de la littérature.

- Le cinquième chapitre est dédié à la présentation des résultats obtenus par la modélisation numérique et leur comparaison avec les résultats expérimentaux, dans le cas de la géométrie bidimensionnelle.

- Enfin, le sixième chapitre présente la modélisation numérique pour le cas d'une semelle filante reposant sur une bicouche granuleuse en pente sous chargement vertical centré en conditions de déformations planes. Les résultats numériques sont exposés sous forme de tableaux et de courbes. En effet, la mise en évidence de l'influence de l'épaisseur normalisée de la couche supérieure h_1/B , l'inclinaison de la pente β et l'angle de frottement interne du sol ϕ sur la capacité portante d'une semelle filante rugueuse a été étudiée par conséquent, les mécanismes de rupture liée à l'influence des différents paramètres cités précédemment ont été bien illustrés.

Chapitre I : capacité portante des fondations superficielles

1. Introduction

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination reposant sur un massif de sol doit être effectué par des éléments d'interface appelée fondation. Une fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol sous-jacent les efforts provenant de cet ouvrage. Les fondations sont réalisées pour assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. En effet, la stabilité est assurée quand les efforts provenant des charges extérieures ne dépassent pas la capacité de résistance du sol. La capacité portante q_u d'une fondation soumise à un chargement donné est la contrainte maximale que le sol peut reprendre sans atteindre la rupture. Plusieurs théories ont été proposées pour établir, valider et améliorer les méthodes de calcul. Le présent chapitre résume les travaux les plus importants réalisés jusqu'à présent portant sur le comportement et les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles.

Les cas étudiés dans ce chapitre supposent que le sol supportant la fondation est homogène de surface horizontale et s'étend jusqu'à une grande profondeur au-dessous du fond de fondation. Ils supposent également que la fondation est soumise à une charge verticale centrée.

2. Description du comportement des fondations superficielles

2.1 Définitions

D'après Terzaghi (1943) le terme fondation superficielle s'applique aux fondations dont la largeur B est supérieure ou égale à la profondeur D_f entre la surface du sol et la base de la semelle ($D_f/B < 1$). Si cette condition est satisfaite, on peut négliger la résistance au cisaillement du sol situé au-dessus du niveau inférieur de la semelle. Des études ultérieures ont toutefois suggéré que les fondations ayant une profondeur mesurée à partir de la surface du sol égale à 3 jusqu'à 4 fois leur largeur puissent être définies comme des fondations superficielles.

Soit une fondation de largeur B , de longueur L , encastrée à une profondeur D_f (figure 1.1).

Les fondations peuvent être classées en trois catégories majeures suivant le mode de transmission des charges des constructions aux couches de sol sous-jacentes :

- Une Fondation est dite superficielle si $D_f/B \leq 4$ à 5
- Si $D_f/B \geq 10$ la fondation est dite fondation profonde
- Si $4 \leq D_f/B \leq 10$ la fondation semi-profonde

La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastree. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. Les fondations profondes (pieux et barrettes) reportent, elles, les charges tant dans les couches profondes que dans les couches superficielles qu'elles traversent.

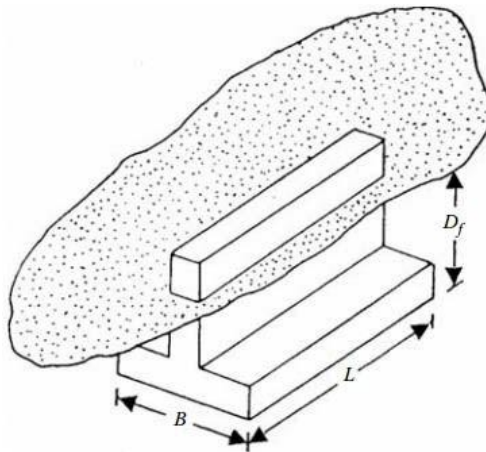


Figure 1.1 Schéma d'une fondation superficielle.

2.2 Types de fondations superficielles

La figure 1.2 présente trois types de fondations superficielles :

Les semelles filantes, placée sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés, généralement de largeur modeste B (au plus quelques mètres) et de grande longueur L , tel que $(L/B > 10)$;

Les semelles isolées, placées sous un poteau, dont les dimensions en plan B et L sont toutes les deux au plus égale à quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B / L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;

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

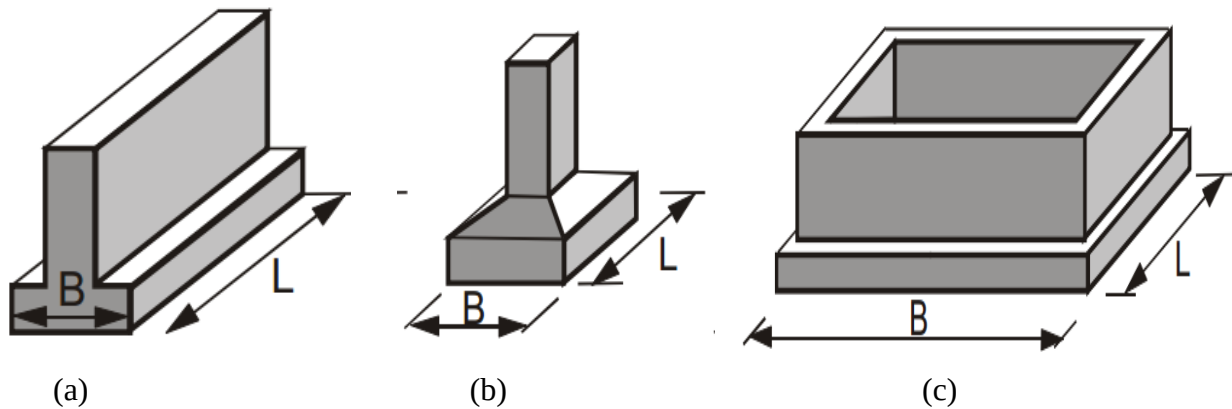


Figure 1.2 Types de fondations superficielles
(a) fondation isolée (b) fondation filante (c) fondation de type radier (Frank 1999).

2.3 Comportement des fondations superficielles sous charge verticale centrée

La Figure 1.3, montre l'évolution du tassement s en fonction de la charge appliquée Q obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle, on observe qu'au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire. Le tassement croît en fonction de la charge appliquée. A partir d'une certaine charge Q_d le tassement n'est plus proportionnel (on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles). On constate également l'existence d'une charge ultime Q_u pour laquelle le sol est poinçonné. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure à la charge ultime Q_u . On peut dire que le tassement n'est plus contrôlé. La charge Q_u est par définition la charge limite qui entraîne la rupture (on parle aussi souvent de charge de rupture ou encore de charge ultime).

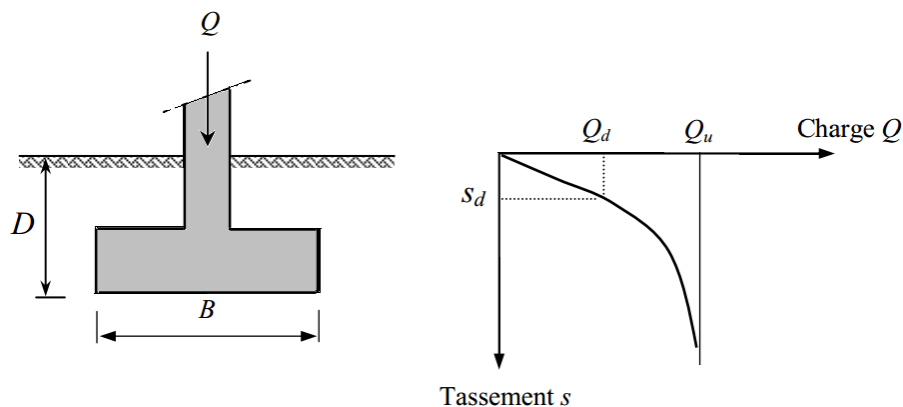


Figure 1.3 Courbe de chargement d'une fondation superficielle (Frank, 1999).

2.4 Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle

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

Les résultats d'essais sur des semelles rigides Vesic (1973) montrent qu'il existe trois mécanismes de rupture différents mobilisant un volume limité de sol, et qui dépendent de la densité du sable, de la taille et de l'enfouissement de la fondation (figure 1.4).

2.4.1 Rupture par cisaillement général :

C'est le cas pour les sols relativement résistants tel qu'un sable dense ou une argile raide (figure 1.4.a), on observe la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement qui débouchent sur la surface du sol. Dans ce cas, on observe un tassement qui croît jusqu'à une valeur limite ($q=q_u$), qui représente la valeur du pic de la contrainte. Par ailleurs, à partir de cette valeur, le tassement continu sans qu'il y ait augmentation dans l'effort, le sol subit alors une rupture brusque par cisaillement.

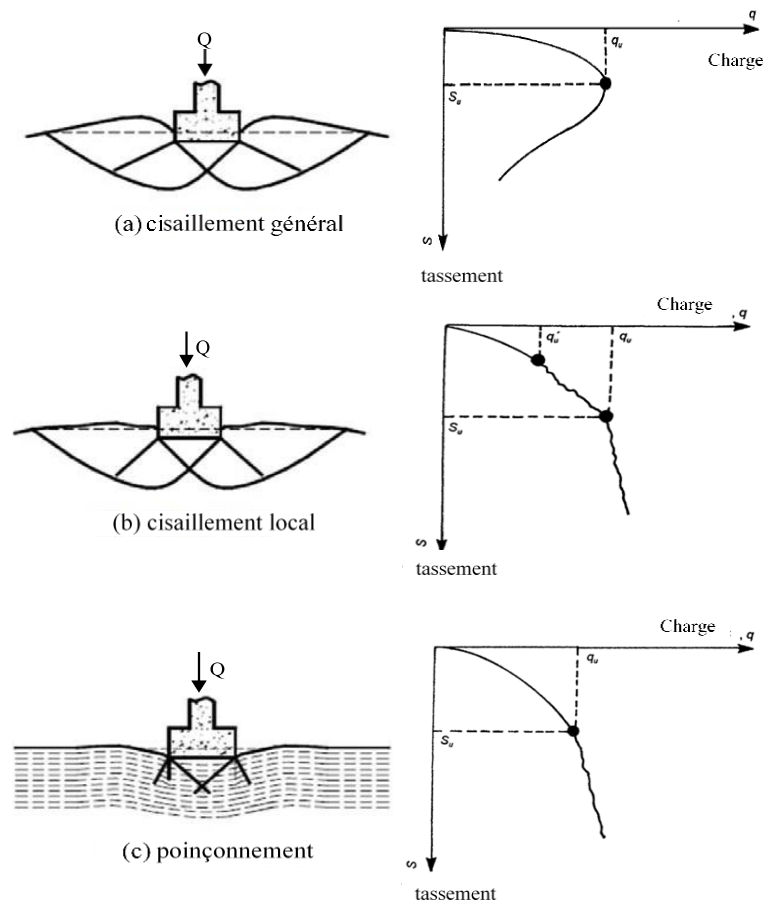


Figure 1.4 Mécanisme de rupture du sol sous une fondation superficielle Vesic (1973).

2.4.2 Rupture par cisaillement localisé :

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

moyenne. Sur la courbe chargement-tassement indiquée sur la (figure 1.4b), on remarque que la valeur de charge q croît avec le tassement jusqu'à $q=q_u'$, qui est appelée la première charge de rupture. Dans ce cas, la surface de rupture développée dans le sol sera comme celle montrée par la courbe continue de la figure (1.4a). Si on augmente encore la charge, la courbe chargement-tassement devient irrégulière et la surface de rupture sera discontinue, comme indiquée sur la figure (1.4b). Quand la valeur de $q=q_u$ (capacité portante limite), la surface de rupture atteint la surface horizontale du sol. Au-delà, la courbe chargement-tassement prend presque une forme linéaire. Ce type de rupture s'appelle rupture par cisaillement localisé. Il est caractérisé par un gonflement du sol au voisinage de la fondation et la surface de rupture ne débouche pas à la surface du sol.

2.4.3 Rupture par poinçonnement :

C'est le cas pour lequel l'assise de la fondation est constituée d'un sable lâche ou d'une argile molle ; D'après la figure 1.4c, on remarque que la fondation pénètre verticalement dans le massif. Dans ce cas, la surface de rupture ne s'étend jamais à la surface du terrain. La courbe de chargement-tassement sera comme celle montrée dans la figure 1.4c. Une valeur maximale de charge par unité de surface, q , n'est jamais observée.

Il est à souligner que la nature du mécanisme de rupture de sol est fonction de plusieurs facteurs tels que la rigidité, la compressibilité relative du sol de fondation, la profondeur relative de la fondation D_f/B , et le rapport de la largeur à la longueur (B/L) de la fondation. Ceci a été clairement expliqué par Vesic (1973) qui a conduit des essais réalisés sur modèle réduit au laboratoire dans le cas d'un sable. La figure 1.5 présente la nature des mécanismes de rupture des semelles circulaires et filantes en fonction de la densité relative Dr du sol, la profondeur des fondations et le rayon hydraulique.

$$R = \frac{A}{P} \quad (1.1)$$

Où :

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

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

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

De la figure 1.5 on peut remarquer que, quand $D_f/B \geq 9$, la rupture par poinçonnement se présente pour tous les cas quel que soit la densité relative ou la compaction du sable.

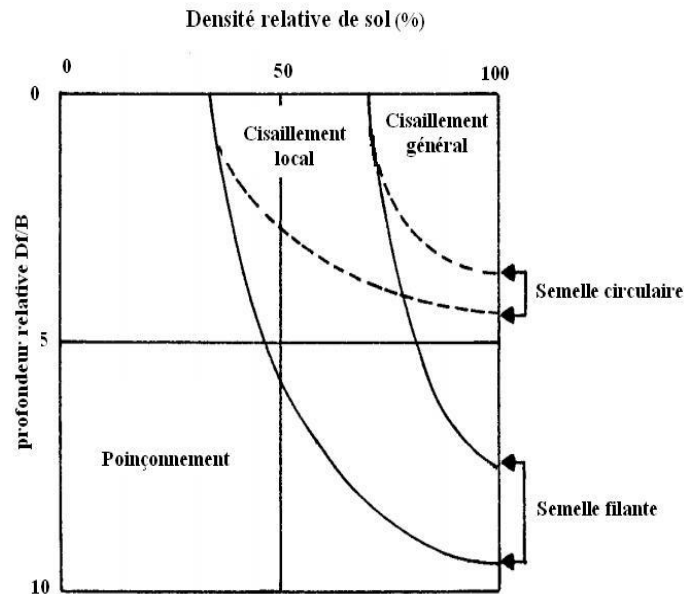


Figure 1.5 Variation des mécanismes de la rupture des fondations en fonction de la densité relative et de la profondeur D_f/B Vesic (1973).

2.5 Conditions de rupture par cisaillement général dans le cas des semelles superficielles filantes Terzaghi (1943)

En (1943), Terzaghi a proposé une théorie bien conçue pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle rigide, continue, avec une base rugueuse supportée par un massif semi-infini limité par une surface horizontale.

Terzaghi a supposé que le sol de densité apparente γ , au-dessus du niveau de la base de la semelle peut être remplacé par une surcharge $q = \gamma D_f$; cette hypothèse simplifie considérablement le problème. Si on remplace le sol, de densité apparente γ , situé au-dessus du niveau inférieur de la semelle par une surcharge unitaire $q = \gamma \cdot D_f$, la base de la semelle se présente comme une bande chargée de largeur uniforme B supportée par un sol homogène d'assez grande profondeur.

La surface de rupture dans le sol pour une charge ultime q_u supposée par Terzaghi est présentée sur la figure 1.6. D'après cette figure, la zone de rupture dans le sol sous la fondation peut être divisée en trois zones principales, à savoir :

- Zone abc : c'est la zone triangulaire élastique située immédiatement sous la fondation. L'inclinaison des faces ac et bc du coin avec l'horizontale est l'angle $\alpha = \varphi$ (angle de frottement du sol).
- Zone bcf : Cette zone est dite la zone de cisaillement radial de Prandtl.
- Zone bfg : Cette zone est dite la zone passive de Rankine. Les lignes de glissement de cette zone font un angle de $\pm (45 - \varphi/2)$ avec l'horizontale.

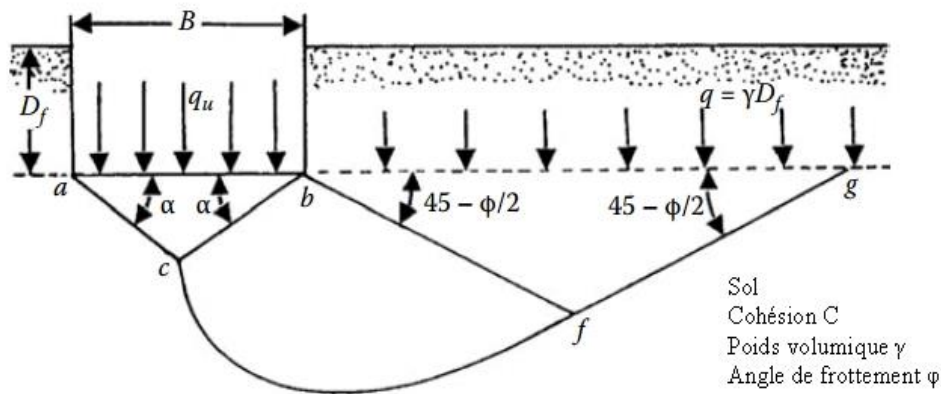


Figure 1.6 Surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle filante rigide d'après Terzaghi (1943).

Il est à noter que la zone de cisaillement radial 2, et la zone passive de Rankine 3 existent aussi à gauche du triangle élastique (zone abc).

La ligne cf est un arc spiral logarithmique et définie par l'équation :

$$r = r_0 e^{\theta \tan \varphi} \quad (1.2)$$

Les lignes bf et fg sont des lignes droites. La ligne fg continue effectivement jusqu'à la surface horizontale.

La contrainte de cisaillement τ dans le sol, elle est exprimée par l'équation suivante :

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan(\varphi) \quad (1.3)$$

Où :

- σ ; la contrainte effective normale
- c ; cohésion
- φ ; angle de frottement

3. Bases conceptuelles des calculs de stabilité

La stabilité des fondations superficielles peut être analysée par cinq méthodes différentes :

- analyse d'équilibre limite,
- analyse limite,
- calculs en déformations
- corrélations avec des essais en place.
- méthodes dérivées des essais en place

3.1 La méthode de l'équilibre limite

L'analyse d'équilibre limite applique des principes de base de la mécanique des matériaux et des structures qui étaient utilisées en génie civil avant l'invention de la plasticité et même de l'élasticité. Les équilibres de forces découlent des travaux de Galilée (1638) et Newton (1687) qui ont vu leur première application géotechnique dans les travaux de Coulomb (1773) et de son prédécesseur Couplet (1727).

L'idée est que tout solide ou toute partie de solide en équilibre (comme l'est un ouvrage géotechnique avant la rupture) est soumis(e) à un système de forces et moments en équilibre. La référence aux parties de solides en équilibre permet de raisonner aussi sur les forces internes, donc sur les contraintes, et de définir deux principes :

- Les charges (forces et moments externes, forces internes) appliquées à un solide en équilibre doivent être équilibrées (forces et moments résultants égaux à zéro) ;
- Les forces internes ou contraintes doivent être inférieures ou égales à la résistance des sols et des autres matériaux existant dans le solide considéré.

Avec les concepts et les notations actuels, ces principes peuvent être exprimés par deux ensembles d'équations :

$$\left| \begin{array}{l} \sum F_i = 0 \text{ (Forces)} \\ \sum M_j = 0 \text{ (Moments)} \end{array} \right| \quad (1.4a)$$

$$\text{Charge} \leq \text{Resistance} \quad (1.4b)$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{div} \sigma + f_i = 0 \end{array} \right| \quad (1.5a)$$

$$\left| \begin{array}{l} \sigma \text{ satisfait les conditions aux} \\ \text{limites en forces et contraintes} \\ \text{Contraintes } \sigma \leq \text{Resistance} \end{array} \right| \quad (1.5b)$$

Les équations (1.4a) et (1.4b) s'appliquent aux cas où les sols et les ouvrages sont traités comme des solides soumis à des forces F_i et à des moments M_j . Les équations (1.5a) et (1.5b) s'appliquent dans les cas où l'on utilise la mécanique des milieux continus (contraintes σ et forces volumiques f_i). Dans les deux cas, l'analyse d'équilibre limite définit l'équilibre dans un contexte de stabilité. Les conditions aux limites imposées aux déplacements ne sont pas prises en compte explicitement, mais elles sont intégrées de fait dans la géométrie des blocs dont on analyse l'équilibre.

La formulation de l'analyse d'équilibre limite en termes de contraintes trouve ses précurseurs dans les travaux de Rankine (1856), Caquot (1934) et Frontard (1936). La résolution des équations (1.5a) et (1.5b) a fait l'objet de nombreuses recherches et est facilitée notamment par

la méthode dite des caractéristiques Sokolovskij (1906). L'analyse d'équilibre limite est la méthode d'analyse de stabilité la plus couramment utilisée en géotechnique.

3.2 La méthode de l'analyse limite

L'évolution des concepts de la mécanique depuis le 18^{ème} siècle a permis le développement d'une autre stratégie d'analyse de stabilité appelée « analyse limite ». L'analyse limite utilise notamment les concepts de travaux virtuels et d'équilibre statique (Lagrange 1788) et le principe du travail plastique local maximal Drucker et al. 1951. L'analyse cinématique régularisée, qui sera évoquée plus loin, s'appuie de plus sur les travaux de (Moreau 1967 ; Nayroles 1970).

La grande différence entre l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite réside dans la prise en compte de la cinématique des déformations dans l'analyse de la rupture. L'analyse des déformations permet d'une part de raisonner en termes de travail des forces internes et externes, et plus seulement en termes d'équilibres de forces, et d'autre part de tenir compte directement des conditions aux limites sur les déplacements.

L'analyse limite admet que les sols et autres matériaux ont un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulement plastique associée. Notons que cette loi d'écoulement plastique associée n'est en fait utilisée que pour calculer les puissances virtuelles de la déformation du matériau à l'état limite de contraintes. Des présentations détaillées en ont été données par Salençon (1996), Chen (1975). Deux théorèmes limites ont été établis, et qui définissent deux approches des charges limites par valeurs supérieures et par valeurs inférieures Magnan et al. 2004.

3.3 La méthode des lignes de glissement

L'application de la méthode des lignes de glissement est limitée uniquement aux problèmes plans ou axisymétriques où il est possible d'écrire un système de trois équations aux dérivées partielles à trois inconnues ; Dans cette méthode on doit satisfaire les deux équations d'équilibre et la condition imposée par la résistance du sol ; Les trois inconnus sont les éléments du tenseur des contraintes.

Le principe de la méthode est la transformation du système initial des coordonnées en coordonnées curvilignes suivant les directions des contraintes de cisaillement maximales.

Massau (1899) a utilisé la méthode de la transformation en coordonnées curvilignes, pour établir la forme des champs de contraintes admissibles du sol. D'autre part, Kötter (1903) a formulé le système des équations aux dérivées partielles décrivant le problème plan. Dans le même esprit Reissner (1924) a étudié d'autres configurations de semelles reposant toujours sur un sol

pulvérulent. Par ailleurs, Sokolovskii (1960) a introduit le poids volumique, en utilisant un schéma numérique basé sur la méthode des différences finies.

Salençon et al. (1965) a déterminé la répartition des contraintes autour d'une fondation rugueuse enterrée dans un milieu pulvérulent, homogène et pesant. De plus, on trouve les études de Salençon et Matar (1982) portant sur les fondations filantes et circulaires. Bolton et Lau (1993) ont déterminé les facteurs de portance des semelles filantes et circulaires. Cassidy et Houlsby (2002) ont étudié le facteur de portance N_γ d'une semelle conique.

3.4 Les calculs en déformations

Dans les sols et les roches, la rupture est toujours précédée de déformations, plus importantes et visibles dans les sols, mais aussi présentes dans les roches. La rupture peut être repérée par l'amorce de grands déplacements lors de la rupture des matériaux (ruptures de remblais sur sols mous, glissements de terrain, par exemple), mais aussi par une augmentation des mouvements de terrain, sans instabilité réelle (fondations superficielles et fondations profondes), le cas des soutènements étant intermédiaire (la rupture côté poussée est généralement confinée et la rupture côté butée est la vraie cause de l'instabilité).

La rupture peut donc être définie en termes de déplacements, à condition de savoir calculer des déformations non linéaires et qui se concentrent si nécessaire sur des surfaces de rupture. Il est évident que cette possibilité n'existait pas au début du 20^{ème} siècle et qu'elle n'est offerte que depuis l'avènement du calcul élasto-plastique sur ordinateur, notamment par le calcul en éléments finis.

Les calculs d'équilibre limite et d'analyse limite supposent que l'instabilité ne dépend pas de l'état initial du sol et de sa réponse aux faibles valeurs des charges. Dans les calculs en déplacements, la rupture est au contraire définie sur la courbe de variation des déplacements en fonction de la charge et/ou du temps.

L'approche en déplacements des calculs de stabilité est à la fois la plus naturelle, car elle suit l'évolution des terrains et des ouvrages depuis leur état initial jusqu'à la rupture, et la plus exigeante car elle nécessite de connaître la déformabilité des matériaux en plus de leur résistance.

Les paramètres de déformabilité des sols sont particulièrement sensibles aux conditions de prélèvement des carottes pour les essais de laboratoire et aux conditions d'exécution des essais en place. Mais on rencontre aussi des difficultés pour spécifier l'état initial des contraintes dans le sol, qui conditionne l'étendue de la plage élastique avant d'atteindre le critère de plasticité et le passage à un mode de déformation différent.

Le perfectionnement des outils de calcul de stabilité en déplacements est toutefois une voie d'avenir, notamment pour les ouvrages complexes.

3.5 Les méthodes dérivées des essais en place

Les essais en place (pénétromètre statique et dynamique, scissomètre, essais de pénétration de carottier – SPT, pressiomètre, ...) complètent depuis plus de cinquante ans les essais de laboratoire pour la caractérisation mécanique des sols, notamment pour les sols où l'on ne peut prélever d'échantillons représentatifs. Leurs résultats sont parfois exploités pour obtenir par corrélations ou par transformation analytique des paramètres de résistance utilisables pour l'analyse d'équilibre limite ou l'analyse limite (c_u , c' et φ'). Mais ils sont souvent utilisés directement pour évaluer la charge limite du massif de sol par des formules simples, du type de celle utilisée pour déduire la portance de la pression limite pressiométrique (Ménard) :

$$q_{max} = k(p_1 - p_0) + q_0 \quad (1.6)$$

Ces formules ne font plus référence à un quelconque équilibre de contraintes ou mécanisme de rupture et proviennent en général d'une étude de corrélation entre les résultats d'essai et la portance des massifs de sol. Elles sont souvent complétées par des coefficients correcteurs (d'inclinaison, d'excentrement, d'encastrement, etc.) directement inspirés de l'analyse d'équilibre limite ou d'analyse limite.

4. Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles.

Au cours des dernières années, plusieurs études des problèmes de fondations superficielles ont été proposées pour évaluer la capacité portante des fondations superficielles.

Certains des travaux développés, en supposant que le sol a supporter une fondation de largeur B avec une profondeur D_f soumise à une charge verticale centrée.

4.1 La Théorie de Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) a amélioré la solution proposée par Prandtl (1921), en considérant la rugosité de la fondation et le poids de la zone de rupture. Terzaghi a proposé la première formule générale de la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée. La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance (Figure 1.7) : le premier terme est appelé terme de surface ; il est proportionnel à B et représente la charge limite pour un massif pesant et purement frottant ; le deuxième terme est appelé terme de cohésion ; il est proportionnel à c et représente la charge limite pour un massif frottant et cohérent, mais non pesant ; le troisième terme est appelé terme de surcharge ou de profondeur ; il est proportionnel à

$q + \gamma.D$ et représente la charge limite pour un massif purement frottant, non pesant, chargé latéralement par rapport à la fondation.

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

$$q_u = qN_q + cN_c + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma \quad (1.7)$$

Avec :

q_u : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) ;

γ : poids volumique du sol

q : surcharge verticale latérale à la fondation ;

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

N_γ : terme de surface, relatif à la largeur de la fondation B ;

N_q : terme de profondeur, relatif à l'ancrage de la fondation D ;

N_c : terme de cohésion, relatif à la cohésion du milieu c .

d'après Terzaghi (1943) ces trois facteurs sont déterminés par les expressions suivantes :

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (1.8)$$

$$N_c = \cot\varphi(N_q - 1) \quad (1.9)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}K_{p\gamma}\tan^2\varphi - \frac{\tan\varphi}{2} \quad (1.10)$$

$K_{p\gamma}$ est le coefficient de butée, d'après Cernica (1995) une approximation peut être obtenue par l'expression suivante :

$$k_{p\gamma} = 3\tan^2\left[45 + \frac{\varphi + 33}{2}\right]$$

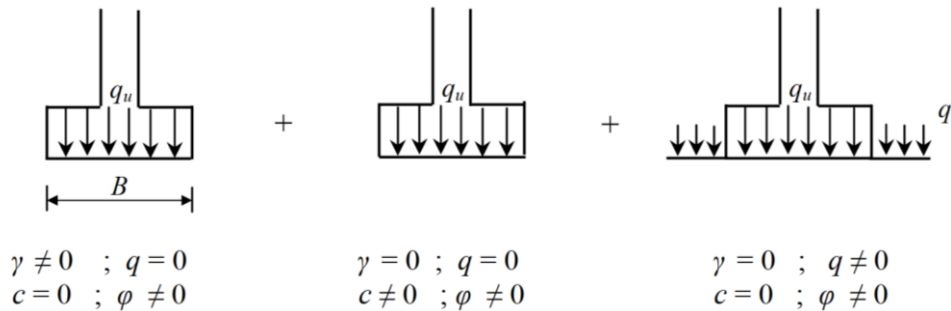


Figure 1.7 Principe de superposition de Terzaghi.

Le tableau 1.1 présente les valeurs des facteurs de la capacité portante en fonction de l'angle de frottement d'après les équations (1.8), (1.9) et (1.10). Les valeurs de N_γ sont obtenues par Kumbhojkar (1993).

Krizek (1965) a suggéré une relation simple des facteurs de la capacité portante de Terzaghi avec un écart maximum de 15%, ils sont comme suivant :

$$N_c = \frac{228 + 4.3\phi}{40 - \phi} \quad (1.11)$$

$$N_q = \frac{40 + 5\phi}{40 - \phi} \quad (1.12)$$

$$N_\gamma = \frac{6\phi}{40 - \phi} \quad (1.13)$$

Les équations (1.8), (1.9) et (1.10) ont été validées pour les angles de frottement $\phi=0^\circ$ à 35° .

Cependant, pour les fondations de forme rectangulaire ou carrée, l'état de déformation plane n'existe pas. Dans ce cas, Terzaghi a proposé les relations qui suivent :

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{semelle rectangulaire,}) \quad (1.14)$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (\text{semelle circulaire}) \quad (1.15)$$

Depuis les travaux de Terzaghi, de nombreuses études expérimentales ont été réalisées pour estimer la capacité portante des fondations superficielles. Il apparaît que les hypothèses de Terzaghi concernant la surface de rupture dans le sol sont dans l'ensemble correctes. Cependant, l'angle α que font les côtés ab et bc du triangle (Figure 1.6) avec l'horizontale est plus proche de $45+\phi/2$ que de ϕ . Dans ce cas, la nature de la surface de rupture dans le sol est montrée sur la figure 1.8.

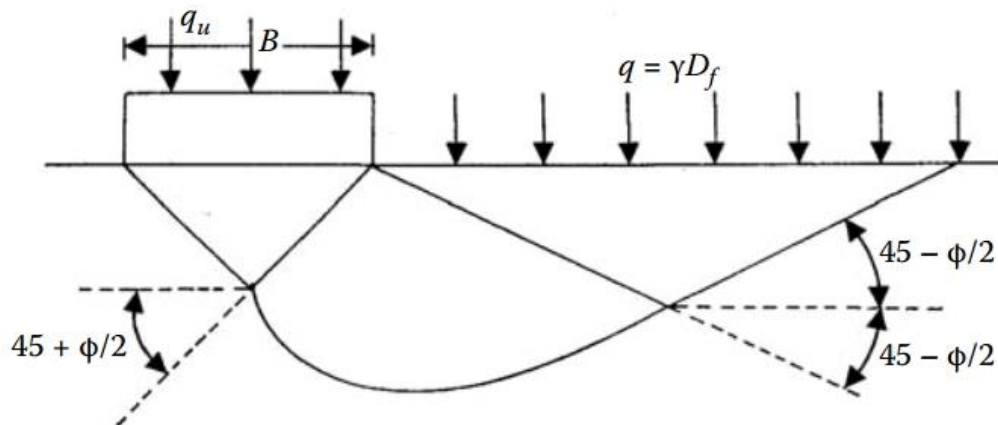


Figure 1.8 la surface de rupture modifiée d'un sol supportant une fondation à la charge limite.

Tableau 1.1 Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi - Equations 1.8, 1.9 et 1.10

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
01	6.00	1.10	0.01	27	29.24	16.90	11.60
02	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
03	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
04	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
05	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
06	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
07	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
08	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
09	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	116.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	161.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	416.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

4.2 La Théorie de Meyerhof

En 1951, Meyerhof a publié une théorie complémentaire de la capacité portante qui pourrait être appliquée à des fondations rugueuses, superficielles et profondes. La surface de la rupture à la charge limite sous une fondation superficielle continue supposée par Meyerhof (1951) est montrée sur la figure 1.10. Sur cette figure, *abc* est une zone triangulaire élastique, *bcd* est une zone de cisaillement radial avec *cd* un arc d'une spirale logarithmique et *bde* est une zone de cisaillement mixte dans laquelle le cisaillement varie entre les limites de cisaillement radial et plan lequel dépendant de la profondeur et de la rugosité de la semelle. Le plan *be* s'appelle la surface libre équivalente. Les contraintes normales et de cisaillements dans le plan *be* sont respectivement p_o et s_o . D'autre part, Meyerhof (1963) a calculé la portance en suivant la formule

générale décrite par Terzaghi (1943), avec des expressions établies par Prandtl-Reissner pour N_c et N_q ; Cependant le facteur N_γ est calculé par une formule approchée proposée par lui-même.

La méthode de superposition a été utilisée pour déterminer la contribution de la cohésion c , p_o , γ et ϕ dans la capacité portante ultime q_u d'une semelle continue et exprimée comme suit :

$$q_{u=c}[(N_Q-1)cot\emptyset]+q\left[e^{\pi\tan\emptyset\left(\frac{1+\sin\emptyset}{1-\sin\emptyset}\right)+\frac{1}{2}}\right]+\gamma B[(N_Q-1)\tan\emptyset(1.4\emptyset)]$$

$$N_c \qquad N_q \qquad N_\gamma \qquad (1.16)$$

Où :

N_c, N_q et N_γ facteurs de la capacité portante

B : largeur de la fondation

$$N_c = (N_q - 1)cot\varphi \quad (1.17)$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.18)$$

$$N_\gamma = (N_g - 1) \tan(1,4\varphi) \quad (1.19)$$

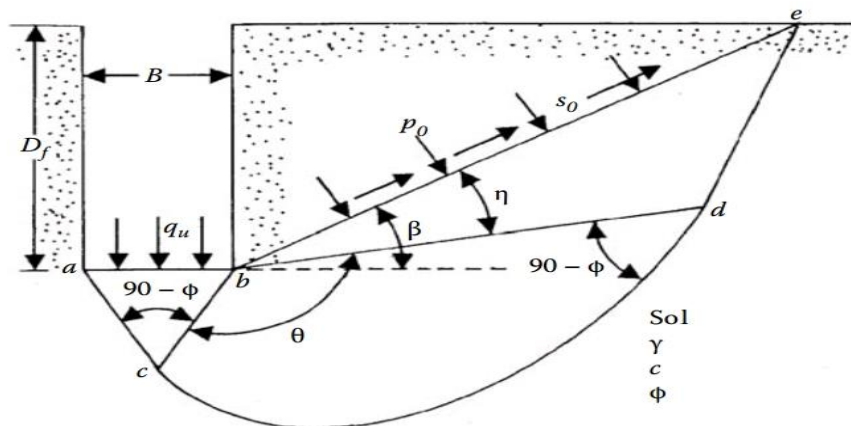


Figure 1.9 Les lignes de glissement pour une fondation superficielle rugueuse, D'après Meyerhof (1951).

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

$$S_C = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.20)$$

$$S_\gamma = S_q = 1 \text{ si } \varphi = 0 \quad (1.21)$$

$$S_\gamma = S_q = 1 + 0,1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \text{ si } \varphi > 10^\circ \quad (1.22)$$

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

$$\varphi = \varphi_p = \left(1,1 - 0,1 \frac{B}{L}\right) \varphi_t \quad (1.23)$$

S'il y a de l'eau dans le sol, ou si le sol n'est pas homogène, il est recommandé d'utiliser des valeurs moyennes du poids volumique déjaugé (sous l'eau) et non déjaugé (en l'absence d'eau), de la cohésion c et de l'angle de frottement interne φ_t :

- Jusqu'à deux fois B sous la base des semelles filantes,
- Jusqu'à une fois B sous la base des semelles circulaires et carrées.

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

$$d_c = 1 + 0,2 \frac{D}{B} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.24)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{si } \varphi = 0 \quad (1.25)$$

$$d_q = d_\gamma \quad \text{si } \varphi > 10 \quad (1.26)$$

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

$$B' = B - 2e \quad (1.27)$$

Pour les charges inclinées, les travaux de Schultze (1952) et de Meyerhof (1953a) ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \quad (1.28)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \quad (1.29)$$

$$i_c = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \quad (1.30)$$

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

$$q_{max} = c S_c d_c i_c N_c + q S_q d_q i_q N_q + \frac{1}{2} \gamma B S_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma \quad (1.31)$$

Meyerhof attire l'attention du lecteur sur la liaison entre la résistance et le déplacement :

sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielle peut se déplacer horizontalement de 5 à 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou la rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation.

Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément.

D'autre part, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à celle du sol, il faut utiliser une approche différente, par exemple avec des coefficients de réaction.

4.3 La Théorie Théorie de Brinche Hansen (1970)

Hansen (1970) résume ses recommandations pour le calcul de la force portante des fondations superficielles en suivant le cadre général introduit par Terzaghi excepté que la largeur de la fondation a été prise égale à B au lieu de $2B$; les trois facteurs adoptés par Hansen (1970) sont les suivants :

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (1.32)$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.33)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \varphi \quad (1.34)$$

Les résultats de la formule empirique de N_γ (équation 1.32, 1.33, 1.34) sont en bon accord avec les valeurs calculées par Lundgren et Mortensen (1953) en utilisant le mécanisme de rupture présenté sur la Figure 1.10. La superposition des trois termes N_γ , N_q et N_c , conduit à une sous-estimation de la portance de la fondation, qui reste en général inférieure à 20% Lundgren et Mortensen (1953). Par ailleurs, en 1961, Hansen a proposé une expression différente pour N_γ :

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \varphi \quad (1.35)$$

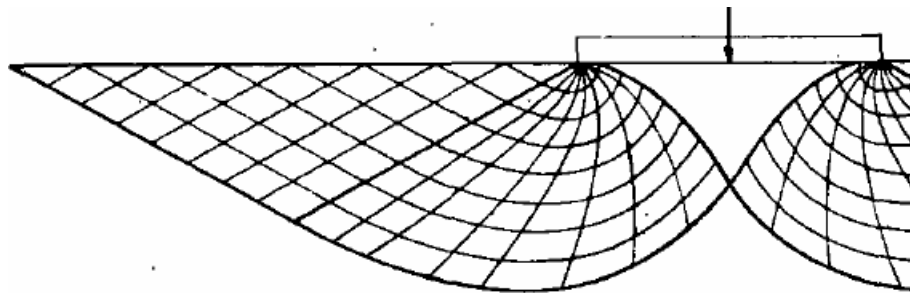


Figure 1.10 Mécanisme de rupture pour le calcul de N_γ d'après Lundgren et Mortensen (1953).

4.4 La théorie de Vesić (1973)

Vesić (1973) décrit les facteurs de la capacité portante N_c et N_q comme des facteurs de Prandtl-Reissner ; mais pour N_γ , il indique que la solution de Caquot et Kérisel (1948) peut être représentée avec moins de 10% d'erreur sur l'intervalle $15^\circ < \varphi < 45^\circ$ et moins de 5% d'erreur entre 20 et 40 degrés par l'expression :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \quad (1.36)$$

La superposition des trois termes de capacité portante donne une estimation approchée par défaut (de 17 à 10% au plus pour $\varphi = 30$ à 40 degrés) par rapport à la solution exacte mais exacte pour $\varphi = 0$ degré.

Pour les coefficients correcteurs appliqués à chacun des termes de l'équation de Terzaghi, Vesić donne les expressions suivantes :

- le coin AOA' en équilibre surabondant limité par une courbe OA le long de laquelle l'obliquité des contraintes diffère assez nettement de φ (zone I) ;
- une zone OAO' en équilibre plastique qui complète le coin et sur la frontière AO' de laquelle l'obliquité de la contrainte est égale à φ (zone II) ;
- les zones III, IV et V, enfin, correspondent au problème classique de la butée. La prise en compte de la courbure du coin élastique conduit Gorbunov, à des valeurs de la force portante très nettement supérieures à celles que donne l'application des théories exposées ci-dessus J. Costet et G. Sanglerat (1983).

La deuxième critique porte sur l'évaluation de la butée. Pour calculer son intensité, on a comme dans le cas de la poussée formulée par l'hypothèse de la superposition des états d'équilibre. Plus encore que dans le cas de la poussée, cette hypothèse est une approximation assez grossière, car les lignes de glissement des différents équilibres présentent maintenant une courbure notable et sont loin d'être superposables.

Les vérifications expérimentales de la capacité portante montrent que les formules classiques actuelles sont plutôt dans le sens de la sécurité ; c'est la meilleure justification de l'approximation faite qui permet de séparer l'effet du poids du sol de celui de la cohésion et de celui de l'encastrement de la fondation dans le terrain, ce qui simplifie beaucoup les calculs.

Une autre approximation a été admise : on a assimilé à une surcharge le terrain situé au-dessus du plan horizontal AA' de la base de la fondation. Il est certain que les lignes de glissement au sein du massif, se prolongent au de-là du plan AA' et que cette approximation est d'autant moins bonne que le rapport B/D est grand.

Au-delà des difficultés et des critiques précédentes, les procédures de calcul classiques, basées sur l'équilibre limite, imposent les directions des plans de rupture et c'est une approximation très grossière. D'autre part les théories précédentes supposent que le sol se comporte comme un matériau associé, avec l'angle de dilatation ψ égale à l'angle de frottement φ . Il est bien connu que pour les sols réels ψ est généralement considérablement inférieur à φ .

Quelques solutions ont été effectuées pour les matériaux non associés avec $\psi=0$ telles que les solutions de Davis et Booker (1973), et Zienkiewicz et al. (1975), mais les analyses annoncées de ces études étaient pour des angles de frottement de 30° , et il n'est en aucun cas clair que le même résultat aurait été trouvé pour des angles plus grands.

