

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie Civil et hydraulique
Ref :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية والري
المرجع:

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat en sciences
En : Génie Civil
Option : Géotechnique

Contribution à l'étude numérique des enveloppes de rupture des fondations superficielles

Présentée par :
FEMMAM Abla

Soutenue publiquement le : ...19/01/2023...

Devant le jury composé de :

Pr. BEN MEDDOUR Djamel	Professeur	Président	Université de Biskra
Pr. MELLAS Mekki	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Pr. MABROUKI Abdelhak	Professeur	Co-rapporteur	Université de Biskra
Pr. MESSAST Salah	Professeur	Examineur	Université de Skikda
Pr. BAHEDDI Mohamed	Professeur	Examineur	Université de Batna
Pr. DEMAGH Rafik	Professeur	Examineur	Université de Batna

Remerciement

J'exprime mes sincères et profondes remerciement et reconnaissance à monsieur MELLAS Mekki, Professeur à l'université de Biskra, qui m'a encadrée tout au long de cette thèse et pour ces conseils pour l'élaboration de ce travail. Qu'il puisse trouver ici témoignage de ma profonde gratitude.

Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements envers mon Co-encadreur M. MABROUKI Abdelhak, Professeur à l'université de Biskra, pour sa disponibilité, son suivi et les conseils qu'il m'a généreusement prodigués.

Je tiens à remercier également monsieur BEN MEDDOUR Djamel, Professeur à l'université de Biskra, qui m'a fait l'honneur d'accepter la présidence de jury.

J'adresse aussi mes remerciements aux membres de jury : M. MESSAST Salah, Professeur à l'université de Skikda, M. BAHEDDI Mohamed, Professeur à l'université de Batna2 et M. DEMAGH Rafik, Professeur à l'université de Batna2, d'avoir accepté de juger ce travail.

Enfin mes remerciements vont à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'élaboration de cette thèse.

RÉSUMÉ

L'évaluation de la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sol homogène et isotrope sous un chargement vertical a fait l'objet de très nombreuses études théoriques et expérimentales. Cependant, l'effet de la stratification et l'inclinaison de la charge sur la capacité portante est moins étudié.

Dans cette thèse une approche élasto-plastique, en utilisant le logiciel Flac^{2D} en différences finis, est utilisée pour étudier la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sol formé de deux couches et soumise à un chargement combiné horizontal et vertical. Deux cas sont étudiés : i) fondation sur la surface d'un bicouche argileux, et ii) fondation sur la surface d'une couche de sable recouvrant une couche d'argile.

Les résultats numériques sont présentés sous forme d'enveloppes de rupture dans le plan de chargement (H-V) où V et H sont les composantes verticale et horizontale de la charge appliquée. Les facteurs d'inclinaison dérivés des résultats numériques de cette étude sont présentés sous forme de graphes qui peuvent être utilisés directement dans la conception des fondations superficielles. Les mécanismes de rupture correspondants sont également présentés.

Les résultats obtenus dans cette thèse montrent que la taille et la forme des enveloppes de rupture ainsi que les valeurs des facteurs d'inclinaison pour des fondations superficielles sur des sols bicouches et soumises à des chargements inclinés dépendent considérablement de l'inclinaison de la charge α , des résistances des deux couches de sol et de l'épaisseur de la couche supérieure D .

Mots clés : Capacité portante, fondation superficielle, sol stratifié, charge inclinée, enveloppes de rupture, facteur d'inclinaison, mécanisme de rupture.

ABSTRACT

The evaluation of the bearing capacity of a strip footing resting on a homogeneous and isotropic soil under a vertical loading has been the subject of many theoretical and experimental studies. However, the effect of stratification and load inclination on bearing capacity is less studied.

In this thesis, an elastoplastic approach, using the Flac^{2D} code in finite differences, is used to study the bearing capacity of a strip footing resting on two layered soil and subjected to a combined horizontal and vertical loading. Two cases are studied: i) foundation on the surface of two layered clay, and ii) foundation on the surface of a sand on clay.

The numerical results are presented as failure envelopes in the loading plane (H-V) where V and H are the vertical and horizontal components of the applied load. The inclination factors derived from the numerical results of this study are presented in the form of graphs that can be used directly in the design of shallow foundations. the corresponding failure mechanisms are also presented.

The results obtained in this thesis show that the size and shape of the failure envelopes as well as the values of the inclination factors for shallow foundations on two-layered soils and subjected to inclined loadings depend considerably on the inclination of the load α , the resistances of the two soil layers and the thickness of the upper layer D.

Keywords: Bearing capacity, shallow foundation, layered soil, inclined load, failure envelopes, inclination factor, failure mechanism.

ملخص

ان حساب قدرة تحمل أساس مستمر يستند على تربة متجانسة ومتماثلة التكوين تحت تأثير قوة عمودية كان موضوعاً للعديد من الدراسات النظرية والتجريبية. الا ان، تأثير البناء الطبقي للتربة وميل القوة على قدرة التحمل لم يتم دراسته الا نادرا.

في هذه الأطروحة، تم استخدام التحليل المرن -اللدن، باستخدام برنامج $Flac^{2D}$ لدراسة قدرة التحمل لأساس مستمر يرتكز على تربة مكونة من طبقتين وتخضع لحمولة مركبة عمودية و أفقية. تمت دراسة حالتين: (1) أساس على سطح طبقة ثنائية من الطين، و (2) أساس على سطح طبقة من الرمل تغطي طبقة من الطين.

تم تقديم النتائج العددية كأغلفة انهيار في مستوى التحميل (HV) حيث V و H هما المركبتين العمودية و الأفقية للقوة المطبقة. تم كذلك عرض عوامل الميل المستمدة من النتائج العددية لهذه الدراسة في شكل رسوم بيانية يمكن استخدامها مباشرة في تصميم الأساسات السطحية. تم أيضاً تقديم آليات انهيار التربة الموافقة.

تظهر النتائج التي تم الحصول عليها في هذه الأطروحة أن حجم وشكل اغلفة الانهيار وكذلك قيم عوامل الميل للأساسات السطحية لتربة مكونة من طبقتين والمعرضة لأحمال مائلة تعتمد بشكل كبير على ميل القوة المطبقة α ، مقاومة الطبقتين المكونتين للتربة وسماكة الطبقة العليا D .

الكلمات المفتاحية: قدرة التحمل، أساسات سطحية، تربة طبقية، حمولة مائلة، اغلفة الانهيار، عامل ميل، آلية تمزق التربة.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	i
RÉSUMÉ.....	ii
ABSTRACT	iii
ملخص	iv
SOMMAIRE	v
LISTE DES TABLEAUX	viii
LISTE DES FIGURES	ix
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1

CHAPITRE 1 Capacité portante des fondations superficielles sur un sol homogène

1.1 Introduction	5
1.2 Mécanismes de rupture des fondations superficielles.....	6
1.3 Méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles	8
1.4 Capacité portante des fondations superficielles sous charge vertical	10
1.4.1 Théorie de Terzagui.....	10
1.4.2 La théorie générale de la capacité portante.....	11
1.5 Capacité portante des fondations superficielles sous chargement incliné.....	14
1.5.1 Utilisation des facteurs d'inclinaison.....	15
1.5.2 Approche des courbes enveloppes de rupture.....	19
1.6 Conclusion.....	27

CHAPITRE 2 Capacité portante des fondations superficielles sur un sol stratifié

2.1 Introduction.....	28
2.2 Capacité portante des sols stratifiés sous charge vertical.....	29
2.2.1 Méthodes classiques.....	29
2.2.1.1 <i>Button (1953)</i>	29
2.2.1.2 <i>Etude expérimentale de Brown et Meyerhof (1969)</i>	32
2.2.1.3 <i>Meyerhof (1974)</i>	33
2.2.1.4 <i>Michalowski et shi (1995)</i>	36
2.2.2 Méthodes numériques.....	38
2.2.2.1 <i>Burd et Frydman (1997)</i>	38

2.2.2.2 <i>Merifield et al. (1999)</i>	41
2.2.2.3 <i>Shiau et al (2003)</i>	45
2.3 Capacité portante des fondations superficielles reposant sur des sols stratifiés et soumises à un chargement incliné	47
2.3.1 Méthodes classiques.....	47
3.3.1.1 <i>Meyerhof et Hanna (1978)</i>	47
2.3.1.2 <i>Hanna et Meyerhof (1980)</i>	51
2.3.2 Approches numériques.....	56
2.3.2.1 <i>Zhan (2011)</i>	56
2.3.2.2 <i>Rao et al. (2015)</i>	60
2.4 Conclusion.....	63

CHAPITRE 3 Présentation et validation du modèle numérique utilisé

3.1 Introduction.....	64
3.2 Présentation du problème étudié.....	65
3.3 Simulation numérique.....	65
3.3.1 Présentation de l’outil numérique FLAC ^{2D}	68
3.3.2 Présentation du modèle de comportement utilisé.....	68
3.3.2.1 <i>Comportement élasto-plastique parfait</i>	68
3.3.2.2 <i>Notion de surface de charge</i>	69
3.3.2.3 <i>Notion de règle d’écoulement</i>	69
3.3.2.4 <i>Critère élasto-plastiques parfaits de Mohr-Coulomb</i>	70
3.3.3 Élément d’interface.....	71
3.3.4 Technique de chargement.....	73
3.4 Modèles de validation.....	74
3.4.1 Capacité portante d’une argile homogène sous un chargement incliné.....	74
3.4.2 Capacité portante d’un sable homogène sous chargement incliné.....	77
3.4.3 Semelle filante sur un bicouches argileux soumise à une charge verticale...	79
3.5.4 Semelle filante sur une couche de sable recouvrant de l'argile sous charge verticale.....	83
3.5 Conclusion.....	88

CHAPITRE 4 Analyse numérique de la capacité portante d'un bicouche argileux
sous chargement incliné

4.1 Introduction.....	90
4.2 Présentation du cas étudié.....	90
4.3 Simulation numérique.....	91
4.4 Résultats et discussions.....	92
4.4.1 Courbes enveloppes de rupture.....	92
4.4.2 Facteurs d'inclinaison.....	96
4.4.3 Mécanismes de rupture.....	101
4.5 Conclusion.....	103

CHAPITRE 5 Analyse numérique de la capacité portante d'une semelle filante
reposant sur une couche de sable surmontant une couche d'argile sous chargement
incliné.

5.1 Introduction.....	104
5.2 Présentation du cas étudié.....	104
5.3 Simulation numérique.....	105
5.4 Résultats et discussions.....	106
5.4.1 Courbes enveloppes de rupture.....	106
5.4.2 Facteurs d'inclinaison.....	113
5.4.3 Mécanismes de rupture.....	116
5.5 Conclusion.....	120
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	121
Références bibliographiques.....	124

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Facteur N_γ	12
Tableau 1.2 : facteurs d'inclinaison.....	18
Tableau 2.1 : Valeurs critique du rapport de profondeur Dep_{cr} (Zhan 2011).....	57
Tableau 3.1 : Facteurs d'inclinaison i_c	75
Tableau 3.2 : Facteur d'inclinaison i_γ	77
Tableau 3.3 Valeur de $(C_{u1}/C_{u2})_{crit}$	81
Tableau 4.1 Valeur de $(C_{u1}/C_{u2})_{crit}$	97
Tableau 4.2 : Valeurs de D_{cri}	99

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle : (a) Rupture par cisaillement général ; (b) Rupture par cisaillement local ; (c) Rupture par poinçonnement.....	7
Figure 1.2	Charges combinées verticale, horizontale et moment sur une fondation superficielle : (a) forces sur un mur de soutènement gravitaire ; (b) représentation schématique des charges sur la fondation. (D'après Butterfield 1993).....	15
Figure 1.3	Équivalence statique de (a) une charge ponctuelle inclinée excentrique et (b) une charge verticale, horizontale et de moment combiné au centre d'une fondation superficielle. (D'après Gottardi et Butterfield 1993).....	15
Figure 1.4	Zones plastiques sous une fondation superficielle rugueuse : a) avec une faible inclinaison de la charge, b) avec une grande inclinaison de la charge (Meyerhof 1953).....	17
Figure 1.5	Variation du facteur i_γ en fonction de $\tan(\alpha)$ (Loukidis et al. 2008).....	19
Figure 1.6	Combinaison de chargement d'une fondation superficielle dans le plan H-V : a) chargement non drainé, b) chargement drainé.....	20
Figure 1.7	Enveloppe de rupture dans le plan H-V (Gottardi et Butterfield 1993).	22
Figure 1.8	Enveloppes de rupture pour une semelle superficielle : (a) H ou M/B avec V ; (b) vue tridimensionnelle dans l'espace $(V, M/B, H)$; (c) section normalisée perpendiculaire à l'axe V à $V = V_{max}/2$ (Butterfield et Gottardi, 1994).....	23
Figure 1.9	Enveloppes de rupture dans le plan (H-V) : a) argile b) sable (Youcef et al. 2007).....	24
Figure 1.10	Effet de la géométrie de la fondation sur les enveloppes de rupture (dans le plan V-H) ($M=0$) : (a) espace de chargement sans dimension ; (b) espace de chargement normalisé. (Gouvernec 2007).....	25
Figure 1.11	Enveloppes de rupture dans le plan $(V/V_{max}$ et $H/V_{max})$ (Loukidis et al. 2008).....	26

Figure 1.12	Contours de la déformation de cisaillement plastique maximale incrémentielle illustrant le mécanisme de rupture de semelles superficielle sous charge inclinée pour $\phi = 35^\circ$ pour (a) loi d'écoulement associé et (b) loi d'écoulement non associé (Loukidis et al. 2008).....	26
Figure 2.1	La méthode d'analyse par les cercles de glissement (Button 1953).....	30
Figure 2.2	Les facteurs de la capacité portante N_c calculés par (Button 1953) (cas1).....	31
Figure 2.3	Présentation du problème étudié par Reddy et Srinivasan (1971).(Deux couches ayant une résistance au cisaillement qui varie linéairement avec la profondeur).....	32
Figure 2.4	Schéma du dispositif de chargement d'une semelle filante (Brown et Meyerhof 1969).....	33
Figure 2.5	Relation entre le facteur de capacité portante modifié et le rapport de la résistance au cisaillement C_b/C_t (Brown et Meyerhof 1969).....	33
Figure 2.6	Mécanisme de rupture d'une fondation sur un sable dense recouvrant une argile molle (Meyerhof 1974).....	34
Figure 2.7	Coefficient de résistance au cisaillement par poinçonnement (Meyerhof 1974).....	35
Figure 2.8	Mécanisme de rupture d'une fondation sur un sable meuble recouvrant une argile raide (Meyerhof 1974).....	35
Figure 2.9	Les facteurs de la capacité portante modifiés (Meyerhof 1974).....	36
Figure 2.10	Mécanisme de rupture : (a) Mécanisme de rupture en blocs rigides d'un sol de fondation à deux couches ; et (b) Hodographe (Michalowski et shi1995).....	37
Figure 2.11	Mécanisme de rupture : (a) Mécanisme de rupture avec champ de déformation continue dans l'argile ; et (b) Hodographe (Michalowski et shi1995).....	37
Figure 2.12	La charge limite d'une fondation sur la surface d'un sable surmontant une couche d'argile : (a) $\phi=30^\circ$ (b) $\phi =35^\circ$ (c) $\phi =40^\circ$ (d) $\phi =45^\circ$ (Michalowski and shi1995).....	38
Figure 2.13	Comparaison entre les résultats de FLAC et OXFEM (Burd et Frydman 1997).....	39

Figure 2.14	Variation $p/\gamma B$ avec $S_u/\gamma D$ (Burd et Frydman 1997).....	40
Figure 2.15	Problème étudié par Merifield et al. (1999).....	42
Figure 2.17	Maillage typique par élément finis (Merifield et al 1999).	42
Figure 2.18	Facteur de capacité portante modifié ($H/B=0.125, 0.25, 0.375, 1.5, 0.75, 1, 1.5$ et 2) (Merifield et al 1999).....	44
Figure 2.19	Diagrammes de vitesse de déplacement pour le cas d'une couche molle sur une couche fortes ($C_{u1}/C_{u2} = 0.8, 0.5, 0.2$ et $H/B= 0.25$) (Merifield et al 1999).....	45
Figure 2.20	Problème étudié et Mécanismes de rupture (Shiau et al 2003).....	45
Figure 2.21	Capacité portante d'un sable sur argile (Shiau et al 2003).....	46
Figure 2.22	Mécanisme de rupture sous une fondation soumise à un chargement incliné et reposant sur une couche rigide surmontant une couche molle (Meyerhof et Hanna 1978).....	49
Figure 2.23	Facteur d'inclinaison pour la résistance au poinçonnement (Meyerhof et Hanna 1978).....	49
Figure 2.24	Coefficient de résistance au cisaillement par poinçonnement sous une charge verticale (Meyerhof et Hanna 1978).....	50
Figure 2.25	Paramètres de résistance au poinçonnement sous charge verticale (Meyerhof et Hanna 1978).....	50
Figure 2.26	Mécanisme de rupture sous une fondation soumise à un chargement incliné et reposant sur une couche faible surmontant une couche molle (Meyerhof et Hanna 1978).....	51
Figure 2.27	Mécanisme de rupture et diagramme des contraintes sous une fondation soumise à un chargement vertical et reposant sur un bicouche sableux argileux (Hanna et Meyerhof 1980).....	52
Figure 2.28	Cartes graphiques utilisées pour le calcul de la capacité portante d'un sol stratifié (Hanna et Meyerhof 1980).....	53
Figure 2.29	Mécanisme de rupture général et conditions de chargement (Georgiadis et Michalopoulos 1985).....	54
Figure 2.30	Mécanisme de rupture d'un sol bicouche (sable sur argile) sous chargement incliné (Youssef-Abdel Massih et al 2005).....	54
Figure 2.31	Exemple de chartes de conception de la capacité portante (Youssef-Abdel Massih et al 2005).....	55

Figure 2.32	Mécanisme de répartition des charges proposé par DUTTA et al	56
Figure 1.33	(2022). Courbes enveloppes de rupture d'une fondation sur deux couches	58
Figure 2.34	d'argiles et soumise à un chargement incliné (Zhan 2011).....	
Figure 2.35	Les courbes enveloppe de rupture d'une fondation sur un sol stratifié	59
Figure 2.36	dans l'espace de VHM (Zhan 2011).....	
Figure 2.37	Modes de rupture d'une fondation sur deux couches d'argiles	59
Figure 2.38	($H_l/B=1.0$, $C_{u1}/C_{u2}=4.0$) (Zhan 2011).....	
Figure 2.39	Les courbes enveloppe de rupture dans le plan HV en termes de	61
Figure 2.40	$h'=H/BC_{u1}$ et $v'=V/BC_{u1}$ (Rao et al. 2015).....	
Figure 2.41	Les courbes enveloppe de rupture dans le plan HV en termes de $h=H/H_{ult}$	62
Figure 2.42	and $v=V/V_{ult}$. (Rao et al. 2015).....	62
Figure 3.1	Mécanisme de rupture sous charge inclinée (Rao et al. 2015).....	65
Figure 3.2	Cas étudié.....	
Figure.3.3	Maillage et conditions aux limites pour l'analyse d'une semelle filante	67
Figure.3.3	sous chargement incliné.....	
Figure 3.4	Critère de Mohr-Coulomb : a) représentation dans le plan τ - σ ; b) plan	71
Figure 3.4	déviatorique ; c) représentation dans l'espace des contrainte principales	71
Figure 3.4	(Lee 1994).....	72
Figure 3.5	Shéma de l'élément d'interface (FLAC 2005).....	73
Figure 3.6	Dimension de zone utilisée dans le calcul de rigidité (Flac 2005).....	
Figure 3.6	Phases de chargement par la méthode « Probe » (Loukidis et al. 2008)..	74
Figure 3.7	Facteur d'inclinaison i_c	75
Figure 3.8	Courbe enveloppe d'une argile homogène.....	76
Figure 3.9	Facteur d'inclinaison $i_\gamma=V/V_0$ en fonction de tga pour un sable	78
Figure 3.10	homogène.....	
Figure 3.10	Courbes enveloppes de rupture dans en fonction V/V_0 et H/V_0	79
Figure 3.12	Comparaison des résultats de N_c^* pour $D/B=0.5$	80
Figure 3.13	Facteur de capacité portante N_c^* en fonction de D/B	82
Figure 3.14	Facteur de capacité portante N_c^* en fonction de C_{u1}/C_{u2}	82
Figure 3.15	Contours (distribution) des déformations de cisaillement maximales.....	83
Figure 3.16	Comparaison des résultats de la capacité portante verticale d'un sable	84
Figure 3.16	sur argile.....	84

Figure 3.17	Capacité portante d'un sable sur argile sous charge verticale.....	85
Figure 3.18	Effet de D/B	87
Figure 3.20	Distribution des déformations de cisaillement, pour $\varphi = 30^\circ$ et $D/B = 1$	
Figure 5.1	Présentation du cas étudié.....	91
Figure 4.2	Comparaison des enveloppes de rupture.....	92
Figure 4.3	Enveloppes de rupture dans l'espace des paramètres normalisés H/Bc_{u1} - V/Bc_{u1}	94
Figure 4.4	Enveloppes de rupture dans l'espace des paramètres normalisés H/H_0 - V/V_0	95
Figure 4.5	Facteur d'inclinaison i_c^*	97
Figure 4.6	Effet de D/B sur les facteurs d'inclinaison i_c^*	101
Figure 4.7	Distribution des déformations de cisaillement, pour $C_{u1}/C_{u2}=0,25$	102
Figure 4.8	Distribution des déformations de cisaillement, pour $D/B=0,25$	102
Figure 5.1	Présentation du cas étudié.....	105
Figure 5.2	Les enveloppes de rupture dans le plan (V-H) pour $\varphi=30^\circ$ en fonction de $V/\gamma B$ et $H/\gamma B$	107
Figure 5.3	Les enveloppes de rupture dans le plan (V-H) pour $\varphi=35^\circ$ en fonction de $q_u/\gamma B$ et $H/\gamma B$	108
Figure 5.4	Les enveloppes de rupture dans le plan (V-H) pour $\varphi=30^\circ$ en fonction de V/V_0 et H/V_0	110
Figure 5.5	Les enveloppes de rupture dans le plan (V-H) pour $\varphi=35^\circ$ en fonction de V/V_0 et H/V_0	111
Figure 5.6	Les enveloppes de rupture dans le plan (V-H) pour $\varphi=40^\circ$ en fonction de V/V_0 et H/V_0	112
Figure 5.7	Facteurs d'inclinaison i_γ^* pour $\varphi=30^\circ$	114
Figure 5.8	Facteurs d'inclinaison i_γ^* pour $\varphi=35^\circ$	114
Figure 5.9	Facteurs d'inclinaison i_γ^* pour $\varphi=40^\circ$	116
Figure 5.10	Distribution des déformations de cisaillement, pour $\varphi=35^\circ$ et $D/B=0.25$	118
Figure 5.11	Distribution des déformations de cisaillement, pour $\varphi=30^\circ$ et $D/B=1$	119

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'estimation de la capacité portante des fondations superficielles est l'un des problèmes les plus importants en mécanique des sols. Diverses théories ont été développées au cours des dernières années pour estimer la capacité portante ultime des fondations superficielles sous divers types de chargement et de conditions de sous-sol.

La capacité portante d'une semelle filante sous charge verticale est d'abord développée en utilisant l'approche de l'équilibre limite ou l'approche de l'analyse limite (Prandtl 1921, Terzagui 1943, Meyerhof 1963, Vesic 1973, Bolton et al. 1993, Michalowski 1997, Soubra 1998, Martin 2005). La plupart des résultats obtenus par les théories mentionnées sont validés par l'expérience. La méthode des éléments finis, basée sur la technique d'analyse élasto-plastique, a également été utilisée par certains auteurs pour prédire la capacité portante des semelles filantes soumises à des charges verticales (Sloan et Randolph 1982, Griffiths 1982, Loukidis et Salgado 2009). La recherche a été ensuite étendue en tenant compte d'autres paramètres qui affectent la capacité portante de la semelle, tels que l'inclinaison et l'excentricité de la charge, la forme de la fondation, l'encastrement et l'inclinaison de la base de la fondation.

L'effet de l'inclinaison de la charge a été inclus dans la conception en introduisant un coefficient de correction connu sous le nom de facteur d'inclinaison. Dans cette approche, les facteurs d'inclinaison de la capacité portante d'une semelle filante ont été dérivés pour des sols homogènes à partir d'une combinaison d'essais expérimentaux et d'analyses théoriques. Cette approche traditionnelle a été initialement proposée par Meyerhof (1953). Ensuite, plusieurs autres expressions pour ce facteur ont été proposées par de nombreux chercheurs (Hensen 1970, Saran et al., 1971, Vesic 1975, Zadroga 1994, Ouaheb et al. 2017).

L'approche utilisée pour déterminer les facteurs d'inclinaison a été récemment remplacée par l'approche de l'enveloppe de rupture (Butterfield and Tiof 1979, Butterfield et Gottardi 1994). Cette approche consiste à déterminer les composants de chargements (V, H) qui provoquent la rupture de la semelle. Cette approche a été également adoptée, en utilisant la méthode des éléments finis afin de prendre en compte l'effet des chargements inclinés, pour différentes géométries de fondation et conditions de sol à partir des publications de Martin et

Houlsby (2001), Hjiatj et al (2004), Randolph et Al. (2004), Loukidis et al. (2008), Gourvenec et Barnett (2011) et autres.

Toutes les approches mentionnées ci-dessus concernent la capacité portante des fondations superficielles sur des sols homogènes et isotropes ; ils ne peuvent pas être appliqués sur des sols stratifiés. Les sols homogènes sont rarement trouvés dans la nature, et les fondations sont généralement situées sur des sols stratifiés, en particulier dans l'ingénierie portuaire. En raison de la difficulté d'estimation de la capacité portante des fondations sur des sols stratifiés, des fondations reposant sur un sol formé de deux couches ont souvent été utilisées pour caractériser l'hétérogénéité du sol.