En définitif, malgré les critiques que l'on peut formuler à l'égard de la théorie de la capacité portante et de l'utilisation des facteurs N_γ , N_q et N_c , ces méthodes restent une approche simple et commode.

6. Conclusion

Le développement relatif au calcul de la capacité portante qui a été abordé dans ce chapitre permet de faire la synthèse suivante :

La capacité portante et le tassement sont deux critères principaux pour concevoir la fondation d'une structure. Cependant et par définition la capacité portante ultime équivaut à la contrainte exercée sur le sol par la semelle qui cause une rupture par cisaillement dans le sol au-dessous de la base de la semelle. Toutefois, Plusieurs méthodes ont été proposées par beaucoup de chercheurs pour calculer les paramètres de portance. En effet, la capacité portante d'une fondation superficielle chargée verticalement peut être estimée couramment en utilisant la théorie conventionnelle de Terzaghi dans laquelle les valeurs appropriées des facteurs de portance sont adoptés.

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

1. Introduction

Les problèmes de la capacité portante décrits aux chapitres 1 supposent que le sol qui supporte la fondation est homogène et s'étend jusqu'à une grande profondeur au-dessous du fond de fondation. Ils supposent également que la surface du sol est horizontale, cependant, cela n'est pas toujours le cas, il est possible de rencontrer une couche rigide à faible profondeur, où le sol peut être stratifié et avoir des couches ayant des paramètres de résistance au cisaillement différentes.

Cependant, certaines fondations sont placées sur ou près des pentes ou sur ou près des excavations et sont sollicitées par un chargement inclinée et/ou excentrée.

Pour cela, plusieurs investigations ont été effectuées par des chercheurs pour améliorer les méthodes de calcul de la capacité portante par d'addition des coefficients correcteurs dans l'équation de la capacité portante de Terzaghi (1943). On cite, à titre indicatif, les facteurs s_k , d_k , i_k , g_k et b_k traduisant respectivement, la réduction de la capacité portante due à la forme et à l'enfouissement de la fondation, à l'inclinaison du chargement et à la géométrie de la surface libre, enfin à l'inclinaison relative de la base de la semelle par rapport à l'horizontale. En effet, nous présentons dans ce chapitre les différentes méthodes d'estimation de la capacité portante liées à ces cas particuliers tels que l'effet de la proximité d'une pente et l'hétérogénéité des sols.

2. Effet de la pente sur la portance d'une semelle filante sous charge verticale

Souvent, la conception d'un ouvrage nécessite sa réalisation sur un terrain accidenté ou en pente.

Les problèmes de la capacité portante liés à ce problème ont fait l'objet d'investigations expérimentales, théoriques et numériques.

2.1 Etudes expérimentales

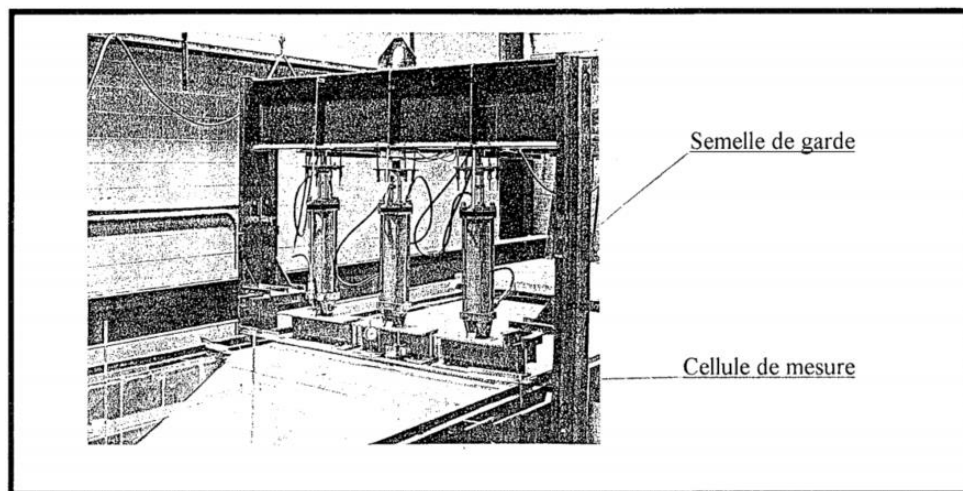
Plusieurs approches ont été utilisées, chacune d'elles présentant des avantages et des inconvénients. On distingue trois grands types d'expérimentation, selon que le sol testé a été reconstitué ou non, les essais ont été réalisés sur des modèles réduits ou sur des plaques de grande taille ($B > 0,5$ m) et enfin selon que les charges ont été mesurées ou estimées.

2.1.1 Les essais en vraie grandeur :

Le début des campagnes importantes d'essais sur de grandes fondations peut être situé vers les années 1970. Les plus remarquables sont sans conteste les expérimentations menées à l'université d'Ottawa (canada) par **Shields et al. (1977a, b)** et **Bauer et al. (1981a, b)**.

Au total, une soixante d'essais ont été réalisés sur deux types de semelles de 2 mètres de long et de 0.3 et 0.6m de largeur, encastrées à différentes profondeurs. Une seule pente a été testée $\tan \beta = 1/2$, avec successivement un sable dense ($ID=92\%$, $\phi^\circ=37^\circ-45^\circ$) et un sable compact ($ID=71\%$, $\phi^\circ=41^\circ-50^\circ$). Le talus dense a fait l'objet d'un grand nombre d'essais avec les deux largeurs de semelles. Sur le talus compact, les essais sont effectués en amont de la crête du talus ($x \leq 0$) avec un seul type de semelles ($B=0.3$ m).

Les notations adoptées sont indiquées sur la figure 2.1 : x/B correspond à la distance relative à l'éloignement de la fondation par rapport à la crête du talus et D/B les profondeurs relatives de la fondation.



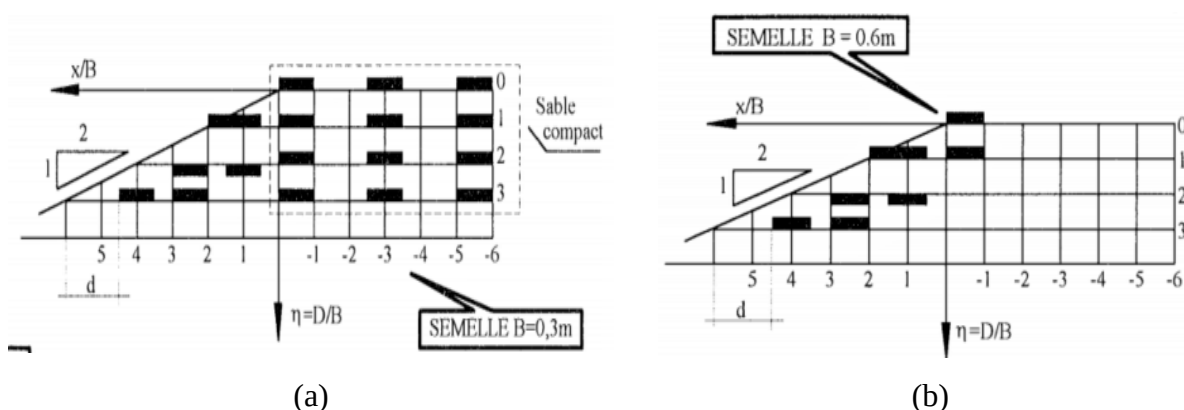


Figure 2.1 Expérimentation de Shield et al (1977) et Bauer (1981), (a) B=3m (b) B=6m.

Comme synthèse, Les auteurs fournissent les valeurs du facteur de portance $N_{\gamma cq} = 2q_u / \gamma B$ pour les différentes expériences réalisées. Le tableau 2.1 récapitule l'ensemble des configurations testées par Shields (1977 a,b) et Bauer et al (1981a,b).

Tableau 2.1 Résultats des essais effectués par Shields et Bauer (Valeurs du facteur de portance $N_{\gamma cq}$).

sol	B(m)	$\begin{matrix} D/B \\ x/B \end{matrix}$	0	1	2	2.25	3
Sable dense $I_D=92\%$	0.3	-5	180 (5)	221 (7)	328 (9)		
		-2.5	159(2.5)	206(4.5)	328(6.5)		395(8.5)
		0	99 (0)	146 (2)	208 (4)		288 (6)
		1.5		79 (0.5)		150 (3)	
		2		75 (0)			
		3				121(1.5)	139 (3)
		4.5					123(1.5)
	0.6	0	44 (0)	63 (2)			
		1.5		68 (0.5)		135 (3)	
		3				106(1.5)	138 (3)
		4.5					93 (1.5)
Sable compact $I_D=71\%$	0.3	-5	54 (5)	95 (7)	212 (9)		250 (11)
		-2.5	37 (2.5)	80 (4.5)	190(6.5)		250(8.5)
		0	24 (0)	70 (2)	152 (4)		230 (6)

La figure 2.2 illustre les résultats du facteur de portance pour une semelle reposant sur un sable dense en pente (B=0.3m).

On notera toutefois qu'aucun essai sur des massifs à surface horizontale n'a été effectué, ce qui ne permet pas d'avoir de référence expérimentale pour le calcul des coefficients réducteurs de portance i_β .

Bakir (1993) a utilisé $D/B=5$ comme référence d'essai sur sol horizontal, ce qui ne permet pas de déterminer des valeurs expérimentales du coefficient réducteur i_β , où i_β est le rapport de la capacité portante d'une fondation établie au voisinage d'une pente à la capacité portante de la

même fondation non encastrée ($D = 0$) établie sur le même sol à surface horizontale ; il correspond donc à l'expression suivante :

$$i_{\beta} = \frac{[q_u]_{D,d/B,\beta}}{[q_u]_{D=0,\beta=0}} \quad (2.1)$$

La figure 2.3 montre l'évolution du coefficient réducteur de portance i_{β} en fonction de d/B que l'on obtient pour l'encastrement de la fondation $D=0$.

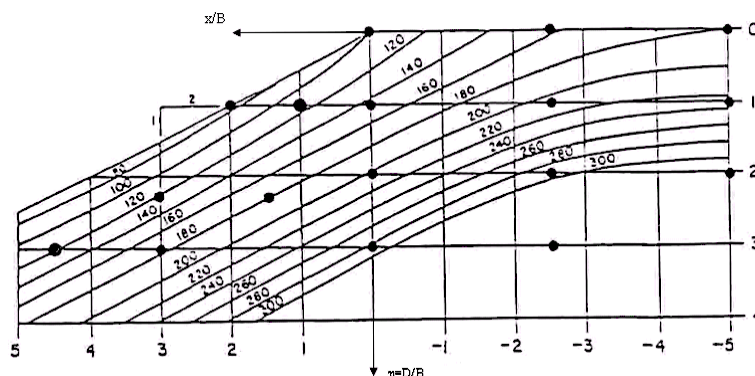


Figure 2.2 Courbes d'isovaleurs des facteurs de portance $N\gamma cq = 2q_u/\gamma B$ (Shields et al. 1977).

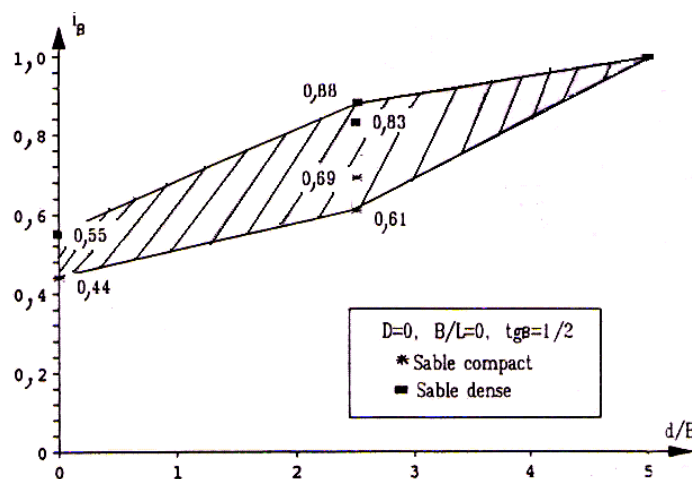


Figure 2.3 Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de d/B d'après les essais de Shield et Bauer (1977).

2.1.2 Les essais sur modèles centrifugés

À la fin des années 1980, les essais sur modèles centrifugés se développent et progressivement se substituent ou complètent les expérimentations réalisées en laboratoire sur modèles réduits et in situ sur sols en place. Plusieurs études sont menées sur le comportement des fondations superficielles, en particulier :

Garnier et Rault (1988), Garnier et Shield (1989) ont réalisé au total vingt-huit essais sur des modèles centrifugés représentant des modèles de fondations filantes de largeur $B=0.3\text{m}$, non encastrées $D=0$ et établies en amont de la crête d'un talus ($x \leq 0$) taillées dans du sable sec

d'indice de densité $I_D=100\%$ et $I_D=64\%$. Le tableau 2.2 regroupe les résultats moyens obtenus.

Tableau 2.2 Tableau 2.2 Résultats des essais de Garnier et al. (1989).

γ_d (kN/m ³)	d/B	q_u	i_β
16	0	138.75	0.41
	1	191.65	0.56
	2	225	0.66
	3	274.7	0.8
	∞	342	1
15	0	144.3	0.33
	1	68.7	0.47
	2	95	0.71
	3	118	0.82
	∞	140	1

Garnier et al. (1988) ont conclu que les caractéristiques du massif peuvent influencer le facteur i_β et la charge limite q_u . Le facteur i_β évolue faiblement en fonction du poids volumique du massif. Par contre, la portance est multipliée par plus de 2 lorsque l'indice de densité passe de $I_D=64\%$ à $I_D=100\%$.

Garnier et al. (1988) fournissent aussi des indications concernant les surfaces de rupture visualisées au moyen de couches colorées, et il ressort de leur observation que les ruptures intéressent une tranche de sol sous la fondation de 2 à 3B d'épaisseur. Les mesures faites à la surface du sol montrent que les mouvements en bord de talus sont de type "déplacement de bloc". La figure 2.4 résume les mécanismes de rupture.

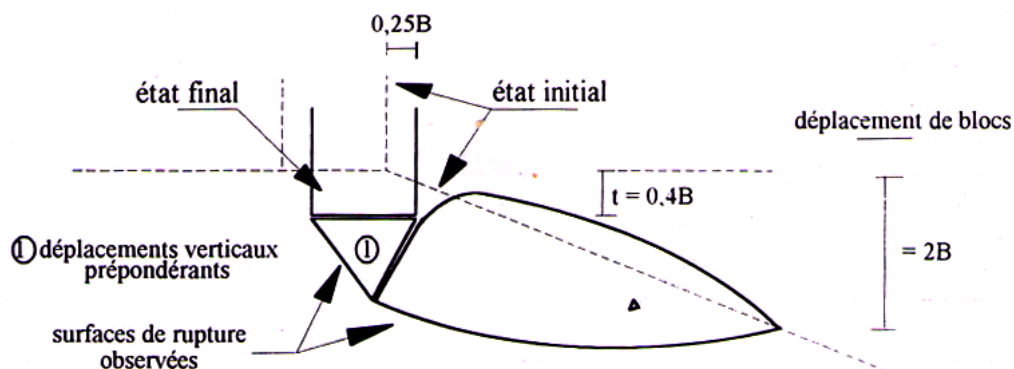


Figure 2.4 Mécanisme de rupture, d'après (Garnier et al. 1988).

Gemperline (1984-1988) a réalisé une importante série d'essais sur des modèles centrifugés, en considérant des fondations superficielles à proximité d'un talus sur sable pulvérulent (Figure 2.5). En faisant varier les paramètres géométriques et mécaniques (B , L/B , d/B , D/B ,

β , ϕ , γ) et en particulier les caractéristiques des différents massifs ($2\% \leq ID \leq 100\%$), les essais ont été réalisés sur des fondations établies en amont de la crête d'une pente $\beta = 26,6^\circ$ et $33,7^\circ$ ($1/2$ ou $2/3$). Ces essais ont permis de proposer une expression analytique du facteur de la portance $N_{\gamma q}$ de fondations établies à proximité d'une pente, il donne pour le cas de sols purement frottant ($C=0$).

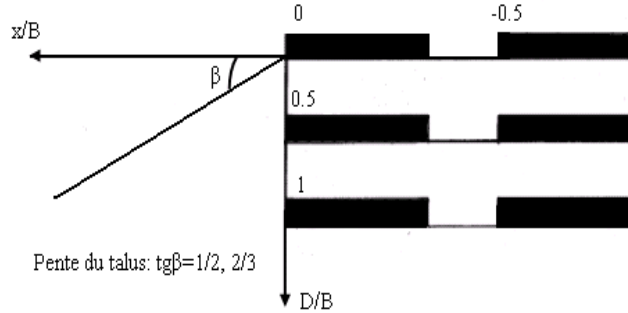


Figure 2.5 Configurations testées par Gemperline (1988).

En se basant sur les résultats de 215 essais, Gemperline (1988) a proposé une équation pour la détermination du facteur de portance $N_{\gamma q}$ utilisé dans l'équation de la capacité portante de Meyerhof (1951), cette équation est applicable pour l'angle d'inclinaison de la pente inférieure à $\beta \leq 45^\circ$:

$$q_u = \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma q} \quad (2.2)$$

Gemperline a proposé un coefficient réducteur i_β en fonction de l'angle β de la pente, par rapport à la surface horizontale et de la distance relative d/B de la fondation du bord du talus ainsi que du rapport D/B .

$$i_\beta = \frac{N_{\gamma q}}{N_{\gamma qR}} = \left[1 + 0.65 \left(\frac{D}{B} \right) \right] \left\{ 1 - 0.8 \left[1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \left[\frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta} \right] \right\} \left\{ 1 + 0.33 (D/B) \tan \beta \left[\frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta} \right] \right\} \quad (2.3)$$

Où :

$N_{\gamma qR}$: le cas de référence, facteur de la capacité portante d'une fondation filante superficielle établie sur une surface horizontale.

Pour le cas des semelles filantes ($B/L=0$) non encastrées ($D=0$), le coefficient réducteur i_β s'exprime par la formule suivante :

$$i_\beta = 1 - 0.8 \left[1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \frac{2}{2 + \left(\frac{d}{B} \right)^2 \tan \beta} \quad (2.4)$$

Il est à noter que cette expression ne dépend ni de la densité du sol, ni de l'angle de frottement interne ϕ du sol. Les Figures 2.6 (a et b) montrent une représentation graphique de la capacité portante par les deux l'équation (2.3) et (2.4) pour les deux pentes de l'angle

$\beta = 26,6^\circ$ et $\beta = 33,7^\circ$.

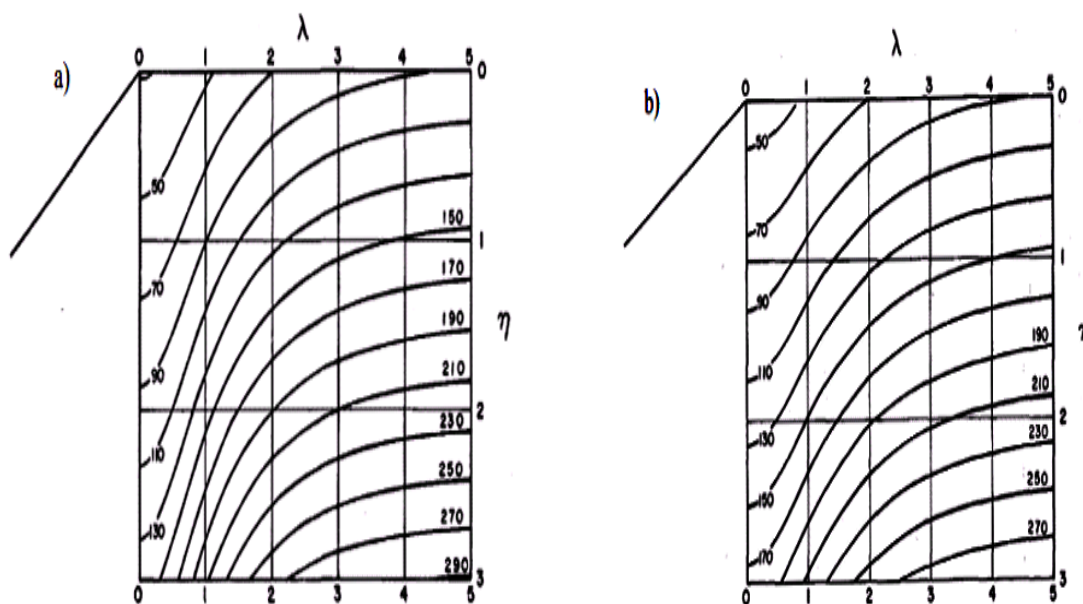


Figure 2.6 Contour de portance obtenue par l'équation de Gemperline (1988),
(a) $\beta = 26,6^\circ$ et (b) $\beta = 33,7^\circ$.

On remarque également sur la figure 2.7, pour des semelles filantes non encastrées, que i_β ne dépend plus de la pente lorsque d/B est supérieur à 3 et que la fondation se comporte pratiquement comme sur sol horizontal au-delà de $d/B = 7$.

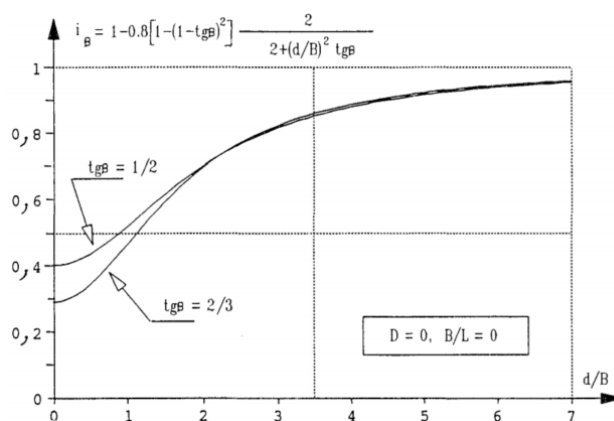


Figure 2.7 Evolution des coefficients réducteur de portance en fonction de d/B D'après Gemperline (1988).

Bakir (1993) a effectué près de 80 essais simulant des semelles carrées ou filantes de largeur $B = 0,3\text{m}$ et $0,9\text{m}$; dans tous les cas, les semelles sont posées en surface libre ($D/B = 0$). De plus, ces essais ont été réalisés sur des massifs de sable moyennement dense et pour trois pentes d'angles $\beta = 18,4^\circ$, $26,6^\circ$ et $33,7^\circ$. L'objectif principal était de proposer une autre expression pour déterminer le coefficient réducteur i_β . L'expression présentée ci-dessous illustre l'ensemble des résultats expérimentaux obtenus :

$$\text{Pour } d/B < 6 \quad i_\beta = 1 - 0.9 \tan \beta (2 - \tan \beta) \left\{ 1 - \frac{d}{6B} \right\}^2 \quad (2.5a)$$

$$\text{Pour } d/B \geq 6 \quad i_\beta = 1 \quad (2.5b)$$

Les essais effectués par Bakir (1993) ont confirmé que la pente n'influence pas la portance d'une semelle située à une distance relative d/B supérieure à 6. Egalement, la visualisation des mécanismes de rupture a permis de remarquer des surfaces de glissement qui délimitent trois zones bien distinctes (Figure 2.8) :

- la première zone (notée I) est constituée par un coin de massif de section triangulaire ayant pour base la fondation. On voit que la dissymétrie de ce coin par rapport au plan de symétrie longitudinal du modèle s'accroît lorsque d/B diminue ;
- la seconde zone (notée II) est formée par un secteur dont le sommet est le bord aval de la fondation ;
- enfin, la troisième zone (notée III) est délimitée par la surface libre du massif, la surface de glissement aval de la zone II et un plan inférieur dont l'inclinaison par rapport à la surface horizontale augmente avec l'éloignement relatif d/B .

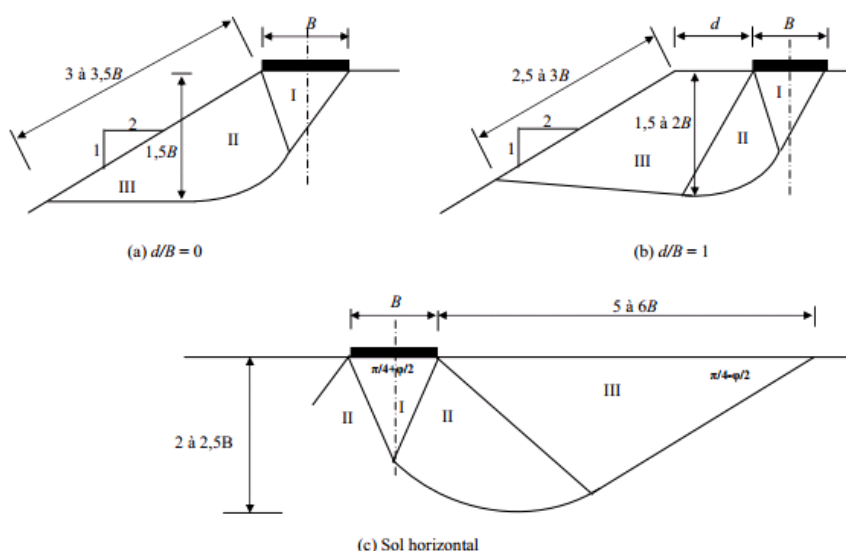


Figure 2.8 Schémas de ruptures observées par Bakir (1993).

2.1.3 Les essais sur des modèles réduits

Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971) ont testé des modèles de fondations filantes établis sur trois sortes de talus taillés à différentes pentes avec trois longueurs de semelles (45, 32 et 23.5cm). Le dispositif expérimental est représenté sur la figure 2.9. On notera que l'échantillon de sol utilisé se caractérisait par un poids volumique γ de 21.6 kN/m³ et un angle de frottement interne ϕ de 26°.

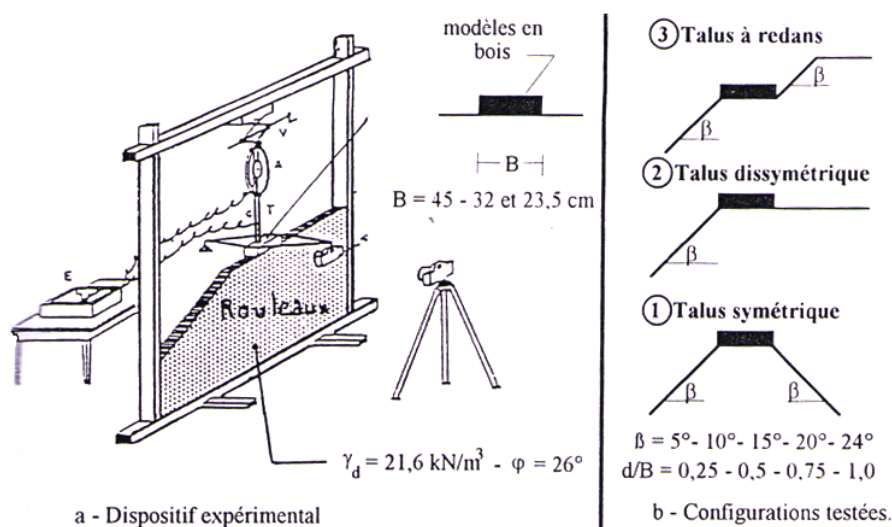


Figure 2.9 Dispositif expérimental de Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).

Les résultats de cette étude sont présentés sur les figures 2.10 et 2.11. Les résultats obtenus ont permis aux auteurs de confirmer que la capacité portante décroît au fur et à mesure que le rapport β/φ augmente et que d/B diminue.

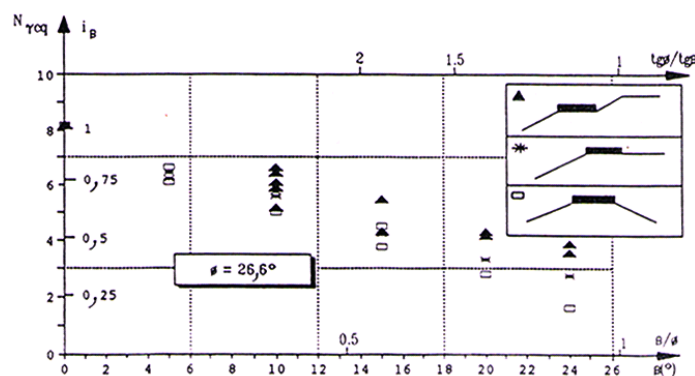


Figure 2.10 Effet de la pente sur la portance en bord de talus, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).

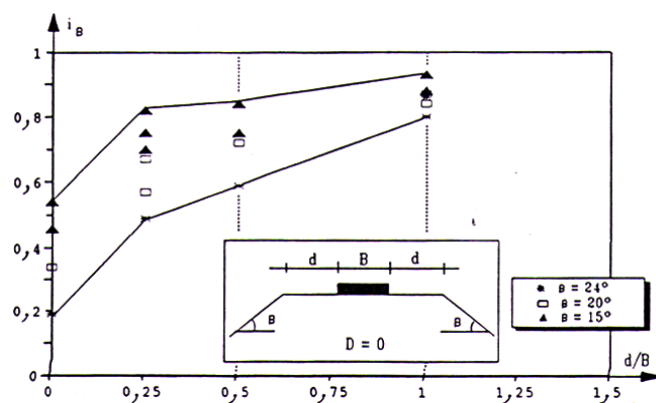


Figure 2.11 Evolution du coefficient de portance en fonction d/B , D'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).

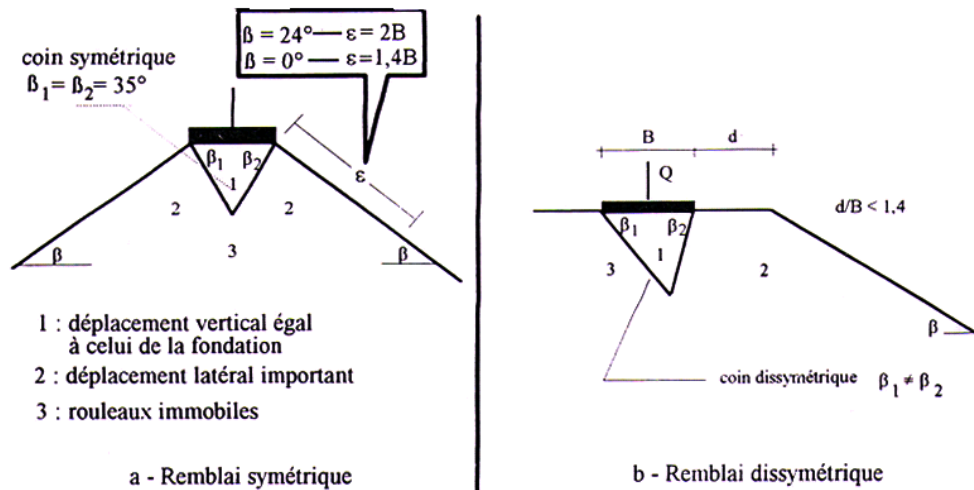


Figure 2.12 Schémas de rupture obtenue, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).

2.2 Etudes théoriques

2.2.1 Solution de Meyerhof (1957)

En 1957, Meyerhof a proposé une solution théorique pour déterminer la capacité portante ultime d'une fondation superficielle rugueuse. La figure 2.13 (a et b) montre la surface de rupture développée dans le sol pour les deux configurations d'une semelle filante rugueuse par rapport à la pente. Dans le premier cas, la semelle posée sur la pente ; dans le deuxième cas, la semelle est située à proximité d'une pente.

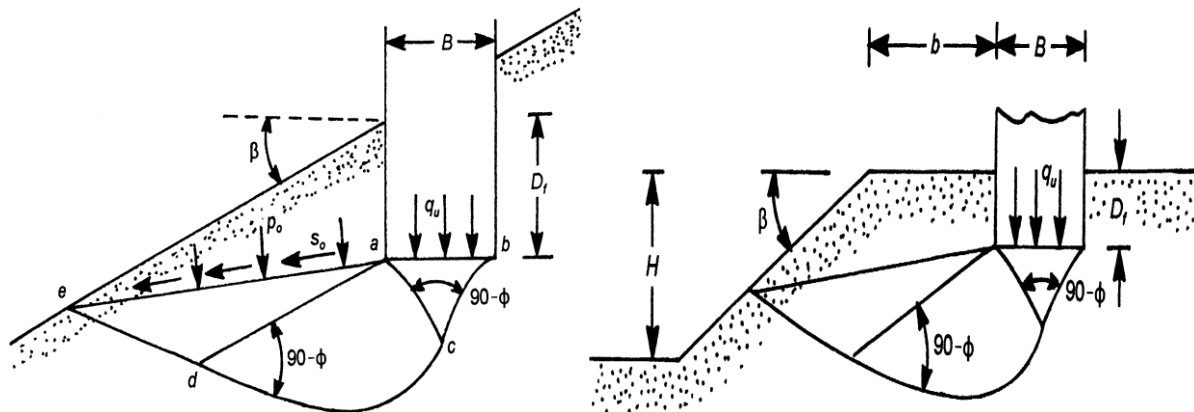


Figure 2.13 Surface de rupture ; (a) semelle rugueuse sur la pente ; (b) semelle rugueuse située à proximité d'une pente, d'après Meyerhof (1957).

Meyerhof a développé la variation théorique de N_{cq} pour un sol purement cohérent ($\varphi=0$) et $N_{\gamma q}$ pour un sol granulaire ($c=0$) en fonction de l'angle d'inclinaison du talus β et la distance relative d/B , ces variations sont illustrées dans les figures 2.14 et 2.15.

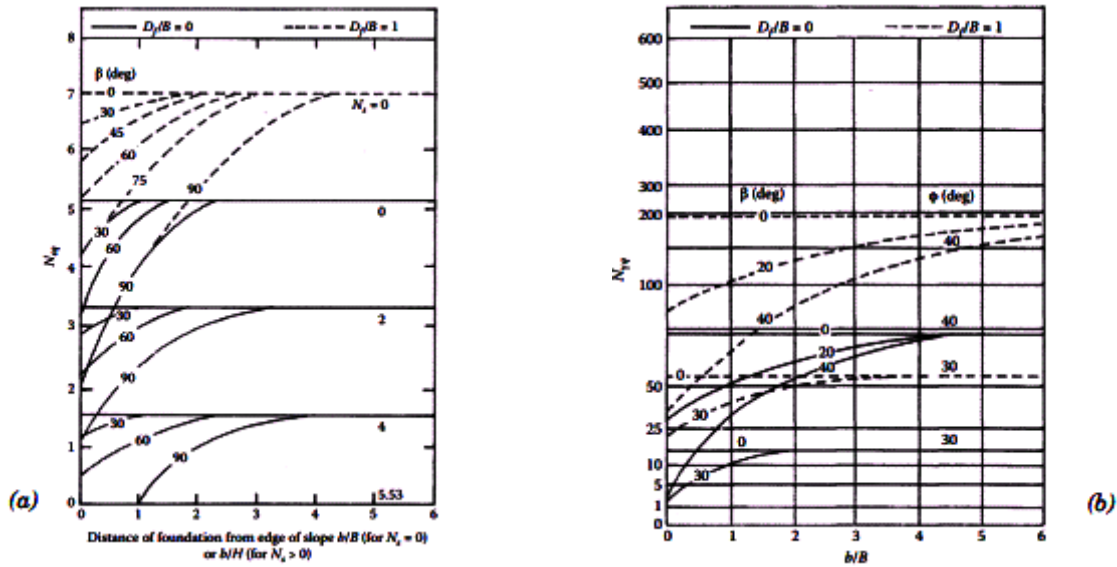


Figure 2.14 Variation des facteurs de portance en fonction de l'angle β , dans le cas d'une semelle rugueuse située à proximité d'une pente ; (a) facteur de portance $N_{\gamma q}$; (b) facteur de portance N_{cq} d'après Meyerhof (1957).

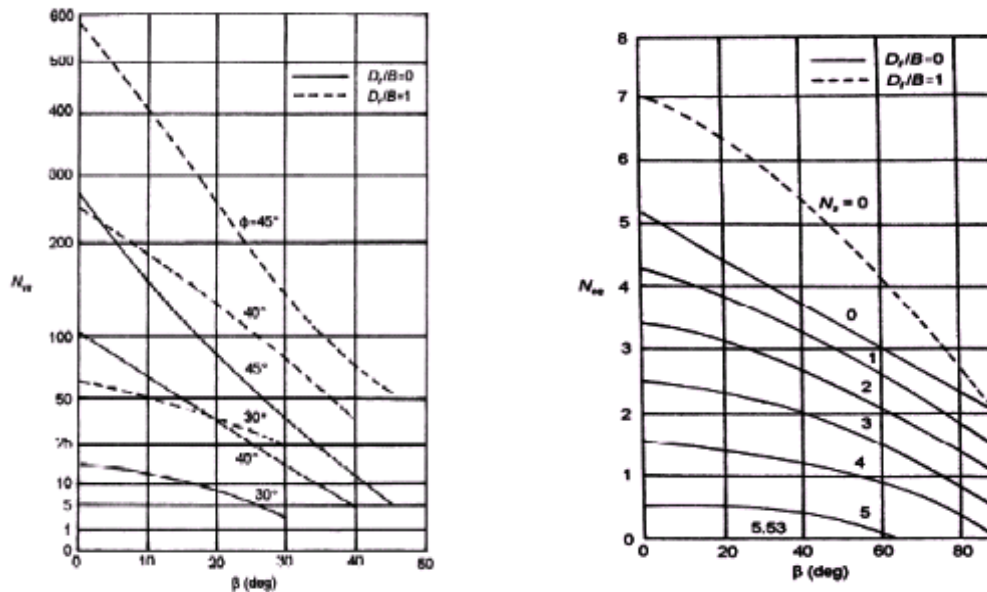


Figure 2.15 Variation des facteurs de portance en fonction β , dans le cas d'une semelle rugueuse posée sur la pente ; (a) facteur de portance $N_{\gamma q}$; (b) facteur de portance N_{cq} , d'après Meyerhof (1957).

Il est à noter que pour un sol purement cohérent ($\phi=0$)

$$q_u = cN_{cq} \quad (2.6a)$$

$$N_s = \gamma H/c. \quad (2.6b)$$

Où :

N_s = le facteur de stabilité du talus ;

H = la hauteur du talus.

De la même manière, on peut exprimer pour un sol sans cohésion ($c=0$)

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (2.7)$$

Il est important de noter que, le nombre de stabilité N_s doit être pris égal à zéro quand $B < H$. Si $B \geq H$ la courbe pour le nombre réel de stabilité doit être utilisée.

2.2.2 Solution de Hansen (1970) et Vesic (1975)

Se référant à la condition de $b = 0$ sur la figure 2.13b, Hansen (1970) a proposé l'expression suivante pour la capacité portante ultime d'une fondation filante non encastrée établie en tête d'une pente et soumise à une charge verticale centrée :

$$q_u = c \cdot N_c \lambda_{c\beta} + q N_q \lambda_{q\beta} + 1/2 \cdot \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma\beta} \quad (2.8)$$

Expression dans laquelle :

N_c, N_q, N_γ = les facteurs de la capacité portante

$\lambda_{c\beta}, \lambda_{q\beta}, \lambda_{\gamma\beta}$ = facteurs de pente

$$q = \gamma \cdot D_f$$

Hansen donne le même coefficient de correction pour le terme de surface et le terme d'encastrement, sous la forme :

$$\lambda_{q\beta} = \lambda_{\gamma\beta} = (1 - \tan \beta)^2 \quad (2.9)$$

$$\lambda_{c\beta} = \frac{N_q \cdot \lambda_{q\beta} - 1}{N_q - 1} \quad \text{Pour } (\varphi > 0) \quad (2.10)$$

$$\lambda_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2} \quad \text{Pour } (\varphi = 0) \quad (2.11)$$

Pour la condition ($\varphi = 0$), Vesic (1975) a précisé cela par l'absence du poids due à la pente, le facteur N_γ de la capacité portante à une valeur négative et peut être donnée comme suit :

$$N_\gamma = -2 \sin \beta \quad (2.12)$$

Ainsi pour la condition $\varphi = 0$ et avec $N_c = 5.14$ et $N_q = 1$.

$$q_u = c \cdot N_c \cdot \lambda_{c\beta} + q \cdot N_q \cdot \lambda_{q\beta} + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \lambda_{\gamma\beta}$$

Prend la forme :

$$q_u = c(5.14) \left(1 - \frac{2\beta}{5.14}\right) + \gamma D_f (1 - \tan \beta)^2 - \gamma B \sin \beta (1 - \tan \beta)^2 \quad (2.13)$$

Où :

$$q_u = (5.14 - 2\beta)c + \gamma D_f (1 - \tan \beta)^2 - \gamma B \sin \beta (1 - \tan \beta)^2 \quad (2.14)$$

2.2.3 l'approche d'équilibre limite et d'analyse limite

Saran et al. (1989) ont déterminé la capacité portante d'une fondation à proximité d'une pente sollicitée par un chargement vertical, en utilisant l'approche d'équilibre limite et d'analyse limite pour déterminer les trois facteurs de portance N_γ , N_c et N_q et ont comparé les résultats de deux approches avec les résultats des essais effectués sur des modèles réduits.

Selon cette théorie on a :

$$q_u = c N_c + q N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \quad (2.15)$$

D'où : N_c, N_q, N_γ Sont les facteurs de la capacité portante.

$$q = \gamma \cdot D_f$$

On se réfère aux notations utilisé dans la figure 2.13 les résultats des facteurs de la capacité portante de N_c, N_q, N_γ sont données dans le tableau 2.3 ci-dessous.

Tableau 2.3 facteurs de la capacité portante, Saran et al (1989)

facteurs	β (degré)	D_f/B	b/B	φ (degré)						
				40	35	30	25	20	15	10
N_γ	30	0	0	25.37	12.41	6.14	3.20	1.26	0.70	0.10
	20			53.48	24.54	11.62	5.61	4.27	1.79	0.45
	10			101.74	43.35	19.65	9.19	4.35	1.96	0.77
	0			165.39	66.59	28.98	13.12	6.05	2.74	1.14
	30	0	1	60.06	34.03	18.95	10.33	5.45	0.00	—
	20			85.98	42.49	21.93	11.42	5.89	1.35	—
	10			125.32	55.15	25.86	12.26	6.05	2.74	—
	0			165.39	66.56	28.89	13.12	6.05	2.74	—
	30	1	0	91.87	49.43	26.39	—	—	—	—
	20			115.65	59.12	28.80	—	—	—	—
	10			143.77	66.00	28.89	—	—	—	—
	0			165.39	66.59	28.89	—	—	—	—
	30	1	1	131.34	64.37	28.89	—	—	—	—
	25			151.37	66.59	28.89	—	—	—	—
	≤ 20			166.39	66.59	28.89	—	—	—	—
N_q	30	1	0	12.13	16.42	8.98	7.04	5.00	3.60	—
	20			12.67	19.48	16.80	12.70	7.40	4.40	—
	≤ 10			81.30	41.40	22.50	12.70	7.40	4.40	—
	30	1	1	12.13	16.42	8.98	7.04	5.00	3.60	—
	20			12.67	19.48	16.80	12.70	7.40	4.40	—
	≤ 10			81.30	41.40	22.50	12.70	7.40	4.40	—
N_c	50	0	0	21.68	16.52	12.60	10.00	8.60	7.10	—
	40			31.80	22.44	16.64	12.80	10.04	8.00	6.25
	30			44.80	28.72	22.00	16.20	12.20	8.60	6.70
	20			63.20	41.20	28.32	20.60	15.00	11.30	8.76
	≤ 10			88.96	55.36	36.50	24.72	17.36	12.61	9.44
	50	0	1	38.80	30.40	24.20	19.70	16.42	—	—
	40			48.00	35.40	27.42	21.52	17.28	—	—
	30			59.64	41.07	30.92	23.60	17.36	—	—
	20			75.12	50.00	35.16	27.72	17.36	—	—
	≤ 10			95.20	57.25	36.69	24.72	17.36	—	—
	50	1	0	35.97	28.11	22.38	18.38	15.66	10.00	—
	40			51.16	37.95	29.42	22.75	17.32	12.16	—
	30			70.59	50.37	36.20	24.72	17.36	12.16	—
	20			93.79	57.20	36.20	24.72	17.36	12.16	—

≤10			95.20	57.20	36.20	24.72	17.36	12.16
50			53.65	42.47	35.00	24.72	—	—
40			67.98	51.61	36.69	24.72	—	—
30	1	1	85.38	57.25	36.69	24.72	—	—
≤ 20			95.20	57.25	36.69	24.72		

2.2.4 Solution des efforts caractéristiques

Comme le montre l'équation de Meyerhof pour les sols granulaire ($c=0$), on a :

$$qu = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} + c N_{cq} \quad (2.16)$$

Graham et al. (1988) ont donné une solution pour le facteur de la capacité portante $N_{\gamma q}$, pour une fondation superficielle filante située au sommet d'une pente d'un sol grenu basée sur la méthode des efforts caractéristiques.