De nombreuses théories ont été développées pour étudier la capacité portante verticale d'un sol stratifié en utilisant différentes techniques, telles que la méthode d'équilibre limite, la méthode semi-empirique et les analyses limites, comme la méthode des éléments finis (MEF) et la méthode des différences finies (MDF). Button (1953) a présenté une solution pour des semelles filantes sur un sol formé de deux couches en utilisant la méthode de l'équilibre limite. Terzaghi et Peck (1948), Meyerhof et Hanna (1978) et Houlsby et al. (1989) ont proposé une technique semi-empirique, basée sur des essais à échelle réduite, pour résoudre ce problème. Huang M. & Qin H. L (2009) ont utilisé le bloc multi-rigide basé sur l'analyse de la borne supérieure de l'analyse limite, pour le calcul de la capacité portante des semelles filantes rigides reposant sur un sol bicouche. Des modèles numériques ont été développés par Burd et Frydman (1997), Michalowski et Shi (1995), Merifield et al. (1999) et Ismail Ibrahim (2014), pour l'étude du comportement des semelles sur des sols formés de deux couches. Ces modèles sont tous basés sur l'utilisation de l'analyse par éléments finis.

En revanche, la plupart des études précédentes sur la capacité portante se sont concentrées sur le cas de semelles filantes soumises à une charge inclinée sur un sol homogène ou encore sur le cas où la fondation repose sur un sol stratifié est soumise à une charge verticale. Il est à noter que le cas des semelles soumises à des chargements inclinés sur des sols stratifiés est très rarement traité dans la littérature.

Meyerhof et Hanna (1978) et Hanna et Meyerhof (1980) ont étudié la capacité portante des semelles reposant sur une couche forte recouvrant un dépôt faible, puis sur une couche faible recouvrant un dépôt solide. Les résultats des analyses des différents modes de rupture ont été validés par des essais sur modèles réduits. Ces auteurs ont développé une théorie

approximative pour estimer la capacité portante des sols bicouches soumises à des chargements verticaux et inclinés.

Georgiadis et Michalopoulos (1985) ont mis au point une méthode numérique des surfaces de glissement pour calculer la capacité portante des sols stratifiés sous l'effet des charges inclinées et centrées. Youssef-Abdel Massih et al. (2005) ont étudié la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sol de fondation à deux couches (sable et argile) soumises à des charges inclinées et/ou excentrées, en utilisant l'approche cinématique de l'analyse limite. Zhan (2011) a utilisé la méthode des éléments finis pour examiner le comportement des semelles continues reposant sur la surface d'un bicouche argileux sous des charges inclinées et excentrées.

Plus récemment, Rao et al (2015) ont utilisé l'analyse des bornes inférieures conjointement avec la méthode des éléments finis pour déterminer la capacité portante d'une semelle rigide placée sur un bicouche argileux soumise à un chargement incliné et excentré appliqué simultanément. Les résultats numériques sont présentés sous forme de courbes enveloppes de rupture dans les plans de chargements.

Cependant, l'existence d'une solution exacte du problème de la capacité portante des semelles superficielle filante reposant sur des sols bicouches et soumises à des charges inclinées n'a pas encore été démontrée et, en l'absence d'une solution analytique rigoureuse, les méthodes numériques peuvent fournir des informations précieuses sur le problème.

L'objectif principal de cette thèse est de développer un modèle numérique en utilisant le code FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) en différences finies, pour simuler la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur la surface d'un sol formé de deux couches et soumise à une charge combiné horizontale et verticale. Une analyse numérique détaillée sera effectuée en considérant une semelle superficielle continue, de largeur B , reposant directement sur la surface d'un sol formé de deux couches de résistances différentes dans le cas où l'épaisseur de la couche supérieure est comparable à la largeur de la semelle rigide. Deux cas ont été considérés dans cette étude :

- 1) Le cas d'un sol formé de deux couches d'argile de résistances différentes.
- 2) Le cas d'une couche de sable surmontant une couche d'argile.

Les courbes enveloppes et les facteurs d'inclinaison correspondants à chaque cas seront tracés et discutés. Les résultats de cette étude seront présentés sous la forme d'une procédure de conception pour une utilisation pratique.

La présente thèse est partagée en cinq chapitres. Dans le premier chapitre, nous rappelons un certain nombre de connaissances de base. Nous aborderons successivement la définition des fondations superficielles, leur fonctionnement et les méthodes de calcul de la capacité portantes des sols homogènes sous chargement incliné.

Le second chapitre est consacré à la bibliographie concernant les différentes théories qui existent et qui s'intéressent au calcul de la capacité portante verticale et inclinée des sols stratifiés.

Nous présentons dans le chapitre 3 le modèle numérique et la procédure de simulation utilisés dans cette étude. Une description de l'outil de simulation (FLAC^{2D}) ainsi que le modèle de comportement utilisé dans la présente analyse sont également présentés. Enfin, pour valider la procédure proposée, quelques analyses numériques ont été présentées pour certains problèmes dont les solutions analytiques sont connues.

Le chapitre 4 présente la première contribution apportée dans ce travail :

La première contribution porte sur l'évaluation numérique, en utilisant le logiciel FLAC en différences finis, de la capacité portante d'une semelle filante sur un sol formé de deux couches d'argile et soumises à un chargement combiné horizontal et vertical. Les résultats sont présentés sous forme de courbes enveloppes de rupture et de facteurs d'inclinaison. Les mécanismes de rupture développés dans ce cas sont également représentés.

Le chapitre 5 présente la deuxième contribution apportée dans cette thèse :

Dans cette dernière contribution nous nous intéressons en premier temps à l'étude numérique des enveloppes de rupture d'une semelle superficielle continue reposant sur la surface d'un sol formé d'une couche de sable surmontant une couche d'argile sous chargement incliné. Dans la seconde partie nous étudierons la variation des facteurs d'inclinaison en fonction des différents paramètres du problème.

CHAPITRE 1

CAPACITÉ PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SUR UN SOL HOMOGENÈNE

1.1 Introduction

Une fondation est l'élément structurel qui est généralement encastré dans le sous-sol et qui relie la superstructure au sol sous-jacent. Sa fonction est de transmettre la charge de la superstructure au sol de sorte que la superstructure puisse être soutenue en toute sécurité par le sol.

Les fondations sont divisées en trois grandes catégories : les fondations superficielles, les fondations semi-profondes et les fondations profondes, selon la profondeur d'encastrement de la fondation. Généralement, si le rapport entre l'encastrement et la largeur d'une fondation (D_f/B) est inférieure à 4, alors la fondation est considérée comme une fondation superficielle ; sinon, si (D_f/B) est supérieur à 10, alors la fondation est considérée comme profonde. Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes (pieux), on trouve un autre type de fondations appelé fondations semi-profondes (puits et pieux courts).

Les fondations superficielles comprennent généralement : les semelles filantes (ou continue), les semelles isolées et les radiers générales. Une fondation est considérée comme une semelle filante si sa longueur L est très supérieure à sa largeur B ce qui correspond à $L/B > 5$. Si au contraire $L/B < 5$, la semelle est dite isolée. Cependant le radier est une dalle pleine de grandes dimensions répartie sur l'emprise de l'ouvrage. Ce type de fondation est recommandé pour les sols de faible résistance ou si les ouvrages transmettent des charges importantes conduisant à des semelles dont la surface dépasse de la moitié de celles de la construction.

La conception des fondations comprend principalement deux aspects principaux :

- Capacité portante (état limite ultime).
- Tassement (état limite de service).

On doit donc s'assurer que la **capacité portante** du sol de fondation est bien compatible avec les charges transmises par la fondation. Par la suite, on doit s'assurer que le **tassement** de la fondation causé par les contraintes transmises ne doit causer aucun préjudice au bon

fonctionnement de l'ouvrage. Si le tassement est excessif, on doit résoudre ce problème soit en renforçant le sol soit en changeant le type de fondation.

La capacité portante maximale du sol, c'est-à-dire la contrainte maximale que le sol peut supporter sans rupture, est appelée capacité portante ultime, q_{ult} . La détermination de la capacité portante ultime dépend de la forme (carrée, rectangulaire, circulaire) et de la taille (filante, isolée) de la fondation, de la profondeur d'encastrement, des conditions du sous-sol et du mode de rupture. Dans la conception des fondations, un facteur global de sécurité pour la capacité portante est couramment utilisé pour tenir compte de l'approximation des méthodologies de conception et de l'incertitude des paramètres du sous-sol et pour fournir une marge de sécurité suffisante. Par conséquent, la capacité portante admissible est utilisée pour la comparaison avec la contrainte maximale due à la superstructure.

$$q_{ad} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (1.1)$$

Où : q_{ult} : La capacité portante ultime ;

q_{ad} : La capacité portante admissible ;

FS : Le coefficient de sécurité.

La plupart des codes du bâtiment ne spécifient pas les facteurs de sécurité de conception. Par conséquent, les ingénieurs doivent faire preuve de discrétion et de jugement professionnel lors de la sélection de FS . Les ingénieurs géotechniciens utilisent généralement des facteurs de sécurité entre 2,5 et 3,5 pour les analyses de capacité portante des fondations peu profondes. Parfois, nous pouvons utiliser des valeurs aussi basses que 2,0 ou aussi élevées que 4,0.

Dans la littérature, il existe différentes solutions qui peuvent être largement utilisées pour prédire et mesurer le paramètre de capacité portante. Dans ce qui suit, les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles seront présentées.

1.2 Mécanismes de rupture des fondations superficielles

Lorsque la capacité portante ultime du sol sous une fondation est dépassée par la contrainte causée par la superstructure (ou lorsque l'effet de calcul des actions est supérieur à la résistance de calcul), le sol peut se comprimer et glisser, et un cisaillement peut se développer dans le sol. C'est ce qu'on appelle une rupture de la capacité portante. Suivant l'état de compacité du sol, les chercheurs ont identifié trois modes de ruptures de capacité portante : rupture par cisaillement général, rupture par cisaillement local et rupture par poinçonnement, comme le

montre la figure 1.1. Une courbe charge-déplacement type pour chaque mode de rupture est illustrée également sur la figure 1.1.

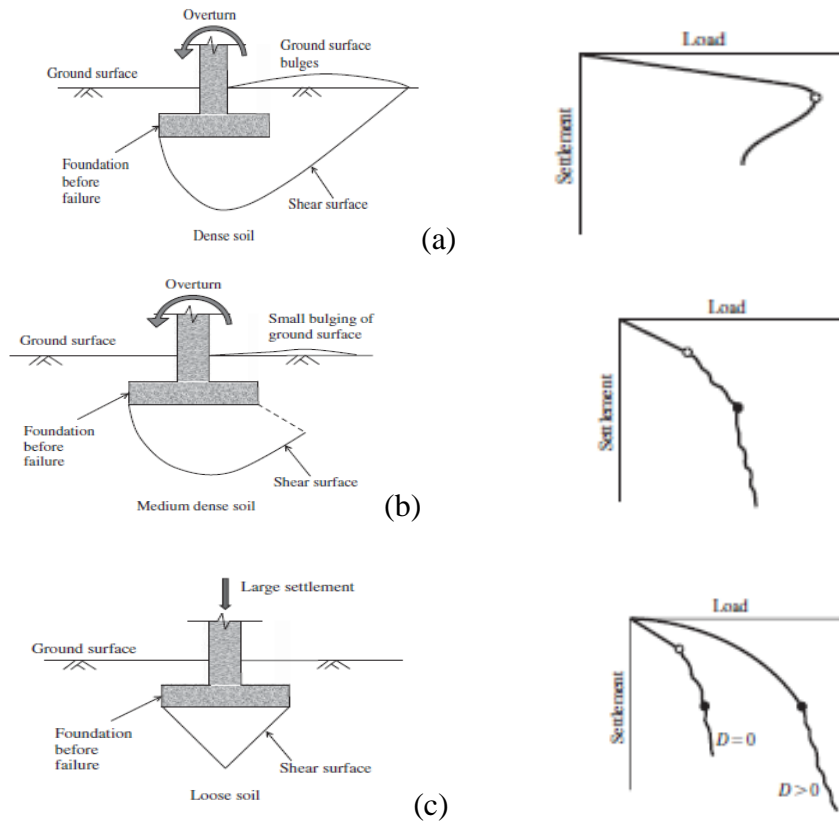


Figure 1.1 Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle :(a) Rupture par cisaillement général ; (b) Rupture par cisaillement local ; (c) Rupture par poinçonnement. (Xiao 2015).

- a) Rupture par cisaillement général (figure 1.1.a) : la rupture générale par cisaillement se produit dans un sol dense avec une densité relative $D_r > 67\%$ (Coduto et al 2001). Une surface de rupture par cisaillement complète se développe à partir d'un coin de la fondation et s'étend jusqu'à la surface du sol ; lorsque la fondation se renverse d'un côté, le sol de l'autre côté est poussé vers le haut à la surface du sol. La rupture générale par cisaillement se produit soudainement et est la plus catastrophique pour la structure. C'est le mode de rupture le plus courant.
- b) Rupture par cisaillement local (figure 1.1.b) : La rupture locale par cisaillement se produit dans un sol moyennement dense avec $30\% < D_r < 67\%$ (Coduto et al 2001). La surface de rupture par cisaillement se développe à partir d'un coin de la fondation et s'étend localement jusqu'à la zone adjacente sous ou à côté de la fondation. La surface de rupture ne s'étend pas jusqu'à la surface du sol. Lorsque la fondation se renverse d'un côté, un petit renflement de la surface du sol se produit du côté opposé de la fondation. Une rupture

soudaine ne se produit pas ; au lieu de cela, la fondation s'installe et s'incline progressivement dans le sous-sol.