La figure 2.16 montre le mécanisme de rupture dans le sol pour l'encastrement (D_f/b) et la distance relative (b/B) assumés dans cette analyse.

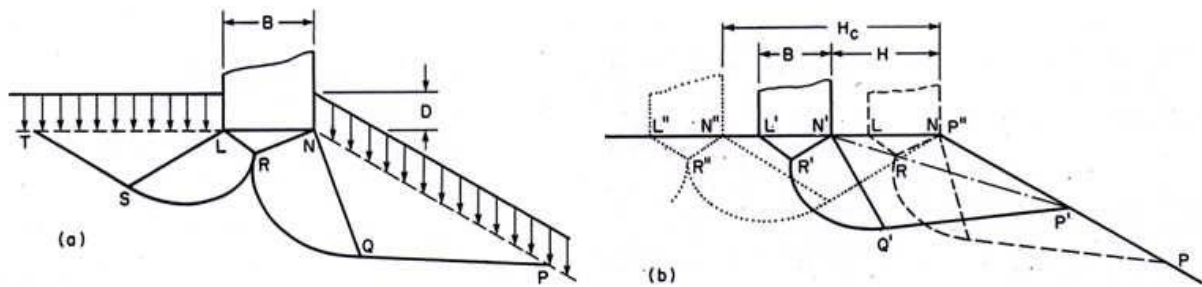


Figure 2.16 Schéma du mécanisme de rupture pour (a) : $D/B > 0$; (b) $b/B > 0$, d'après Graham et Hovan (1988).

Les variations de $N_{\gamma q}$ obtenues par cette méthode sont montrées sur les figures 2.17, 2.18, et 2.19.

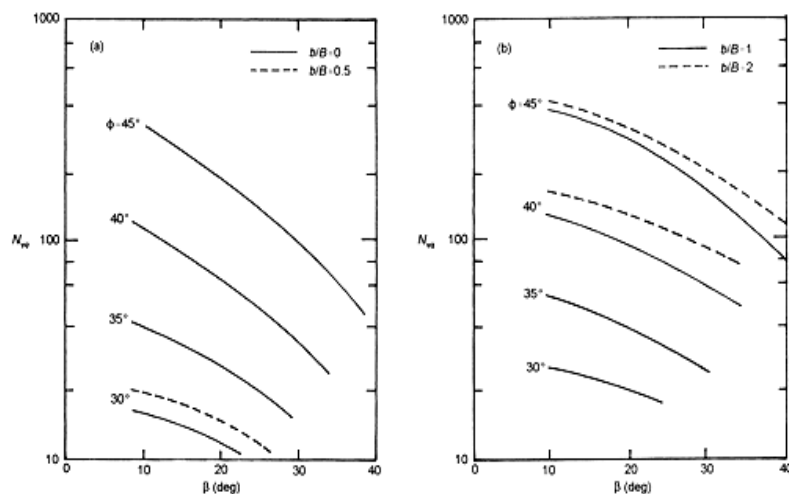


Figure 2.17 Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($D_f/B = 0$), d'après Graham et al (1988).

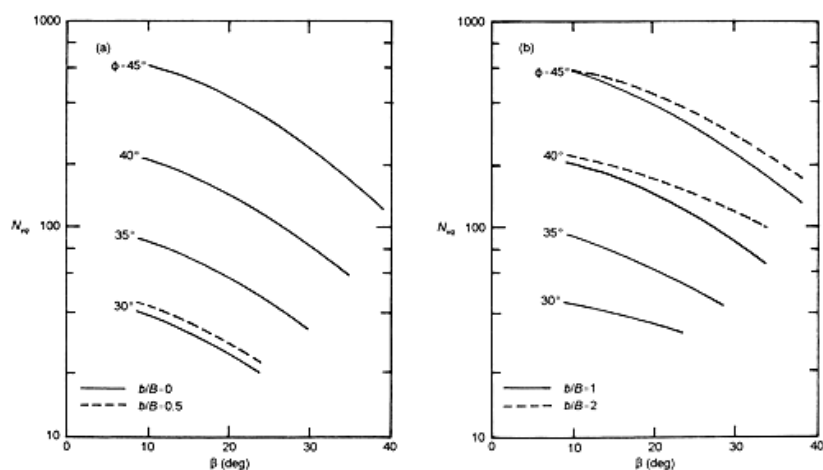


Figure 2.18 Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$ ($D_f/B=0,5$), d'après Graham et al (1988).

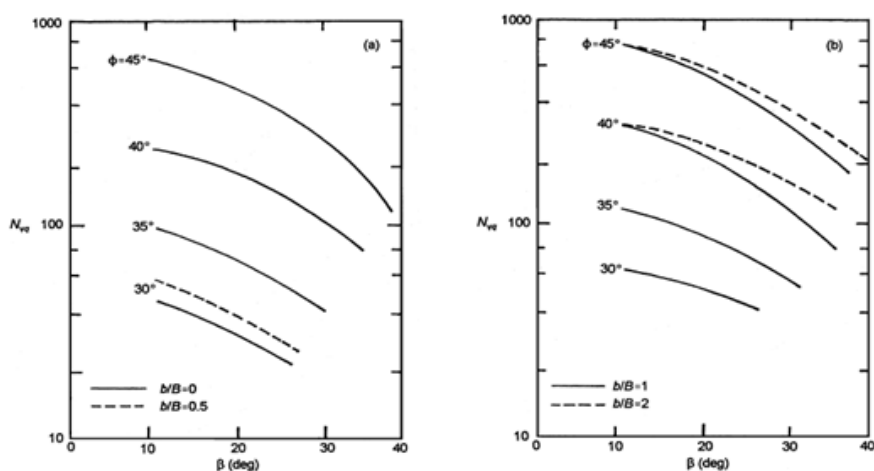


Figure 2.19 Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$ ($D_f/B=1$), d'après Graham et al. (1988).

3. Etude numérique

3.1 Shiau et al. (2008)

ont étudié l'effet de la pente β sur la capacité portante d'une fondation superficielle non encastrée, rigide et reposant sur un sol purement cohérent, située à une distance d de la crête d'une pente qui fait l'angle β avec l'horizontale, et déterminé par la simulation numérique de différence finie grâce au code FLAC. Ils ont fait varier plusieurs paramètres géométriques et mécaniques (β , D/B , H/B , L/B , $C_u/\gamma B$).

Les études sont faites en déformation plane et en 3D, la figure 2.20 montre un exemple de maillage utilisé pour le cas d'une pente de 90° de $H/B=5$ de hauteur.

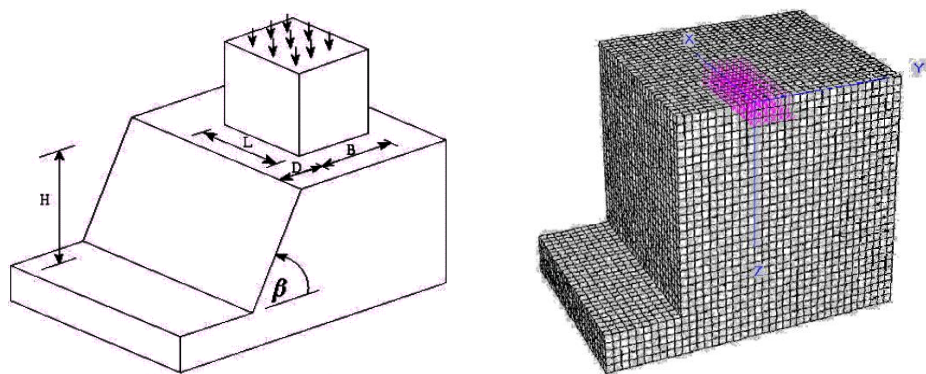


Figure 2.20 Définition du problème, d'après Shiau et al. (2008).

Les figures 2.21 et 2.22 présentent les contours de la vitesse pour différentes situations D/B de la fondation par rapport à la crête de la pente et la longueur de la fondation L/B en 3D et en déformation plane, respectivement.

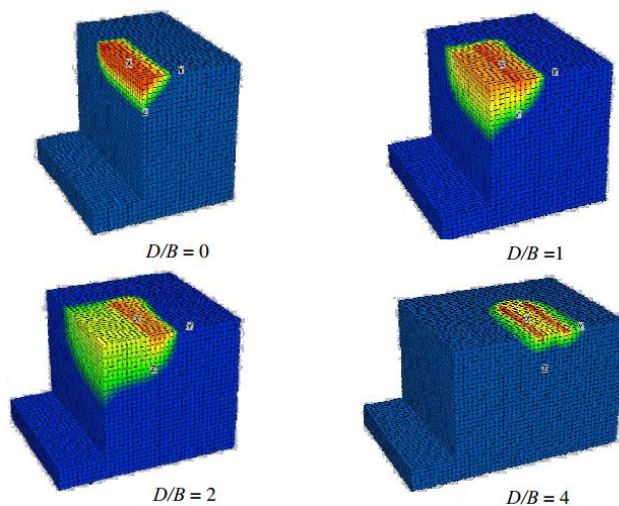


Figure 2.21 Contour de déplacement pour différente distance de la fondation D/B , D'après Shiau et al. (2008).

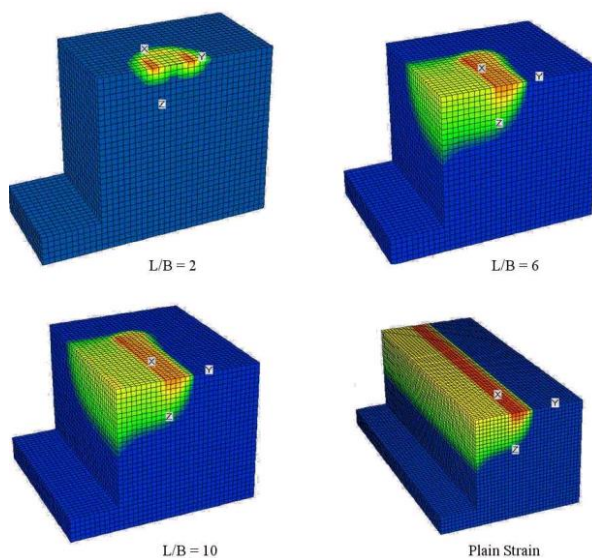


Figure 2.22 Contour de déplacement pour différente distance de la fondation D/B , D'après Shiau et al (2008).

3.2 Georgiadis (2009)

a réalisé une série d'analyses numériques basées sur la méthode des éléments finis (FE) pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle, rigide et rugueuse, reposant sur un sol purement cohérent et située à une distance relative variable λ/B entre la fondation et la crête d'une pente, celle-ci est soumise à une charge verticale centrée.

Trois largeurs de semelle ont été considérées ($B = 1, 2$ et 4 m) et également trois angles de pente ($\beta = 15^\circ, 30^\circ$ et 45°). Différents hauteurs de pente H et distances relative λ/B ont été utilisées pour étudier leurs effets sur la capacité portante.

La Figure 2.23 montre le maillage utilisé pour le cas de $\beta = 45^\circ$; $H = 7,5$ et $\lambda/B = 2$ m.

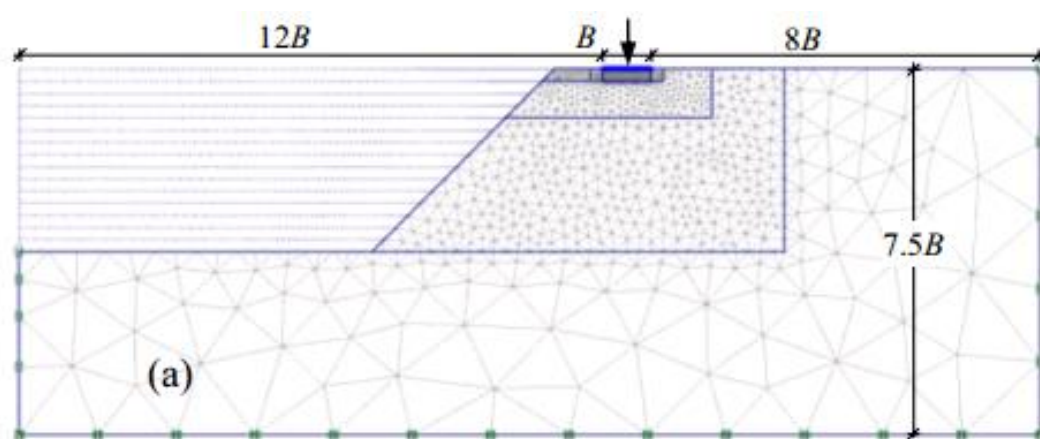


Figure 2.23 Maillage pour une semelle filante au bord d'une pente, d'après Georgiadis (2009).

A partir des résultats obtenus, Georgiadis (2009) a proposé trois modes de mécanisme de rupture ; (a, b) mécanismes de rupture de la capacité portante, (c) mécanisme de rupture de talus général, figure (2.24).

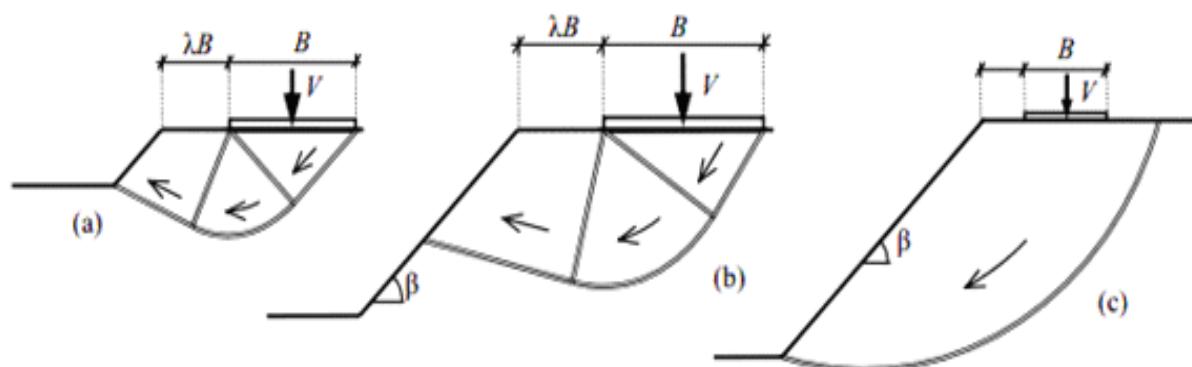


Figure 2.24 Modes de rupture, d'après Georgiadis (2009).

Georgiadis (2009) a proposé des abaques de calcul permettant d'obtenir le facteur de portance N_c pour n'importe quelle valeur du rapport $Cu/B\gamma$, d'angle de la pente β , de la distance normalisée λ et la hauteur de la pente normalisée H/B et a développé une équation pour déterminer le coefficient non drainé N_c en fonction de la cohésion, poids volumique de sol, la largeur de la semelle, la distance de la semelle par rapport à la pente, l'angle de la pente et la hauteur de la pente.

3.3 Mabrouki et al. (2010)

Mabrouki et al. (2010) ont examiné numériquement la capacité portante d'une fondation filante non encastrée, rigide et rugueuse, de largeur B , reposant 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. Plusieurs configurations géométriques ont été analysées pour une fondation filante de largeur $B = 1$ m, l'angle de la pente d'angle est $\beta = 26,6^\circ$ et $33,7^\circ$ (pente 1/2 et 2/3) et le rapport d/B varie entre 0 et 6 par pas de 1, afin d'évaluer l'effet de la pente sur la capacité portante d'une semelle filante rugueuse. Les valeurs numériques obtenues sont comparées aux formulations disponibles dans la littérature. Cette étude vise l'estimation numérique des facteurs de portance, ainsi que les facteurs réducteurs de portance pour deux pentes, afin de les comparer aux valeurs de Gemperline (1988) et Bakir (1994).

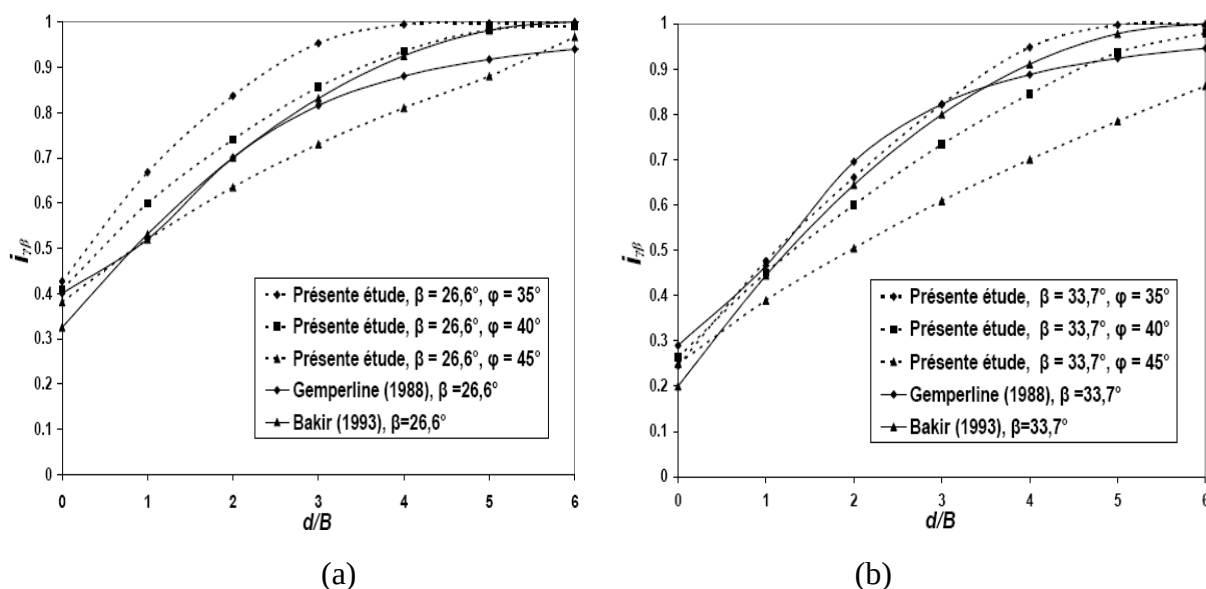


Figure 2.25 Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de la distance à la crête du talus. (a) $\beta = 26,6^\circ$ (pente 1/2), (b) $\beta = 33,7^\circ$ (pente 2/3).

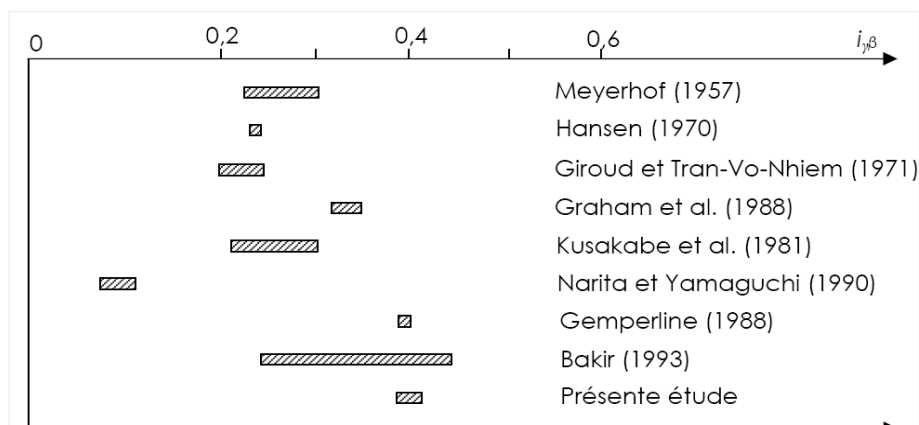


Figure 2. 26 Comparaison des résultats de $i_{\gamma\beta}$ dans le cas $d/B = 0$, et $\beta = 26,6^\circ$.

4. Fondation sur un milieu hétérogène.

La structure du terrain comporte bien souvent des couches diverses en nature et comportement. Leur disposition est tantôt variable, tantôt ordonnée ; dans ce dernier cas, on a le plus souvent à faire à des sols stratifiés à peu près horizontalement.

Lorsqu'on a, à faire à une telle structure, si on adoptait une profondeur constante de la fondation par rapport à la base de l'ouvrage à construire, les fondations reposeraient sur des matériaux dont le comportement pourrait être extrêmement variable. Les couches les plus raides risqueraient de créer des points durs qui ne se déformeraient pratiquement pas, tandis que sur les couches compressibles, se produiraient des tassements importants ; on aurait donc des tassements différentiels qui provoqueraient certainement des fissures et peut être même la ruine de l'ouvrage.

4.1 Différents types de disposition des couches.

Heureusement, par suite des conditions géologiques de dépôt, on rencontre le plus souvent des structures à peu près horizontales. Alors, la stratification est perpendiculaire à l'effort vertical auquel on a généralement affaire, et l'on peut aborder leur étude.

4.1.1 Fondations supportées par une couche de sol au-dessus d'une base rigide

La figure 2.27 a montré une semelle rigide à base rugueuse reposant sur une couche de sol homogène qui a une épaisseur très grande. La capacité portante ultime de cette fondation peut être exprimée :

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (2.17)$$

La profondeur de la zone de rupture dans le sol due à la charge ultime q_u est égale à D . La valeur de D obtenue pendant l'évaluation du facteur de la capacité portante N_c par Prandtl (1921) et N_q par par Reissner (1924) est donnée sous une forme non dimensionnelle dans la figure 2.28.

De la même façon, la variation de D emportée par Lundgren et Mortensen (1953) pendant l'évaluation de N_γ est donnée dans la figure 2.29. Actuellement si une base rugueuse rigide est trouvée à une profondeur $H < D$ au-dessous de la base de la fondation, un développement complet de la surface de rupture dans le sol sera limité. Dans ce cas, la zone de rupture du sol et le développement des lignes de glissement à la charge ultime seront représentées comme indiqué dans la figure 2.27.b. Mandel et Salençon (1972) ont déterminé les facteurs de la capacité portante pour un tel cas par intégration numérique en utilisant la théorie de plasticité.

Selon cette théorie, la capacité portante ultime d'une fondation continue rugueuse avec une base rugueuse rigide localisée à une petite profondeur peut être donnée par la relation

$$q_u = cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (2.18)$$

Où :

N'_c, qN'_q, N'_γ Facteurs de portance modifiés

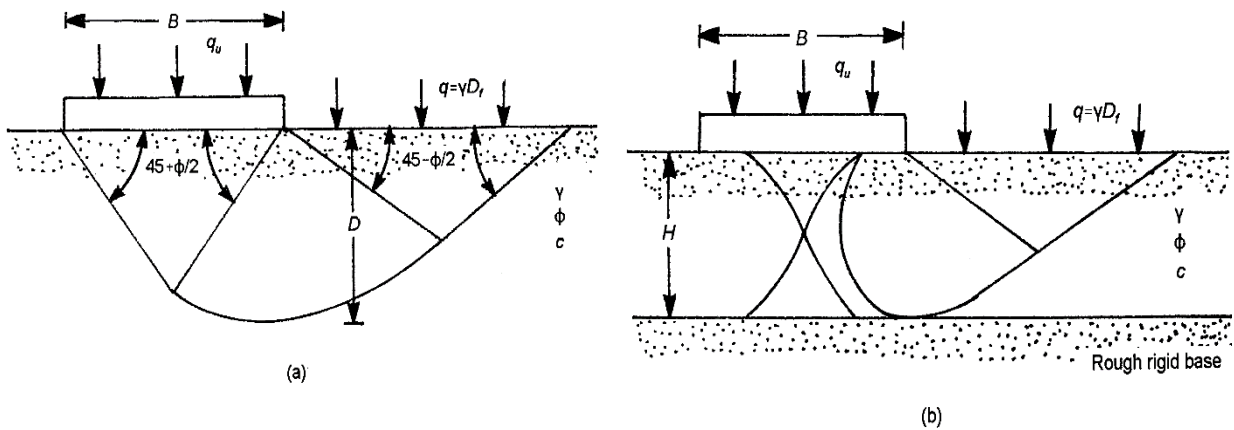


Figure 2.27 Surface de rupture sous une fondation filante (Mandel et Salençon 1972) :

- (a) sol homogène se prolongeant à une grande profondeur,
 (b) sol homogène avec une base rigide approximative située à une profondeur faible.

On note que, pour $H \geq D$, $N'_c = N_c$, $N'_q = N_q$, et $N'_\gamma = N_\gamma$ (Lundgren et Mortensen 1953), les variations de N'_c , N'_q , et N'_γ avec H/B et l'angle du frottement du sol sont donnés respectivement dans les figures (2.30), (2.31), et (2.32).

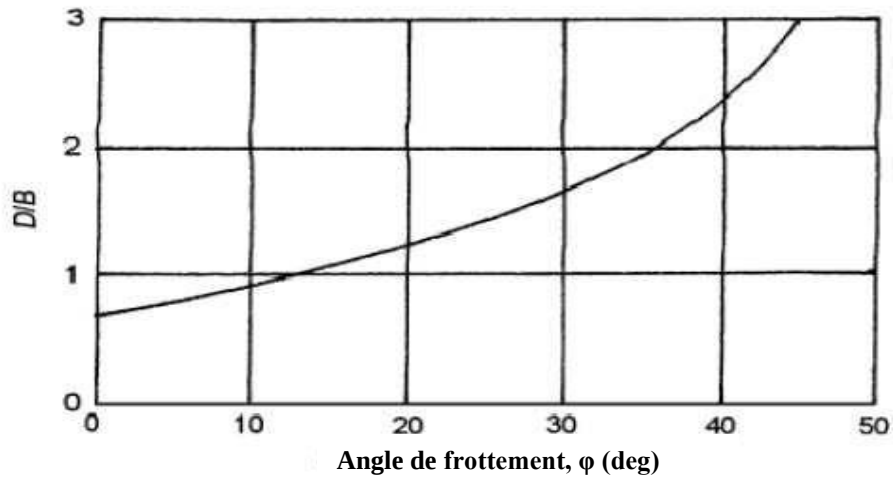


Figure 2.27 Variation de D/B avec l'angle de frottement pour (N_c et N_q) Das BM (2017).

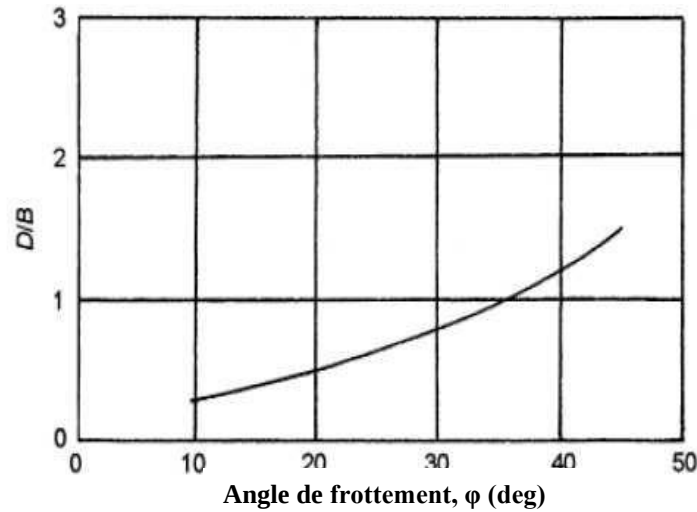


Figure 2.28 Variation de D/B avec l'angle de frottement (pour N_γ) Das BM (2017).

En considérant que les facteurs de la profondeur sont négligés, la capacité portante ultime des fondations circulaires et rectangulaires rugueuses sur une couche de sable ($c=0$) avec une base rigide rugueuse localisée à une petite profondeur peut être donnée comme suit :

$$q_u = qN'_q\lambda'_{qs} + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma\lambda'_{\gamma s} \quad (2.19)$$

Les facteurs de forme cités ci-dessus varient en fonction de H/B . Basés sur le travail de Meyerhof et Chaplin (1953) et avec l'hypothèse amplificatrice qui, dans les plans radiaux, les contraintes et les zones du cisaillement sont identiques à ceux dans les plans transversaux, Meyerhof (1974) a évalué les valeurs approximatives de λ'_{qs} et $\lambda'_{\gamma s}$ comme

$$\lambda'_{qs} = 1 - m_1 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (2.20)$$

$$\lambda'_{\gamma s} = 1 - m_2 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (2.21)$$

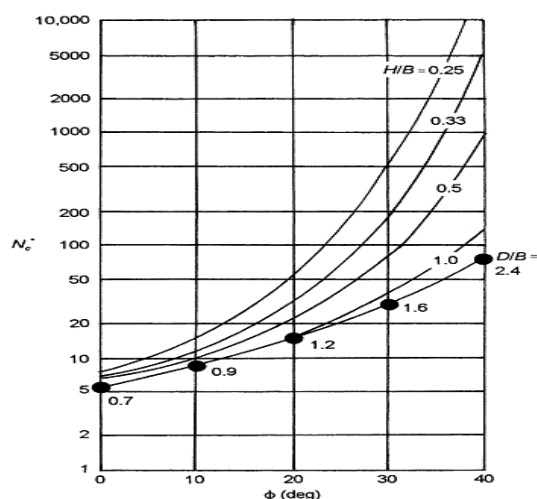


Figure 2.29 Facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon N_c^* [eq(2.18)].

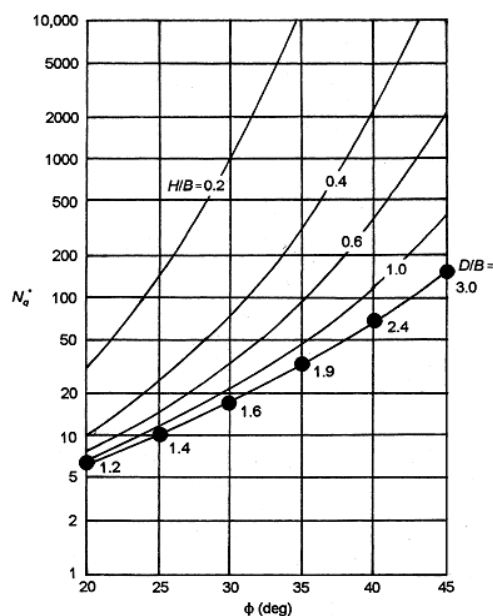


Figure 2.30 Facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon N_q^* [équation (2.18)].

Le changement de m_1 et m_2 avec H/B est donné dans les figures 2.33 et 2.34 Pfeifle et Das (1979) ont mené des recherches au laboratoire pour vérifier la théorie de Mandel et Salencon (1972). La Figure 2.35 représente la comparaison de l'évaluation expérimentale de N_γ' pour une fondation de surface rugueuse ($D_f=0$) sur une couche du sable avec la théorie. L'angle de frottement du sable utilisé pour ces essais était égal à 35° . Les conclusions suivantes peuvent être tirées :

1. La valeur de N_γ' pour une fondation donnée augmente avec la diminution de H/B .
2. Pour la grandeur $H/B \geq D/B$; la présence d'une fondation rugueuse rigide n'a aucune influence sur N_γ' , la valeur de la capacité portante est approximativement plus grande de 50-75 % que celle prédite par la théorie.

3. Pour H/B comprises entre 0.6 et 1.9, les valeurs expérimentales de N_γ' sont plus grandes que celles données par la théorie.
4. Pour $H/B < 0.6$, les valeurs expérimentales de N_γ' sont considérablement inférieures à celles prédites par la théorie. Ceci peut être dû à deux facteurs : (a) l'écrasement des grains de sable à des valeurs aussi élevées de charge ultime, et (b) la nature curviligne de l'enveloppe de rupture réelle du sol à des niveaux élevés de contraintes normales.

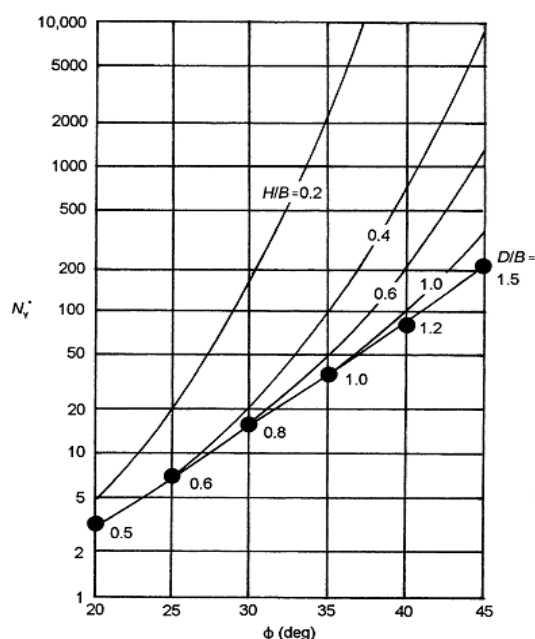


Figure 2.31 Facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon N_γ' [équation (2.18)].

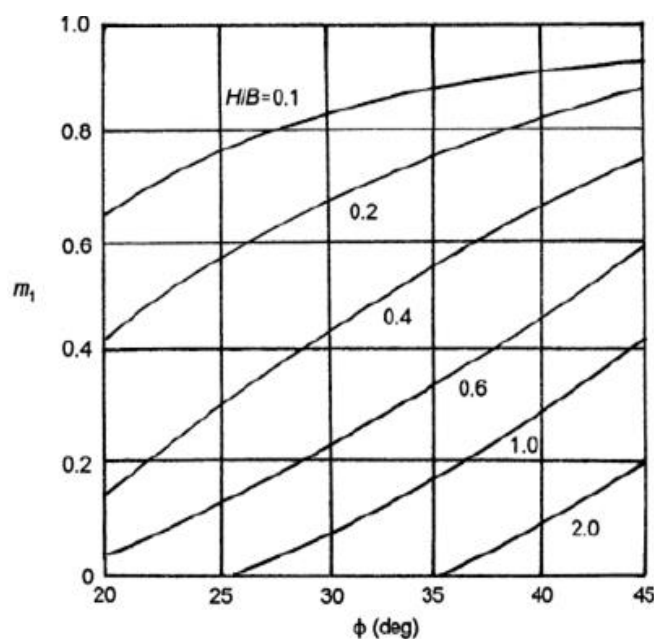


Figure 2.32 Variation de m_1 (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié [équation (2.20)].

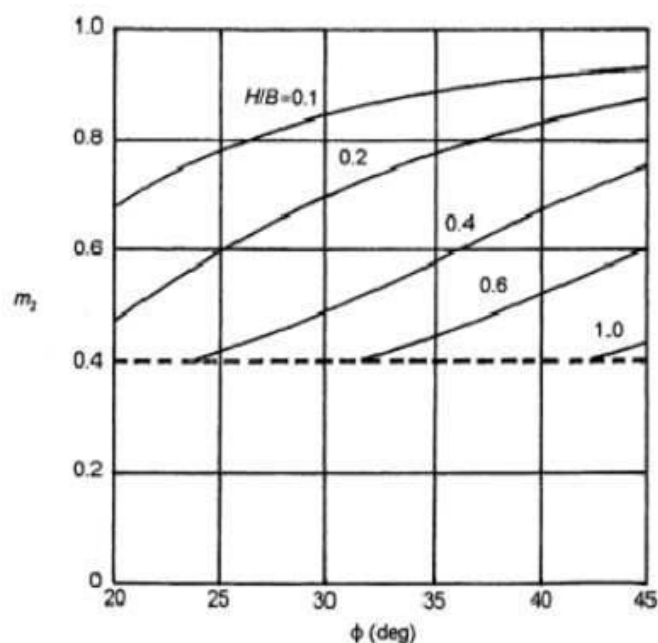


Figure 2.33 Variation de m_2 (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié [équation (2.21)].

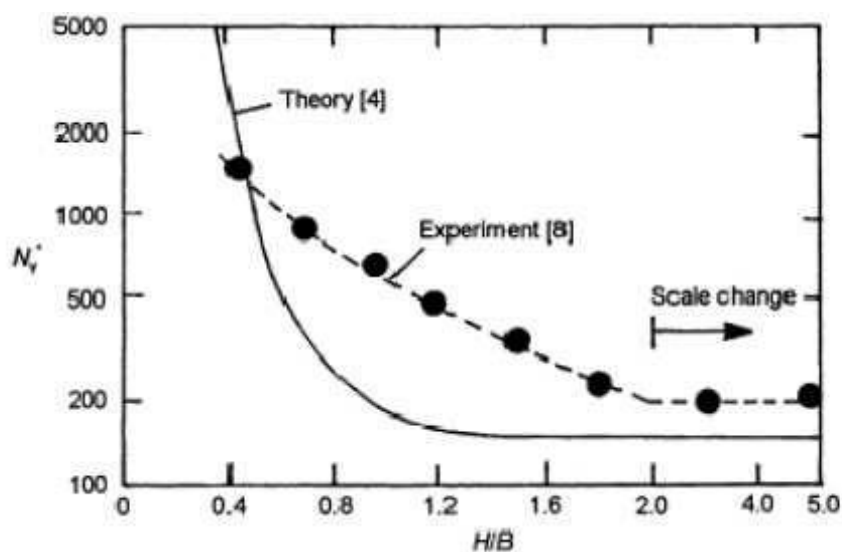


Figure 2.34 Comparaison entre les valeurs expérimentales et théoriques de $N_{\gamma'}$ (Das BM 2017).

4.1.2 Semelle sur une bicouche argileuse anisotrope saturée

La figure 2.36 schématise le cas d'une semelle continue reposant sur une bicouche argileuse anisotrope saturée. La largeur de la fondation est B , et l'encastrement de la fondation est D_f . La profondeur de la couche d'argile H est mesurée à partir de la base de la fondation à l'interface entre les deux couches. Casagrande et Carillo (1954) ont proposé une relation donnant la variation de la cohésion non drainée, dans le cas où les argiles sont anisotropes, de la manière suivante :

$$C_{u(i)} = C_{u(h)} + [C_{u(v)} - C_{u(h)}] \cos^2 i$$

$C_{u(i)}$: cohésion non drainée à une profondeur donnée où la contrainte principale majeure est inclinée d'un angle i avec l'horizontale.

$C_{u(v)}$ et $C_{u(h)}$: cohésion non drainée respectivement pour $i = 90^\circ$ et $i = 0^\circ$.

La capacité portante ultime de la fondation continue peut être donnée par :

$$q_u = C_{u(v)-1} N_{c(L)} + q$$

Où :

$C_{u(v)-1}$: cohésion non drainée de la couche supérieure du sol lorsque la contrainte principale majeure est verticale : $q = \gamma_1 D$

Cependant, le facteur de portance, $N_{c(L)}$ sera une fonction de H/B et $C_{u(v)-2} / C_{u(v)-1}$.

Où :

$$N_{u(L)} = f \left[\frac{H}{B} \frac{C_{u(v)-2}}{C_{u(v)-1}} \right] \quad (2.22)$$

$C_{u(v)-2}$: cohésion non drainée de la couche d'argile inférieure lorsque la contrainte principale majeure est verticale.

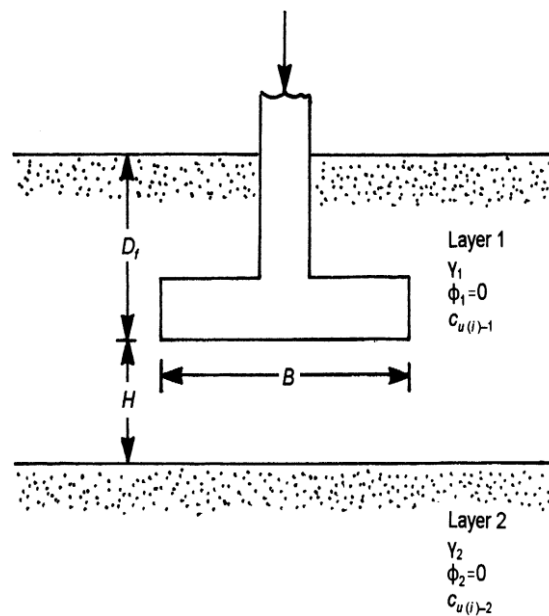


Figure 2.35 Semelle filante sur couche argileuse anisotrope (Das BM 2017).

Reddy et Srinivasan (1967) ont développé une procédure pour déterminer la variation de $N_{c(L)}$. Ils ont supposé que la surface de rupture était cylindrique comme indiqué sur la figure 2.37 lorsque le centre de la surface de rupture se situe au point O. Ils ont supposé également que les grandeurs de $c_{u(v)}$ pour la couche supérieure d'argile est $[C_{u(v)-1}]$, et celle de la couche inférieure d'argile est $[C_{u(v)-2}]$ et qui restent constante le long de la

profondeur z comme indiqué sur la figure (2.37-b). Pour l'équilibre de la fondation, ils ont considéré les forces par unité de longueur, et ont calculé les moments par rapport au point O.

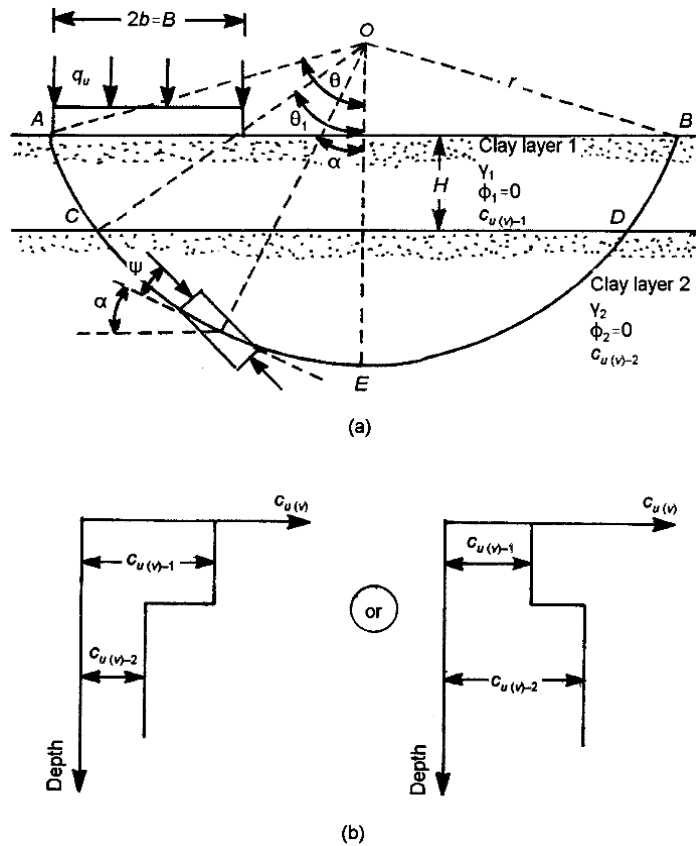


Figure 2.36 Hypothèses de calcul de $N_c(L)$ pour une semelle filante sur un bicouche (Das BM 2017)

4.1.3 Fondation sur une couche de sol raide surmontant un sol mou

Meyerhof et Hanna (1978) ont développé une théorie pour estimer la capacité portante d'une fondation filante rigide implantée sur une couche de sol raide (de sable, d'argile raide, de sol cimenté, de corail,..) reposant sur une couche de sol mou. D'après cette théorie, la surface de rupture dans le sol sera montrée par la figure 2.38 sous une charge limite q_u . Si le rapport H/B est relativement faible, une rupture par cisaillement local se produira dans la couche du sol raide (couche supérieure) suivie par une rupture par cisaillement général dans la couche de sol mou (couche inférieure). En considérant la longueur unitaire de la fondation continue, la capacité portante ultime peut être donnée par :

$$q_u = q_b + \frac{2(c_a + p_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 H \quad (2.23)$$

Avec

B : largeur de la semelle

et γ_1 : densité de sol ferme

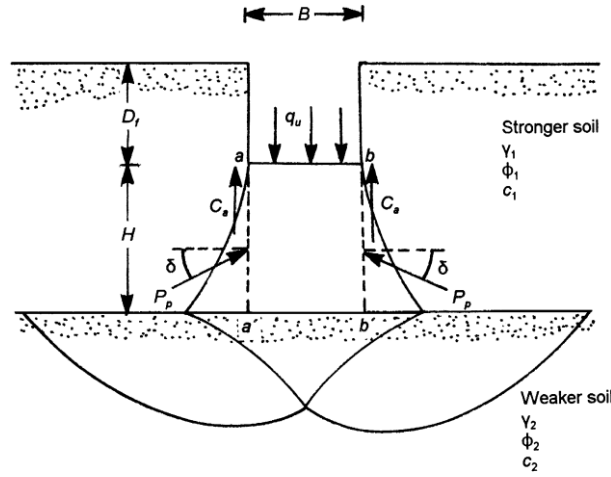


Figure 2.37 Fondation filante rigide sur une couche de sol dense surmontant une argile molle (Das BM 2017).

C_a : force d'adhésion le long de aa' et bb'

P_p : force passive sur les faces aa' et bb'

q_b : la capacité portante au bas de la couche

δ : angle de la force passive P_p avec l'horizontale. Notons que dans l'équation (2.6)

$$C_a : c_a H \quad (2.24)$$

C_a : unité d'adhésion

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(\frac{K_p H}{\cos \delta} \right) (\gamma_1 D_f) H \left(\frac{K_p H}{\cos \delta} \right) \quad (2.25)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{D_f}{H} \right) \left(\frac{K_p H}{\cos \delta} \right) \quad (2.25b)$$

Où :

$K_p H$: composante horizontale du coefficient de poussée des terres.

$$q_b = C_2 N_{c(2)} + \gamma_1 (H + D_f) N_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad (2.26a)$$

$N_{c(2)}, N_{q(2)}, N_{\gamma(2)}$: facteurs de la capacité portante de la couche du sol inférieure (c'est-à-dire en ce qui concerne l'angle de frottement du sol de la couche de sol inférieure ϕ_2)

La combinaison des équations (2.23), (2.24) et (2.25b) donne l'équation suivante :

$$q_u = q_b + \frac{2C_a H}{B} + 2 \left[\frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \right] \left(\frac{2K_p H}{\cos \delta} \right) \left(\frac{\sin \delta}{B} \right) - \gamma_1 H = q_b + \frac{2C_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[1 + \frac{2D_f}{H} \right] \frac{K_p H \tan \delta}{B} - \gamma_1 H \quad (2.26b)$$

$$\text{Où : } K_p H \tan \delta = K_s \tan \phi_1$$

K_s = le coefficient de résistance au cisaillement par poinçonnement

Alors :

$$q_u = q_b + \frac{2C_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[1 + \frac{2D_f}{H} \right] \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \quad (2.26c)$$

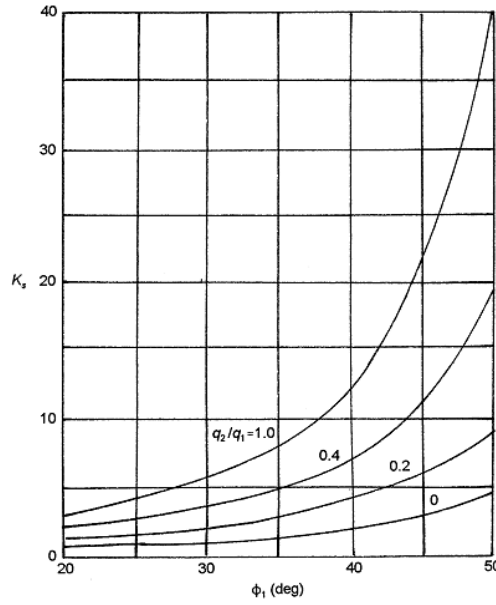


Figure 2.38 Variation de K_s avec ϕ_1 et q_2/q_1 - théorie de Meyerhof et Hanna (1978).

On peut déterminer k_s en utilisant les tableaux du coefficient de la pression du sol passif proposé par Caquot et Kerisel (1948). La figure 2.39 donne la variation de K_s avec q_2/q_1 et ϕ_1 . On notera que q_1 et q_2 sont les capacités portantes ultimes d'une fondation filante de largeur B sous charge verticale sur couches homogènes des sols respectivement supérieurs et inférieurs, où :

$$q_1 = c_1 N_{c(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad (2.27)$$

Où :

$N_{c(1)}, N_{\gamma(1)}$ = les facteurs de la capacité portante correspondant à l'angle de frottement du sol ϕ_1

$$q_2 = c_2 N_{c(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad (2.28)$$

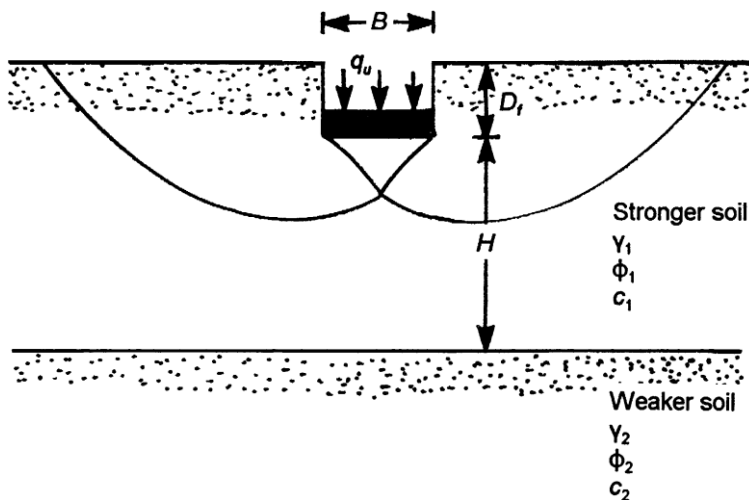


Figure 2.39 Fondation filante rigide sur bicouche de sol (H/B est relativement faible) Das BM (2017).

Si la largeur est petite comparée à la hauteur H , donc la surface de rupture sera complètement localisée dans la couche supérieure du sol raide, comme indiqué sur la figure 2.40. Dans un tel cas, la limite supérieure pour q_u sera de la forme suivante :

$$q_u = q_1 = c_1 N_{c(1)} + q N_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad (2.29)$$

D'où, en combinant les équations 2.26c et 2.29 :

$$q_u = q_b + \frac{2C_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[1 + \frac{2D_f}{H} \right] \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 \leq q_t \quad (2.30)$$

Pour la fondation rectangulaire, l'équation (2.30) peut être modifiée comme :

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2C_a H}{B} \right) \lambda_a + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_s \tan \phi_1}{B} \right) \lambda_s - \gamma_1 H \leq q_t \quad (2.31)$$

Où :

λ_a, λ_s : facteurs de forme

$$q_b = c_2 N_{c(2)} \lambda_{cs(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} \lambda_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \lambda_{\gamma s(2)} \quad (2.32)$$

$$q_b = c_1 N_{c(1)} \lambda_{cs(1)} + \gamma_1 (D_f) N_{q(1)} \lambda_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \lambda_{\gamma s(1)} \quad (2.33)$$

$\lambda_{cs(1)}, \lambda_{qs(1)}, \lambda_{\gamma s(1)}$: facteurs de forme pour la couche de sol supérieur (l'angle de frottement ϕ_1).

$\lambda_{cs(2)}, \lambda_{qs(2)}, \lambda_{\gamma s(2)}$: facteurs de forme pour la couche de sol inférieur (l'angle de frottement ϕ_2).

En se basant sur les équations générales (2.31), (2.32) et (2.33), certains cas particuliers peuvent être développés :

Cas I : Capacité portante d'une couche de sable dense sur une argile molle saturée

Dans ce cas : $c_1=0$ et d'où $c_a=0$, aussi pour $\phi_2=0$, $N_{c(2)}=5.14$, $N_{\gamma(2)}=0$, $N_{q(2)}=1$,

$$\lambda_{cs}=1+0.2 (B/L), \lambda_{qs}=1$$

$$q_u = 5.14 C_s \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} \lambda_s + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad (2.34)$$

Où :

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} \left[1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right) \right] + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \left[1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right) \right] \quad (2.35)$$

q_t = capacité portante unitaire de la couche de sable de surface, en négligeant l'argile molle

dans l'équation (2.35) les relations pour les facteurs de forme λ_{qs} et λ_s sont celles données par Meyerhof (1963) comme présenté ci-dessous. Notons que K_s est la fonction de q_2/q_1 [Équations (2.27) et (2.28)] pour ce cas

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{5.14 C_2}{0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} \quad (2.36)$$

q_2/q_1 = représente le rapport des capacités portantes unitaires des deux couches.

Une fois q_2/q_1 connu, la grandeur de K_s peut être obtenue à partir de la Fig. 4.15 qui, à son tour, peut être utilisée dans l'équation (4.40) pour déterminer la capacité portante ultime de la fondation q_u . La valeur du facteur de forme λ_s pour une fondation filante peut être prise égale à 1. Pour les fondations carrées ou circulaires, d'après le travail expérimental de Meyerhof et Hanna (1978), la valeur de λ_s paraît varier entre 1.1 et 1.27. Pour un calcul conservateur il peut être pris égal à 1.

A partir de ce concept, Hanna et Meyerhof (1978) ont développés des courbes de conception alternatives pour déterminer le coefficient de résistance au cisaillement par poinçonnement K_s , et ces courbes sont présentées dans les figures (2.41) et (2.42). Pour utiliser ces courbes, il est recommandé de suivre les étapes suivantes :

1. Déterminer q_2/q_1 .
2. Avec des valeurs connues de ϕ_1 et q_2/q_1 , déterminer la grandeur de δ/ϕ_1 de la Figure. 2.41.
3. Avec des valeurs connues de ϕ_1 , δ/ϕ_1 , et c_2 , déterminer K_s à partir de la Figure. 2.42.

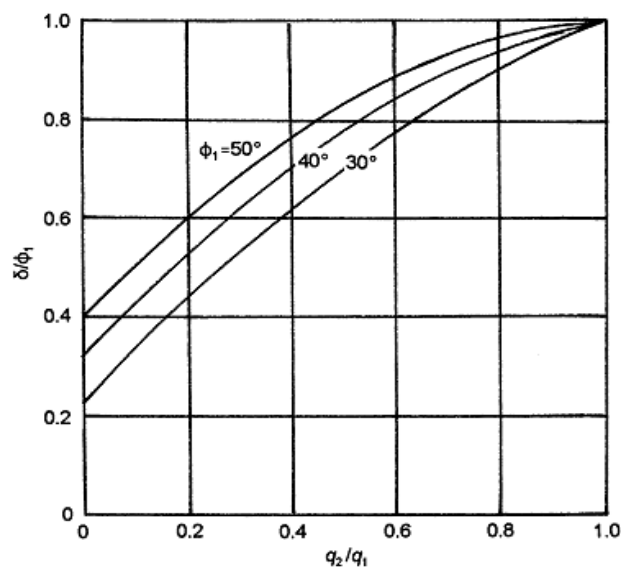


Figure 2.40 Analyses de variation de δ/ϕ_1 avec q_2/q_1 et ϕ_1 de Meyerhof et Hanna (1978) (pour sable dense sur argile molle).

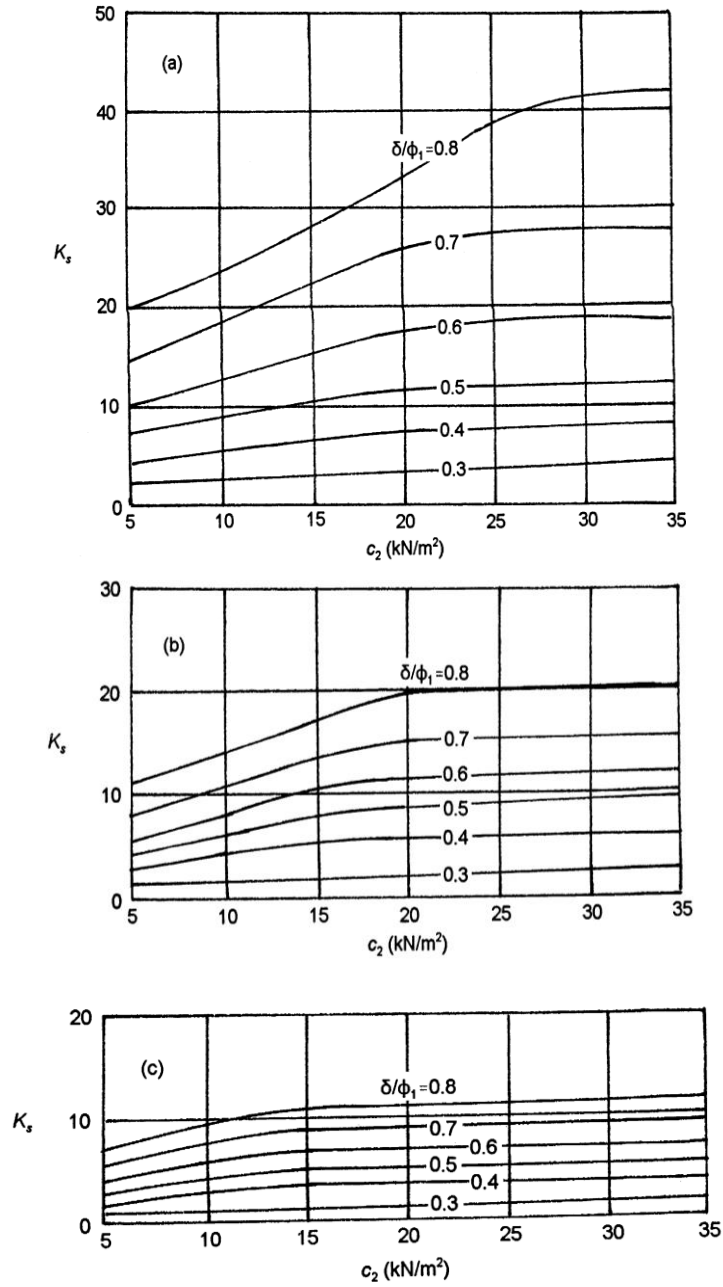


Figure 2.41 Analyse du coefficient de cisailment local du sable dense sur argile molle de Meyerhof et Hanna : (a) $\phi_1=50^\circ$, (b) $\phi_1=45^\circ$, (c) $\phi_1=40^\circ$.

Cas II : Capacité portante d'une couche de sable dense sur une couche de sable lâche

Dans ce cas : $c_1=0$ et $c_a=0$, en outre, en se référant à l'équation (2.31), on aura

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \left(\frac{K_s \tan \phi_1}{B}\right) \lambda_s - \gamma_1 H \leq q_t \quad (2.37)$$

Où :

$$q_b = \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} \lambda_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(2)} \lambda_{\gamma s(2)} \quad (2.38)$$

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} \lambda_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(1)} \lambda_{\gamma s(1)} \quad (2.39)$$

En utilisant les facteurs de forme de Meyerhof

$$\lambda_{qs1} = \lambda_{\gamma s1} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right)$$

$$\lambda_{qs2} = \lambda_{\gamma s2} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right)$$

Pour une conception conservatrice, pour tous les rapports B/L , les valeurs de λ_s peuvent être considérées égale à 1 ; Dans ce cas

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{0.5\gamma_2 B N_{\gamma(2)}}{0.5\gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{\gamma_2 B N_{\gamma(2)}}{\gamma_1 B N_{\gamma(1)}} \quad (2.40)$$

Une fois q_2/q_1 est déterminé, la valeur du coefficient de cisaillement de poinçonnement K_s peut être obtenue à partir de la figure 2.39. Hanna (1981) a suggéré d'utiliser les angles de frottement obtenus lors des essais au cisaillement direct.

Hanna (1981) a également fourni un diagramme de conception amélioré permettant d'estimer le coefficient de résistance au cisaillement par poinçonnement K_s dans l'équation (2.37). Dans ce développement, il a supposé que la variation de δ pour la surface de rupture présumée dans la couche supérieure de sable dense serait de la nature illustrée dans la Figure. 2.43.

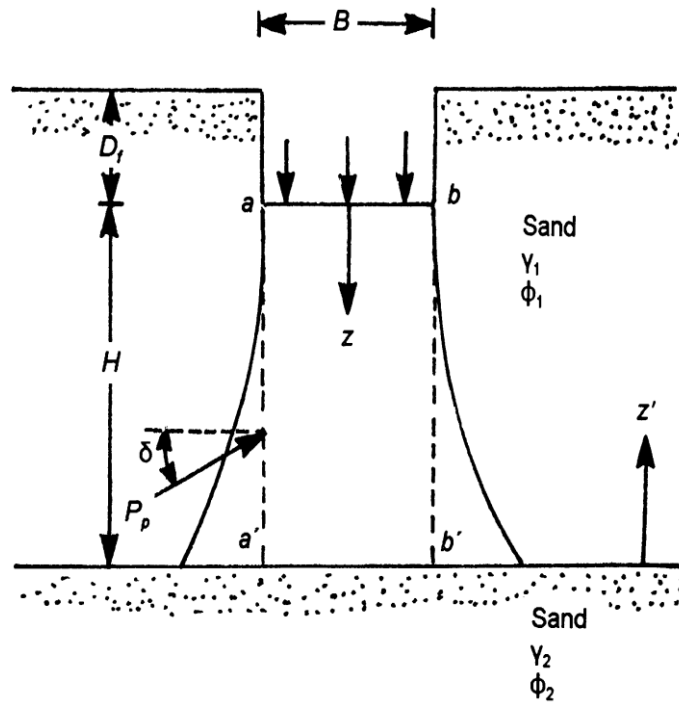


Figure 2.42 Hypothèse de Hanna pour la variation de δ avec profondeur pour la détermination de K_s .

La figure 4.44 présente la relation entre δ/ϕ_1 et ϕ_2 pour diverses valeurs de ϕ_1 . En utilisant la figure 4.21, Hanna (1981) a donné un graphique de conception pour K_s , et ce graphique de conception est présenté à la figure 4.45.

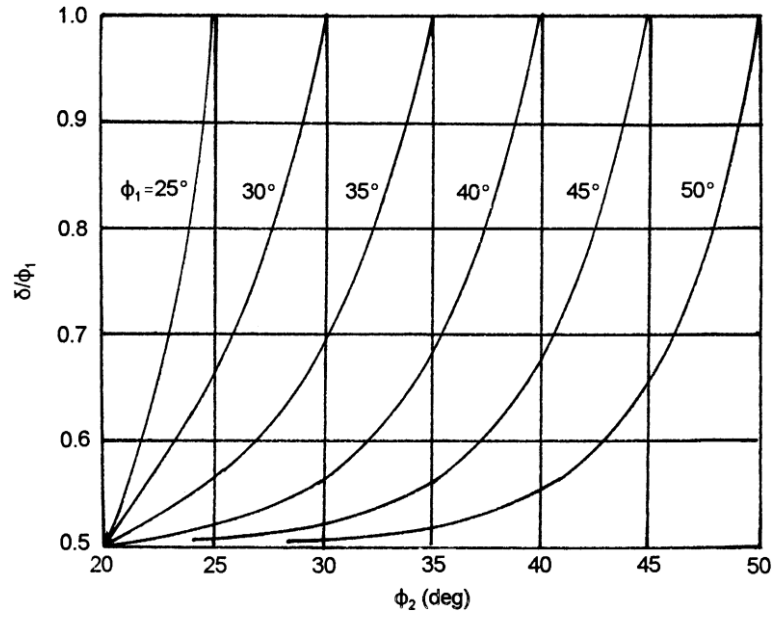


Figure 2.43 Analyse de Hanna - variation de δ/ϕ_1 .

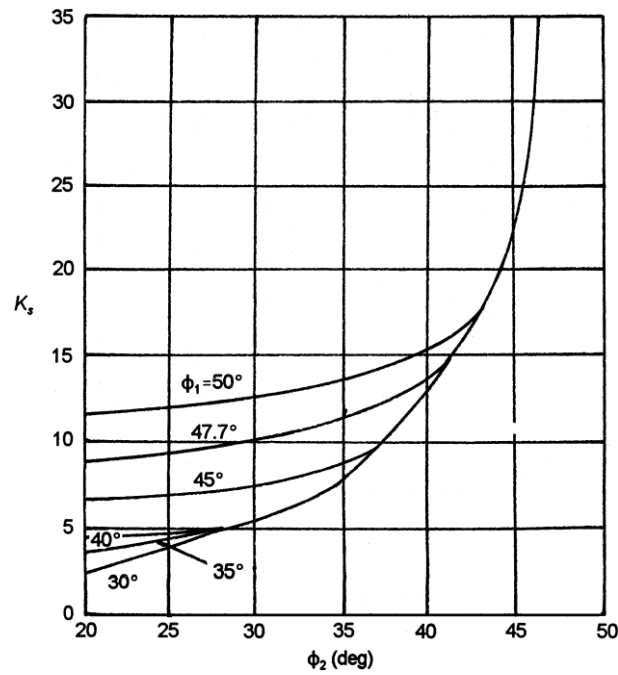


Figure 2.44 Analyse de Hanna - variation de K_s pour le sable plus fort sur le sable plus faible.

Cas III : Capacité portante d'une couche d'argile raide ($\phi_1=0$) recouvrant une argile molle ($\phi_2=0$)

Dans ce cas : $N_{q(1)} = N_{q(2)}=1$ et $N_{\gamma(1)} = N_{\gamma(2)}= 0$,

de même, $N_{c(1)} = N_{\gamma(2)} = 5.14$.

en se référant à l'équation (2.31),

$$q_u = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] c_2 N_{c(2)} + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_a H}{B} \right) \lambda_a + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad (2.41)$$

$$q_t = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] c_1 N_{c(1)} + \gamma_1 D_f \quad (2.42)$$

Pour une conception conservatrice, l'amplitude du facteur de forme λ_a peut être pris égale à un. L'ampleur de l'adhérence c_a est fonction de q_2/q_1 . Pour cette condition

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{c_1 N_{c(1)}} = \frac{5.14 c_2}{5.14 c_1} = \frac{c_2}{c_1} \quad (2.43)$$

La figure 2.46 montre la variation théorique de c_a/c_1 avec q_2/q_1 .

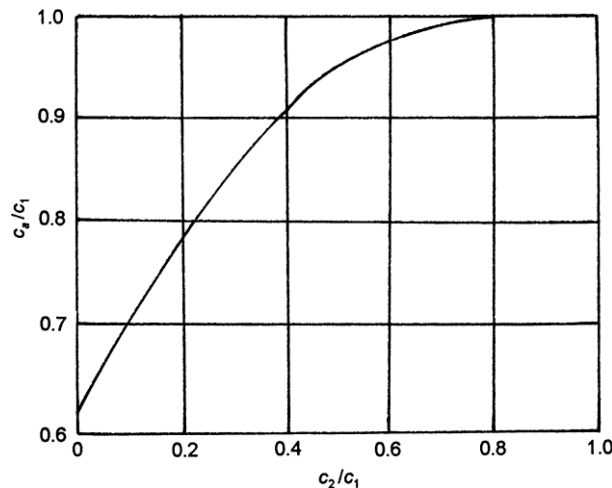


Figure 2.45 Analyse de Meyerhof et Hanna pour la variation de c_a / c_1 avec c_2/c_1 .

5. Conclusion

La plupart des méthodes d'estimation de la capacité portante décrites dans le Chapitre 1 ont été établies pour une fondation isolée reposant sur un milieu homogène semi infini. En pratique, les fondations sont souvent rencontrées dans des situations variables du point de vue géologique, géotechnique et géométrique. Cependant, il est nécessaire de tenir en compte ces variables dans l'évaluation de la capacité portante. Les problèmes de la capacité portante liés à ces cas particuliers sont décrits dans ce chapitre.

Les études ont montré que la portance d'une semelle filante établie à proximité d'une pente et affectée d'un coefficient réducteur i_β , dépend de l'angle de talus β , de la hauteur de la pente, de la distance relative d/B , et aussi des caractéristiques mécaniques du sol.

Les valeurs des facteurs de portance indiqués ci-dessus sont valables dans le cas d'un sol homogène sur une épaisseur suffisante pour que le mécanisme de rupture puisse s'y développer.

Dans le cas d'un sol hétérogène, il est aussi nécessaire de vérifier, sur une profondeur déterminée, que les contraintes transmises aux couches sous-jacentes soient admissibles.

Les investigations disponibles pour déterminer l'effet de la pente sur la capacité portante ultime des semelles située sur un sol stratifiée près d'une pente sont restées insuffisantes et des recherches complémentaires sont nécessaires.

Chapitre 3 : Lois de comportement et modélisation numérique

1. Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a eu recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnées par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques grâce à son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, ... etc.

2. Lois de comportements

Le choix de la loi de comportement est bien sûr en fonction du matériau que l'on modélise, mais également des phénomènes à traiter. Dans ce travail concernant la portance des fondations superficielles, dans cette case le comportement du sol peut se comporter de façon très différente : parfois comme un corps élastique, parfois comme un matériau élasto-plastique ou plastique parfait.

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

Il est observable que sur de nombreux matériaux la courbe (σ, ε) présente deux parties distinctes : une partie linéaire correspondant à un comportement réversible du matériau (élasticité) et une partie non linéaire correspondant à un comportement irréversible à partir de la limite élastique (Figure 3.1).

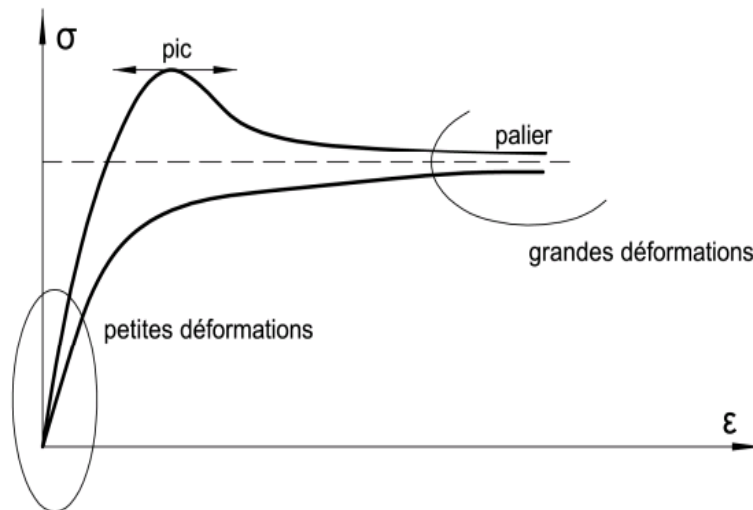


Figure 3.1 Courbe contrainte – déformation.

Les relations entre les contraintes et les déformations sont souvent linéaires et isotropes pour les calculs de déformations et affirmer qu'un matériau est isotrope, ils sont caractérisés par deux grandeurs caractéristiques, soit le module de Young E et le coefficient de Poisson ν ou le module de cisaillement G et le module volumique K .

Une loi de comportement est significative si elle peut représenter le mieux possible l'ensemble des aspects de la réponse du sol aux sollicitations qui lui sont imposées. Diverses formulations de modèles de comportement ont pu être établies pour caractériser le comportement des sols.

En pratique, un bon modèle de comportement doit admettre une forme suffisamment simple pour être utilisable et adaptée à son introduction dans un code de calcul numérique en déformation. Il doit comporter un nombre limité de paramètres mécaniques faciles à identifier à partir des données expérimentales courantes.

Les lois rhéologiques pour les sols étant très nombreuses. Nous choisissons seulement un représentant de certaines classes des lois de comportement qui ont été utilisées dans cette thèse pour modéliser des fondations superficielles 2D à comportement linéaire élastique.

2.1 Comportement élastoplastique

La théorie de l'élasto-plasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte-déformation et l'existence de déformations irréversibles suggèrent l'application du schéma de l'élasto-plasticité aux sols. De plus, le schéma élasto-plastique reste relativement simple et se prête bien à la programmation dans les logiciels de calcul.

- **La partition des déformations** : Elle décompose le tenseur des déformations totales (ϵ_{ij})

en la somme du tenseur des déformations élastiques et du tenseur des déformations plastiques.

- **La surface de charge** : Elle définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement du Matériau est irréversible.
- **La règle d'écoulement plastique** : Elle décrit l'évolution des déformations plastiques.
- **L'écrouissage** : Elle permet d'évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes et donc le domaine d'élasticité.

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K pour symboliser l'élasticité du matériau, et un patin de seuil S_0 Figure 3.1.

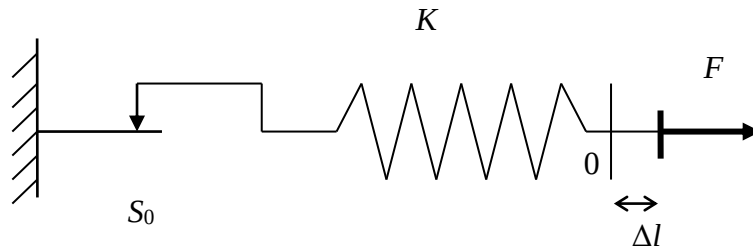


Figure 3.2 Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la Figure 3.2.

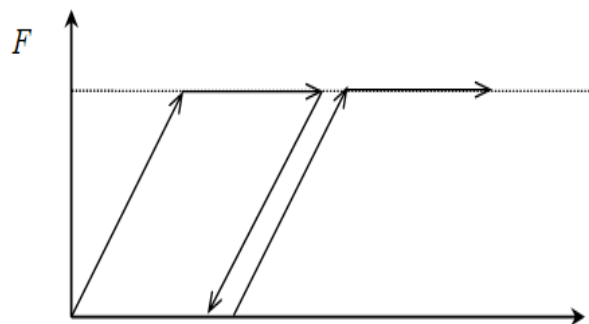


Figure 3.3 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

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 3.2 et 3.3 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La Figure 3.4 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

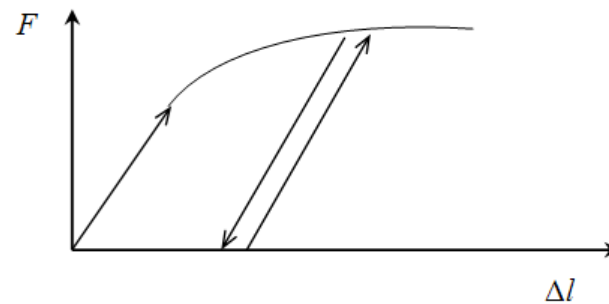


Figure 3.4 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

2.2 Modèle élastique linéaire

Le comportement élastique linéaire signifie que le tenseur de déformation est proportionnel au tenseur de contrainte au cours du chargement.

D'après Hooke, la relation contrainte-déformation est linéaire, caractérisée par deux paramètres : un module d'élasticité axial de Young E dans le cas d'un essai de compression ou traction simple, ou par le module de cisaillement G pour un essai de cisaillement simple (Figure 3.5) et le coefficient de Poisson ν .

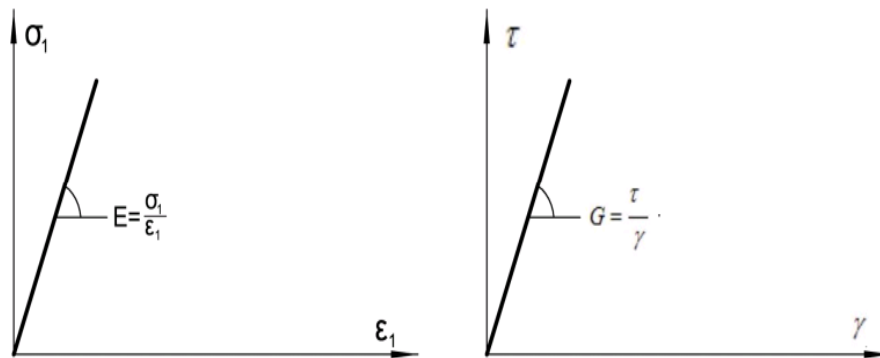


Figure 3.5 Loi de comportement élastique linéaire

Un matériau est dit isotrope si toutes ses propriétés ne varient pas avec la direction des sollicitations. Par conséquent, les matériaux isotropes sont caractérisés par deux grandeurs caractéristiques, soit le module de Young E et le coefficient de Poisson ν ou le module de cisaillement G et le module volumique K .

Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope, l'expression la plus courante est donnée par la relation de Hooke qui adopte les formes établies dans les équations 3.1 et 3.2.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (3.1)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (3.2)$$

(Dias, 1999) a proposé les relations entre ces divers paramètres résumées dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 Relations entre les paramètres de l'élasticité linéaire isotrope (Dias, 1999).

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

La détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson d'un matériau est effectuée en estimant les tangentes initiales aux courbes de $(\sigma-\varepsilon)$ obtenues à l'essai triaxial axisymétrique (Figure 3.3). Si Oz représente l'axe de compression et O_x et O_y les deux axes dans le plan de l'échantillon cylindrique, les déformations ε_{xx} et ε_{yy} sont égales et principales, on obtient les relations suivantes :

$$E = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_{zz}} \quad (3.3)$$

$$\nu = \frac{\Delta \varepsilon_{xx}}{\Delta \varepsilon_{zz}} \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{zz} \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} \quad (3.6)$$

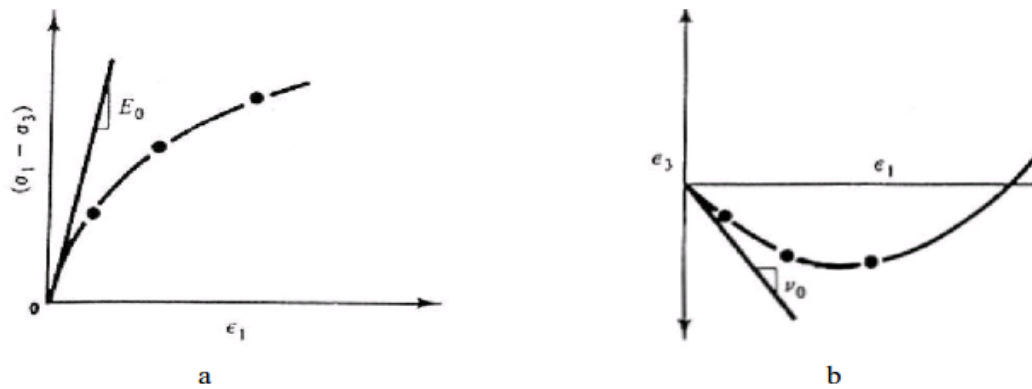


Figure 3.6 Détermination des caractéristiques élastiques, (a) Module de Young, b-Coefficient de Poisson.

Tableau 3.2 Valeurs du module d'Young et du coefficient de Poisson pour quelques matériaux de génie civil, d'après Mestat (1993).

Matériau	Module d'Young E(MPa)	Coefficient de Poisson ν
Argile très molle	0,35 – 3	0,30 – 0,50
Argile molle	2 – 5	0,30 – 0,50
Argile moyenne	4 – 8	0,30 – 0,40
Argile raide	7 – 18	0,30 – 0,40
Argile sableuse	30 – 40	0,30 – 0,42
Sable limoneux	7 – 20	0,15 – 0,25
Sable lâche	10 – 25	0,30 – 0,35
Sable dense	50 – 80	0,30 – 0,35
Sable dense et gravier	100 – 200	0,30
Granite	10 000 – 80 000	0,25 – 0,35
Basalte	20 000 – 70 000	
Quartzite	30 000 – 90 000	0,12 – 0,15
Gneiss	10 000 – 60 000	0,25 – 0,35
Schiste	7 000 – 50 000	0,15 – 0,20
Calcaire très compact	60 000 – 80 000	
Calcaire compact	30 000 – 60 000	
Calcaire normal	10 000 – 30 000	0,25 – 0,35
Calcaire tendre	2000 – 10 000	
Marne	50 – 1000	
Grès	5000 – 60 000	0,25 – 0,35
Molasse	1500 – 5000	
Marbre	80 000 – 110 000	
Gypse	2000 – 5000	0,27 – 0,30
Acier	180 000 – 210 000	0,30
Aluminium	55 000 – 76 000	0,30 – 0,35
Béton	10 000 – 40 000	0,15 – 0,20
Bois	1000 – 10000	

2.3 Exemple de modèle élastoplastique

Dans le modèle élastique parfaitement plastique la fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. À l'intérieur de la surface de rupture ($F < 0$), le comportement du matériau

est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de charge ($F=0$), le comportement est considéré comme parfaitement plastique. la plupart des matériaux ont un comportement élasto-plastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écrouissage dont le modèle Hardening Soil de Plaxis fait partie.

2.4 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Plaxis est un modèle de comportement simple et robuste. Il peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel d'un sol. Le modèle de Mohr-Coulomb constitue une approche acceptable pour analyser la rupture des sols, les problèmes de fondation, la stabilité de pentes, de tunnel et de soutènement.

Le modèle de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage permet de simuler la rupture des sols et les roches tendres par cisaillement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Cette loi permet de décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable) et des sols cohérents à court et long terme (argiles et limons)

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

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c ; \quad (3.7)$$

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 3.7.

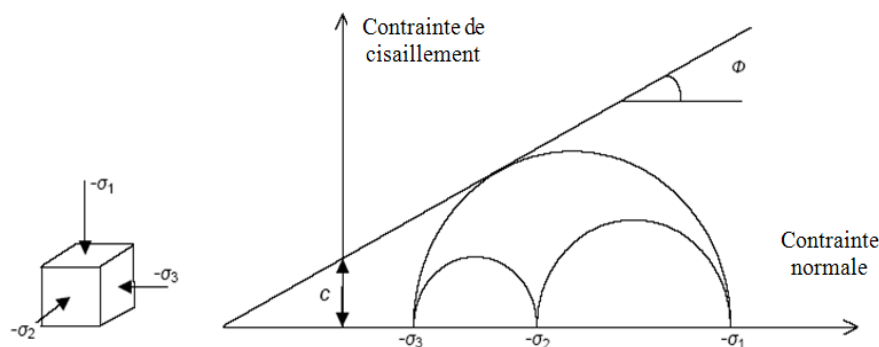


Figure 3.7 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

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

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \quad (3.8)$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$). Cette pyramide est centrée autour de la trisectrice de l'espace des contraintes principales (1er invariant des contraintes) comme illustré sur la Figure 3.8:

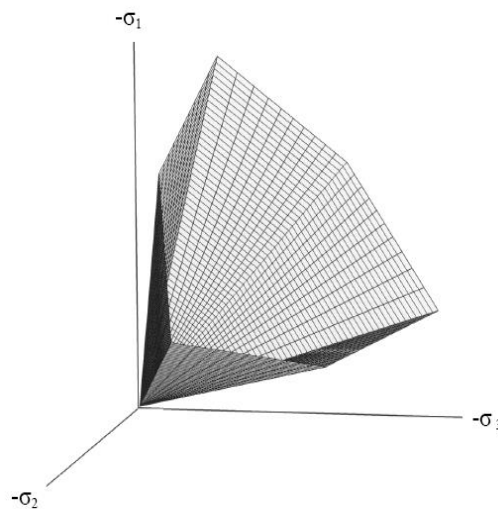


Figure 3.8 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Pour simuler le comportement des sols avec ce modèle, cinq paramètres mécaniques sont nécessaires :

- deux paramètres élastiques : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν ,
- deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture : la cohésion c et l'angle de frottement φ ,
- Un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique, l'angle de dilatance ψ .

Ces paramètres sont facilement identifiables à partir d'essais de laboratoire, essais oedométriques ou triaxiaux (Mestat, 2002), comme le montre la figure (4-8)

Le comportement du sol n'étant pas linéaire, les conditions géostatiques jouent un rôle important. Aux paramètres de Mohr-Coulomb, le coefficient de terres au repos K_0 est ajouté. Il est lié de façon univoque, en conditions oedométriques, au coefficient de Poisson comme suit:

$$K_0 = \nu / (1 - \nu) \quad (3.9)$$

Cependant, dans certains logiciels comme Plaxis, la valeur de K_0 peut être imposée de façon indépendante pour notamment tenir compte de la sur-consolidation. Plusieurs études ont été réalisées concernant l'influence de divers facteurs sur ces paramètres. La valeur de l'angle de frottement ϕ est couramment comprise entre 15 et 45. Les valeurs inférieures ou autour de 30 sont typiques des argiles, tandis que des valeurs supérieures, entre 25 et 45, caractérisent les sables. A compacité donnée, l'angle de frottement est pratiquement indépendant de la teneur en eau du sol, mais il augmente avec le diamètre moyen des grains. Il dépend également de la forme et de l'état de surface des grains. Les sols pulvérulents n'ont pratiquement pas de cohésion, $0 < c < \text{quelques kilos Pascals}$. On parle de cohésion capillaire ou de cimentation en place.

Les sols cohérents ont une cohésion comprise entre quelques kilos Pascals et plusieurs centaines de kilos Pascals. L'angle de dilatance ψ quant à lui, est généralement compris entre 0 et 15°. Les sables lâches et les argiles ont des valeurs de dilatance très faibles, quelques degrés à peine voire zéro. D'une manière générale, l'angle de frottement est pratiquement toujours supérieur à l'angle de dilatance.

La valeur de ψ peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux (figure 3.9). Il existe également une relation empirique simple, généralement bien vérifiée pour les sables denses, reliant l'angle de dilatance et l'angle de frottement interne :

$$\psi = \phi - 30 \quad (3.10)$$

Cette expression est utilisée par défaut dans Plaxis. Notons que, dans le cas de matériaux fortement contractants, l'estimation de l'angle de dilatance peut conduire à des valeurs négatives.