- c) Rupture par poinçonnement (figure 1.1 c) : La rupture par poinçonnement se produit dans un sol meuble avec une densité relative $D_r < 30\%$ (Coduto et al 2001). La surface de rupture par cisaillement ne se développe que sous la fondation. Peu ou pas de renflement se produit à la surface du sol. La fondation s'installe progressivement dans le sol. Le renversement de la fondation ne se produit pas en mode de rupture par poinçonnement ; cependant, la structure ne répond plus aux exigences de service en raison d'un tassement excessif.

1.3 Méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles

À l'heure actuelle, l'analyse des fondations peut être effectuée en employant l'une des quatre méthodes suivantes largement utilisées :

- 1) Méthode des lignes de glissement.
- 2) Méthode d'équilibre limite.
- 3) Méthode d'analyse limite.
- 4) Les méthodes numériques tel que la méthode des éléments finis et la méthode des différences finis.

Les trois premières méthodes sont utilisées en association avec un problème de stabilité où la capacité portante est recherchée. Si, au contraire, le tassement de la fondation ou la répartition des contraintes dans la masse du sol sont d'un intérêt primordial, la quatrième méthode doit être utilisée.

La méthode des lignes de glissement implique la construction d'une famille de lignes de cisaillement ou de glissement à proximité des charges de la semelle. Ces lignes représentent les directions des contraintes de cisaillement maximales, forment un réseau appelé champs de lignes de glissement. Le champ plastique des lignes de glissement est délimité par des régions rigides. Pour le problème de déformation plane, il existe deux équations différentielles d'équilibre plastique et une équation pour la condition d'élasticité disponibles pour résoudre les trois contraintes inconnues. Ces équations sont écrites par rapport aux coordonnées curvilignes qui coïncident avec la ligne de glissement. Si les conditions aux limites de la fondation sont données uniquement en termes de contraintes, ces équations sont suffisantes pour donner la distribution des contraintes sans aucune référence à la relation contrainte-déformation. Cependant, si le déplacement ou les vitesses sont spécifiés sur une partie de la frontière, alors la relation constitutive doit être utilisée pour relier la contrainte à la déformation et le problème

devient beaucoup plus compliqué. Bien que les solutions puissent être contenues analytiquement, des méthodes numériques et graphiques sont souvent nécessaires.

Les méthodes décrites dans les manuels bien connus de Terzaghi (1943) et de Meyerhof (1951) sont toutes classées ici comme méthodes d'équilibre limite. Elles peuvent être décrites comme des approches approximatives de la construction des champs de lignes de glissement. La solution nécessite que des hypothèses soient faites sur la forme de la surface de rupture et la distribution normale des contraintes le long d'une telle surface. La distribution des contraintes satisfait généralement la condition de l'équation de l'équilibre statique dans un sens global. Par essais et erreurs, il est possible de trouver l'emplacement le plus critique de la surface de glissement supposée à partir de laquelle la capacité de la semelle peut être calculée.

Les méthodes d'analyse limite considèrent la relation contrainte-déformation du sol de manière idéalisée. Cette idéalisation, appelée normalité, établit les théorèmes limites sur lesquels se fonde l'analyse limite. Les méthodes offrent une valeur supérieure et inférieure liée à la vraie solution. La solution de borne supérieure est calculée à partir d'un champ de vitesse cinématiquement admissible qui satisfait les conditions aux limites de vitesse et qui est continu sauf sur certaines surfaces de discontinuité où la vitesse normale doit être continue, mais la vitesse tangentielle peut subir un saut lors du franchissement d'une frontière. De même, la solution de borne inférieure est déterminée à partir d'un champ de contraintes statiquement admissible qui connaît les conditions aux limites de contrainte, est en équilibre et ne viole nulle part la condition de rupture. Si les deux solutions coïncident, alors les méthodes donnent la vraie réponse pour le problème considéré. Un bon traitement du sujet est donné par Chen (1975) et Chen et Liu (1990). La méthode d'analyse limite a de nombreuses caractéristiques qui devraient plaire aux chercheurs, ainsi qu'aux ingénieurs. La formulation du problème est généralement simple et une solution analytique est toujours assurée. Dans des problèmes simples, il a été démontré qu'il donne des réponses raisonnables par rapport à la solution d'équilibre limite. Sa capacité à fournir un moyen de borner la vraie solution est remarquable. Enfin, la méthode est efficace et peut être étendue pour résoudre des problèmes de fondations plus difficiles pour lesquels d'autres méthodes ont jusqu'à présent échoué.

Les méthodes numériques représentées par la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies sont des outils extrêmement puissants. Elles présentent l'avantage que les hypothèses simplificatrices, surtout pour les terrains naturels stratifiés, sont plus en plus faibles

que les méthodes classiques d'équilibre limite. Les méthodes de résolutions numériques discrétisent le sol en mailles et emploient des algorithmes pour assurer les exigences statiques et cinématique simultanément.

Les méthodes dérivées des essais en place (pénétrömètre 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 celles utilisées pour déduire la portance de la pression limite pressiométrique (Ménard).

1.4 Capacité portante des fondations superficielles sous charge verticale

1.4.1 Théorie de Terzaghi

Le calcul de la capacité portante est une partie importante de la conception des fondations. La capacité portante d'une semelle filante chargée verticalement est généralement évaluée à l'aide de la formule de superposition proposée par Terzaghi (1943). Terzaghi (1943) a été le premier à présenter une théorie complète de la capacité portante ultime d'une fondation superficielle, rigide, rugueuse et continue soutenue par une couche de sol homogène s'étendant sur une grande profondeur. Terzaghi (1943) a utilisé la même forme d'équation que celle proposée par Prandtl (1921) et a étendu sa théorie pour prendre en compte le poids du sol et l'effet du sol au-dessus de la base de la fondation sur la capacité portante du sol.

L'équation de Terzaghi est basée sur le principe de superposition pour combiner les effets de la cohésion, de la surcharge et du poids du sol. La capacité portante qui en résulte s'exprime par :

$$q_u = CN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma N_\gamma B \quad (1.2)$$

Où C : Cohésion du sol sous la fondation ;

γ : Poids volumique du sol homogène ;

q : Surcharge à la surface du sol ;

B : Largeur de la fondation ;

N_c , N_q et N_γ : Facteurs de capacité portante.

A la suite des travaux de Terzaghi (1943), de nombreux chercheurs se sont intéressés à ce problème et ont présenté leurs propres solutions. Cependant, la forme de l'équation présentée par tous ces chercheurs est restée la même que celle de Terzaghi (1943), mais leurs méthodes de détermination des facteurs de capacité portante étaient différentes.

1.4.2 La théorie générale de la capacité portante

La théorie de la capacité portante de Terzaghi ne tenait pas compte des semelles rectangulaires, des charges inclinées ou de la résistance au cisaillement due au sol au-dessus de la semelle (c'est-à-dire l'encastrement de la fondation). Ces facteurs ont été pris en compte dans les recherches approfondies et de nombreuses méthodes sont proposées par des chercheurs tels que, Skempton (1951), Meyerhof (1963), DeBeer (1970), Hansen (1970), Vesic (1973, 1975), Hanna et Meyerhof (1981) et (Bowles, 1996) et d'autres. Ces chercheurs ont contribué à la théorie générale de la capacité portante initialement proposée par Meyerhof (1963). La capacité portante ultime peut être exprimée comme :

$$q_u = CN_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (1.3)$$

Où :

γ : Poids volumique du sol au-dessous du niveau de base de la fondation ;

q : Surcharge du sol au-dessus du niveau de base de la fondation $q = \gamma_1 D_f$;

γ_1 : Poids volumique du sol au-dessus du niveau de base de la fondation ;

s_c, s_q, s_γ : facteurs de forme ;

d_c, d_q, d_γ : facteur de profondeur ;

i_c, i_q, i_γ : facteurs d'inclinaison de la charge ;

D_f : profondeur de fondation ;

Dans l'équation (1.3) : N_c, N_q et N_γ sont les facteurs de capacité portante sans dimensions qui tiennent compte des contributions de la cohésion C , de la surcharge q et du poids unitaire du sol γ . Ils dépendent de l'angle de frottement interne effectif du sol de fondation, φ . Les calculs de N_c et N_q sont exprimés dans les équations suivantes :

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} \quad (\text{Prandtl 1921}) \quad (1.4)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'} \quad (\varphi' > 0) \quad (\text{Reissner 1924}) \quad (1.5)$$

$$N_c = 5.14 \quad (\text{pour } \varphi' = 0)$$

Le facteur N_γ , est le coefficient dont la détermination a soulevé le plus de controverse, cela tient à deux causes. Le calcul de N_γ , qui dérive du calcul du coefficient de butée k_p dépendait des procédés plus ou moins approchés mises au point par différents auteurs, pour la détermination du coefficient de butée. D'autre part, il y avait aussi des divergences sur le choix de la forme du mécanisme de rupture sous la fondation.

Bowles (1988) a désigné, d'une vue générale de littérature trouvée pour $\varphi=40^\circ$, qu'une gamme de N_γ varie de 38 à 192. Donc il est clair que l'évaluation de N_γ est un important problème qui n'est pas encore résolu dans la mécanique des sols.

Plusieurs auteurs ont cherché à rattacher les valeurs de N_γ à celles de N_q , de manière à pouvoir disposer également d'une formule littérale pour ce coefficient. Ces relations proposées n'ont bien entendu, aucune signification théorique. Le tableau 1.1 résume les expressions de N_γ proposées pour différents auteurs.

Tableau 1.1 : Facteur N_γ

Auteur	N_γ
Terzagui (1943)	$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \varphi \frac{k_p}{\cos^2 \varphi} - 1$ $k_p =$ Coefficient de butée du sol
Biarez et al (1961)	$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \varphi$
Meyerhof (1963)	$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} 1.4 \varphi$
Booker (1969)	$N_\gamma = 0.1045 e^{9.6\varphi}$ Où : φ en radian et $N_\gamma = 0$ pour $\varphi = 0$
Brinch Hansen (1970)	$N_\gamma = 1.5 N_c \tan^2 \varphi$
Vesic (1973)	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \operatorname{tg} \varphi$
Le règlement allemand (DIN 40.17)	$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \operatorname{tg} \varphi$
Kumar (2003)	$N_\gamma = e^{(0.66+5.1)} \tan \varphi$
Hjiaj et al(2005)	$N_\gamma = e^{\frac{1}{6}(\pi+3\pi^2 \tan \varphi)} (\tan \varphi)^{\frac{2\pi}{5}}$
Martin (2005)	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.32\varphi)$
Loukidis et salgado (2009)	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.34\varphi)$

Pour les structures soumises à une charge excentrique, la charge excentrique équivaut à une charge concentrique plus un moment de rotation. Le point d'application de la charge est décalé de la ligne médiane d'une distance, e , appelée excentricité. On admet selon Meyerhof que la pression est centrée sur une fondation continue fictive ayant une largeur réduite B' , telle que :

$$B' = B - 2e \quad (1.6)$$

Ainsi, on aura :

$$q_u = C N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma N_\gamma B' \quad (1.7)$$

La condition de capacité portante dans ce cas doit être vérifiée sous une pression transmise à la surface réduite ($B' \cdot L$) et non à la surface totale ($B \cdot L$).

Récemment, divers modèles numériques d'exploration de données tels que la méthode des éléments finis et la méthode des différences finis ont été utilisés de manière prometteuse pour traiter les problèmes géotechniques, y compris la capacité portante.

Griffiths (1982) a employé un algorithme viscoplastique pour obtenir des solutions pour chacun des trois facteurs de la capacité portante N_γ , N_q et N_c .

Borst et Vermeer (1984) ont décrit une tentative d'employer la méthode des éléments finis pour l'évaluation de la capacité portante pour un angle $\varphi = 40^\circ$. L'analyse était tout basé sur un sol cohésif, frottant et n'a pas rapporté les valeurs de N_γ directement.

Manoharan et Dasgupta (1995) ont utilisé des algorithmes numériques similaires à celles de *Griffiths* pour obtenir des solutions des facteurs de la capacité portante. Ces analyses non plus ne sont pas étendues au sol avec des angles de frottement plus grande que 35° .

Frydman et Burd (1997) ont employé deux techniques de simulation numérique, à savoir : la technique des éléments finis (le code *OXFEM*) et la technique des différences finis (le code *FLAC*) pour étudier l'influence de l'angle de dilataance sur le facteur de capacité portante N_γ , pour le cas simple, celui d'une semelle filante. Cette étude indique clairement la réduction de la capacité portante avec le décroissement de la valeur de l'angle de dilataance ψ , mais cette étude a mis en évidence quelques difficultés pour l'analyse numérique surtout dans le cas d'une fondation rugueuse, et ces difficultés augmentent en augmentant l'angle de frottement φ .