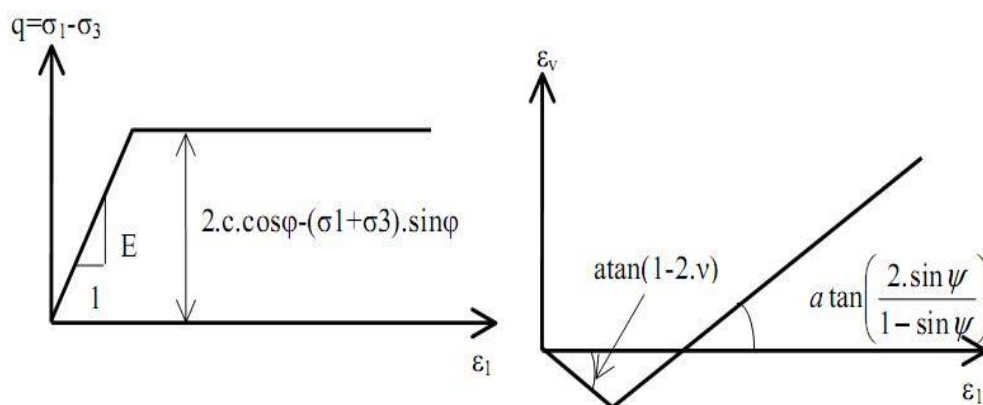


Figure 3.9 Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb.

3. Présentation des codes de modélisation numérique plaxis

3.1 Domaine d'application

Conçu par des géotechniciens numériques pour modéliser et résoudre les problèmes en géotechnique. C'est un logiciel en deux ou trois dimensions basé sur la méthode des différences finies. Le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que des procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable. Le recours aux manuels devenant rare. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

3.2 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

la mécanique des structures, l'analyse numérique et l'informatique appliquée.

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini 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 des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

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

4. Modélisation des fondations superficielles

Lorsque des problèmes d'interaction interviennent entre le sol et des structures ou lorsqu'une fondation doit être construite à proximité d'un ouvrage préexistant, une modélisation en élément finis peut apporter des informations utiles sur le fonctionnement de l'ouvrage, sur les champs de déplacement et de contrainte, et ainsi compléter une étude géotechnique classique. Ainsi, les modélisations de fondations superficielles peuvent être divisées en trois catégories :

Les modélisations en déformation plane (semelles filantes, radiers parallélépipédiques de grandes dimensions, etc.)

Les modélisations en symétrie de révolution ou axisymétrique (fondations circulaires, réservoirs cylindrique, etc.)

Les modélisations tridimensionnelles lorsque aucune simplification géométrique n'est possible (forte hétérogénéité des couches de sol, plates-formes pétrolière, fondation de centrale nucléaire, interactions tridimensionnelles avec d'autre ouvrage, etc.).

Selon le problème posé et l'étude choisie, il est possible en théorie de modéliser un problème de fondation de trois manières différentes en considérant : soit la fondation et les structures sans le sol, soit le sol et la fondation sans les structures, soit enfin l'ensemble constitué par le massif de sol, la structure et l'interface.

Dans ce type d'analyse, l'ingénieur étudie l'effet de la réaction du sol sur la fondation et éventuellement sur les structures. La réaction du sol est représentée par des ressorts linéaires ou non linéaires, dont le comportement est caractérisé par une proportionnalité entre le déplacement vertical et la contrainte verticale. Le coefficient de proportionnalité est appelé module de réaction ou coefficient de raideur (N/m^3). Si ce coefficient est constant, la réaction du sol est linéaire. D'une manière générale, cette approche est critiquable, car elle ne considère qu'une interaction unidimensionnelle et ignore les interactions entre colonnes de sol et la nature de l'interface sol-fondation.

5. Modélisation du sol et de la fondation sans les structures

Dans ce type d'analyse, l'ingénieur s'intéresse essentiellement aux déplacements verticaux et aux tassements différentiels à la surface du massif de sol. Une telle modélisation nécessite la connaissance des conditions de transmission des charges dues aux structures vers la fondation. Plusieurs cas peuvent être envisagés.

5.1 Cas d'une fondation a la géométrie complexe

Si la géométrie de la fondation est complexe, il est nécessaire de la représenter par des éléments finis de massif seul ou par un assemblage de coques et de poutres composées avec des éléments de massif, auxquels sont affectées des propriétés mécaniques bien supérieures à celles du sol. Des éléments d'interface peuvent également être pris en compte. L'exemple typique est une fondation tridimensionnelle ou une fondation ancrée dans le sol. La fondation a alors une rigidité finie ; elle n'est ni parfaitement souple, ni parfaitement rigide. Les charges appliquées sont ainsi distribuées à l'interface sol fondation par la loi de comportement du matériau (béton, métal, bois). La technique de construction elle-même est parfois modélisée en plusieurs étapes de calcul (excavation sur plusieurs mètres, mise en place de la fondation, installation d'ancrage, remblaiement, etc.).

5.2 Cas d'une fondation rigide

Si la fondation est supposée rigide (indéformable), à base de forme simple (carrée, rectangulaire ou circulaire), elle peut être représentée par une condition de déplacement vertical

imposé aux nœuds situés à l'interface. De plus, cette interface peut être lisse (le déplacement horizontal à l'interface n'est pas imposé) ou rugueuse (le déplacement horizontal à l'interface est nul).

Beaucoup de structures de génie civil peuvent être de cette façon assimilées à des fondations rigides, la pression mobilisée par un déplacement vertical imposé est alors obtenue par une moyenne sur les contraintes verticales de la première rangée des points d'intégration situés sous les nœuds de l'interface. Pour une semelle filante rigide, le début de la plasticité est localisé sous la fondation et aux bords de la fondation ; ensuite, celle-ci s'étend en profondeur plus que sur les côtés. L'exemple typique est une semelle en béton.

5.3 Cas d'une fondation souple

Si la fondation est supposée souple (très déformable), elle peut être représentée par une condition de pression uniforme appliquée directement à la surface du sol. Les déplacements horizontaux et verticaux à l'interface ne sont pas imposés. Pour une semelle filante souple, la plasticité commence au-dessous des bords de la fondation et se propage latéralement puis vers la profondeur. L'exemple typique est le réservoir métallique d'hydrocarbures. Toutefois,

d'une manière générale, le type de fondation (rigide ou souple) a relativement peu d'influence sur l'allure de la courbe chargement tassement et les valeurs de la charge limite sont proches.

En revanche, la distribution des pressions de contact entre la fondation et le sol est très différente.

Note : Dans le cas d'un sol pulvérulent ($c = 0$ kPa), la modélisation d'une fondation souple par une pression uniforme conduit souvent à des difficultés numériques et à des temps de calcul considérables. En effet, de fortes contraintes de cisaillement sont générées aux bords de la fondation ; celles-ci ne peuvent être reprises, en termes de critère plasticité, que par le développement progressif des contraintes, normales, ce qui nécessite de nombreux incréments et itération. Pour cette raison, il est souvent préférable d'avoir recours à des déplacements imposés pour modéliser le chargement, si cela est compatible avec les hypothèses du modèle. L'avantage d'une telle représentation est que les équations d'équilibre et de comportement peuvent toujours être satisfaites, généralement en peu d'itérations, même si la rupture est proche.

Si les déplacements imposés ne conviennent pas pour le modèle, une solution consiste à introduire une petite cohésion dans les calculs ; quelques kilos pascals (kpa) arrangent souvent bien les choses. Mais, il faut prendre garde à une telle opération, car le problème mécanique n'est plus tout à fait le même.

Une dernière solution consiste à remplacer la pression uniforme par une pression trapézoïdale (uniforme sur la plus grande partie de la fondation et triangulaire aux bords). Cette approximation permet de réduire les cisaillements mobilisés aux bords de la fondation.

5.4 Conseil pour la réalisation des maillages de fondation superficielle

L'utilisation de la méthode des éléments finis nécessite la réalisation d'un maillage et la prise en compte de conditions aux limites du domaine étudié. En particulier, des conditions concernant des déplacements ou des contraintes sont imposées aux frontières du maillage.

Celles-ci peuvent se trouver à une distance « finie » (cas d'une liaison rigide, d'un substratum rigide ou d'un obstacle quelconque empêchant un déplacement) ou « infinie » (déplacement nul à l'infini, état de contraintes imposé).

Dans le cas d'une fondation superficielle isolée, placée dans un massif de sol homogène semi-infini, les frontières latérales et inférieures du modèle peuvent être représentées par des éléments finis ou par des éléments " infinis ". Si des éléments finis sont

utilisés, pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur le comportement du modèle **figure 3.10**,

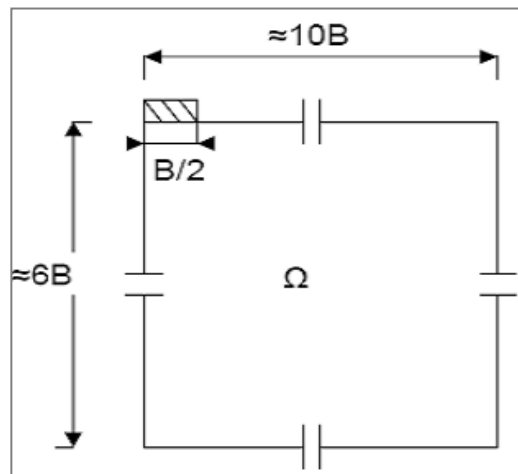


Figure 3.10 Dimensions conseillées pour le maillage d'une fondation superficielle Kumar et Saran (2003).

L'expérience montre qu'il convient de fixer :

- Les limites latérales du maillage (condition $U = 0$) à environ 10 fois la largeur B de la fondation ;
- La limite horizontale inférieure (condition $V = 0$ ou $U = V = 0$) à au moins 6 fois la Valeur de B sous la base de la fondation.
- Un maillage grossier conduit généralement à une réponse charge - tassement trop raide et à une charge limite trop élevée par rapport à la solution exacte ou par rapport aux résultats fournis par un maillage. De façon plus quantitative, les recommandations suivantes peuvent être précisées :
- Le maillage du massif de sol doit être relativement resserré dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître, c'est-à-dire au voisinage des interfaces entre la fondation et le sol, dans les régions situées à une distance inférieure à $2B$ autour de la base de la fondation ;
- le rapport de forme (rapport de la plus petite dimension d'un élément fini à la plus grande) des éléments proches d'une fondation superficielle devrait être limité à $1/5$;
- la largeur B' (selon la direction horizontale) du premier élément de sol directement adjacent à la fondation doit être au moins telle que $B' = 0.1 B$, pour décrire de manière satisfaisant les variations du cisaillement aux bords de la fondation ;

- lorsque la stratigraphie du sol, la géométrie de la fondation et celle de la structure, les charge et les diverses conditions de liaison possèdent des symétries remarquables, il faut en profiter pour simplifier le maillage.
- L'étude pour des charges inclinées exige un maillage complet par rapport aux charges verticales, car une charge inclinée ne présente aucune symétrie particulière. De plus, l'inclinaison entraîne l'apparition de zones en traction dans le sol, d'où la nécessité de prendre en compte des éléments d'interface. La base de la fondation peut alors se décoller du massif de sol sur une certaine longueur.

6. Conclusion

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

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

Chapitre 4 : Etude expérimentale de la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur un sable en pente et soumise à une charge excentrée

1. Introduction

Les études expérimentales qui ont été réalisées ces dernières années ont porté sur des fondations superficielles soumises à une charge excentrée reposant sur des sols horizontaux, par ailleurs, peu de travaux ont été consacrés à l'étude du comportement des fondations superficielles soumise à une charge excentrée reposant sur des sols en pente.

Cependant, deux approches expérimentales ont été utilisées par les chercheurs pour étudier la capacité portante des fondations superficielles à savoir : essais sur sites réels et essais sur modèles réduits.

L'instrumentation et le suivi d'un ouvrage de grandeur réelle présentent certaines difficultés : coût et durée des travaux, maîtrise des conditions expérimentales, caractérisation des massifs de sol naturels, difficulté de reproduire certaines sollicitations en raison de leur nature (séisme) ou de leur amplitude (structures offshore). C'est pourquoi et dans la plupart du temps il est recommandé d'utiliser des modèles réduits en laboratoire. Les expériences sur modèles réduits ont été pratiquées depuis très longtemps et dans des conditions satisfaisantes.

L'objectif de notre étude est de réaliser la modélisation physique d'une fondation filante située sur un sol granulaire en pente et soumise à deux cas de charges (excentrée ou centrée). Pour cela, plusieurs essais ont été menés sur un modèle réduit conçu au laboratoire, ce modèle est composé d'une semelle filante soumise à des charges excentrées. Cette excentricité est appliquée par différents rapports positifs et/ou négatifs ($\pm e/B$) en fonction de la distance relative (d/B) entre la fondation et la crête du talus.

Vu l'importance des conditions pour lesquelles nous avons mené les différents essais, nous avons jugé utile d'illustrer clairement ce qui suit :

Le dispositif de chargement, le dispositif de mesure, la procédure d'essai, la fondation testée et le massif de sol.

2. Matériaux, Matériels

2.1 Le banc d'essai

Une série d'essais en laboratoire a été réalisée dans un bac en acier rigide avec des dimensions intérieures de $1,8 \times 0,5$ m en plan et de 0,6 m de hauteur, comme le montre la Figure 4.1. La paroi latérale avant du bac est constituée d'une plaque en plexiglas transparent de 10 mm d'épaisseur, ce qui permet de voir l'échantillon pendant la préparation et d'observer le mécanisme de rupture à l'œil nu pendant les essais, les autres parois sont réalisées en tôle d'acier de 3 mm. Des lignes horizontales à espacement égale à 50mm ont été également marquées sur la feuille du plexiglas pour guider la préparation du sol en couches. Pour garantir les conditions de déformation plane, les parois du bac ont été construites avec de l'acier pour maintenir une rigidité suffisante. Par ailleurs, la surface externe de la feuille de plexiglas a été renforcée par des raidisseurs verticaux en acier à espacement égale, pour assurer la rigidité de la paroi avant. Tous les essais ont été réalisés avec une pente artificielle $\beta = 33,69^\circ$.

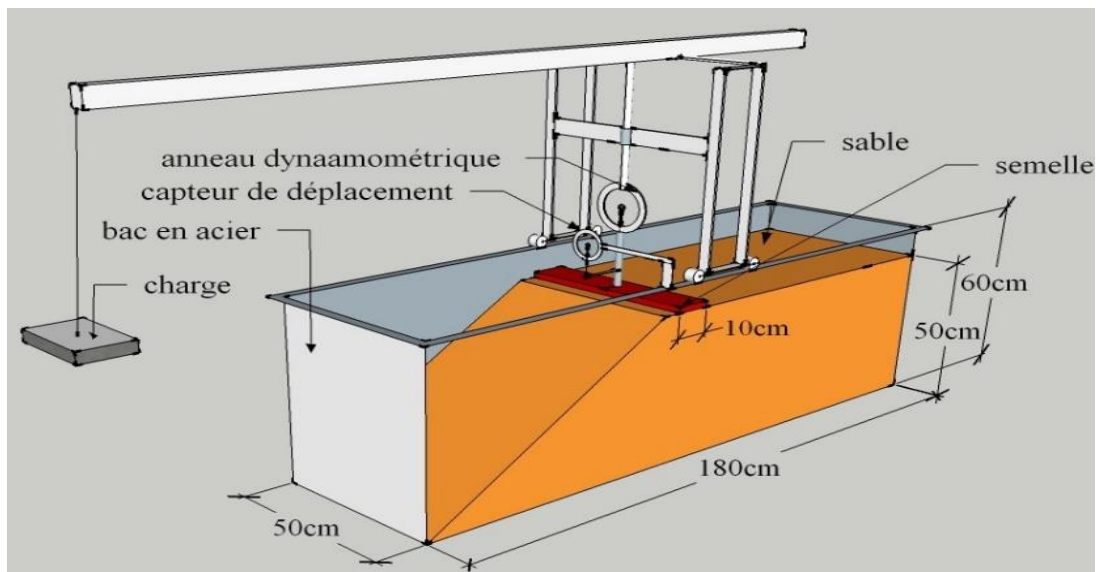


Figure 4.1 Schéma de banc d'essai.

La considération principale, qui a été gardée en vue lors de la fabrication, était que la charge devrait toujours être verticale pendant le chargement et les dimensions du réservoir ne devraient causer aucun effet sur les résultats trouvés.

2.2 Sable

Le sable utilisé dans cette recherche est un sable de carrière de la région de Tébessa dont la distribution granulométrique est illustrée à la Figure 4.2. Ce sable présente les caractéristiques suivantes : un coefficient d'uniformité (C_u) de 3,08, un coefficient de courbure (C_c) de 1,29, une taille effective des particules (D_{10}) de 0,36 mm, et une gravité spécifique de 2,63. Les poids unitaire secs maximum et minimum du sable sont 19,3 et 14,1 kN/m³ respectivement.

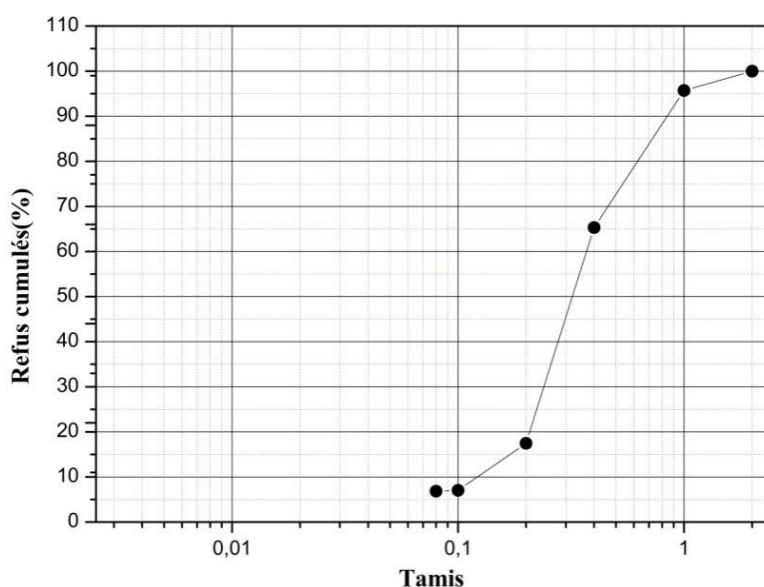


Figure 4.2 Courbe granulométrique du sable utilisé.

Le sable a été séché à 105°C pendant 24 heures jusqu'à ce que le taux d'humidité soit pratiquement nul (état sec). Les lits de sable ont été placés en couches par une technique de précipitation qui favorise la chute du sable dans l'air à un taux de décharge contrôlée pour fournir des densités uniformes. La densité relative obtenue lors des essais a été contrôlée en prélevant des échantillons de sable préalablement mis en place dans de petites boîtes de volume connu et placés en trois endroits différents dans le bac d'essai. La technique de précipitation adoptée dans la présente étude a fourni une densité relative uniforme de l'ordre de 60% avec un poids unitaire de 16,70 kN / m³.

Les résultats montrent que les densités relatives obtenues ne dépendent pas de l'emplacement du moule, ce qui témoigne une uniformité de notre échantillon.

Les propriétés de ce sol sont données dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1 Propriétés géotechniques du sable utilisé.

Paramètre	Nom	Unité	Valeur
Coefficient d'uniformité	Cu	-	3,08
Coefficient de courbure	Cc	-	1,29
Densité spécifique	G	-	2,63
Poids volumique	γ	kN/m ³	16,70
Poids volumique sec maximal	γ_d (max)	kN/m ³	19,30
Poids volumique sec minimum	γ_d (min)	kN/m ³	13,92
indice de vide max	$e_{\max}$	-	0,889
indice de vide min	$e_{\min}$	-	0,362
diamètre effectif des particules à 10% du passant.	D ₁₀	mm	0,12
diamètre effectif des particules à 30% du passant.	D ₃₀	mm	0,24
diamètre effectif des particules à 60% du passant.	D ₆₀	mm	0,37
Cohésion Effective	c'	kPa	0,0
Angle de frottement effective'	ϕ'	(°)	38,00

L'angle de frottement interne a été mesuré à partir d'une série d'essais de cisaillement direct, réalisé sur trois échantillons de sable compacté d'une densité relative de 60 % sous des charges verticales variant de 50-200 KPa, la valeur obtenue est d'environ 38°, ce qui correspond à un sable dense.

Les résultats de ces essais sont présentés sur la Figure 4.3.

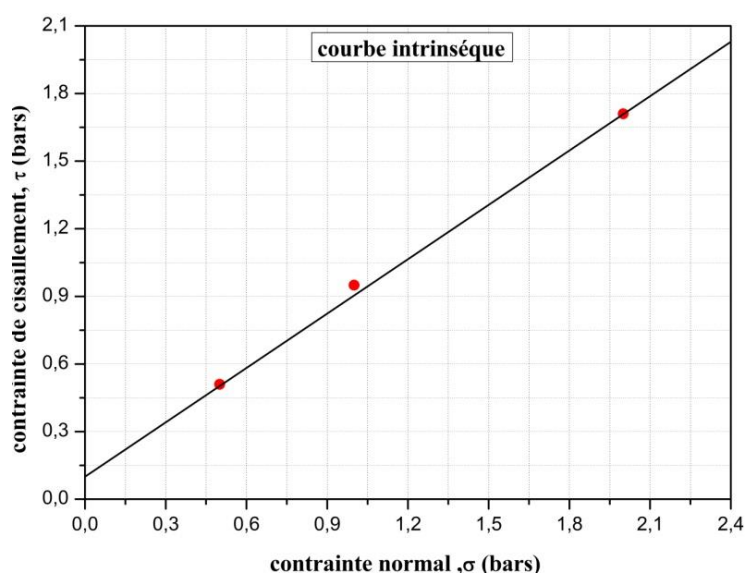


Figure 4.3 Courbe intrinsèque du sable utilisé.

2.3 Dispositif de chargement et mesure

Le système de chargement est un mécanisme à levier mobile constitué d'une poutre métallique rigide. La charge est appliquée sur la semelle par des masses placées successivement sur le levier et mesurées par un capteur de charge (anneau dynamométrique) d'une capacité de 20 kN. Les déplacements ont été mesurés par un autre capteur de capacité de mesure de 10 cm (précision 0,001 mm) placé sur le point d'application de la charge, comme illustré sur la Figure 4.4.

Ce type de dispositif présente plusieurs avantages. Il permet entre autres :

- d'avoir une connaissance précise de la force appliquée sur la semelle ;
- de ne pas avoir de déplacement du point d'application de l'effort en cours de chargement (il reste fixe au niveau du plan de pose de la semelle quels que soient ses déplacements) ;
- de laisser la fondation libre de pivoter et de se déplacer verticalement et horizontalement.

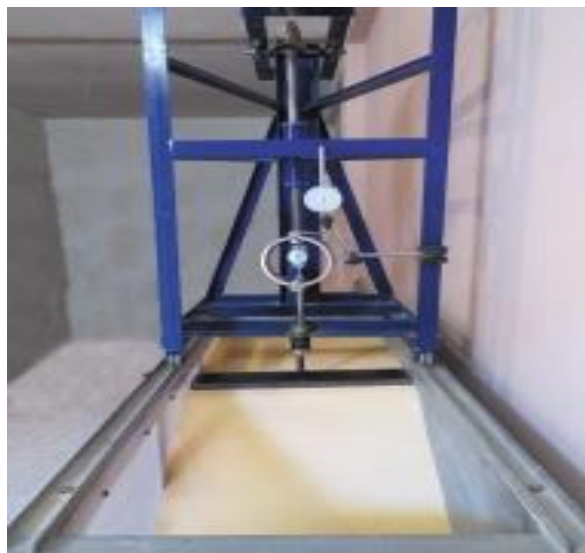


Figure 4.4 Schéma des dispositifs de chargement.

2.4 Modèle de la semelle

Le modèle de la semelle a été fabriqué à partir d'une plaque d'acier rigide, menée de plusieurs trous, ceux-ci sont placés sur la face supérieure du modèle. Ces trous sont considérés comme des points d'application à différentes excentricités lors de l'application des charges (voir Figure 4.5). La semelle mesurait 498 mm de longueur, 100 mm de largeur et 20 mm d'épaisseur. La longueur de la semelle était presque égale à la largeur du réservoir afin de maintenir les conditions de déformations planes. Les deux extrémités de la plaque de

la semelle ont été polies pour minimiser les efforts résultant du frottement avec les parois du réservoir. Une condition de base rugueuse a été obtenue en fixant du papier verre rugueux sous la base du modèle de la semelle.

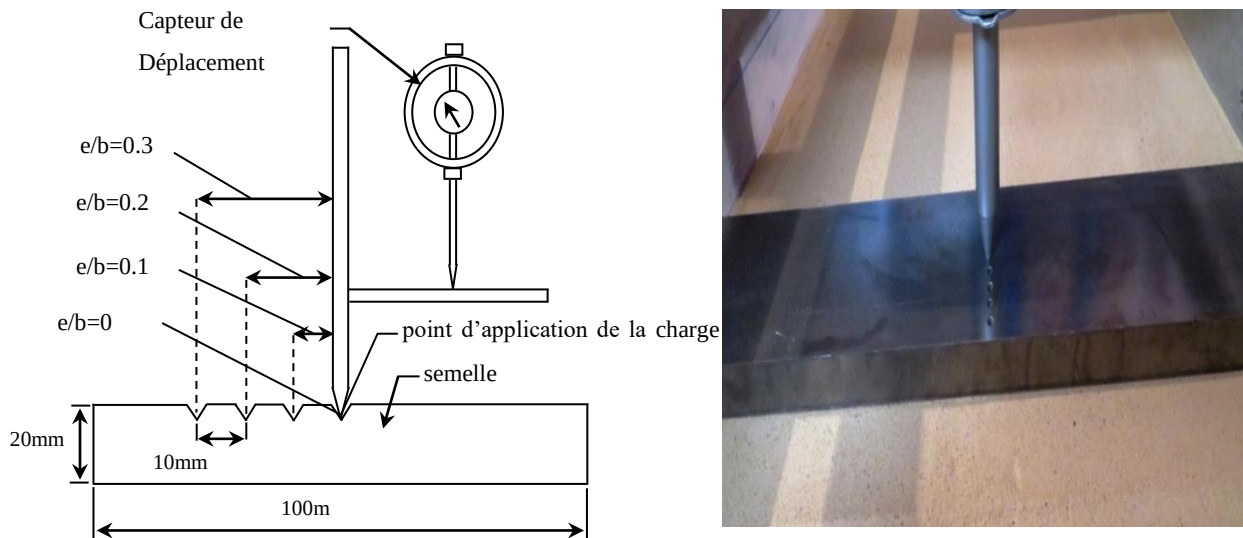


Figure 4.5 Vue de la semelle utilisée avec les points d'application de la charge.

3. Préparation du sol

La procédure adoptée pour la construction de la pente du modèle était la même que celle utilisée par Yoo (2001), Lee et Manjunath (2000), et El Sawwaf (2007). Dans la présente étude, la pente du sable a été réalisée de manière à obtenir un angle de $33,69^\circ$. Comme le montre la Figure 4.6, pour préparer le banc d'essai, le sol a été placé dans le réservoir, lequel a été compacté manuellement en couches de 50 mm d'épaisseur jusqu'à ce que la hauteur souhaitée soit atteinte. Afin d'assurer un compactage uniforme de chaque couche, un rouleau lisse en acier pesant 70 kg a été passé trente fois sur une planche de bois placée sur la face supérieure de chaque couche.

Le sable a été soigneusement excavé en fonction de la géométrie de la pente qui a été dessinée sur les deux côtés du réservoir. Ensuite, la surface inclinée a été nivelée à l'aide d'une lame métallique rigide pour former une pente de $(H/V) = 0,67$.

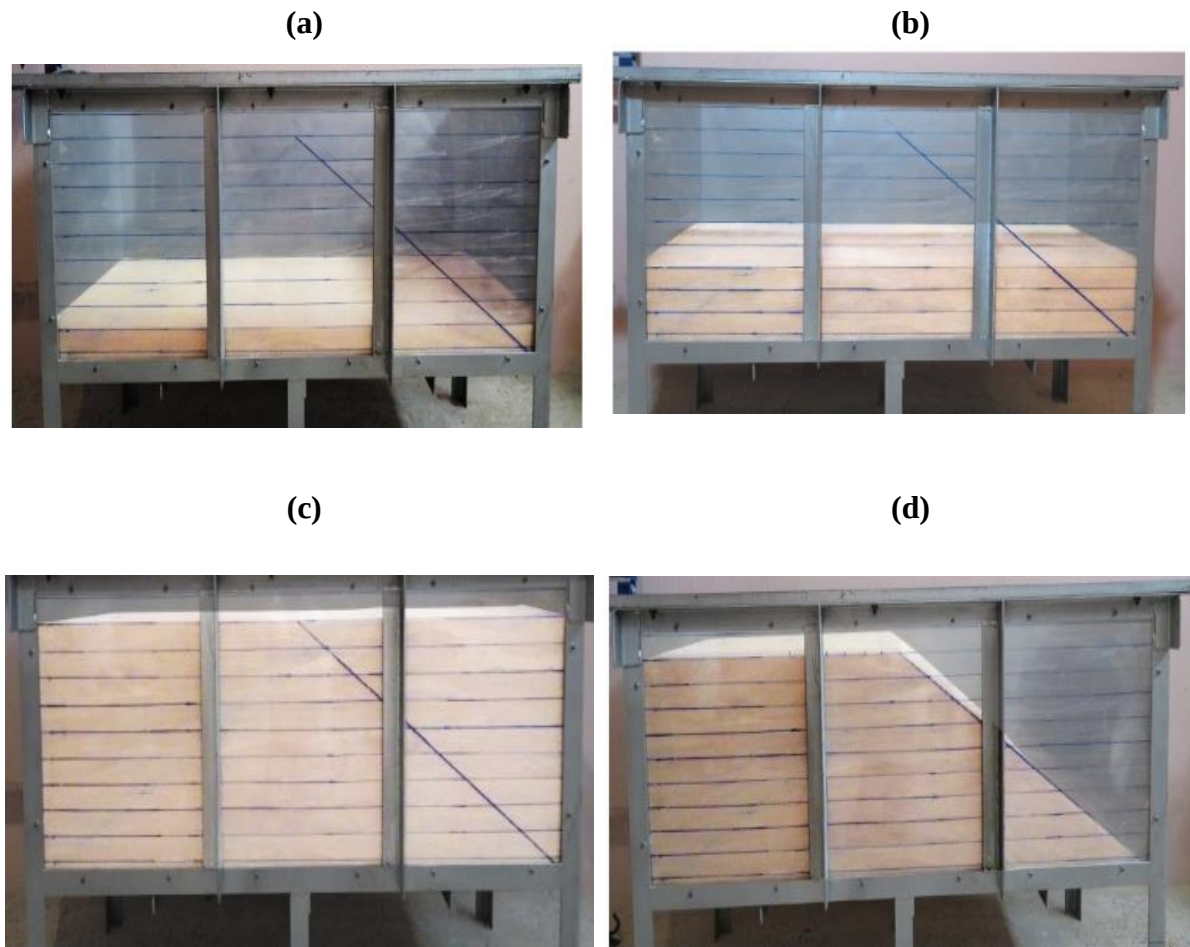


Figure 4.6 Procédures pour la construction de la pente de sable.

4. Programme des essais

Trois séries d'essais ont été menées pour étudier l'effet de la pente sur le comportement de la capacité portante de la semelle filante sous des charges excentriques. La figure 4.7 illustre ces trois cas de charge :

1. charge centrée.
2. charge excentrée positive lorsque l'excentricité de la charge est située du côté près de la pente
3. charge excentrée négative lorsque l'excentricité de la charge est éloignée de la pente.

Pendant tous les essais expérimentaux, Chaque série de tests a été réalisée pour étudier l'effet d'un seul paramètre tout en maintenant les autres paramètres constants. La variation des paramètres comprend la valeur d'excentricité (e) et la distance relative (d/B).

Le tableau 4.2 présente l'ensemble des programmes de tests à paramètres constants et variables utilisés pour cette étude.

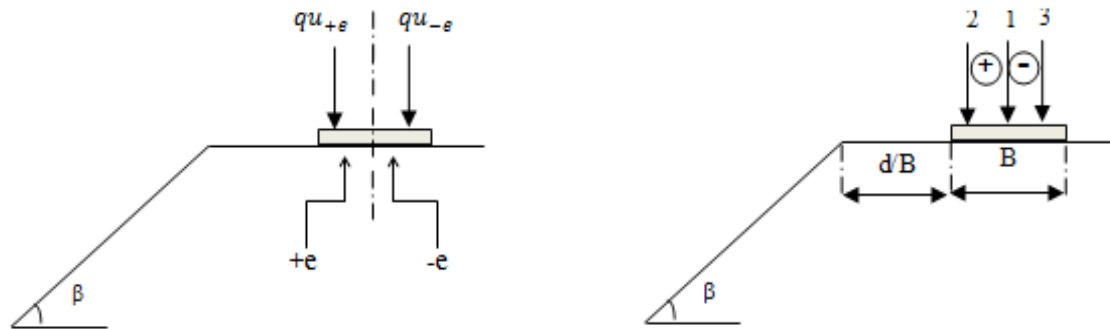


Figure 4.7 Convention de signe, (1) charge centrée, (2) charge excentrée positive et (3) charge excentrée négative.

Tableau 4.2 Paramètres et programme des essais expérimentaux réalisés.

Référence de l'essai	d/B	e/B	$\tan \beta$
C000	0	0	2/3
T001, T002, T003		0.1, 0.2, 0.3	
F001, F002, F003		-0.1, -0.2, -0.3	
C050	0.5	0	
T051, T052, T053		0.1, 0.2, 0.3	
F051, F052, F053		-0.1, -0.2, -0.3	
C100	1	0	
T101, T102, T103		0.1, 0.2, 0.3	
F101, F102, F103		-0.1, -0.2, -0.3	
C150	1.5	0	
T151, T152, T153		0.1, 0.2, 0.3	
F151, F152, F153		-0.1, -0.2, -0.3	
C200	2	0	
T201, T202, T203		0.1, 0.2, 0.3	
F201, F202, F203		-0.1, -0.2, -0.3	
C250	2.5	0	
T251, T252, T253		0.1, 0.2, 0.3	
F251, F252, F253		-0.1, -0.2, -0.3	
C300	3	0	
T301, T302, T303		0.1, 0.2, 0.3	
F301, F302, F303		-0.1, -0.2, -0.3	

5. Analyse des résultats et discussions

Au total, 49 essais sur modèle réduit ont été réalisés pour étudier l'effet de divers paramètres sur le comportement de la semelle. Les essais ont été effectués avec des excentricités de charge en fonction de la largeur de la semelle (e/B) = 0,0 ; $\pm 0,1$; $\pm 0,2$; $\pm 0,3$ et la distance relative d/B = 0,0 ; 0,5 ; 1,0 ; 1,5 ; 2,0 ; 2,5 ; 3,0.

La capacité portante ultime a été déterminée par la méthode de l'intersection des tangentes (Adams et Collin, 1997; Trautmann et Kulhawy, 1988). Dans cette méthode, la charge de rupture est considérée comme l'intersection des tangentes avec les parties initiale et finale de la courbe Charge-Déplacement (Figure 4.8). Le déplacement à la rupture étant considéré comme celui correspondant à la charge de rupture.

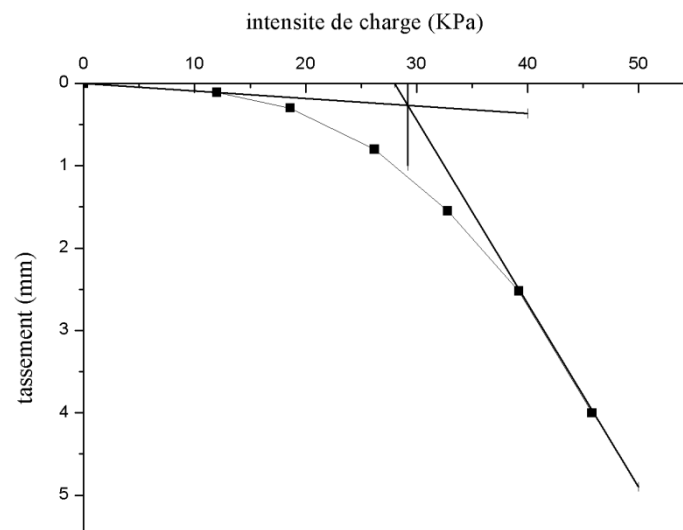


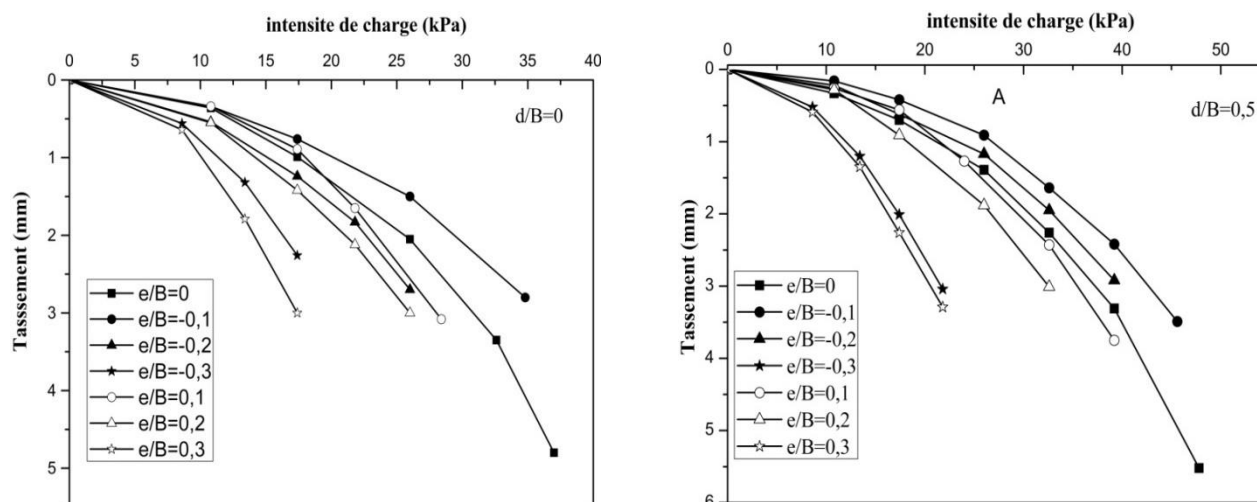
Figure 4.8 Méthode des lignes de tangentes pour la détermination de la capacité portante pour $e = 0,1B$ et $d/B = 0,5$.

Les résultats expérimentaux obtenus à partir de cette étude (tableau 4.3) révèlent que l'emplacement de l'excentricité de la charge, par rapport à la pente associée à la distance entre la semelle et la crête de la pente, influe de manière significative sur la capacité portante. On peut observer que la capacité portante ultime décroît avec l'augmentation du rapport d'excentricité ($\pm e/B$) et croît avec l'augmentation de la distance relative d/B . Les données sont répertoriées dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3 Valeur de la capacité portante ultime pour différents cas de l'excentricité.

		Charge centrée	Charge excentrée					
			Charge excentrée négative			Charge excentrée positive		
d/B	tg(β)	e/B=0	e/B=-0,1	e/B=-0,2	e/B=-0,3	e/B=0,1	e/B=0,2	e/B=0,3
q _u (kPa)								
0	0.25	25	20,5	17.2	10,5	19	14,1	8,6
0,5		30,1	26,9	20.6	11,6	23,1	17,5	11,3
1		36	30,6	26.2	11,5	28,8	23	11,2
1,5		39	32,8	28	12,5	30,5	24,8	11,5
2		42,5	35,9	30.8	15,7	33	27,4	15,1
2,5		51,1	43,1	32	17	40,8	31,5	16,4
3		56.5	46,9	32.1	17.6	46.2	31.9	17

L'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sable en pente est illustrée par les courbes charges-déplacements (Figure 4.9), pour différents rapports (e/B) et d/B . On peut constater que la valeur de la capacité portante ultime est inversement proportionnelle avec le rapport d'excentricité ($\pm e/B$) et croît avec l'augmentation de la distance relative d/B . L'analyse de cette figure souligne le cas de la semelle établie aux cas de distances relatives $d/B < 3$, pour lesquels, la capacité portante ultime pour la charge excentrée positive est inférieure à celle de la même charge excentrée négative. Toutefois, pour une distance $d/B = 3$ et dans les deux cas d'excentricité (négative ou positive), la capacité portante ultime est approximativement identique, en effet, l'influence de l'emplacement de l'excentricité de la charge sur la capacité portante peut être négligée. Par conséquent, la distance maximale de bord a été limitée à $3B$.



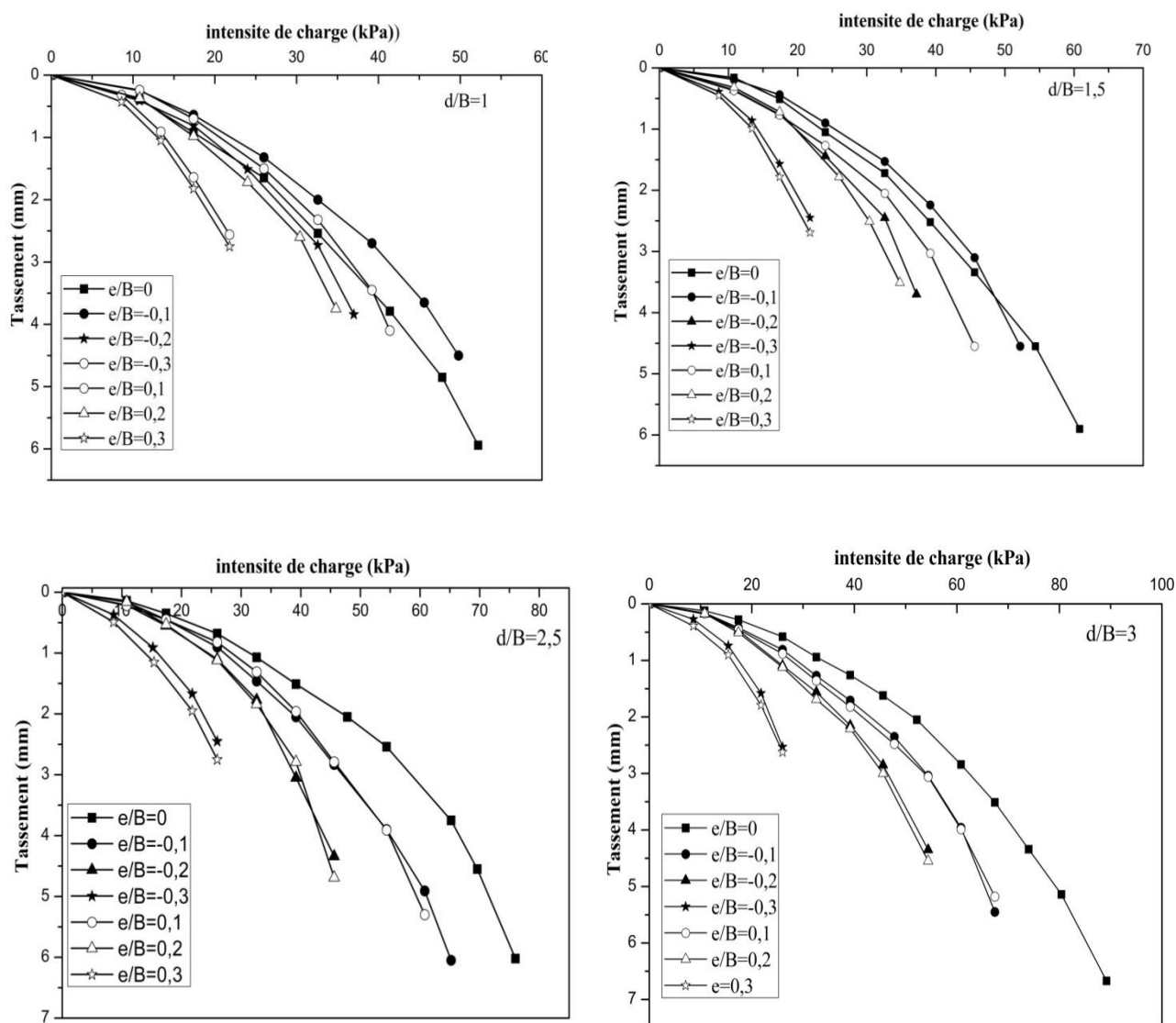


Figure 4.9 Courbe chargement-tassement d'une semelle filante soumise aux différentes charges excentrées.

Pour déterminer l'effet de la valeur de charge excentrée et sa position par rapport à la face de la pente sur la capacité portante, un facteur de réduction de l'excentricité de la charge, i_e , appelé coefficient minorateur de portance, est utilisé pour exprimer et comparer les données d'essai provenant de différentes conditions de chargement (équation 4.1). Ce facteur est défini comme le rapport de la capacité portante d'une semelle soumise à une charge verticale excentrée ($q_{u \text{ (excentrée)}}$) à la capacité portante de la même semelle soumise à une charge verticale centrée ($q_{u \text{ (centrée)}}$).

$$i_e = \frac{q_{u(\text{excentrée})}}{q_{u(\text{centrée})}} \quad (4.1)$$

Les résultats expérimentaux du facteur de l'excentricité de la charge, i_e , sont récapitulés dans le tableau 4.4 ci-dessous.

Tableau 4.4 Valeur du coefficient de minorité i_e pour différents cas de l'excentricité.

e/B	Meyerhof	d/B						
	1953	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3
-0,3	0,4	0,42	0,385	0,319	0,32	0,369	0,332	0,311
-0,2	0,6	0,688	0,750	0,727	0,717	0,724	0,626	0,568
-0,1	0,8	0,82	0,893	0,85	0,841	0,844	0,843	0,83
0	1	1	1	1	1	1	1	1
0,1	0,8	0,76	0,767	0,8	0,782	0,776	0,798	0,817
0,2	0,6	0,564	0,581	0,638	0,635	0,644	0,616	0,564
0,3	0,4	0,344	0,375	0,311	0,294	0,355	0,320	0,300

Les résultats expérimentaux du facteur de l'excentricité de la charge, i_e , sont récapitulés dans le tableau 4.4 ci-dessous.

La Figure 4.10 montre une comparaison entre les valeurs de i_e en fonction de l'excentricité relative e/B des charges obtenues par présente étude et celles fournies par Turker et al. (2014) et Cure et al. (2014) y compris la solution de Meyerhof (1953a). Il est intéressant de noter que le coefficient i_e diminue avec l'augmentation de l'excentricité de la charge dans les deux cas d'excentricité (négative ou positive). On peut constater que la capacité portante ultime pour une charge excentrée positive est inférieure à une charge excentrée négative. Les résultats de la présente étude sont bien corrélés avec la solution de (Meyerhof 1953a) lorsque l'excentricité de la charge est située du côté de la pente. Nous pouvons noter que l'approche de la largeur effective proposée par Meyerhof (1953) s'accorde bien avec les résultats obtenus sur l'ensemble de la gamme de valeurs e/B . Alors que, les résultats de Cure et al. (2014) et Turker et al. (2014) sont légèrement inférieurs à ceux obtenus par la présente étude.

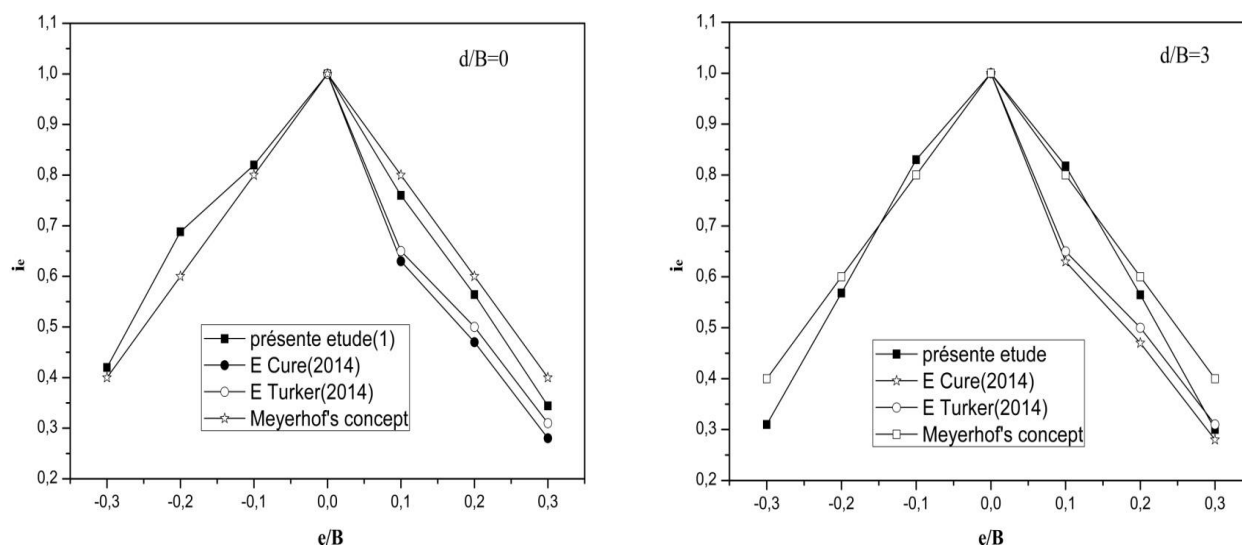


Figure 4.10 Facteur de réduction i_e en fonction du rapport de l'excentricité e/B .

6. Effet de l'emplacement de l'excentricité de la charge par rapport à la face de la pente

La Figure 4.11 illustre la variation de la capacité portante ultime en fonction de la charge excentrée ($\pm e/B$). Il est intéressant de noter qu'il y a une différence significative dans la valeur de l'intensité de la charge, comme on peut le voir sur la figure 4.11, la capacité portante augmente à mesure que la valeur absolue de l'excentricité diminue ; ce résultat est similaire à celui trouvé par Saran et Reddy (1990) et Cure et al. (2014). De plus, la capacité portante pour une charge centrée est supérieure à celle d'une charge excentré (quel que soit le signe).

La courbe enveloppe est symétrique pour la semelle filante située loin de la crête de la pente à $d/B = 3$; cependant, cette symétrie a disparu pour $d/B = 0,5 ; 1,0 ; 1,5 ; 2,0$ et $2,5$.

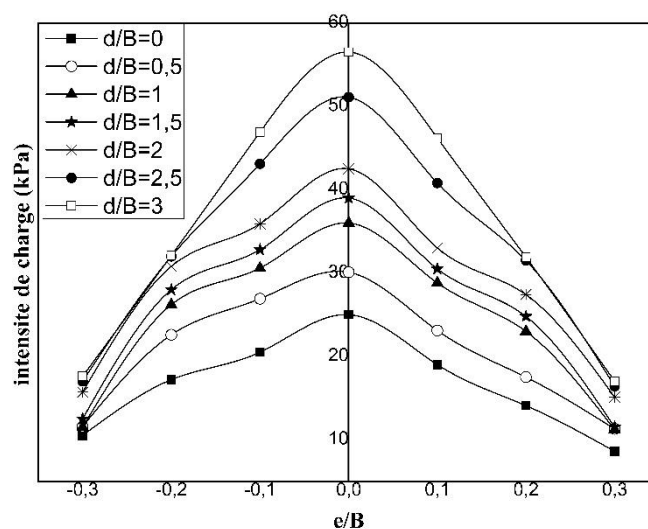


Figure 4.11 Variation de l'intensité de la charge en fonction de e/B .

1.1 Effet de la distance entre la fondation et la crête du talus

Il est clair que la variation de la capacité portante dépend non seulement de l'excentricité mais également de la distance au bord du talus. Ainsi, la Figure 4.12 montre l'influence de la distance relative d/B de la fondation et la crête du talus sur les capacités portante pour différents rapport d'excentricité de charge e/B (sens positif ou sens négatif) et d/B égale à : 0,0 ; 0,5 ; 1, 2 ; 2,5 et 3. On constate que la capacité portante ultime de la semelle sous la charge centrée ou sous la charge excentrée augmente de façon significative à mesure que l'emplacement de la semelle s'éloigne de la crête de la pente. Cependant, pour la faible excentricité $e=0,3B$ on observe que les valeurs de la force portante sont très proches, quelle que soit la distance relative d/B .

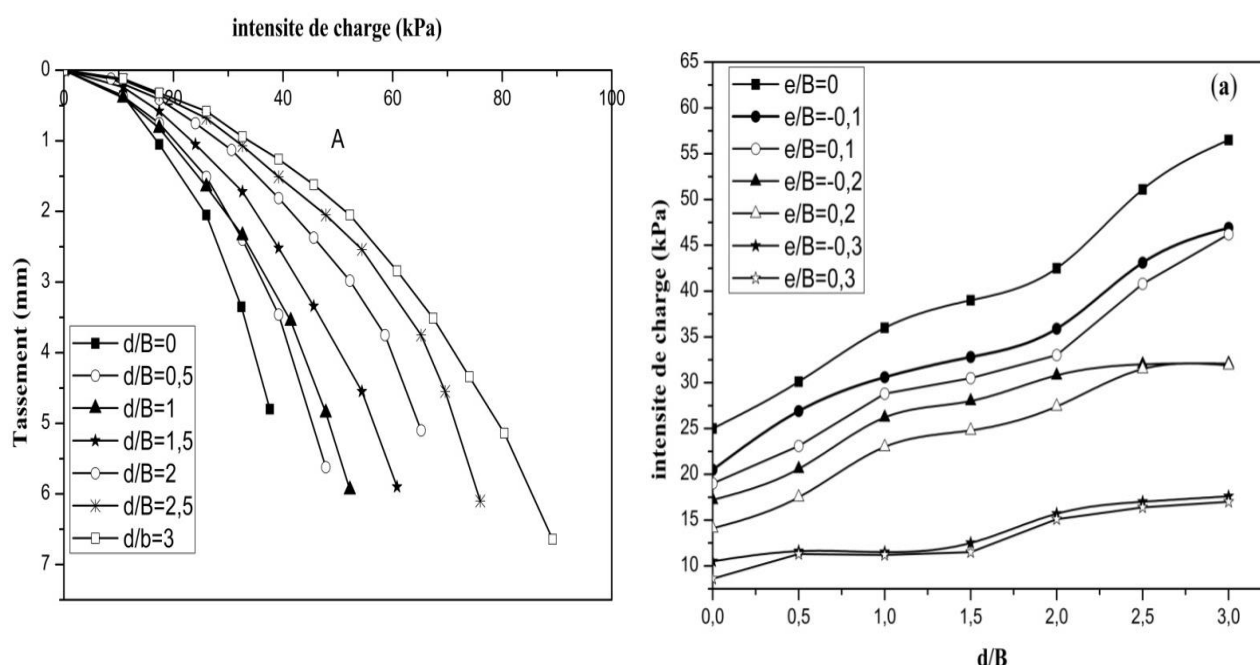


Figure 4.12 Variation de l'intensité de charge en fonction de la densité relative d/B .

7. Mécanisme de rupture

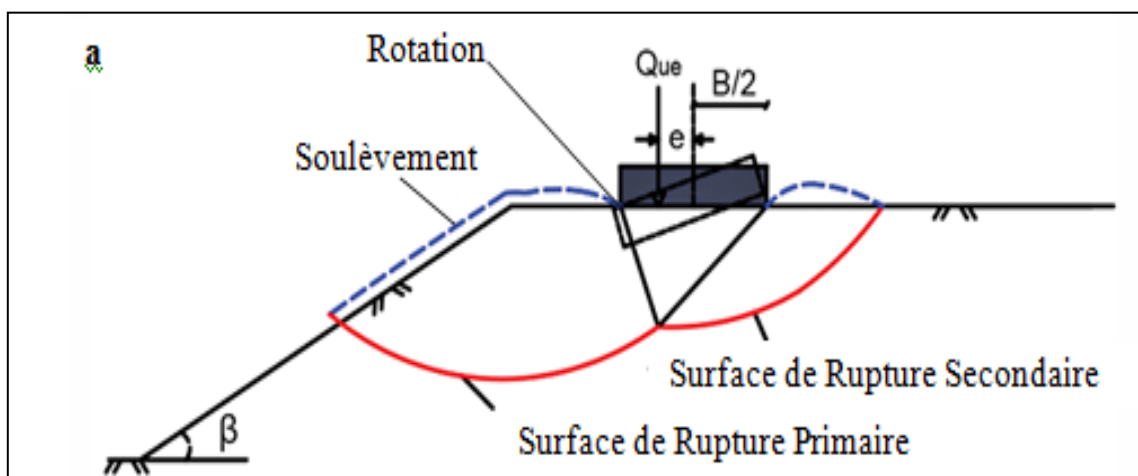
La plupart des études antérieures ont montré que la surface de rupture est symétrique dans le cas d'une fondation établie sur un sol à surface horizontale, en revanche, cette symétrie a disparue en présence du talus. Lorsque la fondation repose sur un sol non renforcé et soumise à une charge excentrée, la surface de rupture primaire qui se développe du côté de l'excentricité (pente) est plus longue que la surface de rupture secondaire produite dans le côté opposé. Une zone triangulaire apparaît sous la semelle filante avec le mouvement de la semelle vers le bas (Turker et al. 2014). Les Figures 4.13 (a, b, c et d) montrent les surfaces de

rupture sous une fondation posée près d'une pente, pour les deux cas d'excentricités de la charge positive et/ou négative ($\pm e/B$) en fonction de la distance relative d/B . Dans les deux cas, il s'agit de contrôler à quel point la semelle peut pivoter ou se déplacer latéralement. Une prévision précise de ce mécanisme de rupture est importante car elle décrit la transition entre le tassement et le soulèvement de la semelle et le moment où une rupture par glissement se produira.

Les résultats expérimentaux obtenus dans cette étude ont montré que pour une distance relative $d/B < 3$ la surface de rupture primaire (surface passive) apparaît sous le point d'application de la charge et s'étend vers la pente quel que soit l'emplacement de l'excentricité de la charge par rapport à la crête de la pente (Figure 4.13, a et b) et (Figure 4.14, a et b). Cependant, la largeur du soulèvement et la surface de rupture étaient différentes dans les deux cas de l'excentricité de la charge (positive ou négative).

En cas d'une charge excentrée négative, la déformation latérale et le soulèvement de la surface de rupture sont plus larges et plus profonds que dans le cas de la charge excentrique positive, par conséquent l'augmentation de la surface de rupture favorise l'augmentation de la capacité portante. Tandis que dans le cas où la semelle se déplace à une distance $d/B = 3$, la surface de rupture ne se produit pas sur la pente mais le long de la surface horizontale du sol.

De plus, la surface de rupture primaire se développe du côté opposé à l'excentricité et la surface de rupture secondaire se produit du côté de la charge excentrée (Figure 4.13, c et d). Ces résultats sont similaires à ceux obtenus par Uzuner (1975) et Valaisan (1978). Cependant, d'autres auteurs ont signalé des phénomènes opposés pour les sols non renforcés (Eastwood 1955 ; Moroglu et al. 2005 ; Sadoglu et al. 2009).



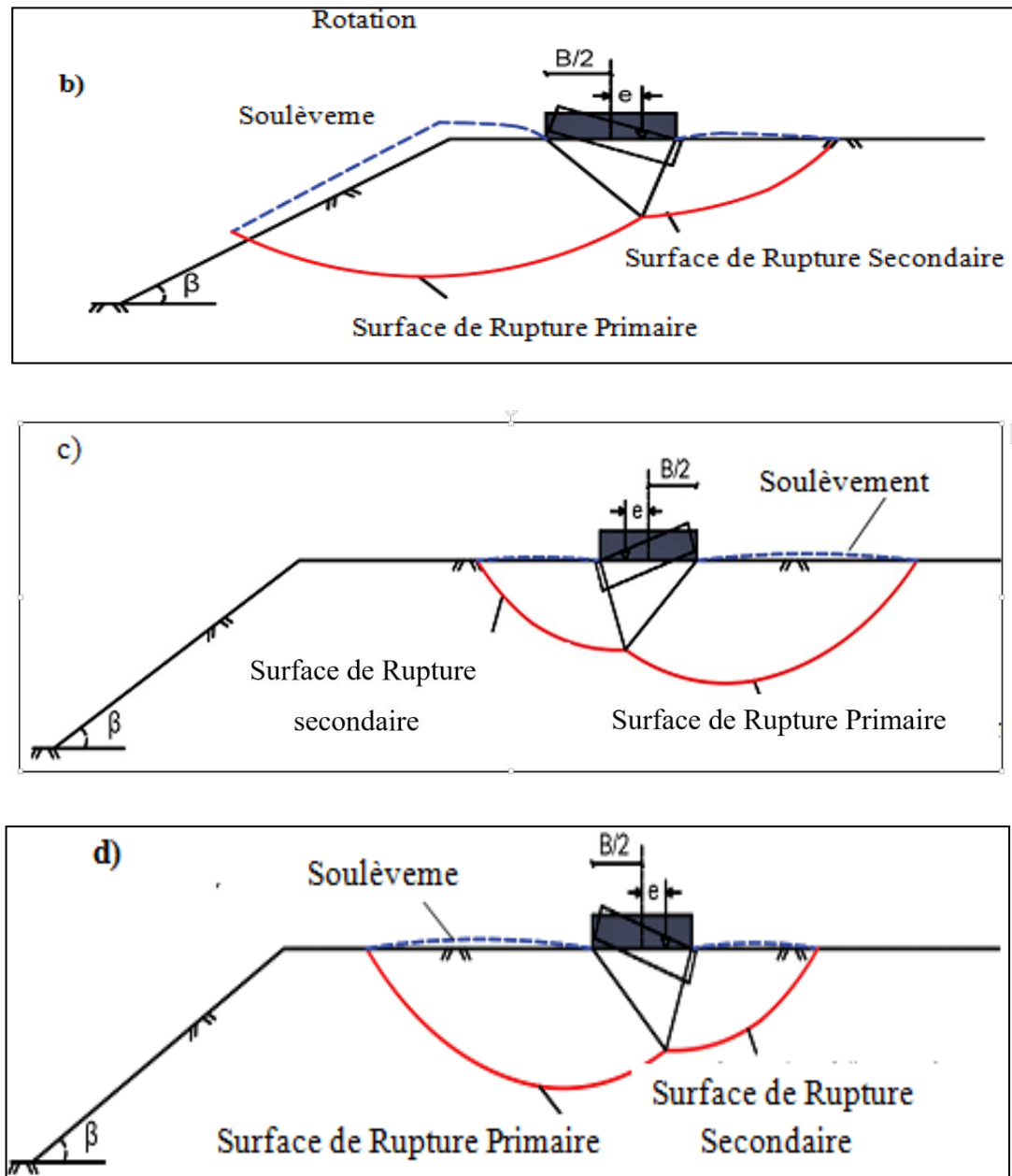


Figure 4.13 Surface de rupture d'une semelle filante soumise à une chargée excentrée sur une pente de sable.

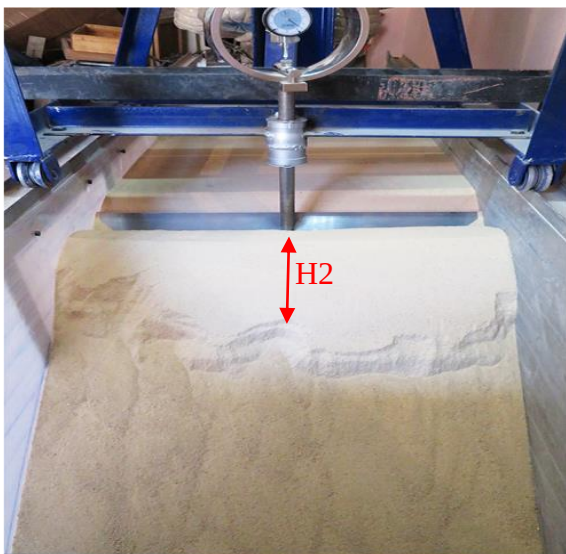
A titre d'exemple les Figures 4.14 (a, b, c et d) montre les surfaces de rupture d'une semelle filante posée près d'une pente sous des charges excentrées, pour les cas ($e/B=\pm 0,1$) et $d/B=1$ et 3. Les figures 14 (a, b, c et d) montrent que pour une distance relative $d/B=1$ la distance entre les intersections des surfaces de rupture avec la crête de la pente de sable et le côté de la semelle ($H1$) dans le cas d'une charge excentrée négative est plus grande que la distance dans les cas d'une charge positive ($H2$). Ces observations confirment la conclusion selon laquelle, la capacité portante des semelles près de la pente soumise à une charge excentrée négative est

plus grande que celle d'une charge excentrée positive, car la charge ultime est liée à la surface de rupture. Les deux bords se tassent selon des valeurs différentes, ce qui provoque l'inclinaison de la semelle et la pression sous la semelle ne reste pas uniforme. La quantité d'inclinaison et la pression à la base dépendent de la valeur du rapport d'excentricité (e/B). Les rotations des semelles ont été évaluées à quelques degrés près. L'angle de rotation est proportionnel avec l'excentricité. Dans le cas où la semelle se déplace à une distance $d/B = 3$, on observe que les surfaces de rupture n'atteignent pas la crête de la pente.

a) $d/B=1$ et $e/B= - 0.1$



b) $d/B=1$ and $e/B= 0.1$



C) $d/B=3$ et $e/B= + 0.1$



Figure 4.14 Modèles typiques de rupture du sol pour une semelle filante sur une pente de sable.

8. Conclusions

L'étude expérimentale d'une semelle filante soumise à une charge excentrée près de la pente a été menée avec différentes géométries, les résultats des analyses ont été comparés à d'autres solutions disponibles dans la littérature. Il a été constaté que :

- Les résultats expérimentaux indiquent que la charge ultime est influencée de façon significative par l'inclinaison de la pente β ; d/B et e/B .
- bien que le degré d'influence varie considérablement selon l'emplacement de la charge par rapport au centre de la semelle et à la crête de la pente.
- L'influence de la pente sur le comportement de la semelle diminue avec l'augmentation de d/B
- Le taux d'augmentation de la capacité portante est plus important dans le cas des petites excentricités que dans le cas des grandes excentricités.
- La capacité portante ultime augmente avec la diminution de l'excentricité de la charge
- La capacité portante ultime est plus élevée sous une charge excentrée négative que sous une charge excentrée positive et cette différence disparaît lorsque la semelle est située à une distance relative $d/B= 3$.

- La capacité portante d'une semelle soumise à une charge centrée est supérieure à celle d'une semelle soumise à une charge excentrée dans les deux cas d'excentricité (positive et négative)
- La profondeur et la longueur de la surface de rupture sont proportionnelles avec la distance horizontale entre la semelle et le sommet de la pente. En revanche, elles sont La profondeur et la longueur de la surface de rupture inversement proportionnelles avec l'excentricité.
- L'effet de l'excentricité de la charge sur la capacité portante peut être prédite de manière significative par l'approche de la largeur effective $B' = (B - 2.e)$ proposée par Meyerhof (1953).

Chapitre 5 : Analyse numérique de la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sable en pente et soumise à une charge excentrée et/ou centrée

1.Introduction

Une série d'analyses par éléments finis bidimensionnelles sur un prototype de système semelle / pente a été réalisée afin de valider les résultats des essais expérimentaux et de fournir un aperçu sur le comportement d'une semelle filante rugueuse reposant sur un sol granulaire en pente soumise aux charges verticales excentrées et/ou centrées.

L'analyse par éléments finis a été réalisée à l'aide du programme PLAXIS Brinkgreve et Vermeer 2002. Plaxis est conçu pour traiter un large éventail de problèmes géotechniques tels que les fondations profondes, les tunnels et les structures en terre, tels que les murs de soutènement et les pentes. Il a été utilisé comme base de comparaison des résultats des méthodes expérimentales et numériques.

Cette partie est consacrée à la présentation des différentes étapes du calcul numérique effectué pour implanter le modèle géotechnique, dit de référence dans le code de calcul Plaxis. Nous nous intéressons particulièrement à l'estimation de la capacité portante ultime ainsi qu'à l'étude des surfaces de rupture d'une semelle filante reposant sur un sol purement frottant en pente sous charge verticale centrée et/ou excentrée. En effet nous étudierons l'influence de la position de l'excentricité par rapport à la face de la pente et la distance relative d/B sur la portance de la semelle.

La comparaison des résultats numériques de cette étude aux résultats expérimentaux représentés dans le chapitre 4 permet de valider les résultats obtenus.

2. Procédure de la simulation numérique

Pour mener des calculs numériques corrects à l'aide du code PLAXIS, il est recommandé d'introduire soigneusement les données énumérées ci-dessous :

2.1 La géométrie du modèle

La géométrie du modèle numérique ainsi que les propriétés mécaniques et physiques des matériaux introduits dans l'analyse numérique (semelle et sable) ont été adoptées pour être identiques à celles du modèle expérimentale.

La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur la figure 5.1 ; elle sera modélisée par un modèle géométrique plan (2D) de 180 cm de longueur sur 50cm de profondeur avec un angle d'inclinaison de la pente $\alpha=33,69^\circ$.

La fondation est représentée par une semelle filante ayant une largeur $B=10$ cm, celle-ci est supposée parfaitement rigide ($E_b/E_{sol} = \infty$) et rugueuse, laquelle est posée sur la surface du talus. Le massif étudié ne présentant aucune symétrie géométrique, il est donc modélisé dans son intégralité.

Par ailleurs, les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux sur les extrémités verticales et en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour l'extrémité inférieure.

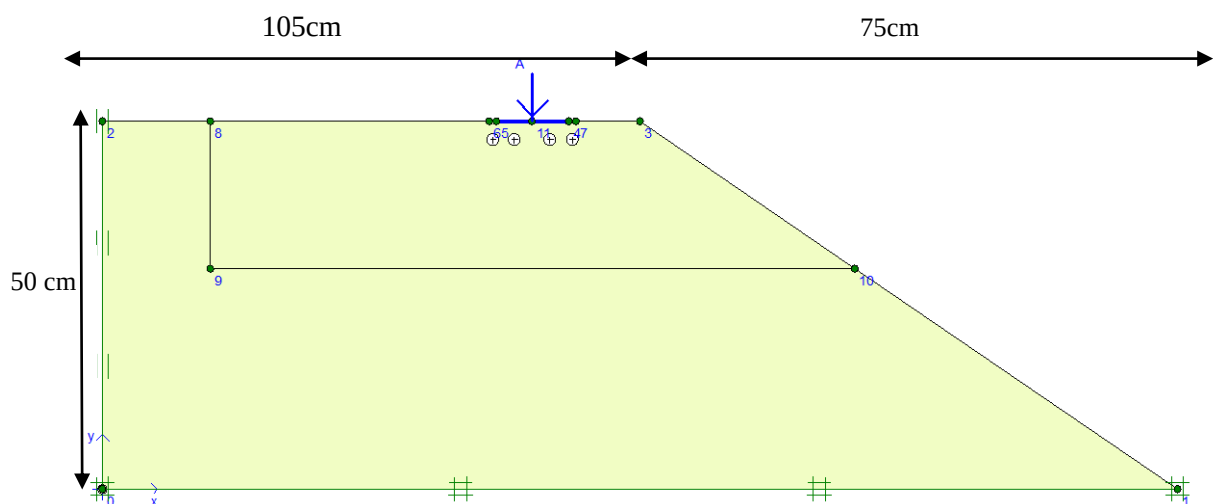


Figure 5.1 Présentation du modèle numérique.

2.2 Caractéristiques des matériaux

2.2.1 Caractéristiques du massif de sol

Le sol utilisé dans cette analyse est un sable dense sans cohésion obéissant au critère non linéaire de Mohr-coulomb régi par une loi de comportement non associée. L'attention est attirée sur le fait que ce critère est recommandé pour sa simplicité et la disponibilité des paramètres dont on a besoin.

Les valeurs des paramètres du sol utilisées dans l'étude numérique sont récapitulées dans le tableau 5.1 ci-dessous.

Tableau 5.1 Propriétés de la couche de sol.

Paramètres	Nom	Unité	Sable 1
-Modèle type	<i>Model</i>	-	Mohr-Coulomb
-Type de comportement	<i>Type</i>	-	Drainé
-Poids volumique sec	γ_{unsat}	kN/m ³	16,7
-Poids volumique humide	γ_{sat}	kN/m ³	19,3
-Module d'Young	E_{ref}	kPa	1,2.10 ⁴
-Coefficient de Poisson	ν	kPa	0,30
-Cohésion	c	KN/m ³	1
-Angle de frottement	ϕ	(°)	38
-Angle de dilatation	ψ	(°)	8
-Facteur de réduction des efforts à l'interface	R_{inter}	-	Rigide

La semelle a été modélisée comme un élément de poutre élastique basé sur la théorie de faisceau de Mindlin. Les propriétés de la semelle utilisées dans les calculs sont répertoriées dans le tableau 5.2.

Tableau 5.2 Caractéristique de la semelle

Paramètres	Unité	valeur	valeur
type de comportement	-	-	Elastique
Rigidité normale	EA	kN /m	2,1X10 ⁷
Rigidité de flexion	EI	kN m ²	1,75X10 ³
Coefficient de poisson	ν	-	0,3

2.3 Génération du maillage

Au cours de la génération du maillage, les éléments triangulaires à 15 nœuds figure 3.1 ont été préférés aux éléments à 6 nœuds, ce ci, afin de fournir une plus grande précision dans les calculs. Par ailleurs, la semelle a été présentée par un élément poutre à cinq nœuds figure 3.2

Dans la conduite des calculs, Plaxis intègre une procédure de génération de maillage entièrement automatique, dans laquelle le massif de sol a été discrétisé dans son intégralité par des éléments

de type triangulaires à 15 nœuds. Le maillage est constitué en totalité de 1258 éléments et 10358 nœuds. Un maillage relativement grossier (global coarseness) est utilisé pour tout le sol, puis un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître, c'est-à-dire au voisinage de la fondation et sous sa base, ainsi que près de la tête du talus, de manière à obtenir une bonne estimation des champs des contraintes et des déplacements.

La géométrie de la pente du prototype, le maillage des éléments finis et les conditions aux limites sont illustrés à la Figure 5.2

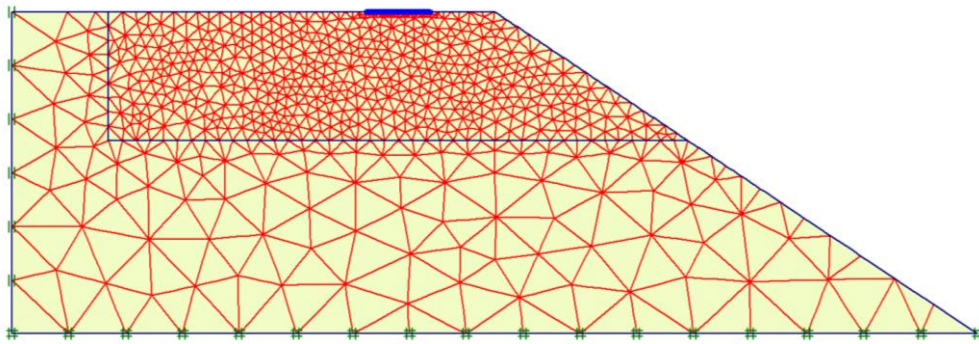


Figure 5.2 Maillage du modèle numérique.

2.4 Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique est créé et le maillage d'éléments finis est généré, l'état et la configuration des contraintes initiales 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).

2.4.1 Les pressions interstitielles

Dans notre étude, comme le sable utilisé était sec, la génération de l'état initial de l'eau souterraine nécessite uniquement celle des contraintes effectives initiales.

2.4.2 Les Contraintes Initiales

La plupart des problèmes analysés en ingénierie géotechnique nécessitent des données sur l'état des contraintes initiales. Ces contraintes causées par le poids propre du massif de sol représentent l'état d'équilibre du sol en place.

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

- La procédure K_0 : sera utilisée uniquement dans les cas où la surface est horizontale et où les couches de sols et la nappe phréatique lui sont parallèles.
- Le chargement gravitaire : procédure fixée pour les autres cas.

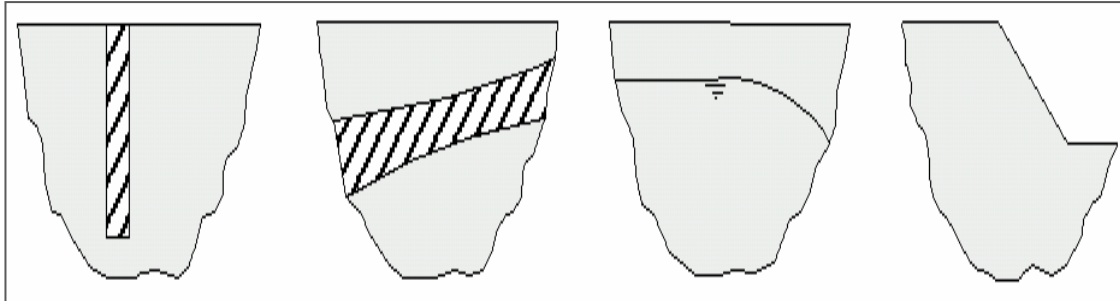


Figure 5.3 Surfaces non horizontales et stratifications non horizontales.

2.5 Procédure de calculs :

Comme la surface de la pente n'est pas horizontale, les contraintes initiales ne peuvent pas être générées en utilisant le coefficient K_0 , il faut appliquer la procédure du chargement gravitaire (gravity loading). Dans ce cas, la génération des contraintes initiales de la pente a été créée d'abord par application de la force de gravité due au poids propre du sol dans la première phase de calcul (voir figure 5.4).

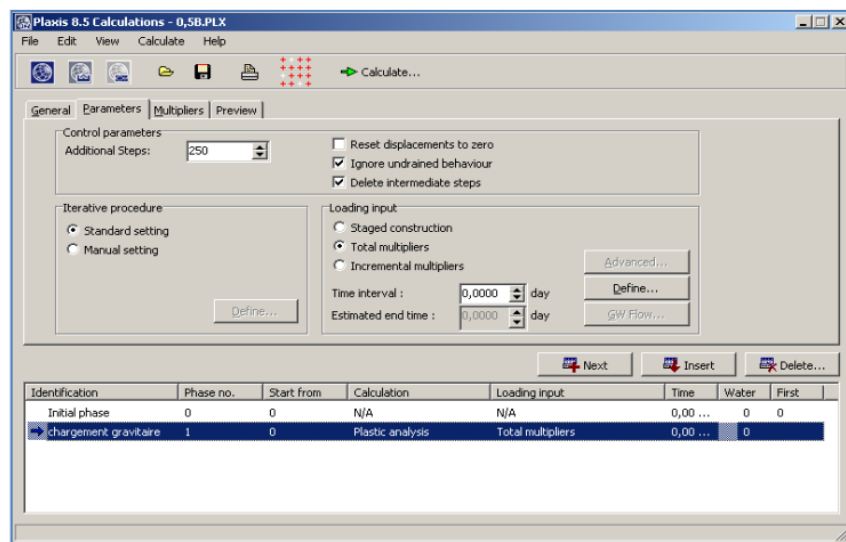


Figure 5.4 Application du chargement gravitaire.

Sur la figure 5.5 on constate que le sol a subi une déformation caractérisée par le déplacement vertical de sa surface libre vers le bas, les déplacements sont remis à zéro, il n'y a donc pas d'effet du chargement gravitaire sur les déplacements engendrés par les autres phases de calcul.

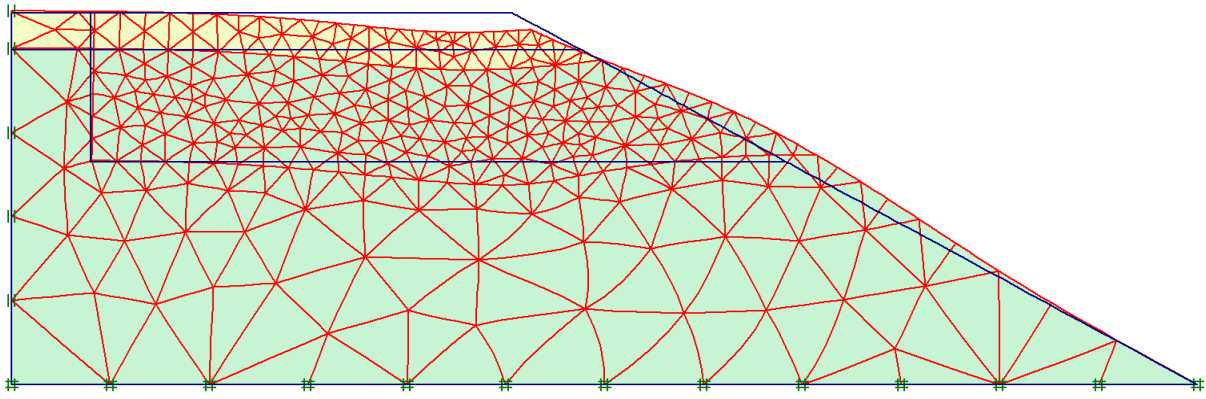


Figure 5.5 Déformation du massif du sol après génération des contraintes initiales.

Une fois la procédure de chargement gravitaire est appliquée dans la première phase de calcul plastique, il vient ensuite la seconde phase de calcul qui consiste en l'application du chargement proprement dit, pour cela, une charge prescrite a été appliquée par incréments, accompagnée par analyse itérative jusqu'à la rupture du sol sous la fondation. La charge q_u pour laquelle il y a eu rupture s'appelle charge limite.

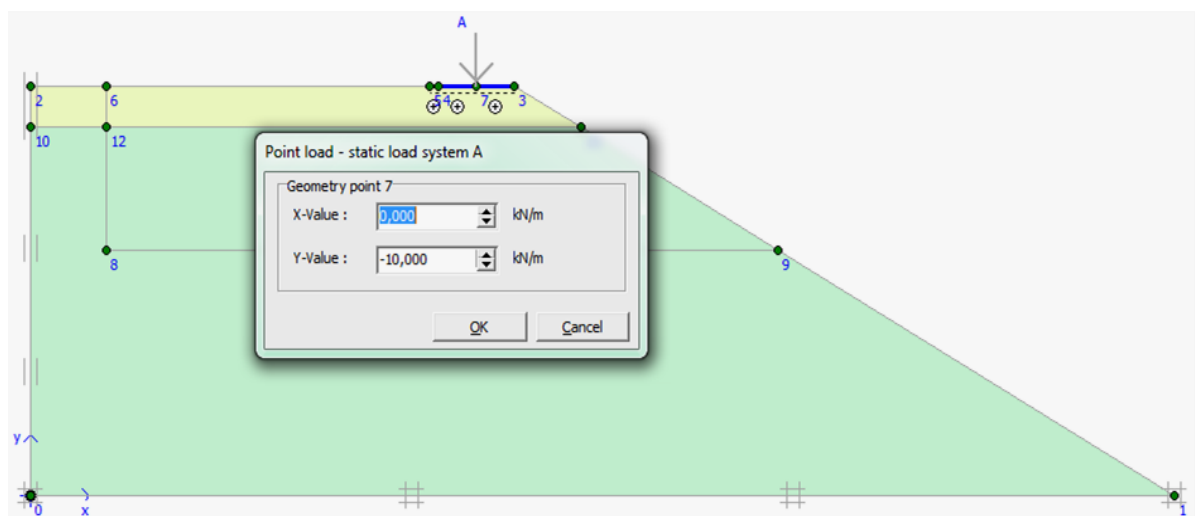


Figure 5.6 applications du chargement propre dit.

Il est nécessaire de définir les points de contrôle où l'on souhaite enregistrer les valeurs des contraintes et des déformations ou des déplacements. Ces points permettent de tracer les différentes courbes. que pour ces points. Il est à noter que l'on peut choisir soit des points de déplacements ou des points de contraintes. Pour notre cas ces points ont été définis au point d'application de la charge. La capacité portante pour chaque modèle numérique est obtenue par la relation (1) et illustrée dans la figure 5.7.

$$q_u = \sum M_{stage} \times P \quad (6.1)$$

Avec P est la charge introduite dans la phase de calcul.

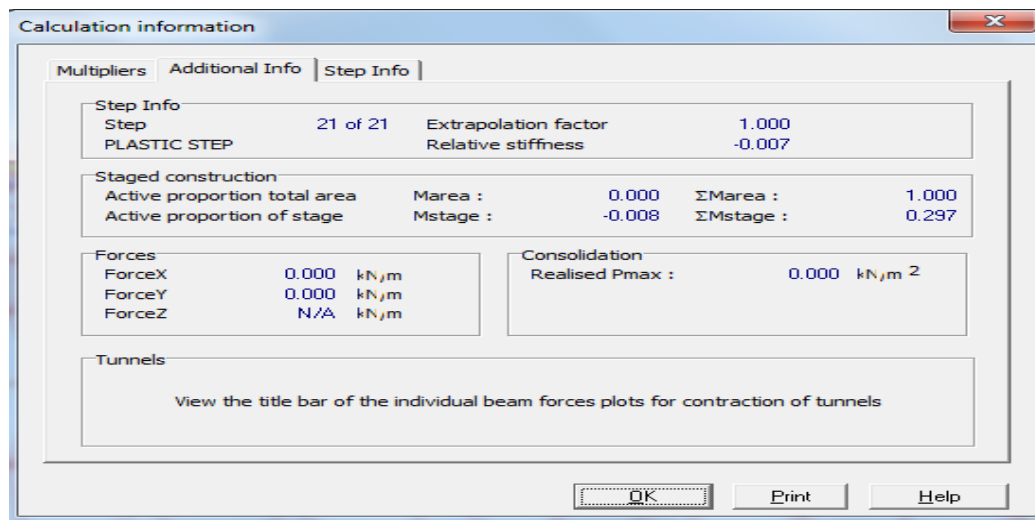


Figure 5.7 Capacité portante ultime à partir du code Plaxis.

3. Analyse des résultats et discussions

Dans cette étude on a considéré une fondation filante non encastrée, reposant sur un massif de sol purement frottant (sable) et située à une distance relative variable (d/B) entre la fondation et la crête, celle-ci est soumise à une charge verticale excentrée et/ou centrée.