Hans. L. Erickson et Andrew Drescher (2001) ont étudié l'influence de la non-associativité et la rugosité de la fondation sur les coefficients de capacité portante \dot{N}_γ et \dot{N}_c , pour une fondation superficielle de forme circulaire, en utilisant le logiciel *Flac3D*. Ces études sont faites

en considérant deux types de fondations : Parfaitement lisse et parfaitement rugueuse et trois valeurs de l'angle de dilatance (ψ) : $\psi=0$, $\psi=\frac{\varphi}{2}$ et $\psi=\varphi$.

1.5 Capacité portante des fondations superficielles sous chargement incliné

Dans la section précédente, nous avons étudié la capacité portante des fondations superficielles soumises à une charge verticale agissant au centre de la semelle, qui pourrait raisonnablement être représentée comme une contrainte verticale uniforme à la face inférieure de la semelle. En réalité, de nombreuses fondations peuvent également être nécessaires pour supporter des charges horizontales et des moments. Par exemple, les pressions exercées par le vent sur un mur, par les vagues et les courants sur les jambes d'une éolienne offshore, ou par le sol derrière un mur de soutènement gravitaire entraîneront toutes l'application d'une force horizontale et d'un moment pour la fondation (figure 1.2).

Une charge ponctuelle inclinée qui n'agit pas à travers le centre de la fondation est statiquement équivalente aux charges combinées horizontales, verticales et de moment agissant à travers ou autour du centre (figure 1.3). Les moments et les charges horizontales, qui peuvent être appliqués directement à une fondation (figure 1.2) ou résulter d'une charge ponctuelle inclinée qui n'agit pas par le centre de la semelle (figure 1.3), peuvent avoir un effet déstabilisateur important et doivent être pris en compte.

Après avoir déterminé les composantes de charge (soit H , M et V ou R , e et α) auxquelles une fondation sera soumise, il est nécessaire de vérifier que la semelle aura une marge de sécurité suffisante contre l'effondrement et ne se déformera pas non plus de manière excessive dans ces conditions de travail.

Dans cette section on s'intéresse uniquement à la présentation des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles soumises à un chargement combiné horizontal et vertical. Dans tous les cas, l'inclinaison de la charge entraîne une réduction de la capacité portante par rapport à celle d'une fondation soumise à une charge verticale.

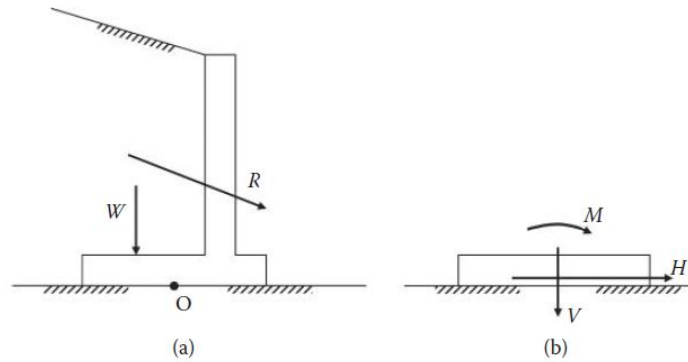


Figure 1.2 Charges combinées verticale, horizontale et moment sur une fondation superficielle : (a) forces sur un mur de soutènement gravitaire ; (b) représentation schématique des charges sur la fondation. (Butterfield 1993).

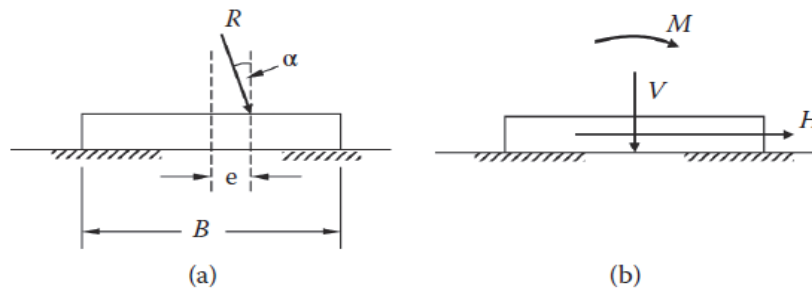


Figure 1.3 Équivalence statique de (a) une charge ponctuelle inclinée excentrique et (b) une charge verticale, horizontale et de moment combiné au centre d'une fondation superficielle. (Gottardi et Butterfield 1993).

La première approche, pour calculer la capacité portante d'une semelle superficielle soumise à des charges verticales (V) et horizontales (H) est d'utiliser des équations de capacité portante similaire à l'équation de Terzagui (équation 1.2), avec un facteur supplémentaire pour tenir compte de l'inclinaison de la charge appelé ***facteur d'inclinaison***. Une nouvelle approche a été développée pour calculer la capacité portante d'une semelle superficielle soumise à une charge inclinée appelée ***les courbes enveloppes de rupture***.

1.5.1 Utilisation des facteurs d'inclinaison

Le cas d'une semelle filante soumise à une charge centrale inclinée a été considéré pour la première fois par Meyerhof (1953), qui a effectué des essais avec des semelles en acier à base rugueuse de 25,4 mm de largeur sur des sables et des argiles sous une combinaison de charges verticales et horizontales. Les zones d'équilibre plastique correspondantes dans le matériau sont représentées sur la figure 1.4 et des solutions pour la capacité portante ultime sont dérivées.

Meyerhof (1953) a suggéré que la composante verticale q_v de la charge ultime (figure. 1.3) pourrait être exprimée comme :

$$q_v = CN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \quad (1.8)$$

Où : les facteurs de capacité portante N_{cq} et $N_{\gamma q}$ dépendent de l'angle de frottement du sol φ , de l'angle d'inclinaison de la charge α et de la profondeur d'encastrement D_f (la longueur de la semelle, $L > 6B$).

Selon Meyerhof (1953), q_v diminue rapidement avec une plus grande inclinaison et devient nul si $\alpha=90^\circ$ pour un matériau purement cohésif et si $\alpha=\varphi$ pour sol non cohésif (sable), lorsqu'un simple glissement de la semelle se produit. 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 s à 20% de sa largeur, 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.

Plus tard, Meyerhof (1963) a suggéré que la composante verticale V de la charge puisse être exprimée sous la forme de facteurs de réduction (par rapport à la charge verticale ultime V_0) appelés « facteurs d'inclinaison » qui, dans le cas d'une fondation superficielle sur sable, prennent la forme suivante :

$$i_\gamma = \frac{V}{V_0} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{\varphi^\circ}\right)^2 \quad (1.9)$$

Des relations semi-empiriques similaires ont été suggérés par Brinch Hansen sous la forme :

$$i_\gamma = \frac{V}{V_0} = \left(1 - \beta_1 \frac{H}{V}\right)^{\beta_2} \quad (1.10)$$

Avec : $\beta_1=1.5$ et $\beta_2=2$ (Hansen 1957), $\beta_1=1$ et $\beta_2=4$ (Hansen 1961), et $\beta_1=0.7$, $\beta_2=5$ (Hansen 1970). Muhs et Weiss (1973), à partir d'essais sur le terrain à grande échelle, ont suggéré un facteur d'inclinaison de la même forme que l'équation de Hansen avec : $\beta_1=1$ et $\beta_2=2$.

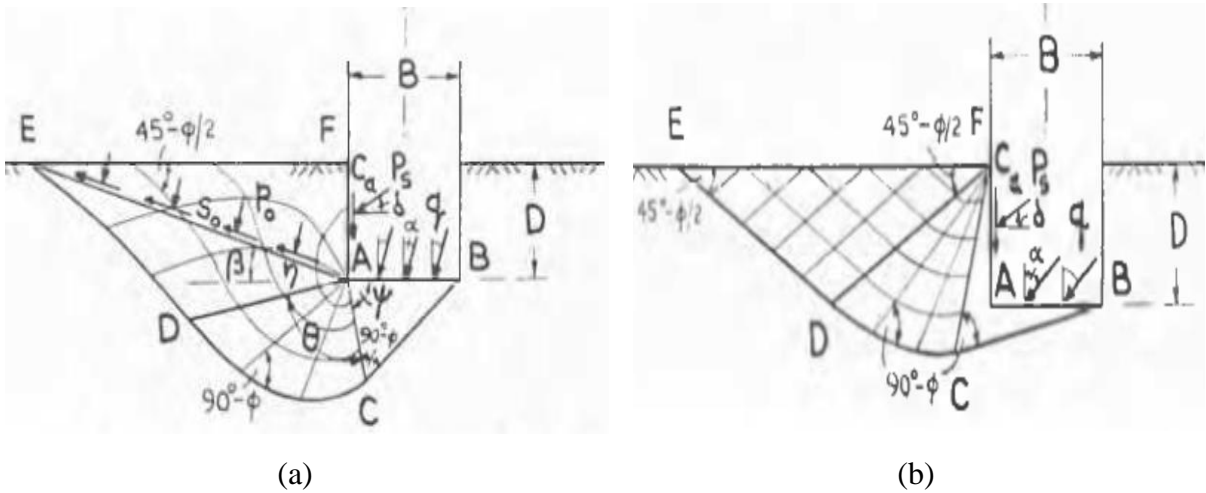


Figure 1.4 Zones plastiques sous une fondation superficielle rugueuse : a) avec une faible inclinaison de la charge, b) avec une grande inclinaison de la charge (Meyerhof 1953).

Sur la base du même argument, à savoir que les différentes composantes de la charge appliquée sur une semelle ne doivent pas être considérées séparément, la relation suivante a été suggérée par Hansen, (1957,1970) et Meyerhof (1963) :

$$q_u = CN_c i_c + qN_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma i_\gamma \tag{1.11}$$

Chacun des facteurs de l'équation (1.11) est établi à partir de la considération de cas individuels plus simples dans lesquels chaque effet est étudié séparément. Cela conduit clairement à une solution approximative utilisant à nouveau la méthode de superposition. Néanmoins, cette procédure fournit une solution plutôt conservatrice au problème général de la capacité portante.

Dans l'équation (1.11) : i_c , i_q et i_γ sont les facteurs d'inclinaison qui tiennent compte des contributions de la cohésion C , de la surcharge q et du poids unitaire du sol γ . Ils dépendent de l'angle d'inclinaison de la charge α .

Le problème de la capacité portante des fondations superficielles sous chargement incliné a ensuite fait l'objet d'investigations par de nombreux chercheurs, dans le but d'évaluer diverses techniques de prédiction des facteurs d'inclinaison i_c , i_q et i_γ . Les différentes expressions empiriques ou semi-empiriques, pour calculer ces facteurs sont résumées dans le tableau 1.2

Tableau 1.2 : Facteurs d'inclinaison.

Auteurs	i_c	i_q	i_γ
Meyerhof (1963)	$\left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$\left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$\left(1 - \frac{\alpha}{\varphi}\right)^2$ pour $\varphi > 0$ $i_\gamma = 0$ pour $\varphi = 0$
Hansen (1970)	$0.5 - \left(1 - \frac{H}{A_f C_u}\right)^{0.5}$ pour $(\varphi = 0)$ $i_q - \frac{1-i_q}{N_q-1}$ pour $(\varphi > 0)$	$\left(1 - \frac{0.5H}{V + A C_a \cot \varphi}\right)^5$	$\left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f C_a \cot \varphi}\right)^5$
Muhs et Weiss (1973)			$\left(1 - \frac{H}{V + A_f C_a \cot \varphi}\right)^2$
Vesic (1975)	$1 - \frac{2H}{A_f C_u N_c}$ ($\varphi = 0$) $i_q - \frac{1-i_q}{N_q-1}$ ($\varphi > 0$)	$\left[1 - \frac{H}{V + A_f C_a \cot \varphi}\right]^m$	$\left[1 - \frac{H}{V + A_f C_a \cot \varphi}\right]^{m+1}$
Ingra et Baecher 1983		$1 - 2.41 \left(\frac{H}{V}\right) + 1.36 \left(\frac{H}{V}\right)^2$	
Eurocode 7	$0.5 \left[1 + \left(1 - \frac{H}{A_f C_u}\right)^{0.5}\right]$ pour $(\varphi = 0)$ $i_q - \frac{1-i_q}{N_q-1}$ ($\varphi > 0$)	$\left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f C_a \cot \varphi}\right)^3$	$\left(1 - \frac{H}{V + A_f C_a \cot \varphi}\right)^3$

A : aire de fondation ; $m = \frac{2+B/L}{1+B/L}$

C_a : cohésion de la base (varie de 0.6 à 1).

Loukidis et al. (2008) ont utilisé la méthode des éléments finis et ont dérivé la composante verticale de la charge limite V par unité de longueur d'une fondation superficielle supportée par un sol frottant et soumise à une charge inclinée. Sur la base des résultats de cette étude Loukidis et al. (2008) ont proposé l'équation suivante pour évaluer le facteur d'inclinaison i_γ :

$$i_\gamma = \left(1 - 0.94 \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi}\right)^{(1.5 \tan \varphi + 0.4)^2} \quad (1.12)$$

La figure 1.5 montre la variation du facteur d'inclinaison i_γ donné par l'équation (1.12) en fonction de $\tan(\alpha)$. Une comparaison des valeurs de i_γ fournies par l'équation (1.12) (eq 9 sur le

graphe) et les courbes basées sur les résultats de Hansen (1961) est également présentée dans la figure 1.5 pour $\phi=30^\circ$ et 40° .