Pour étudier l'effet de l'excentricité de la charge et sa position par rapport à la crête du talus, ainsi que l'effet de la distance entre le bord de la semelle et la crête de la pente (d/B), une série d'analyses par élément finis a été réalisée pour des rapports d/B variant entre 0 et 3 par pas de 0,5 pour des différents rapports d'excentricités $e/B = (0,0 ; \pm 0,1 ; \pm 0,2 \text{ et } \pm 0,3)$.

La figure 2 illustre les détails de l'excentricité de la charge. Le $(+e/B)$ montre l'excentricité de la charge vers la face de la pente tandis que $(-e/B)$ montre l'excentricité de la charge vers la face opposé de la pente. Pour atteindre la charge limite, on a appliqué une charge incrémentale sur la fondation jusqu'à la rupture du sol situé sous la fondation pour chaque valeur du rapport de l'excentricité (e/B).

Les valeurs de la capacité portante ultime sont récapitulées dans le tableau 5.3.

Dans cette étude, pour exprimer l'effet de l'excentricité de la charge sur la capacité portante dans le cas d'une combinaison excentricité-pente, on utilise deux coefficients de réduction :

- le premier est lié à l'excentricité de la charge appelé coefficient minorateur de la portance tenant compte de l'excentricité de la charge, i_e , ce coefficient est par définition, le rapport de la capacité portante sous une charge excentrée à celle sous une charge centrée, donné par l'équation (5.2).

Tableau 5.3 Valeur de la capacité portante ultime pour différents cas de l'excentricité.

		Charge	Charge excentrée					
		centrée	Charge excentrée négative			Charge excentrée positive		
d/B	tg(β)	e/B=0	e/B=-0,1	e/B=-0,2	e/B=-0,3	e/B=0,1	e/B=0,2	e/B=0,3
q _u (kPa)								
0	0.25	26,5	25,5	16,2	22,5	22,5	21,3	11,4
0,5		33,1	30	20,6	11,6	23,1	23,1	15,3
1		38,8	32,8	30,2	22,4	34,47	27,1	16,8
1,5		39,9	30,8	41,9	34,2	31,5	26,4	22,4
2		51,3	57,4	39,3	28,6	50,1	39,8	29
2,5		59,1	53,1	43,8	17	40,8	31,5	16,4
3		63,2	46,9	45,5	32,9	56,8	42,3	33,1

- Le deuxième coefficient est lié à la pente supportant une semelle située à une distance (d) par rapport à la crête du talus, appelé facteur de réduction de la capacité portante, i_β celui-ci est utilisé pour représenter le comportement de la capacité portante de la semelle sur une pente de sable. Ce paramètre est défini comme le rapport entre la capacité portante finale de la semelle située à une distance d du bord du talus ($q_{u \text{ pente}}$) à la capacité portante ultime de la même semelle établie sur un sol horizontal ($q_{u h}$), comme indiqué dans l'équation (5.3)

$$i_e = \frac{q_{u(eccentric)}}{q_{u(centric)}} \quad (6.2)$$

$$i_\beta = \frac{q_{uslop}}{q_{uh}} \quad (6.3)$$

Les résultats expérimentaux du facteur de l'excentricité de la charge, i_e , sont répertoriés dans le tableau 5.4 ci-dessous.

Tableau 5.4 Valeurs du coefficient de minorité i_e pour différents cas de l'excentricité.

e/B	Meyerhof	d/B						
	1953	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3
-0,3	0,4	0,572	0,574	0,577	0,577	0,596	0,483	0,520
-0,2	0,6	0,745	0,782	0,778	0,748	0,766	0,741	0,719
-0,1	0,8	0,901	0,906	0,904	0,916	0,927	0,898	0,908
0	1	1	1	1	1	1	1	1
0,1	0,8	0,830	0,879	0,888	0,873	0,886	0,847	0,898
0,2	0,6	0,618	0,697	0,698	0,689	0,695	0,673	0,700
0,3	0,4	0,402	0,462	0,432	0,490	0,512	0,490	0,523

La figure 5.8 présente une comparaison entre les courbes charge-tassement obtenues par les méthodes expérimentales et numériques pour deux états d'excentricités différentes (positifs et négatifs).

La première courbe correspond à l'excentricité de la charge située près de la pente ($e/B=0,1$), alors que la deuxième courbe correspond à l'excentricité de la charge située du côté opposé à la pente ($e/B=-0,1$).

On constate que les courbes représentant les résultats numériques sont en bonne corrélation avec celles obtenues expérimentalement.

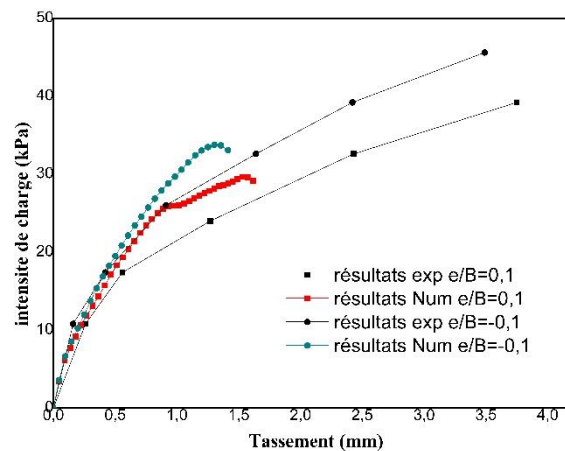


Figure 5.8 Comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux.

Les résultats obtenus mettent en valeur la bonne reproductibilité de nos résultats numériques en comparaison avec ceux obtenus expérimentalement.

Une légère différence peut être constatée entre les courbes de chargement provenant du même cas d'excentricité de charge. Cet écart pourrait être attribué aux paramètres adoptés pour le sol et la fondation, ainsi qu'aux conditions aux limites numériques qui ne peuvent être vérifiées dans les modèles expérimentaux.

3.1 Effet de la distance entre la fondation à la crête du talus

Plusieurs modèles numériques ont été menés sous l'effet des différentes charges centrées pour étudier l'influence de la distance de la fondation à la crête du talus sur la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge centrée.

La Figure 5.9 montre l'influence de la distance relative d/B sur la capacité portante pour différentes valeurs de d/B . On constate que la capacité portante ultime croît avec la distance relative. Lorsque la semelle est éloignée de la crête de la pente ($d/B = 0$) jusqu'à la distance

relative $d/B = 1$, il y a une augmentation importante de la capacité portante (une valeur moyenne de 44%).

Cependant, le changement de la capacité portante de la semelle avec l'emplacement de la semelle par rapport à la crête de la pente peut être lié à la résistance passive du sol (surface de rupture primaire) du côté de la pente tel qu'il est illustré sur les figures 5.13. Lorsque la semelle est placée loin de la pente, la largeur de la surface de rupture primaire (zone passive) du côté de la pente au coin actif sous la semelle augmente, ce qui nécessite une force beaucoup plus grande pour que la surface de rupture atteigne la pente. Par conséquent, la capacité portante de la semelle augmente.

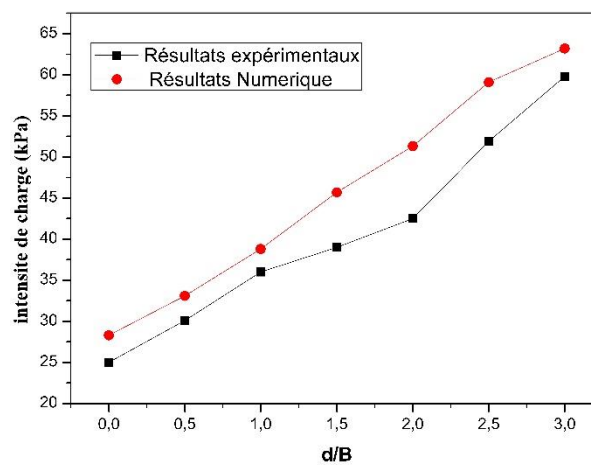


Figure 5.9 Variations de la capacité portante en fonction d/B .

3.2 Coefficient réducteur de portance

La Figure 5.10 montre les variations du facteur de réduction de la capacité portante, i_β , en fonction de la distance relative (d/B) de la fondation au bord du talus pour le cas d'une charge centrée obtenue tant par la présente étude (essais expérimentaux et modélisations numériques) tant par Bakir (1993), Gemperline (1998).

Les résultats montrent que les valeurs de i_β augmentent presque linéairement avec l'éloignement de la fondation par rapport à la crête du talus. Les valeurs de i_β obtenues à partir des essais expérimentaux sont en bonne corrélation avec ceux obtenues numériquement. On remarque que lorsque la semelle est éloignée de la crête du talus, située à une distance relative ($d/B = 1$), les résultats de la présente étude, dans sa partie numérique, sont en accord avec ceux de Bakir (1993) et Gemperline (1998), tandis que, les résultats de la partie expérimentale sont légèrement inférieures à ceux de ces auteurs. Par contre, pour ($d/B > 1$), les résultats des essais expérimentaux sont plus proche de ceux de Bakir (1993) et Gemperline (1998).

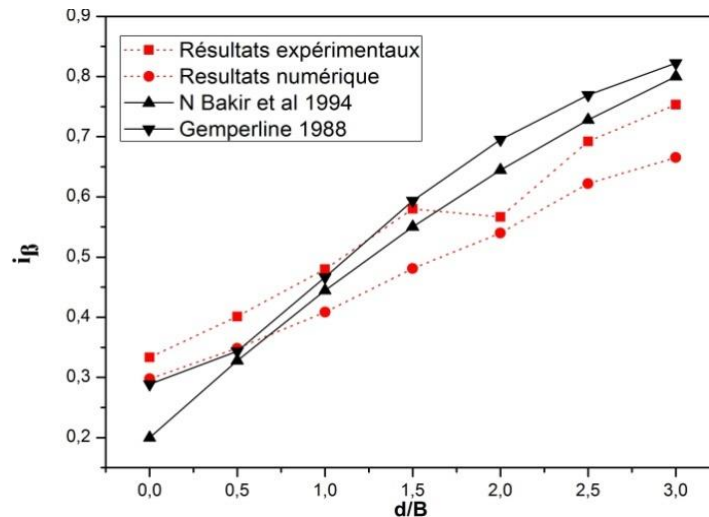


Figure 5.10 variations du coefficient réducteur i_β en fonction de d/B .

3.3 Effet de la position de l'excentricité par rapport à la face du talus

Les variations de la capacité portante ultime en fonction de la charge excentrée ($\pm e/B$) avec la distance relative sont illustrées par la Figure. 5.11 En général, pour une distance relative, ($d/B < 3$), le comportement d'une fondation soumise à deux états d'excentricités différentes de la charge (positif et négatif).est complètement différent.

En revanche, pour le cas de charge excentrée située loin de la face du talus ($e/B < 0$), les valeurs de la capacité portante sont supérieures à celles engendrées par un chargement près de la face opposée de la pente ($e/B > 0$). Une telle différence peut être attribuée à l'inclinaison de la semelle vers la pente, ce qui se traduit par une dispersion du sol vers la pente pour ($e/B > 0$). Cependant, la capacité portante augmente lorsque l'excentricité de la charge diminue quel que soit la position de cette dernière par rapport à la pente, ceci jusqu'à $d/B \geq 3$, cas où la portance de la fondation est presque la même pour les deux cas d'excentricités (positive ou négative). Ce phénomène est dû à la rupture par cisaillement qui se développe dans le plan horizontal situé sous la base de la fondation (le talus n'influe pas sur la portance de la fondation), en conséquence, l'effet de la pente est minimisé lorsque la semelle est placée à une distance de bord supérieure ou égale à trois fois la largeur de la semelle.

Les résultats de la figure 5.11 montrent que, la capacité portante pour la charge centrée $e/B=0$ augmente avec la distance relative de la semelle par rapport à la crête du talus et sa valeur reste toujours supérieure à celle de la charge excentrée ($e/B = \pm 0.1$).

Ces résultats sont conformes à ceux obtenus par les essais expérimentaux présentés dans le chapitre 4.

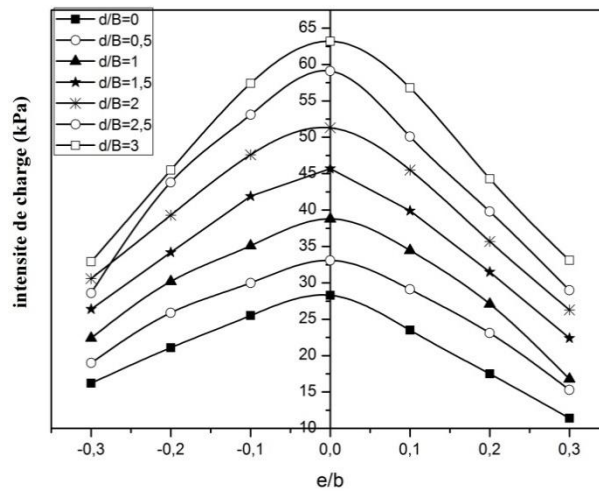


Figure 5.11 Variations de la capacité portante en fonction de e/B .

3.4 Coefficient de réduction de l'excentricité

Les figures 5.12 illustrent les relations entre le rapport d'excentricité de charge (e/B) et le coefficient de réduction de l'excentricité i_e obtenus par la présente étude (simulation numérique et essais expérimentaux) et celles reportées par Meyerhof (1957). Comme le montrent les figures 5.12, les valeurs de i_e diminuent avec l'augmentation de l'excentricité de la charge dans les deux états d'excentricité de charge (positive ou négative). Quel que soit la distance relative d/B , une réduction dans la valeur de i_e a été remarquée, celle-ci est due à l'augmentation de l'excentricité. On remarque que les valeurs de i_e estimées numériquement sont légèrement supérieures à celles trouvées par les essais expérimentaux et l'approche de Meyerhof. Cependant, les valeurs de i_e estimées expérimentalement sont en bon accord avec l'approche de Meyerhof ($B' = B - 2e$). Ce qui implique que la combinaison de l'excentricité de la charge et la pente en utilisant la règle de la largeur effective peut conduire à de bons résultats. Loukidis et al. (2008) ont rapporté qu'en utilisant la largeur effective de Meyerhof (1953a), on peut estimer l'effet de l'excentricité en cas de combinaison de l'excentricité et l'inclinaison de charge.

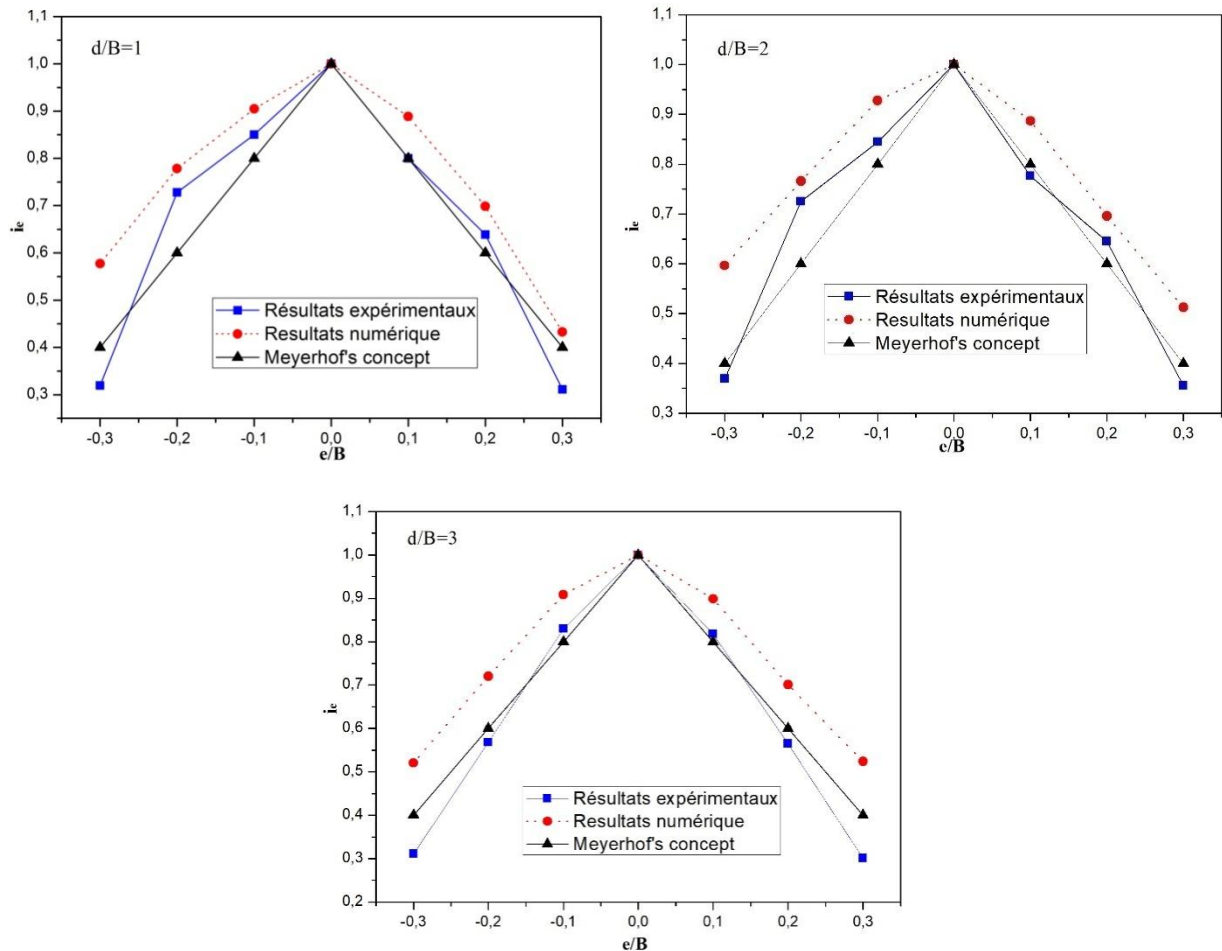


Figure 5.12 Variation de i_e avec le rapport d'excentricité e/B .

4. Mécanismes de rupture

Pour les sols en pentes, les résultats des études antérieures ont montré que le modèle de rupture pouvait être classé comme un mécanisme de rupture de la capacité portante, ou un mécanisme de rupture de talus général.

Afin de d'illustrer clairement les différences dans la surface de rupture dues à l'effet de l'excentricité ($\pm e/B$) et la distance relative (d/B), les mécanismes de rupture considérés correspondent aux excentricités : $e/B = 0.00$; 0.10 ; 0.20 et 0.30 , prises pour les cas de $d/B = 1.0$; 0.5 ; 1.0 ; 2.0 et 3.0 , les figures ci-dessous illustrent les différents cas étudiés.

La figure 5.13 présente les mécanismes de rupture sous une semelle filante située à une distance relative $d/B = 0.5$ pour les deux cas de l'excentricité positive et négative $e/B = (\pm 0.1$ et $\pm 0.2)$. Cette figure montre une extension du mécanisme de rupture jusqu'au talus, c'est le cas où la ligne de glissement intercepte la surface inclinée du massif de sol ; ce type de mécanismes de rupture appelé : mécanisme de la capacité portante. Contrairement au cas d'un sol horizontal, la surface de rupture ne présente pas de symétrie géométrique et le volume de

sol mobilisé dans le cas d'une excentricité négative est plus grand que celui d'une excentricité positive.

Cette figure montre également, la formation d'un coin triangulaire élastique sous la fondation, son volume dépend de l'excentricité de la charge e/B . Comme mentionné précédemment, à partir de la comparaison des résultats des essais expérimentaux et des analyses numériques, la surface de rupture diminue constamment à mesure que l'excentricité augmente et que les dimensions du coin qui se créent sous la fondation diminuent.

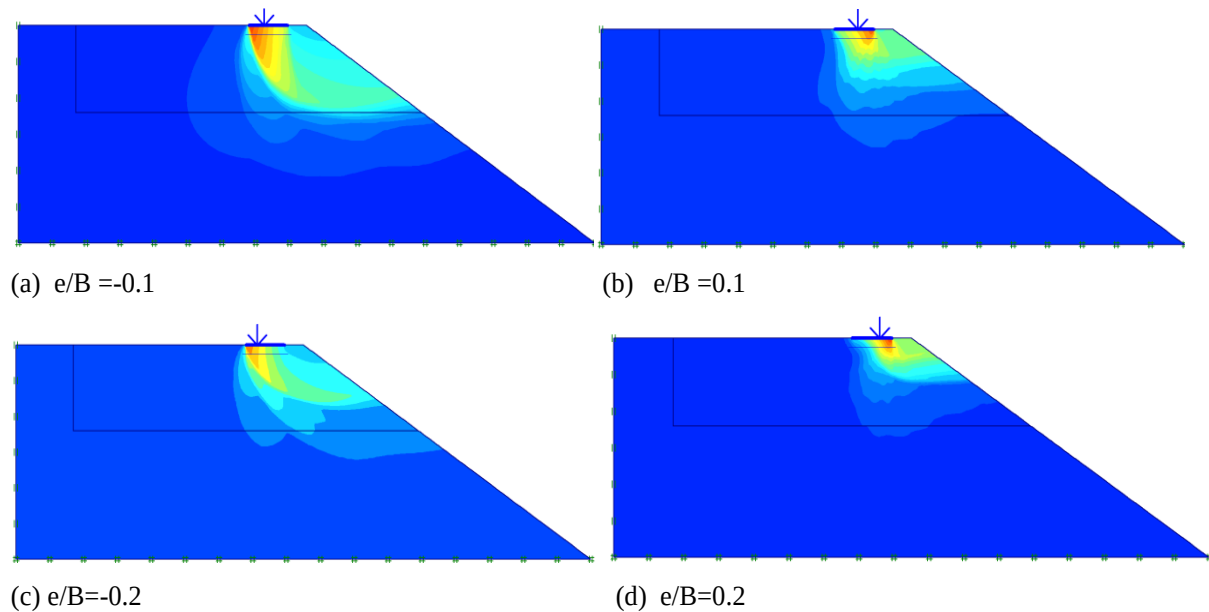


Figure 5.13 Mécanisme de rupture correspond aux excentricités, (a) : $e/B = -0,1$; (b) : $e/B = 0,1$; (c) : $e/B = -0,20$ et (d) : $e/B = 0,20$; avec $d/B = 0,5$.

La figure 5.14 (a et b) illustre les mécanismes de rupture pour le cas d'une semelle filante reposant sur un sol frottant sans cohésion, située à une distance relative $d/B = 0.5$ pour $e/B = 0, -0.1$. On constate que la surface totale (ou la longueur) des surfaces de rupture d'une semelle à charge excentrée est inférieure à celle d'une semelle à charge centrée, par conséquent les charges ultimes sont différentes.

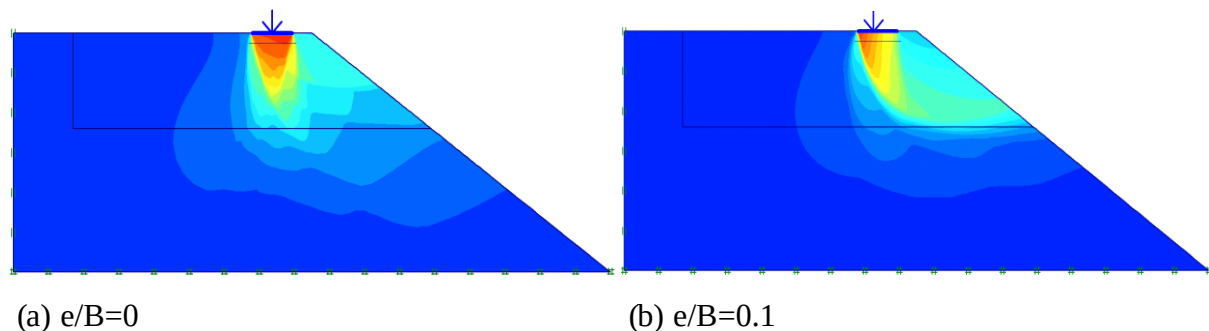


Figure 5.14 Mécanisme de rupture correspond aux excentricités, (a) : $e/B = 0$, (b) : $e/B = -0,1$; avec $d/B = 0,5$.

La figure 5.15 montre les surfaces de rupture pour différentes valeurs de la distance relative $d/B = 0, 1$ et 2 . Il est à noter que la forme des surfaces de rupture est influencée par la distance relative (d/B). Tout en augmentant (d/B), la taille de la surface de rupture devient plus grande et plus profonde, ce qui fournira une capacité portante plus élevées.

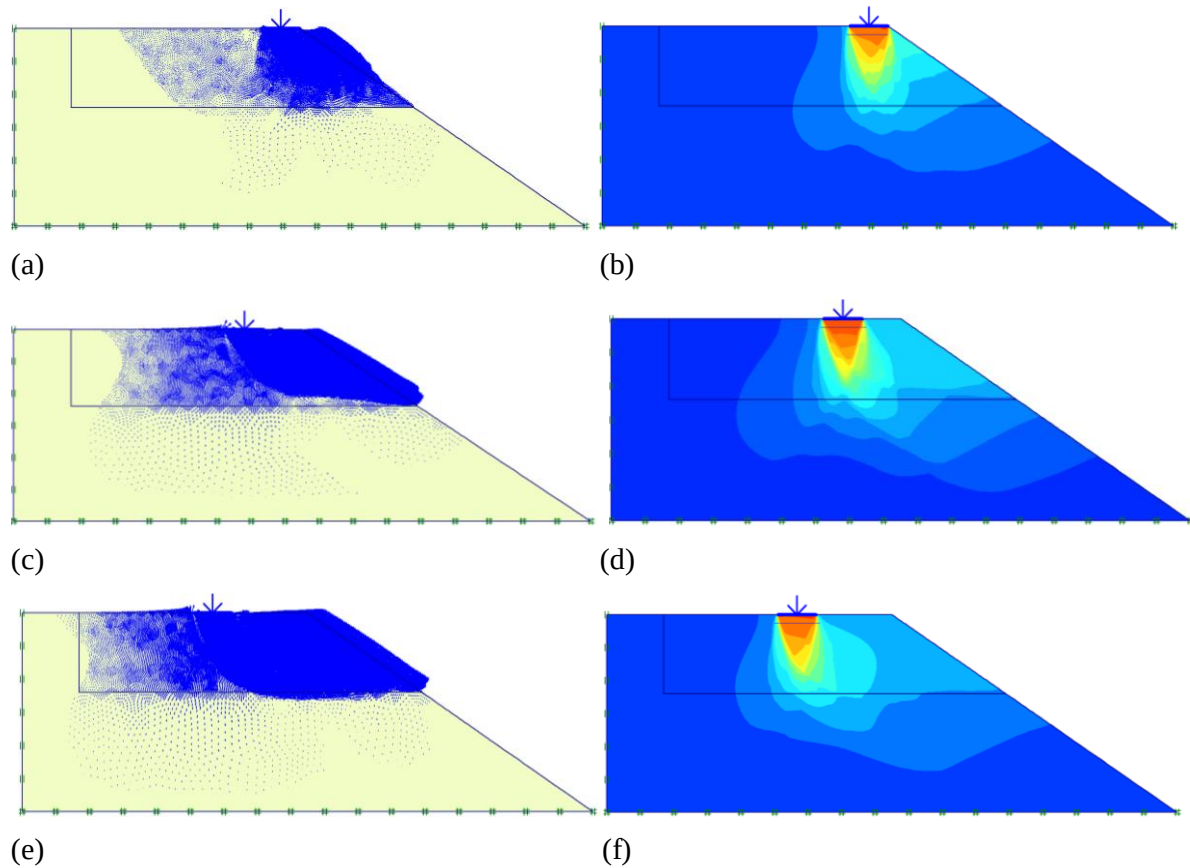


Figure 5.15 Mécanisme de rupture correspond aux excentricités, (a) et (b) : $d/B = 0$; (d) et (c) : $d/B = 1$; (e) et (f) : $d/B = 2$ avec $e/b = 0$.

A partir de $d/B=3$, la différence de la taille de surface de rupture due à la charge excentrée (négative et positive) diminue, lorsque d/B augmente jusqu'à ce qu'elle devienne presque identique pour les deux cas d'excentricité de charge. Ceci indique que l'influence de la pente sur la portance de la fondation devient négligeable à partir d'une certaine distance relative ($d/B=3$).

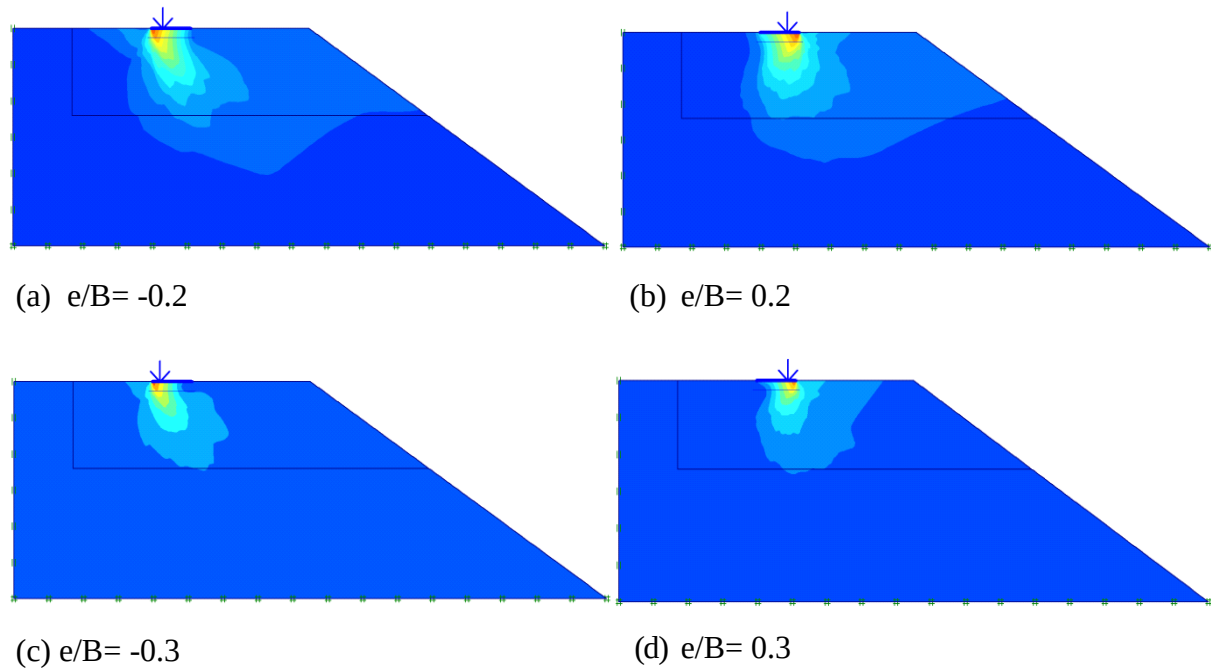


Figure 5.16 Mécanisme de rupture correspond aux excentricités, (a) : $e/B = -0,2$; (b) : $e/B = -0,2$; (b) : $e/B = -0,30$ et (d) : $e/B = 0,30$; avec $d/B = 3$.

5. Conclusion

Les résultats de l'étude numérique montrent que la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sable en pente et soumise à une charge excentrée peut être obtenue à partir d'un calcul numérique en utilisant le code Plaxis.

Les résultats de la modélisation numérique permettent d'énoncer les conclusions suivantes :

Une forte corrélation entre les résultats expérimentaux et numériques sur la tendance générale du comportement est observée.

- les valeurs de la capacité portante ultime obtenues à partir de l'analyse par éléments finis semblent être légèrement supérieures à celles obtenues à partir des essais expérimentaux.
- La capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge excentrée est plus élevée lorsque l'excentricité de la charge est placée loin de la pente.
- la portance d'une semelle soumise à une charge centrée est supérieure à celle soumise à une charge excentrée (négative ou positive).
- Le taux d'augmentation de la capacité portante est plus important dans le cas de petites excentricités que dans le cas de grandes excentricités.
- L'emplacement de l'excentricité de la charge par rapport à la pente (excentricité de charge près ou loin de la pente) associé à la distance relative d/B influencent

considérablement la taille et la forme du mécanisme de rupture.

- Les résultats montrent que la capacité portante et le facteur de réduction de la capacité portante i_β augmentent presque linéairement avec l'augmentation de la distance relative d/B jusqu'à $d/B = 3,0$. Au-delà de cette valeur, la capacité portante ultime devient presque identique pour les deux états d'excentricité.

Chapitre 6 : Analyse numérique du comportement des fondations superficielles situées sur une bicouche granuleuse en pente.

1. Introduction

L'étude menée dans ce chapitre, concerne l'analyse numérique du comportement d'une semelle filante reposant sur une bicouche granuleuse en pente soumise à une charge verticale centrée en utilisant le code de calcul par éléments finis Plaxis2D versions 8.5.

L'approche utilisée par la méthode des éléments finis, permet d'étudier le comportement de la semelle ainsi que celui du massif du sol support. Bien que la modélisation du comportement des semelles exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des semelles, le choix d'un modèle et d'une loi de comportement adéquats du sol sont nécessaires. Le code PLAXIS intègre de nombreuses lois de comportement, adaptables, selon le cas, à divers types des matériaux et pour différents types d'applications géotechniques.

Les calculs numériques ont été effectués en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécaniques, tels que l'épaisseur normalisée de la couche supérieure h_1/B , l'inclinaison de la pente β et l'angle de frottement interne du sol ϕ , afin d'évaluer l'effet de ces paramètres sur la capacité portante d'une semelle filante rugueuse et de déterminer, en conséquences, les mécanismes de rupture.

2. Procédure de la simulation numérique

Pour mener des calculs numériques corrects à l'aide du code PLAXIS, il est recommandé d'introduire soigneusement les données énumérées ci-dessous :

2.1 La géométrie du modèle

On considère une semelle filante non encastrée de largeur B reposant sur une couche supérieure de sable d'épaisseur h_1 avec un angle de frottement ϕ_1 est surmontant une autre couche de sable de profondeur h_2 ayant un angle de frottement ϕ_2 . Cette fondation est soumise à une charge verticale centrée. Le massif étudié ne présente aucune symétrie géométrique, il

est donc modélisé dans son intégralité. Les calculs ont été menés en faisant varier l'angle de la pente comme suit : $\beta = 15^\circ, 30^\circ$ et 45° .

La coupe géotechnique retenue pour le calcul est présentée sur la figure suivante (Figure 6.1).

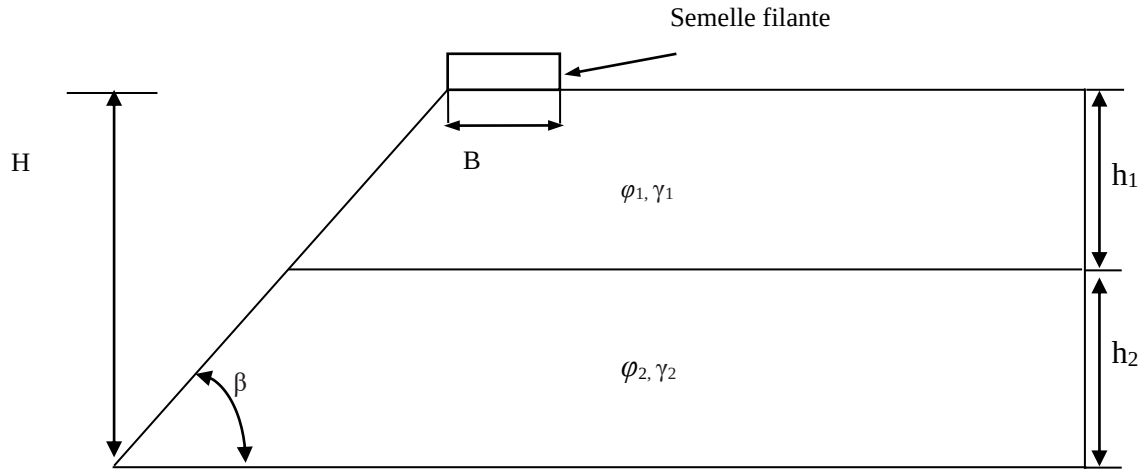


Figure 6.1 Géométrie du problème.

- h_1 : épaisseur de la première couche de sable
- h_2 : épaisseur de la deuxième couche de sable
- H : hauteur du talus
- γ_1 : poids volumique de la première couche de sable
- γ_2 : poids volumique de la deuxième couche de sable
- φ_1 : angle de frottement interne de la première couche de sable
- φ_2 : angle de frottement interne de la deuxième couche de sable

2.2 Propriétés des couches des sols

Dans cette étude, et pour comparer les résultats de différentes portances des deux sols, deux échantillons de sol différents (appelés ici sable dense et lâche) avec une différence significative dans les paramètres de l'angle de frottement interne (principal terme utilisé pour définir la résistance au cisaillement du sable sec) ont été utilisés.

les propriétés des deux sols sableux utilisés pour le programme numérique sont présentées dans le tableau 6.1. Selon la classification unifiée des sols, les sols sont classés en sable dense et sable lâche.

Les propriétés des couches de sols sont résumées dans le tableau 6.1 :

Tableau 6.1 Propriétés des couches des sols.

Paramètres	Nom	unité	Sable lâche	Sable dense
Coefficient d'uniformité	Cu	-	10,4	3.08
Coefficient de courbure	Cc	-	6.46	1.29
Densité spécifique	(G)	-	2,6	2,63
Poids volumique	γ	kN/m ³	16,1	16,7
D ₁₀	D ₁₀	(mm)	0,25	0,12
D ₃₀	D ₃₀	(mm)	2,05	0.24
D ₆₀	D ₆₀	(mm)	2,6	0.37
Cohésion Effective	c'	kPa	0.0	0,0
Angle de frottement	ϕ'	(°)	33	38
Elasticity modulus	E	kPa	11000	12000
Poisson ratio	ν	-	0,3	0,3
Angle de dilation	ψ	(°)	3	8
densité Relative	Dr	%	35	60

2.3 Paramètres d'essais

Le programme numérique, dans cette étude porte notamment, sur la variation des paramètres suivants :

- la variation de rapport h_1/B (épaisseur de la couche supérieure à la largeur de la fondation) varie de 0,25 à 3,00 par incrément de 0,25
- l'angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$ et 35° .
- l'angle d'inclinaison du talus $\theta = 15^\circ$; 30° et 45° .
- la distance entre le bord de la semelle et la crête du talus a été fixée à $d/B = 0$.

2.4 Maillage et condition aux limites

Les sables sont perméables et par conséquent, l'analyse par éléments finis est effectuée dans des conditions drainées en tant que matériau purement frottant sans aucune cohésion. Dans cette étude les sols sont modélisés par des éléments triangulaires à 15 nœuds. Le comportement des sols est régi par une loi élastique linéaire parfaitement plastique et le critère de rupture retenu est de type Mohr-Coulomb (MC). La fondation est modélisée comme un élément poutre, et connectée au sol via des éléments d'interface. Le massif étudié ne

présente aucune symétrie géométrique, il est donc modélisé dans son intégralité. La Figure 6.2 montre le maillage adopté pour le cas de $\beta = 30^\circ$, $h/B = 1$ et $d/B = 0$. Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones de forts gradients de contraintes, c'est-à-dire au voisinage de la fondation, sous sa base, ainsi que près de la crête du talus. Les limites inférieures et latérales sont choisies d'une manière que la zone de formation des mécanismes de rupture dans le sol n'ait jamais atteint ces limites. Par ailleurs, les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant le déplacement horizontal pour les limites latérales, la base du modèle est bloquée dans les directions x et y .

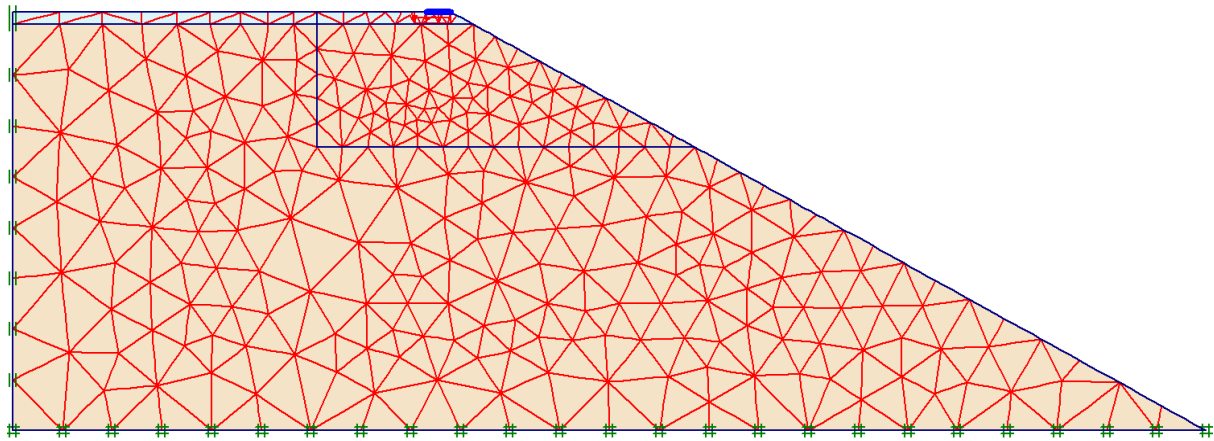


Figure 6.2 Maillage du modèle.

3. Résultats et discussion

On présente dans cette partie, les résultats d'une étude numérique portant sur l'influence des caractéristiques géométriques et mécaniques d'un massif de sol sur la capacité portante d'une fondation située sur une bicouche granuleuse au bord d'une pente et soumise à une charge verticale centrée.

Le programme numérique a été exécuté pour différents paramètres y a compris le rapport h_1/B (épaisseur de la couche supérieure à la largeur de la fondation), le rapport ϕ_1/ϕ_2 , et l'angle de la pente β . plus précisément ces paramètres ont été pris égaux aux valeurs indiquées ci-dessous afin de couvrir la plupart des cas ayant un intérêt pratique :

La valeur de h_1/B varie de 0,25 à 3 par incrément de 0,25, trois angles de pente $\beta = 15^\circ$; 30° et 45° ont été attribués.

Notons que le rapport $\phi_1/\phi_2 < 1$ correspond au cas d'une couche de sable lâche surmontant sur une couche de sable dense, à l'inverse, $\phi_1/\phi_2 > 1$ correspond au cas opposé.

Les résultats des modélisations numériques réalisées dans cette étude sont présentés dans le tableau 6.2.

Tableau 6.2 valeurs de la capacité portante.

$\frac{h}{B} \backslash \beta$	Sable lâche sur dense				Sable dense sur lâche			
	15°	30°	33°	45°	15°	30°	33°	45°
0	97,2	48,8	38,6	24,3	37,4	22,7	19,1	12,4
0,25	85,2	43,4	34,8	22,8	42,1	23,3	20,6	13
0,5	68,6	36,4	31,2	21,3	48,3	26,9	21,5	13,6
0,75	48,7	30,8	26,4	18,5	50,7	28,4	23,9	14,3
1	43	24,9	22,5	16,7	57,3	28,2	25,2	15,1
1,25	37,7	22	20,1	14,5	59,6	31,1	26,7	15,7
1,5	38	21,9	19,4	13,9	65,7	33,4	27,8	16,9
1,75	39,5	22,4	18,6	12,8	76,8	36,3	28,12	17,9
2	39,7	22,5	10,12	11,9	80,3	39,6	31,1	18,5

Les résultats numériques obtenus à partir de cette étude (tableau 6.2) révèlent que l'épaisseur de la couche supérieure, associée à l'angle de frottement interne, influe de manière significative sur la capacité portante.

3.1 Effets de la stratification du sol

Pour pouvoir distinguer l'influence de l'épaisseur de la première couche h_1 sur la capacité portante d'une semelle filante reposant sur deux couches de sable avec des angles de frottement interne différents, on a tracé une série de courbes de la capacité portante en fonction de rapport h_1/B pour différentes combinaisons de β et φ_1/φ_2 qui sont représentées sur les figures ci-dessous.

3.1.1 Cas1 : $\varphi_1/\varphi_2 < 1$

La Figure 6.3 présente la variation de la capacité portante avec le rapport h_1/B pour différentes valeurs de β . L'effet de l'épaisseur de la couche supérieure sur la capacité portante est bien illustré dans cette figure, on constate que la capacité portante est inversement proportionnelle au rapport h_1/B . D'après la figure 6.3, lorsque la première couche d'épaisseur (h_1) et ayant un angle de frottement interne inférieur à celui de la deuxième couche ($\varphi_1 < \varphi_2$), on remarque que les valeurs de la capacité portante décroissent quand le rapport h_1/B augmente, en particulier lorsque h_1/B est compris entre 0 et 1 ; en dehors de cet intervalle, il n'y a pas de diminution significative. Ceci indique que l'influence de la couche inférieure sur la portance de la fondation devient négligeable à partir de ($h_1/B = 1$).

Lorsque $h_1/B = 1$, les mécanismes de rupture sont localisés dans la couche supérieure et la capacité portante devient indépendante du rapport φ_1/φ_2 . La Figure 6 illustre les différents cas étudiés.

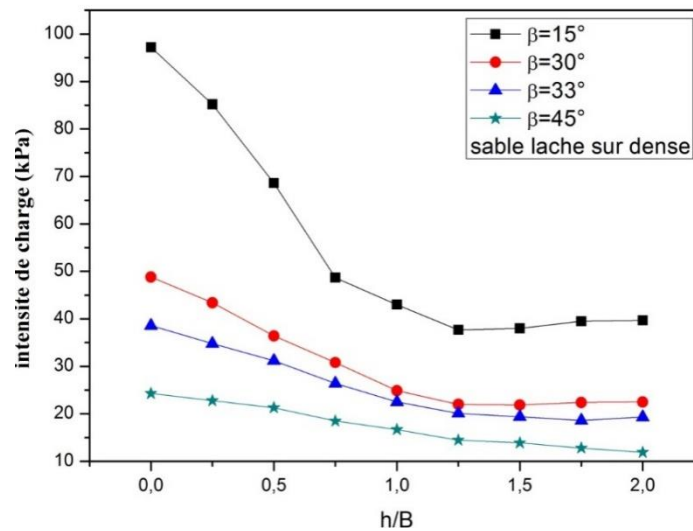


Figure 6.3 Variation de la capacité portante en fonction de h_1/B avec $\varphi_1/\varphi_2 < 1$.

3.1.2 Cas 2 : $\varphi_1/\varphi_2 > 1$

La Figure 6.4 présente la variation de la capacité portante en fonction de rapport h_1/B pour différentes valeurs de β .

L'examen de cette figure, montre que lorsque la première couche d'épaisseur (h_1) et ayant un angle de frottement interne supérieur à celui de la deuxième couche ($\varphi_1 > \varphi_2$), on constate que la capacité portante est proportionnelle à l'épaisseur de la première couche du sable h_1 .

La Figure 6.4, montre que dans tous les cas, la valeur de la capacité portante croît de façon presque linéaire à mesure que la valeur de h_1/B augmente mais avec un taux d'augmentation différent.

Il est intéressant de noter que les courbes tracées pour $\beta = 30^\circ$; 33° et 45° sont proches. Par ailleurs, on note un écart important entre ces courbes et la courbe tracée pour $\beta = 15^\circ$.

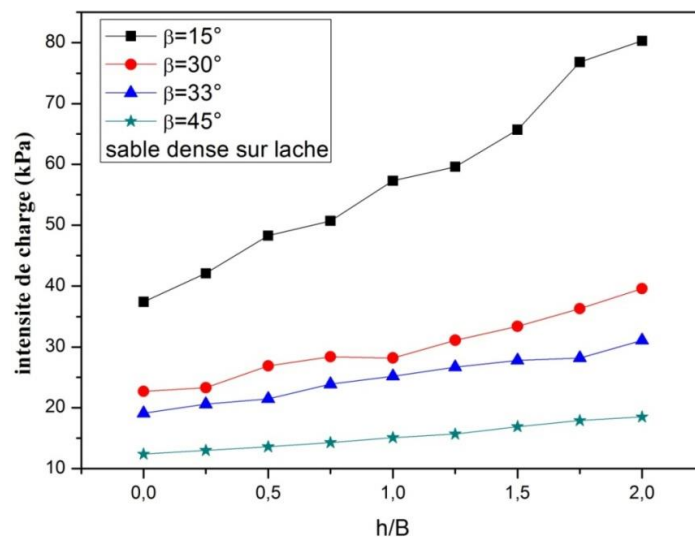


Figure 6.4 Variation de la capacité portante en fonction de h_1/B .

3.2 Effet de l'angle d'inclinaison de la pente

L'effet de l'angle d'inclinaison de la pente β sur la capacité portante a été étudié, pour le cas d'une semelle filante située sur une bicouche granuleuse en pente.

Les Figures 6.5 (a et b) montrent la variation de la capacité portante d'une semelle filante établie à proximité d'un talus et reposant sur une bicouche granuleuse, en fonction de l'angle d'inclinaison β qui varie de 15° à 45° par incrément de 15° , et le rapport h_1/B qui varie de 0,00 à 2,00 par incrément de 0,25.

Pour le cas ($\phi_1/\phi_2 < 1$), on remarque que dans tous les cas présentés sur les Figures 6.5, la capacité portante est inversement proportionnelle avec l'inclinaison de la pente β . Les résultats des Figures 6.5 soulignent que la valeur de la capacité portante diminue d'une façon significative lorsque l'angle de pente β est compris entre 15 et 30° .

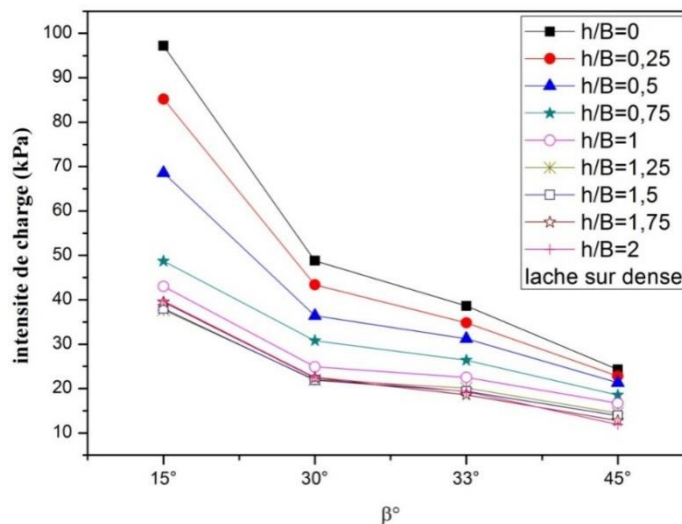


Figure 6.5 Variation de la capacité portante en fonction de h_1/B avec $\phi_1/\phi_2 < 1$.

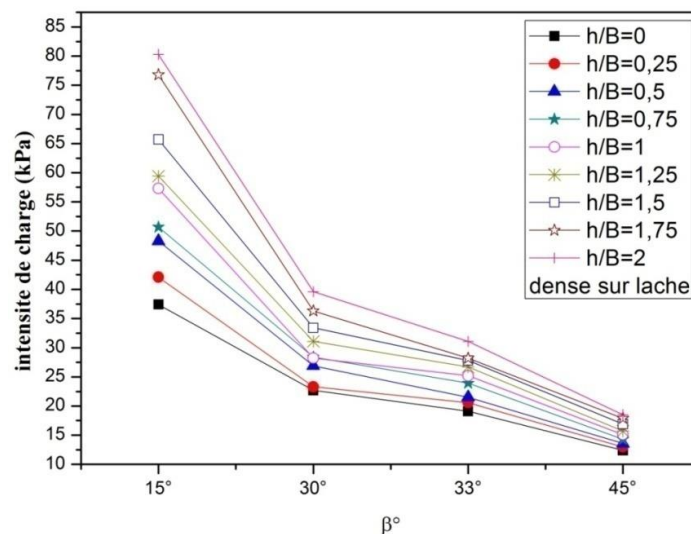


Figure 6.6 Variation de la capacité portante en fonction de h_1/B avec $\phi_1/\phi_2 > 1$.

Les résultats de la Figures 6.6 (a, b et c) relatives au cas ($\phi_1/\phi_2 > 1$), soulignent que la capacité portante décroît au fur et à mesure que l'angle d'inclinaison de la pente β augmente. Ces résultats sont identiques au cas précédent soit, ($\phi_1/\phi_2 < 1$). Ce ci dénote un effet négligeable de la position des couches de sable. En outre, on constate que l'écart est plus significatif entre les courbes représentées sur la figure 6.6 pour les faibles valeurs de β .

4. Mécanisme de rupture

Le rapport h_1/B joue un rôle très important dans la détermination du type et la forme du mécanisme de rupture c'est à dire il peut être un glissement globale de la pente ou un cisaillement provoqué par le chargement de la fondation (mécanisme de rupture de la capacité portante). Pour bien étudier l'effet de ce rapport, on a procédé à une étude paramétrique en faisant varier les paramètres h_1/B , β et le rapport ϕ_1/ϕ_2 . Trois valeurs du rapport ont été testés $h_1/B = 0,25$; $0,75$ et 1.5 , l'inclinaison de la pente $\beta = 15^\circ$, 30° et 45° .

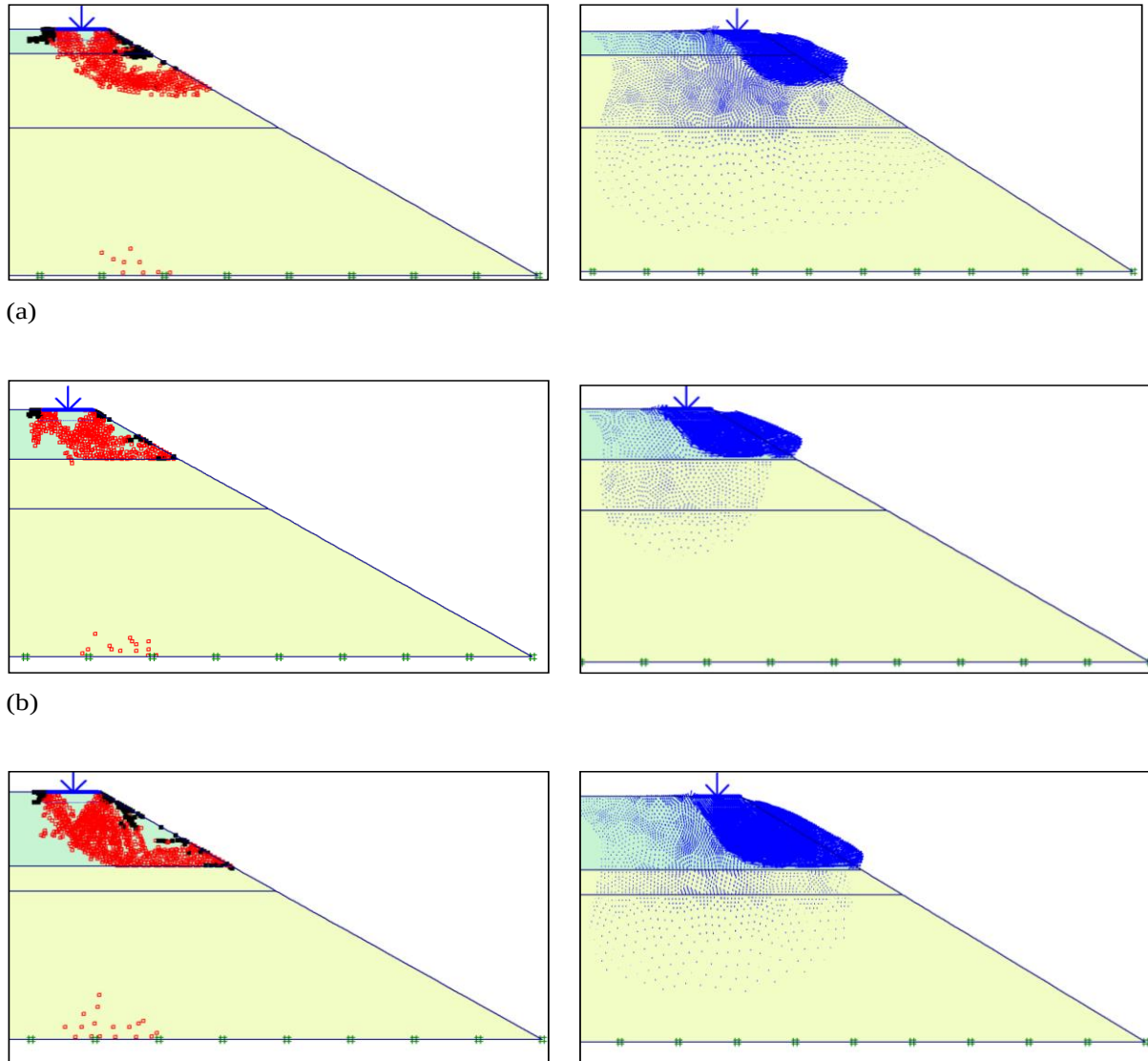
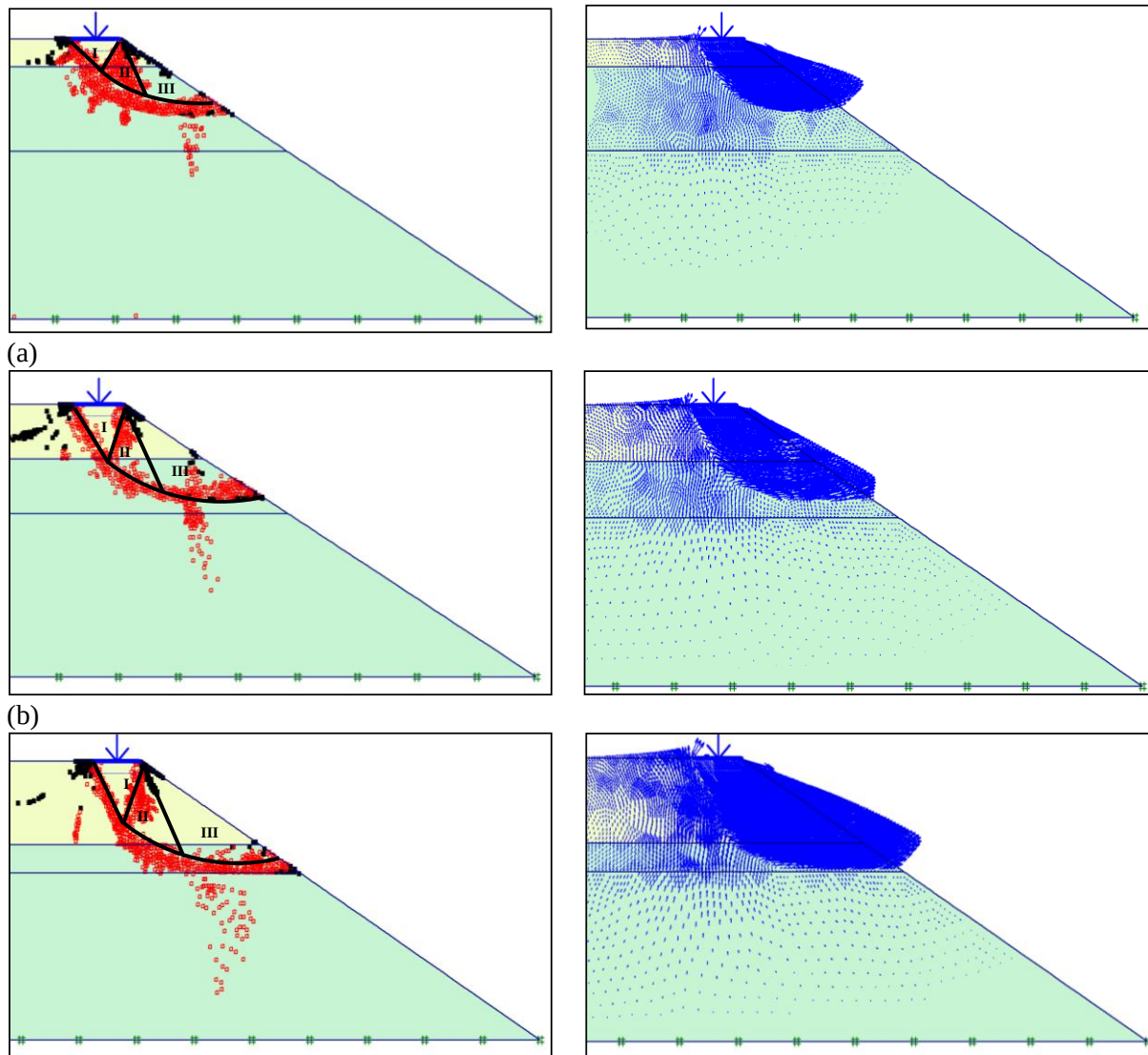


Figure 6.7 zones plastique et incréments des déformations du sol au moment de la rupture [$\phi_1/\phi_2 > 1$ et $\beta = 30^\circ$] : (a) $h_1/B = 0.5$; (b) $h_1/B = 1$ et (c) $h_1/B = 1.5$; (d) $h_1/B = 0.5$; (e) $h_1/B = 1$ et $h_1/B = 1.5$.

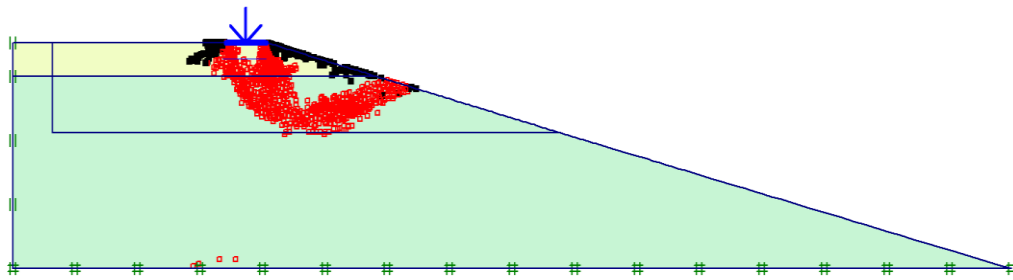
Comme le montre la figure 6.7, pour une couche de sable lâche surmontant une autre couche de sable dense ($\phi_1/\phi_2 < 1$), lorsque $h_1/B < 1$, le mécanisme de rupture se localise dans les deux couches. Cependant, ce mécanisme devient moins profond et moins large lorsque h_1/B tend vers 1. On note qu'une fois le rapport $h_1/B = 1$, le mécanisme de rupture est complètement localisé dans la couche supérieure (profondeur critique) et la capacité portante devient indépendante de la deuxième couche. Dans ce cas, le sol entier peut être considéré comme un sol homogène dont les propriétés sont celles de la couche supérieure. En effet, on utilise seulement les propriétés de la couche supérieure, ce qui est cohérent avec la figure 6.3. Les figures 6.8 (a, b, et c) présentent les zones plastiques dans le sol ainsi que les incréments de déformation du massif formés au moment de la rupture dans l'intervalle de rapport $h_1/B = 0.25, 0.75, 1.5$ et $\phi_1/\phi_2 > 1$. Ces figures montrent le cas où l'angle de frottement de la première couche est supérieur à celui de la deuxième couche, on observe que le mécanisme de rupture croît avec l'accroissement du rapport h_1/B .



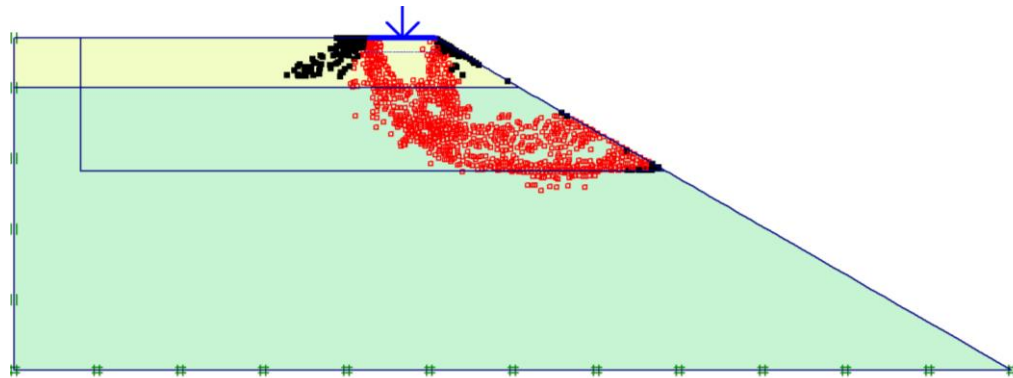
(c) **Figure 6.8** zones plastique et incréments des déformations du sol [$\phi_1/\phi_2 > 1$ et $\beta = 30^\circ$] :
(a) $h_1/B = 0.5$; (b) $h_1/B = 1$ et (c) $h_1/B = 1.5$; (d) $h_1/B = 0.5$; (e) $h_1/B = 1$ et (f) $h_1/B = 1.5$.

Le mécanisme de rupture présenté sur ces figures illustre le cas où les lignes de glissement interceptent la surface inclinée du massif de sol. Egalement, la visualisation des mécanismes de rupture a permis de distinguer des surfaces de glissement qui délimitent trois zones différentes, avec la formation d'un coin triangulaire élastique sous la fondation, son volume dépend du rapport h_1/B .

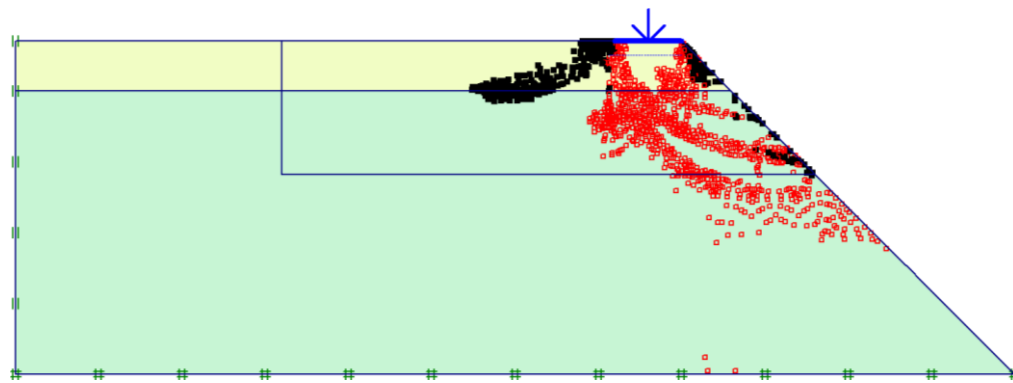
Les figures 6.9 (a, b, et c) présentent les zones plastiques dans le sol pour $\beta=15^\circ$; 30° et 45° et $h_1/B = 0.5$ avec $\varphi_1/\varphi_2 > 1$. D'après ces figures, on observe que le mécanisme de rupture augmente avec l'augmentation de β .



(a)



(b)



(c)

Figure 6.9 zones plastique au moment de la rupture : sable dense sur Lâche [$\varphi_1/\varphi_2 > 1$ et $h_1/B = 0.5$] :
(a) $\beta = 15^\circ$;(b) $\beta = 30^\circ$ et (c) $\beta = 45^\circ$.

5. Conclusion

Les résultats obtenus à partir de la présente étude nous ont permis de tirer les principales conclusions suivantes :

- On a pu montrer l'influence de l'épaisseur de la première couche du sable sur la capacité portante de la semelle, à cet effet, la capacité portante augmente avec l'augmentation de h_1/B lorsque $\varphi_1 > \varphi_2$ et elle diminue quand $\varphi_1 < \varphi_2$.
- La capacité portante du sol est importante quand l'angle de frottement interne croît pour les différentes valeurs de h_1/B .
- Les résultats obtenus ont montré que l'effet de la deuxième couche sur la capacité portante est négligeable pour $h_1/B = 1$, lorsque $\varphi_1 < \varphi_2$.
- Pour améliorer la capacité portante d'une semelle filante implantée sur une bicouche granuleuse, il est recommandé de faire en sorte que l'angle de frottement interne de la première couche soit supérieur à celle de la deuxième couche.
- Lorsque $\varphi_1 > \varphi_2$ et en faisant augmenter φ_2 tels que φ_1 devient constant on remarque que la capacité portante augmente.
- Concernant le comportement d'une semelle filante reposant sur une bicouche granulaire, la simulation numérique en utilisant le code des éléments finis (Plaxis) permet de reproduire un comportement similaire à celui décrit dans la littérature.

Conclusion générale

Dans le contexte général de la présente étude c'est à dire l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles situées au bord d'une pente et soumise aux chargements excentrés. On a jugé utile de concevoir un banc d'essais au laboratoire pour bien mener à terme les objectifs de cette thèse.

Les travaux de cette thèse comportent les différents composants du problème à étudier. Même si des conclusions partielles ont été déjà données au cours de cette thèse ; Les principaux résultats obtenus sont soulignés dont cette conclusion générale et discutés par rapport aux objectifs initiaux.

En effet, l'influence de la pente sur le comportement de la semelle est réduite lorsque l'excentricité de la charge est placée loin de la face de la pente et avec l'augmentation de d/B . Cependant, la capacité portante ultime augmente avec la diminution de l'excentricité de la charge. Par ailleurs, la capacité portante ultime est plus élevée sous une charge excentrée négative que sous une charge excentrée positive et cette différence peut disparaître lorsque la semelle est située à une distance relative $d/B = 3$.

Pour le cas, d'une semelle soumise à une charge centrée ($e/B=0$) la capacité portante est supérieure à celle d'une semelle soumise à une charge excentrée dans les deux états d'excentricité ($e/B < 0$).

L'approche proposée ($B' = B - 2e$) basée sur l'approche de la largeur effective de Meyerhof, présente un bon accord avec les résultats numérique et expérimentale de la présente étude et des autres résultats de la littérature.

La capacité portante croît lorsque la distance relative d/B entre le bord de la fondation et la crête du talus augmente, En éloignant la fondation de la tête du talus, les formes de la surface de rupture deviennent plus profondes et plus large, ce qui conduit à une capacité portante plus élevée.

La capacité portante ultime d'une semelle soumise à une charge excentrée posée sur une pente de sable peut être dérivée de celle d'une semelle soumise à une charge axiale

reposant sur un sable à surface horizontale en introduisant les deux coefficients de réduction dus à l'excentricité i_e et à la pente i_β .

Les résultats expérimentaux indiquent que la charge ultime est influencée de façon significative par l'inclinaison de la pente β ; le rapport h_1/B et le rapport ϕ_1/ϕ_2 .

La formulation du problème de la capacité portante ainsi que les techniques appliquées pour sa résolution, ont évolué et continuent à évoluer ; les publications récentes montrent que le problème de la capacité portante n'est pas encore épuisé et qu'il continuera à offrir de nouveaux sujets de recherche sur tous ses aspects théoriques et appliqués.

Les perspectives

Plusieurs perspectives de natures différentes peuvent être envisagées pour ce travail :

- Etude expérimentale de la capacité portante des fondations superficielles situées sur une bicouche granuleuse en pente
- Analyse numérique du comportement des fondations superficielles situées sur une bicouche argileux en pente
- Etude expérimentale de la capacité portante des fondations superficielles situées sur une bicouche granuleuse en pente
- l'étude expérimentale de la capacité portante des fondations filantes, carrées, circulaires et rectangulaires au bord d'une pente sous un chargement excentrée et/ou incliné

Cette nouvelle étude constituera une continuité de notre travail de recherche.

Références bibliographiques

- Acharyya, R. & Dey, A. (2017) Finite element investigation of the bearing capacity of square footings resting on sloping ground. *INAE Letters* **2**(3):97-105.
- Adams, M. T. & Collin, J. G. (1997) Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 123(1):66-72.
- Bakir, N.-E. (1993) Etude sur modèles centrifugés de la capacité portante de fondations superficielles.) Nantes.
- Bauer, G., Shields, D., Scott, J. & Gruspier, J. (1981a) Bearing capacity of footing in granular slope. In *Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.* Balkema Rotterdam, vol. 2, pp. 33-36.
- Bauer, G.E., Shields, D.H., Scott, J.D. (1981b). The bearing capacity of footings on compacted approach fills, Final report, Carleton University, department of civil engineering, Ottawa, 28p.
- Biarez, J., Burel, M., et Wack, B. Contribution à l'étude de la force portante des fondations. In : *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris*. 1961. p. 603-609
- Bolton, M. D. & Lau, C. (1993) Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr–Coulomb soil. *Canadian Geotechnical Journal* 30(6):1024-1033.
- Brinkgreve, R. & Vermeer, P. (2002) PLAXIS (version 8) user's manual. *Delft University of Technology and PLAXIS BV, Netherlands*.
- Caquot, A., (1934). *Équilibre des massifs à frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes et cohérentes*, Gauthier–Villars, Paris
- Caquot, A. I. & Kérisel, J. L. (1948) *Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations*. Gauthier-Villars.
- Casagrande, A., & N. Carrillo. 1954. Shear failure in anisotropic materials, in *Contribution to soil mechanics 1941–53*, Boston Society of Civil Engineers, 122.
- Cassidy, M. & Houlsby, G. (2002) Vertical bearing capacity factors for conical footings on sand. *Geotechnique* 52(9):687-692.
- Castelli, F. & Motta, E. (2010) Bearing capacity of strip footings near slopes. *Geotechnical and Geological Engineering* 28(2):187-198.
- Chen W.F. (1975). *Limit analysis and soil plasticity*. Elsevier, Amsterdam, 638 pages.
- Cernica, J.N. (1995). *Geotechnical Engineering: Soil Mechanics*. Wiley, New York
- Choudhury, D. & Subba Rao, K. (2006) Seismic bearing capacity of shallow strip footings embedded in slope. *International Journal of Geomechanics* 6(3):176-184.
- Costet, J. & Sanglerat, G. (1983) *Cours pratique de mécanique des sols*. Report 2040113347.
- Coulomb, C.-a. D. (1773) In memories of mathématique et de physique. *Academie Royal des Sciences par divers sans* 7:343-382.
- Couplet, P. (1726) De la poussée des terres contre leurs revestemens. In *et de la force des revestemens qu'on leur doit opposer.*) Histoire de l'Académie Royale des Sciences Paris, pp. 1726.
- Cure, E., Turker, E. & Uzuner, B. A. (2014) Analytical and experimental study for ultimate loads of eccentrically loaded model strip footings near a sand slope. *Ocean Engineering* 89:113-118.
- Das, B. M. (2017) *Shallow foundations: bearing capacity and settlement*. CRC press.
- Davis, E. & Booker, J. (1973) Some adaptations of classical plasticity theory for soil stability problems. In *Published in the Proceedings of the Symposium on the Role of Plasticity in Soil Mechanics, September 13-15, 1973, Cambridge, England.*).

- De Buhan, P. & Garnier, D. (1998) Three dimensional bearing capacity analysis of a foundation near a slope. *Soils and foundations* 38(3):153-163.
- Drucker, D., Greenberg, H. & Prager, W. (1951) The safety factor of an elastic-plastic body in plane strain. *Journal of Applied Mechanics* 18(1951):371-378.
- Eastwood, W. (1955) The bearing capacity of eccentrically loaded foundations on sandy soils. *Structural Engineer* 29:181-187.
- El Sawwaf, M. A. (2007) Behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand over a soft clay slope. *Geotextiles and Geomembranes* 25(1):50-60.
- Frontard, J. (1936) Calculations on the stability of earth dams. In *Transactions of the 2nd Congress on Large Dams.*, vol. 4, pp. 288-293.
- Galiléo G. (1638). Discozi e dimostrazioni matematiche intorno a due nuove scienze. Dialogo Secondo, Leyden.
- Garnier, J. (1989) Foundations at the top of slopes. In *Proc. Int. Conf. on SMFE, De Mello volume.*, pp. 411-422.
- Garnier, J. & Rault, G. (1988) Compte rendu des expérimentations réalisées en centrifugeuse sur une fondation filante en bord de pente. *Rapport interne, Laboratoire central des ponts et chaussées Nantes, GMS2, Groupe Centrifugation.*
- Gemperline, M. C. (1988) Centrifugal modeling of shallow foundations. In *Soil Properties evaluation from centrifugal models and field performance.* ASCE, pp. 45-70.
- Georgiadis, K. (2009) Undrained bearing capacity of strip footings on slopes. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 136(5):677-685.
- Giroud, J. (1971) Tran-Vo-Nhiem, ". *Force Portante d'une Foundation sur une Pente,*" *Theories et Methodes de Calcul*:131-140.
- Gorbunov-Posadov, M. (1965) Calculations for the stability of a sand bed by a solution combining the theories of elasticity and plasticity. In *Soil Mech & Fdn Eng Conf Proc/Canada/.*
- Graham, J., Andrews, M. & Shields, D. (1988) Stress characteristics for shallow footings in cohesionless slopes. *Canadian Geotechnical Journal* 25(2):238-249.
- Hanna, A. & Meyerhof, G. (1980) Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay. *Canadian Geotechnical Journal* 17(2):300-303.
- Hanna, A. M. 1981. Foundations on strong sand overlying weak sand. *J. Geotech. Eng., ASCE*, 107(GT7): 915.
- Hansen, J. B. (1955) *Calculation of settlements by means of pore pressure coefficients.* Denmark Acad. of Technical Sciences.
- Hansen, J. B. (1970) A revised and extended formula for bearing capacity.
- Jiao, Y.-Y., Zhang, X.-L., Zhang, H.-Q., Li, H.-B., Yang, S.-Q. & Li, J.-C. (2015) A coupled thermo-mechanical discontinuum model for simulating rock cracking induced by temperature stresses. *Computers and Geotechnics* 67:142-149.
- Keskin, M. S. & Laman, M. (2013) Model studies of bearing capacity of strip footing on sand slope. *KSCE Journal of Civil Engineering* 17(4):699-711.
- Kotter, F. (1903) Die Bestimmung des Drucks an gekrummten Gleitflächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck. *Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften*:229-233.
- Krizek, R. J. (1965) Approximation for Terzaghi's bearing capacity factors. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div* 91(Proc. Paper 4247).
- Kumar, A., & Saran, S. (2003). Closely spaced footings on geogrid-reinforced sand. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 129(7), 660-664.
- Kumbhojkar, A. (1993) Numerical evaluation of Terzaghi's $N \gamma$. *Journal of geotechnical engineering* 119(3):598-607.
- Kusakabe, O., Kimura, T. & Yamaguchi, H. (1981) Bearing capacity of slopes under strip loads on the top surfaces. *Soils and foundations* 21(4):29-40.

- Lagrange, J.-L. (1788) *Mécanique analitique: par M. de Lagrange*. Vve Desaint.
- Lebegue, Y. (1973) Essais de fondations superficielles sur talus. In *Proceedings, 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow.*), vol. 4, pp. 313.
- Lee, K. & Manjunath, V. (2000) Experimental and numerical studies of geosynthetic-reinforced sand slopes loaded with a footing. *Canadian Geotechnical Journal* 37(4):828-842.
- Loukidis, D., Chakraborty, T. & Salgado, R. (2008) Bearing capacity of strip footings on purely frictional soil under eccentric and inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal* 45(6):768-787.
- Lundgren, H. & Mortensen, K. (1953) Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand. In *Proc., 3th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*), vol. 1, pp. 409-412.
- Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R. & Mellas, M. (2010) Etude numérique de la capacité portante d'une fondation filante au bord d'une pente. In *Journées nationales de géotechnique et géologie de l'ingénieur JNGG.*), vol. 1, pp. 489-496.
- Magnan, J.P., Droniuc, N., Canepa, Y. (2004). Les méthodes de calcul de la portance des fondations superficielles. Symposium international FONDSUP 2003, Magnan (éd), Presse de l'ENPC, Paris, 2, 74–154.
- Mandel, J. & Salencon, J. (1972) Force portante d'un sol sur une assise rigide (étude théorique. *Geotechnique* 22(1):79-93.
- Massau, J. (1899) Mémoire sur l'intégration graphique des équations aux dérivées partielles; chap. VI: Équilibre limite des terres sans cohésion. *Ann. Ass. Ing. École de Gand*.
- Merifield, R., Sloan, S. & Yu, H. (1999) Rigorous plasticity solutions for the bearing capacity of two-layered clays. *Geotechnique* 49(4):471-490.
- Mestat, P. (1993). Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ERLPC, série géotechnique, GT 52, 194 pages.
- Meyerhof, G. (1951) The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique* 2(4):301-332.
- Meyerhof, G. (1953a) The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In *Proc. of the 3rd Int. Conf. on SMFE.*), vol. 1, pp. 440-445.
- Meyerhof, G. (1957) The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. In *Proc., 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering.*), vol. 1, pp. 384-386.
- Meyerhof, G. (1974) Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. *Canadian Geotechnical Journal* 11(2):223-229.
- Meyerhof, G. & Chaplin, T. (1953) The compression and bearing capacity of cohesive layers. *British Journal of Applied Physics* 4(1):20.
- Meyerhof, G. & Hanna, A. (1978) Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. *Canadian Geotechnical Journal* 15(4):565-572.
- Meyerhof, G. G. (1963) Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal* 1(1):16-26.
- Meyerhof, G. T. (1953b) The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In *Proc. of the 3rd Int. Conf. on SMFE.*), vol. 1, pp. 440-445.
- Michalowski, R. L. & Shi, L. (1995) Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils. *Journal of geotechnical engineering* 121(5):421-428.
- Moreau, J. J. (1967) *Fonctionnelles convexes: Séminaire sur les équations aux dérivées partielles II, Collège de France 1966-1967*. Collège de France.
- Moroglu, B., Uzuner, B. A. & Sadoglu, E. (2005) Behaviour of the model surface strip footing on reinforced sand.

- Nayroles, B. (1970) Essai de théorie fonctionnelle des structures rigides plastiques parfaites. *Journal de Mécanique* 9(3):491-506.
- Newton, I. (1995) 1687. *Philosophiae naturalis principia mathematica* 3.
- Pfeifle, T. W. & Das, B. M. (1979) Bearing capacity of surface footings on sand layer resting on a rigid rough base. *Soils and foundations* 19(1):1-11.
- Prandtl, L. 1921. Über die eindringungs-festigkeit plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden. *Z. Ang. Math. Mech.* 1(1)
- Qian, Z., Li, A., Merifield, R. & Lyamin, A. (2014) Slope stability charts for two-layered purely cohesive soils based on finite-element limit analysis methods. *International Journal of Geomechanics* 15(3):06014022.
- Qin, C. & Chen Chian, S. (2017) Kinematic stability of a two-stage slope in layered soils. *International Journal of Geomechanics* 17(9):06017006.
- Rankine, W. M. (1856) On the Stability of Loose Earth. *Proceedings of the Royal Society of London*:185-187.
- Reddy, A. S. & Srinivasan, R. (1967) Bearing capacity of footings on layered clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 93(2):83-99.
- Reissner, H. (1924) Zum erddruckproblem. In *Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics.* Delft, pp. 295-311.
- Sadoglu, E., Cure, E., Moroglu, B. & Uzuner, B. A. (2009) Ultimate loads for eccentrically loaded model shallow strip footings on geotextile-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes* 27(3):176-182.
- Salençon, J. (1965). Force portante d'une fondation peu profonde. Emploi de la méthode des caractéristiques. *Annales des Ponts et Chaussées*, III, 195–205.
- Salençon, J. (1996) *Introduction à l'élasto-plasticité et au calcul à la rupture. École Polytechnique, Département de mécanique*, 154 pages.
- Salençon, J. & Matar, M. (1982) Capacité portante des fondations superficielles circulaires. *Journal de Mécanique théorique et appliquée* 1(2):237-267.
- Saran, S., Sud, V. & Handa, S. (1989) Bearing capacity of footings adjacent to slopes. *Journal of geotechnical engineering* 115(4):553-573.
- Saranh, S. & Reddy, B. (1990) Bearing capacity of eccentrically loaded footings adjacent to cohesionless slopes. *Indian geotechnical journal* 20(2):119-142.
- Schultze, H. & Schwick, G. (1952) Über den Mechanismus der Thrombinbildung im isolierten System. *Hoppe-Seyler's Zeitschrift für physiologische Chemie* 289(1):26-43.
- Shiau, J., Lyamin, A. & Sloan, S. (2003) Bearing capacity of a sand layer on clay by finite element limit analysis. *Canadian Geotechnical Journal* 40(5):900-915.
- Shiau, J., Merifield, R., Lyamin, A. & Sloan, S. (2011) Undrained stability of footings on slopes. *International Journal of Geomechanics* 11(5):381-390.
- Shiau, J. S., Watson, J. F., & Smith, C. A. (2008). Foundation located near slope: a FLAC study. *Continuum and Distinct Element Numerical Modeling in Geo-engineering*, 1-8.
- Shields, D., Scott, J. & Bauer, G. (1977a) The bearing capacity of footings on compacted approach fills.) Initial report, Carleton University, Department of Civil Engineering, Ottawa.
- Shields, D., Scott, J., Bauer, G., Deschenes, J. & Barsvary, A. (1977b) Bearing capacity of foundations near slopes. In *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.*, vol. 1, pp. 715-720.
- Skempton, A. (1951) The bearing capacity of clays. *Selected Papers on Soil Mechanics*:50-59.
- Sokolovskii, V. V. E. (1960) *Statics of soil media*. Butterworths Scientific Publications.
- Terashi, M. & Kitasume, M. (1987) Bearing capacity of foundations on top of slopes.) 8th Asian Regional Conf. on SMFE, Kyoto.

- Terzaghi, K. (1943) Theory of consolidation. *Theoretical Soil Mechanics*:265-296.
- Trautmann, C. H. & Kulhawy, F. H. (1988) Uplift load-displacement behavior of spread foundations. *Journal of geotechnical engineering* 114(2):168-184.
- Turker, E., Sadoglu, E., Cure, E. & Uzuner, B. A. (2014) Bearing capacity of eccentrically loaded strip footings close to geotextile-reinforced sand slope. *Canadian Geotechnical Journal* 51(8):884-895.
- Uzuner, B. (1975) Centrally and Eccentrically Loaded Strip Foundations on Sand.) University of Strathclyde.
- Vafaeian, M. (1978) Strip foundations on sand under centrally and eccentrically inclined loads.) University of Strathclyde.
- Vesic, A. S. (1973) Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div* 99(sm1).
- Vesic, A. S. (1975) Bearing capacity of shallow foundations. *Foundation engineering handbook*.
- Yoo, C. (2001) Laboratory investigation of bearing capacity behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand slope. *Geotextiles and Geomembranes* 19(5):279-298.
- Zienkiewicz, O. (1975) The finite element method and boundary solution procedures as general approximation methods for field problems. In *World Congress on Finite Element Methods in Structural Mechanics, Bournemouth.*), pp. 12-17.