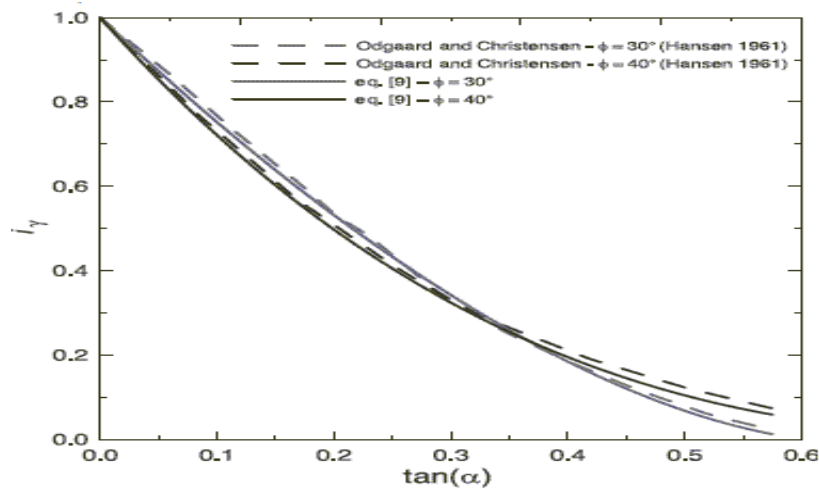


Figure 1.5 Variation du facteur i_γ en fonction de $\tan(\alpha)$ (Loukidis et al. 2008).

1.5.2 Approche des courbes enveloppes de rupture

Il existe plusieurs combinaisons de V et H qui provoquent la rupture d'une fondation. Une approche simple et efficace consiste à construire une enveloppe de rupture qui sépare les états sûrs des états dangereux. Les courbes enveloppes de rupture ou diagrammes d'interaction définissent alors une région à l'intérieur de laquelle toutes les combinaisons de charges admissibles doivent se trouver. Plusieurs études expérimentales sont réalisées pour définir de telles enveloppes de rupture ; ceux-ci sont effectués pour les fondations sur sable et argile.

La conclusion selon laquelle les combinaisons de la charge verticale V et horizontale H qui provoqueront la rupture d'une semelle superficielle de largeur B sur un sable reposent sur une simple courbe parabolique a été publiée pour la première fois par Ticof (1977). Depuis cette époque, plusieurs chercheurs ont étudié des modèles décrivant les courbes enveloppes de rupture dans un espace $V-M-H$ établis sur la base d'une combinaison de description théorique/physique et d'un programme expérimental.

Les études expérimentales ont été exécutées pour déterminer la forme et la taille d'une enveloppe de rupture dans l'espace $(V-H-M)$ (Georgiadis & Butterfield, 1988 ; Montrasio & Nova, 1988 ; Ricceri & Simonini, 1989 ; Saran & Agrawal, 1991; Nova et Montrasio 1991; Gottardi, 1992; Gottardi & Butterfield, 1993.; Martin 1994 ; Gottardi et al 1999.), analytique (Randolph et Puzrin 2003). Plus récemment, des analyses par éléments finis ayant le même objectif ont été utilisées et leurs résultats sont comparés aux données des méthodes

traditionnelles (Zhan 2008 ; Taiebat et Carter 2010 ; Gourvenec et Randolph 2003 ; Gourvenec 2008 ; Loukidis et al 2008 ; Georgiadis 2010).

La figure 1.6 montre un exemple de courbes enveloppes de rupture d'une fondation superficielle sous une combinaison de chargement H et V . La Figure 1.6(a) présente une enveloppe de rupture pour une fondation superficielle pour un chargement non drainé. Les axes ont été tracés dans les directions des charges et ils ont été normalisés en divisant H et V par $S_u B$ (S_u est la cohésion non drainée du sol). Lorsque $H = 0$, la fondation échoue lorsque $V/S_u B = (2 + \pi)$. Lorsque $V = 0$, la fondation glisse latéralement lorsque $H = S_u B$ et elle continuera à le faire à mesure que V augmente. Lorsque $V/S_u B = (1 + 1/2\pi)$ la force horizontale provoquant la rupture commence à diminuer et lorsque $V/S_u B = (2 + \pi)$ la fondation ne peut supporter aucune charge horizontale. Si l'enveloppe de la figure 1.6(a) est un potentiel plastique, les directions de mouvement δh et δv sont données par les directions des flèches qui sont normales à l'enveloppe.

La Figure 1.6(b) montre une enveloppe de rupture pour une fondation simple pour un chargement drainé. La plupart des caractéristiques de la figure 1.6(a) pour le chargement non drainé sont également dans la figure 1.6(b) pour un chargement drainé. Si $V = 0$ alors $H = 0$ car la résistance au cisaillement est due au frottement. Pour de petites valeurs de V , une rupture en augmentant H provoquera une dilatation et la fondation se soulèvera et glissera latéralement. Parce que les figures 1.6(a) et (b) ont été normalisés par rapport à la capacité portante maximale sous charge verticale V_0 , les parties supérieures correspondent aux états du côté sec (sable dense et argile surconsolidée) et les parties inférieures correspondent aux états du côté humide (sable et argile normalement consolidée).

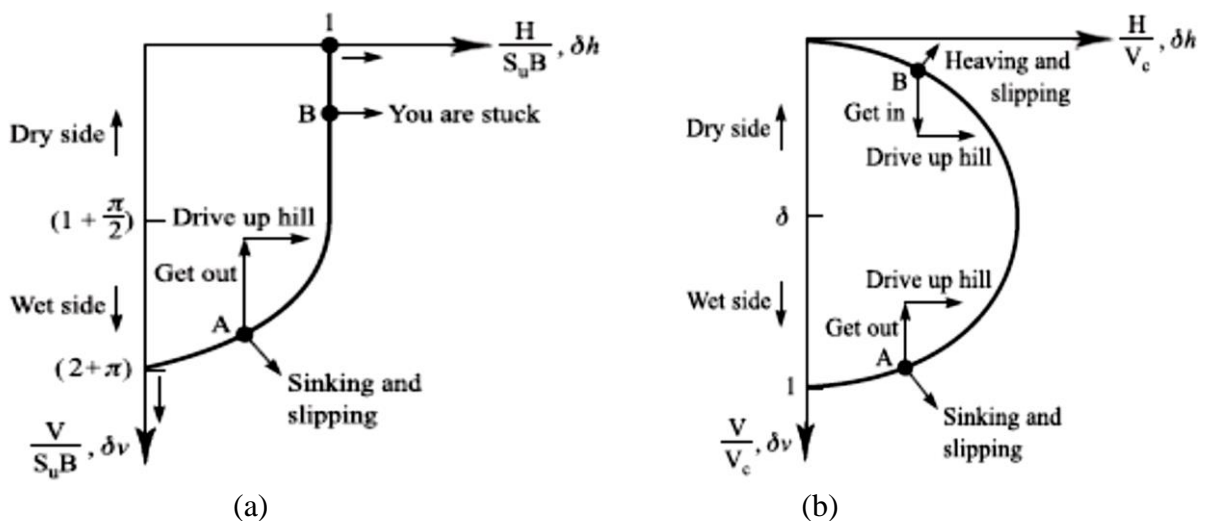


Figure 1.6 Combinaison de chargement d'une fondation superficielle dans le plan H-V:
 a) chargement non drainé b) chargement drainé (Atkinson 2017).

Des essais expérimentaux ont été réalisés en laboratoire, par Gottardi et Butterfield (1993), sur une fondation prototype de 100 mm sur 500 mm sur un sable dense (densité relative $D_r = 85\%$). Les résultats des essais en laboratoire sont utilisés pour définir des diagrammes d'interaction dans les plans des composants de charge dans l'espace ($V - M/B - H$). Ils ont appliqué une forme parabolique des courbes enveloppes de rupture exprimée par les équations (1.13) et (1.14).

$$\frac{H}{V_{max}} = 0.48 \frac{V}{V_{max}} \left[1 - \frac{V}{V_{max}} \right]^\beta \quad (1.13)$$

$$\frac{M}{B \cdot V_{max}} = 0.36 \frac{V}{V_{max}} \left[1 - \frac{V}{V_{max}} \right]^\beta \quad (1.14)$$

où V , M/B et H représentent la charge verticale, la charge de moment (normalisée par la largeur de la fondation) et la charge horizontale, V_{max} (ou V_0) est la capacité portante maximale de la fondation sous une charge verticale, et $\beta = 1$. Les tests ont confirmé la capacité horizontale et de moment maximale trouvée dans les études précédentes (Georgiadis et Butterfield 1988), $H/V_{max} = 0,12$ et $M/(B \cdot V_{max}) = 0,09$. La courbe enveloppe de rupture générée par l'équation (1.14) est tracée et comparée aux résultats expérimentaux sur la figure 1.7. Les tests expérimentaux et les enveloppes de rupture trouvées dans la littérature montrent que les valeurs maximales de H/V_{max} et M/BV_{max} se sont produites à $V = V/V_{max} = 0.5$, comme le montre la figure. 1.8.(a).

D'autres publications explorant la forme des courbes d'interaction (ou enveloppes de rupture) sont publiées par (Montrasio & Nova, 1988 ; Ricceri & Simonini, 1989 ; Saran & Agrawal, 1991; Nova et Montrasio 1991; Gottardi, 1992; ; Martin 1994 ; Gottardi et al 1999, Martin et Houlsby 2001, Cassidy et al. 2002, et d'autres).

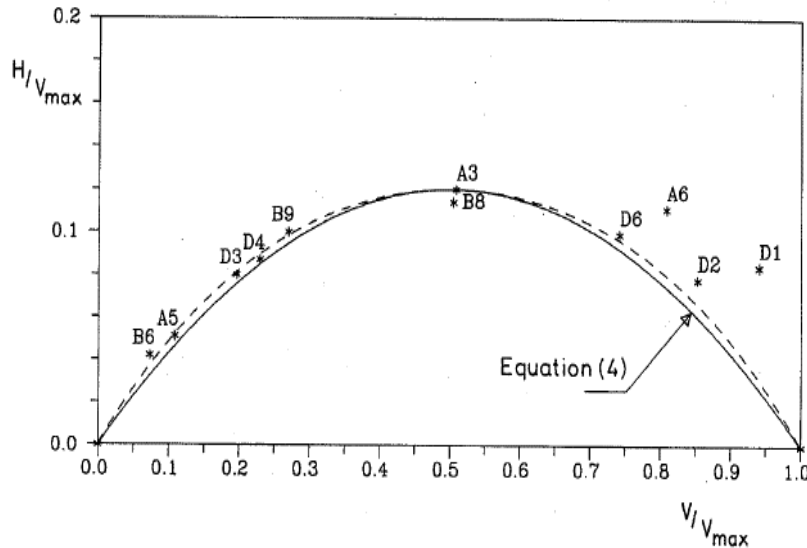


Figure 1.7 Enveloppe de rupture dans le plan H-V (Gottardi et Butterfield 1993).

Butterfield et Ticoft (1979) ont été les premiers à présenter une enveloppe de rupture tridimensionnelle pour des combinaisons de charges verticales, horizontales et de moments. Butterfield et Gottardi (1994) ont présenté une enveloppe de rupture tridimensionnelle pour les semelles superficielles sur un sable dense sur la base d'un grand nombre de mesures sur des modèles réduits. Butterfield et Gottardi (1994) ont montré que les combinaisons de H , M et V à la rupture reposaient sur une surface unique lorsqu'elles étaient tracées sur un graphique tridimensionnel avec les axes V , M/B et H (B est la largeur de la fondation). La division du moment M (en KN. m) par la largeur de la semelle B (en m) est nécessaire pour que les unités des trois axes soient identiques (KN). La surface de rupture peut être décrite comme une forme de cigare ou de ballon de rugby et est parabolique lorsqu'elle est vue dans le plan $V-H$ ou $V-M/B$ (Figure 1.8). Butterfield et Gottardi (1994) ont normalisé les valeurs expérimentales de V , H et M/B par rapport à la charge verticale V_{max} (ou V_0) qui provoquerait la rupture de la semelle lorsqu'elle agit seule.

Les formes de la figure 1.8 ont conduit à la postulation d'une enveloppe de rupture tridimensionnelle complète, comprenant un système d'ellipses inclinées et de paraboles sécantes, défini par l'équation (1.15).

$$\left(\frac{H}{t_h}\right)^2 + \left(\frac{M}{Bt_m}\right)^2 - \frac{2CMH}{Bt_h t_m} = \left[\frac{V}{V_{max}}(V_{max} - V)\right]^2 \quad (1.15)$$

Où t_h et t_m contrôlent la pente initiale de la surface de rupture dans les plans ($H-V$) et ($M/B-V$) respectivement.

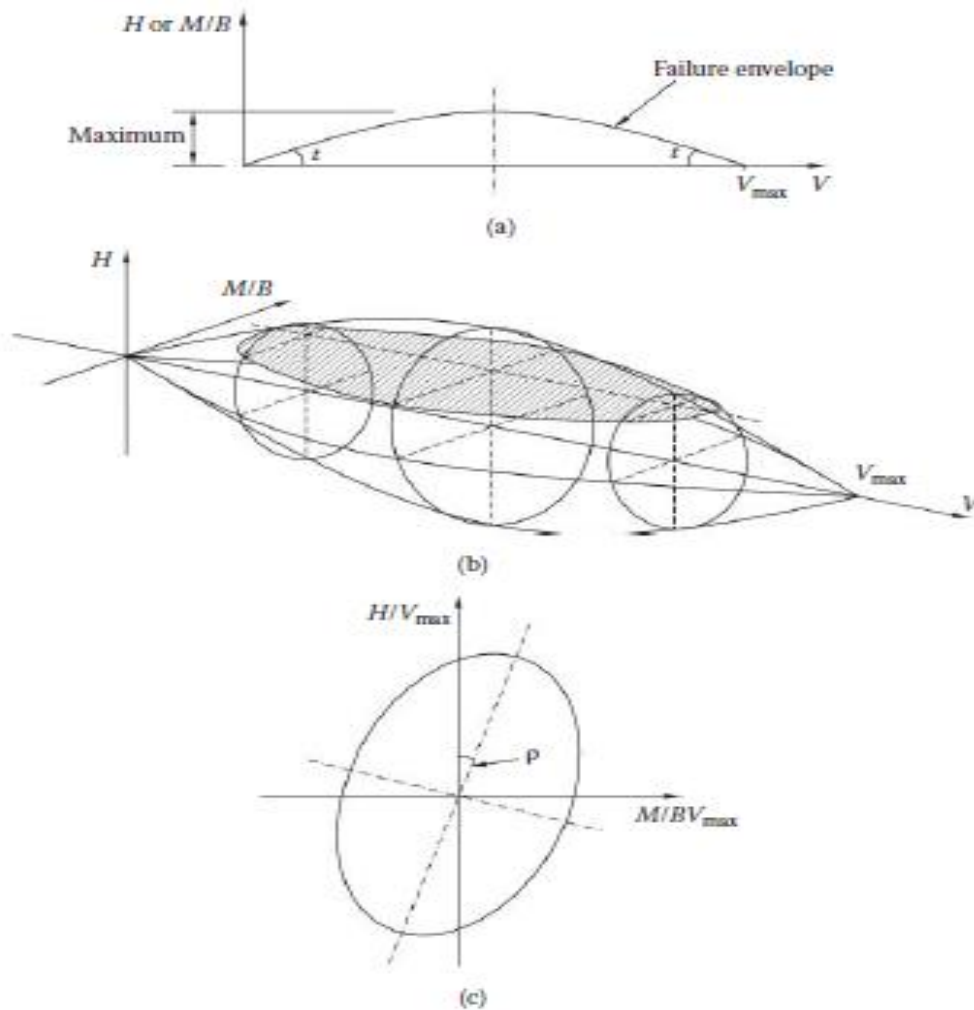


Figure 1.8 Enveloppes de rupture pour une semelle superficielle : (a) H ou M/B avec V ; (b) vue tridimensionnelle dans l'espace $(V, M/B, H)$; (c) section normalisée perpendiculaire à l'axe V à $V = V_{max}/2$ (Butterfield et Gottardi, 1994).

Youcef et al. (2007) ont utilisé le code FLAC^{3D} en différences finies pour calculer la charge de rupture d'une semelle filante rigide soumise à un chargement incliné. Les résultats sont présentés sous forme d'enveloppes de rupture (figure 1.9). Deux cas sont considérés : (i) une argile non drainée purement cohésive avec $C_u=50$ kPa et, (ii) un sol sans cohésion avec $\varphi = \psi = 30^\circ$ et $\gamma = 18$ kN/m³. Dans le cas d'un sol purement cohésif (Figure 1.9.a), on voit aisément qu'un glissement le long de l'interface sol-semelle peut se produire pour de petites valeurs de la charge verticale. La contrainte horizontale correspondante à l'interface sol-semelle a été trouvée égale à BC_u . Pour le sable (figure 1.9.b), on peut remarquer que les simulations numériques FLAC^{3D} donne des résultats très proches de l'Eurocode 7. Les résultats FLAC^{3D} se sont avérés plus petits que les solutions de Vesic (1975). En revanche, les solutions FLAC^{3D} surestiment les résultats donnés par Meyerhof. Par rapport à la solution d'analyse limite donnée par Soubra

et al. (2003a), FLAC^{3D} sous-estime la solution pour les valeurs élevées de la charge verticale appliquée V et donne des résultats légèrement supérieurs pour les valeurs V plus petites.

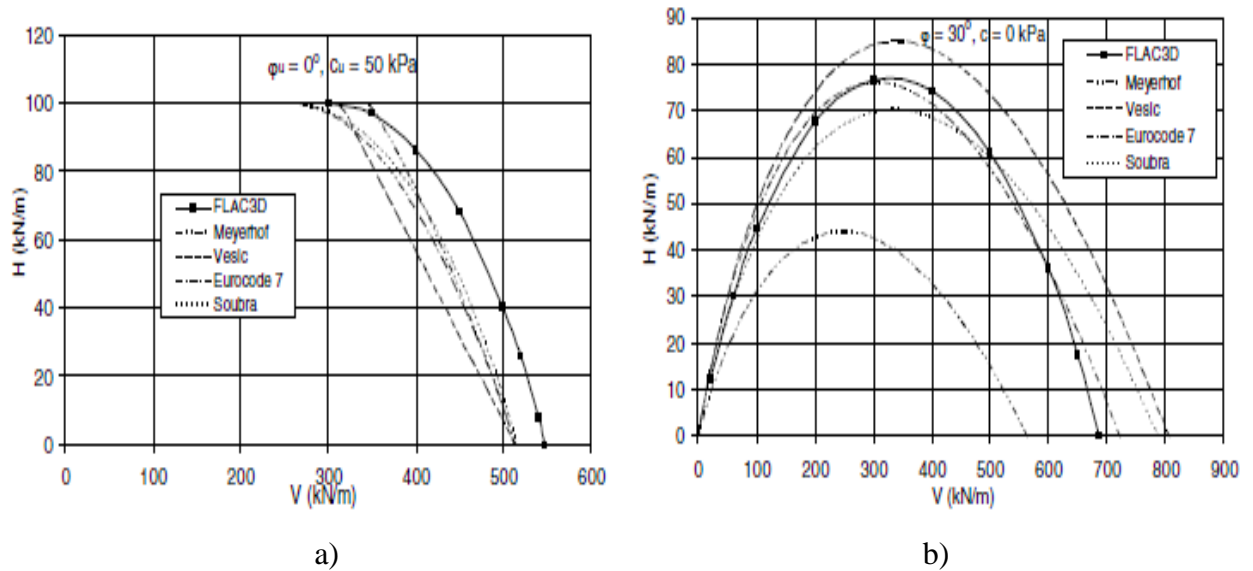


Figure 1.9 Enveloppes de rupture dans le plan (H-V) : a) argile b) sable (Youcef et al. 2007)

Gouvernec (2007) a étudié l'effet de la géométrie de la fondation sur la capacité portante d'une fondation rectangulaire soumise à un chargement combiné (V , H et M). Toutes les analyses ont été réalisées à l'aide du logiciel ABAQUS (HKS, 2002) en éléments finis. Les enveloppes de rupture dans l'espace de charge verticale et horizontale ($M = 0$) sont illustrées à la figure 1.10 pour chacune des géométries de semelle modélisées : $B/L = 0$ (déformation plane), 0.1, 0.2, 0.33, 0.5, 0.67 et 1 (carré). L'expansion des enveloppes de rupture sur la figure 1.10.a, indique que la capacité portante augmente avec l'augmentation du rapport (B/L) de la semelle.

La figure 1.10.b montre les enveloppes de rupture tracées en termes de charges normalisées (V/V_{ult}) et (H/H_{ult}). Les enveloppes normalisées tombent dans une bande très étroite suivant la forme de la solution de plasticité en déformation plane proposée par Green (1954).

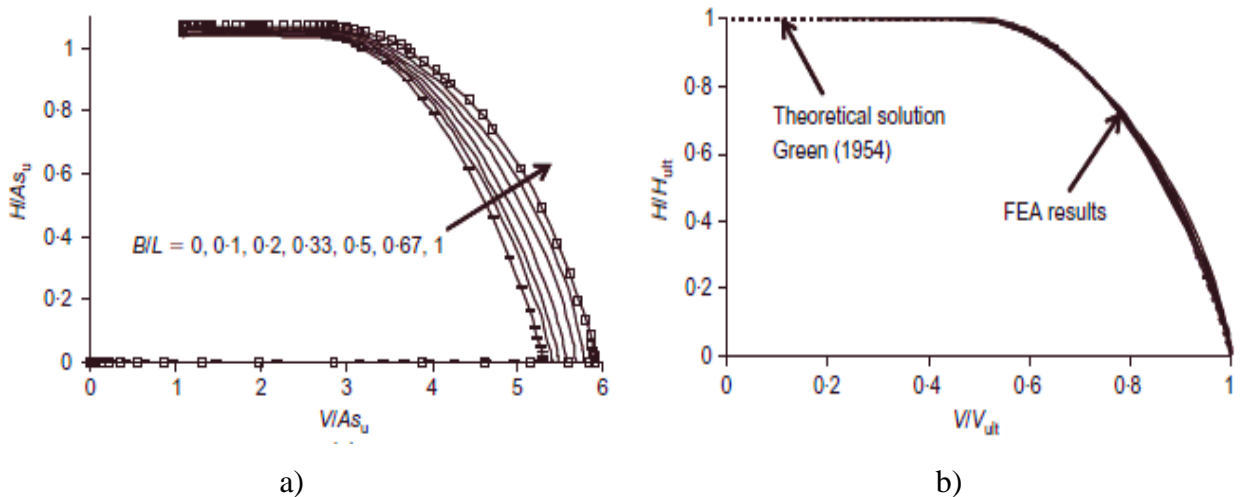


Figure 1.10 Effet de la géométrie de la fondation sur les enveloppes de rupture (dans le plan V-H) ($M=0$) : (a) espace de chargement sans dimension ; (b) espace de chargement normalisé. (Gouvernec 2007)

Loukidis et al. (2008) ont utilisé la méthode des éléments finis pour la détermination de la capacité portante d'une semelle filante rigide placée sur une couche uniforme de sol purement frottant soumis à des charges inclinées et excentriques. Les enveloppes de rupture résultantes de cette étude sont représentées sur la figure 1.11.

Il ressort de la figure 1.11 que la taille et la forme de la des enveloppes de rupture normalisées dans le plan ($V-H$) dépendent de la valeur de l'angle de frottement φ . Les résultats de la méthode des éléments finis de cette figure donnent des valeurs H_{max} qui se situent dans la plage de $0,09V_{max}$ à $0,11V_{max}$ et se produisent à V/V_{max} dans la plage de 0,42 à 0,46. Les valeurs expérimentales de H_{max} sont de l'ordre de $0,12V_{max}$ (Georgiadis et Butterfield 1988 ; Gottardi et Butterfield 1993). A partir de l'équation 1.12, Loukidis et al. (2008) ont déduit une équation (1.16) de la forme de celle proposée par Gottardi et Butterfield (1993) :

$$H = \frac{\tan \varphi}{0.94} V \left[1 - \left(\frac{V}{V_{max}} \right)^{1/(1.5 \tan \varphi + 0.4)^2} \right] \quad (1.16)$$

La figure 1.12 montre la distribution des déformations plastiques maximales dans le cas d'une charge centrée et inclinée. Cette figure montre que le mécanisme est en grande partie unilatéral, contenant un coin passif, un ventilateur et une cale conique rigide sous la base de la semelle qui pousse contre la région du ventilateur.

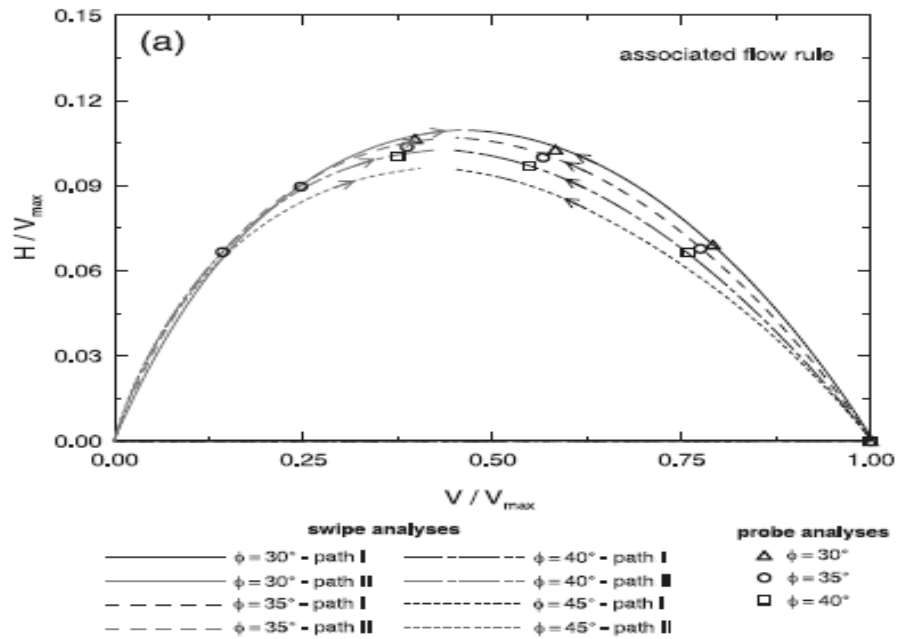


Figure 1.11 Enveloppes de rupture dans le plan (V/V_{max} et H/V_{max}) (Loukidis et al. 2008).

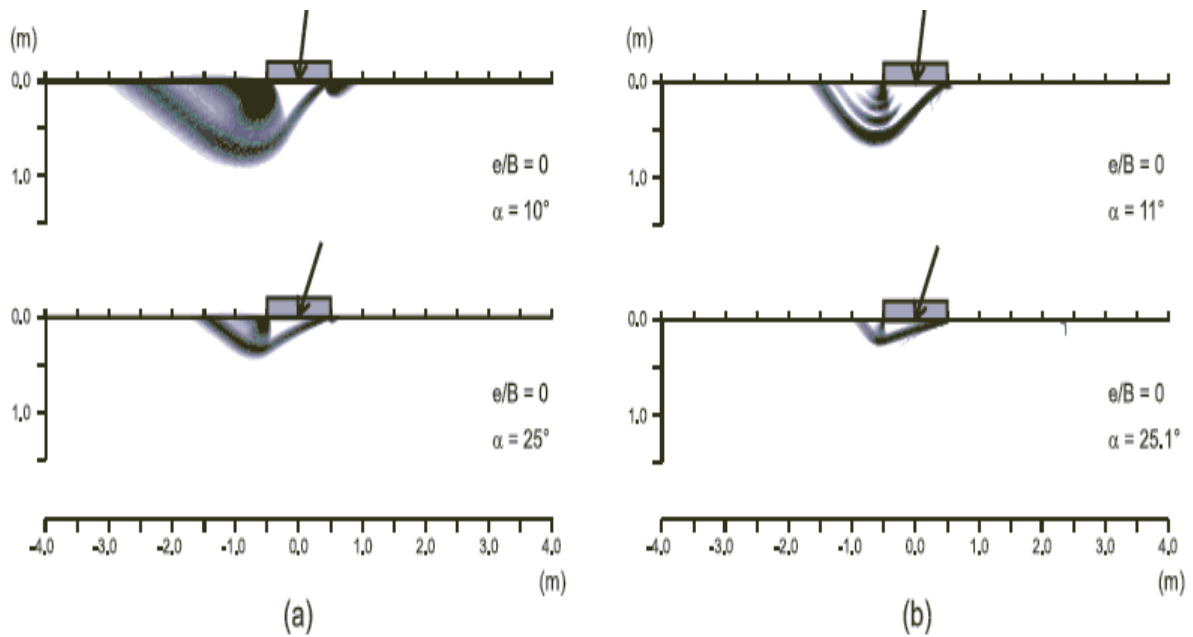


Figure 1.12 Contours de la déformation de cisaillement plastique maximale incrémentielle illustrant le mécanisme de rupture de semelles superficielle sous charge inclinée pour $\phi = 35^\circ$ pour (a) loi d'écoulement associé et (b) loi d'écoulement non associé (Loukidis et al. 2008).

1.6 Conclusion

On appelle ‘fondation superficielle’, toutes les fondations dont l’encastrement D_f dans le sol n’excède pas quatre fois la largeur B . Un projet de fondation superficielle correct doit répondre aux préoccupations suivantes :

- la fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c’est le problème de la capacité portante.
- puis le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l’ensemble et pour empêcher l’apparition de fissures localisées qui rendraient l’ouvrage inutilisable.

La détermination de force portante des fondations est l’un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. Au cours des dernières années, plusieurs théories ont été proposées pour estimer la capacité portante ultime des fondations superficielles. Ce chapitre a résumé quelques-uns des travaux importants développés jusqu’à présent. Les cas considérés dans ce chapitre supposent que le sol supportant la fondation s’étend sur une grande profondeur.

En réalité, les profils de résistance du sol sous les semelles ne sont pas homogènes mais peuvent augmenter ou diminuer avec la profondeur ou être constitués de couches distinctes ayant des propriétés significativement différentes. La variation de la capacité portante ultime dans les sols hétérogène ou anisotropes sera traitée en détail dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 2

CAPACITÉ PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SUR UN SOL STRATIFIÉ

2.1 Introduction

La capacité ultime des semelles filantes posées sur un sol homogène peut être estimée à l'aide de l'équation classique de Terzaghi (1943) et de ses facteurs de capacité portante associés. Cependant, en réalité, les profils de résistance du sol ne sont pas homogènes et peuvent être constitués de couches distinctes aux propriétés sensiblement différentes. Cela est particulièrement vrai dans le cas des grandes plates-formes gravitaires offshore, des bâtiments de réacteurs nucléaires, des réservoirs de pétrole ou d'autres structures avec de grandes fondations peu profondes, où le sol sollicité par les charges de fondation s'étend à de grandes profondeurs sous la surface et est susceptible de contenir de nombreuses couches.

Pour le cas d'un profil formé de deux couche, si l'épaisseur de la couche supérieure est grande par rapport à la largeur de la fondation, l'estimation de la capacité portante peut être obtenue à partir de la théorie classique basée sur les propriétés de la couche supérieure. Si l'épaisseur de la couche supérieure est faible ou comparable à la largeur de la fondation, la théorie classique peut ne pas être appropriée. Étant donné que le mécanisme de rupture s'étendra à la couche sous-jacente. Il est communément admis que la capacité portante des fondations est régie par le mécanisme de rupture, dans ce cas l'hypothèse d'homogénéité de la théorie classique échoue.

Dans la littérature, au cours des dernières décennies, on trouve plusieurs travaux traitant du problème des fondations reposant sur des sols stratifiés. Dans un premier temps, les chercheurs ont basé leurs études sur les résultats d'essais sur des modèles prototypes en laboratoire afin de développer des formules empiriques pour prédire la capacité portante ultime de ces semelles. Récemment, des théories basées sur des analyses numériques ont été présentées et qui ont donné des solutions plus rationnelles par rapport aux précédentes. Dans ce chapitre une brève revue de certains de ces travaux sera présentée dans un ordre chronologique.

2.2 Capacité portante des sols stratifiés sous charge verticale

2.2.1 Méthodes classiques

Dans cette partie on présentera les méthodes classiques basés sur les approches de : l'équilibre limite, l'analyse limite, lignes de glissement, empirique et semi empirique.

2.2.1.1 Button (1953)

Button (1953) a utilisé la méthode d'analyse de Fellenius (1929) pour déterminer la capacité portante des semelles filantes reposant sur un sol formé de deux couches cohésives. Button (1953) a déterminé les coefficients de capacité portante (N_c) pour deux cas :

- 1) Quand la fondation se trouve à la surface d'une couche de cohésion C_1 et d'une épaisseur d qui repose sur une couche épaisse de cohésion C_2 (figure 2.1, cas I).
- 2) Quand la fondation se trouve à la surface d'une couche dont la cohésion varie linéairement en fonction de la profondeur de C_1 à la surface supérieure à C_2 , à une profondeur d , et qui repose sur une couche épaisse de cohésion C_2 . L'épaisseur d est calculée en fonction de la largeur de la fondation $2b$ (figure 2.1, cas II)..

La méthode de Fellenius (1929) suppose que la surface de glissement est cylindrique, et donc en considérant une section d'épaisseur unitaire, le problème devient bidimensionnel avec un arc de cercle (figure 2.1).

La capacité portante q d'une semelle filante reposant sur la surface d'un sol cohésif est donnée par :

$$q = CN_c \quad (2.1)$$

Où : C est la cohésion du sol et N_c est le facteur de capacité portante.

Pour un cercle de centre O (figure 2.1, cas 1) la condition d'équilibre limite est obtenue en calculant le moment des forces par rapport au point O, on aura donc :

$$2qb(r \sin \theta - b) = 2r^2\theta c + 2r^2nc \cos^{-1} \left(r \cos \theta + \frac{d}{r} \right) \quad (2.2)$$

Posons : $r' = r/b$, et $d' = d/b$, alors :

$$N_c = \frac{q}{c_1} = \frac{q}{c} = r'^2 \left[\frac{\theta + n \cdot \cos^{-1}(\cos \theta + d'/r')}{r' \cdot \sin \theta - 1} \right] \tag{2.3}$$

Dans cette équation : r' et θ sont des variables et n et d' sont des paramètres fixés par les conditions du cas étudié.

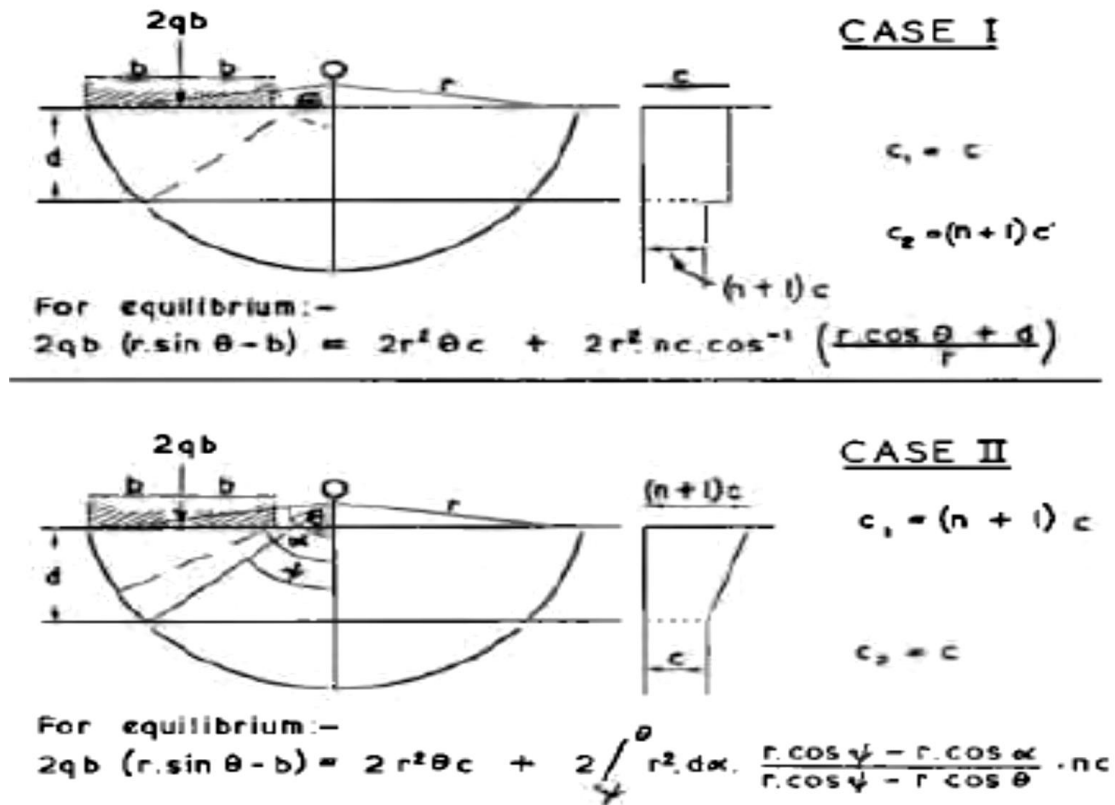


Figure 2.1 La méthode d'analyse par les cercles de glissement (Button 1953).

Par conséquent, les valeurs minimales de N_c correspondant à la capacité portante minimale sont obtenues par l'équation :

$$\frac{\partial N_c}{\partial \theta} = \frac{\partial N_c}{\partial r'} = 0 \tag{2.4}$$

Pour un sol homogène $n=0$ et $C_1=C_2$ cette équation peut être résolue analytiquement et donne une valeur de $N_c=5.51$.

Les valeurs de n peuvent varier de -1 jusqu'à ∞ . La solution de l'équation (2.4) est difficile, alors la solution pour différentes valeurs de n et d' sont obtenues en calculant N_c à partir de l'équation (2.3) pour différentes valeurs de r' et θ en fixant les valeurs de n et d' .

Les courbes de N_c en fonction de θ pour des valeurs fixe de r' , et de N_c en fonction de r' pour des valeurs fixe de θ sont tracées.

A partir des séries de courbes de N_c en fonction de θ , les valeurs de r' et θ quand

$$\frac{\partial N_c}{\partial \theta} = 0$$

sont obtenues et de la même façon les valeurs de r' et θ quand $\frac{\partial N_c}{\partial r'} = 0$.

Finalement, les valeurs de r' et θ donnant $\frac{\partial N_c}{\partial \theta} = 0$ et $\frac{\partial N_c}{\partial r'} = 0$ sont tracées, et au points

d'intersection, les valeurs de r' et θ pour la condition requise $\frac{\partial N_c}{\partial \theta} = \frac{\partial N_c}{\partial r'} = 0$ sont obtenues.

Les valeurs minimale de N_c sont calculées en substituant les valeurs de r' et θ dans l'équation (2.3).

Les valeurs de la capacité portante N_c calculées par cette méthode sont représentées sur la figure (2.2). Les valeurs sont représentées en fonction de C_2/C_1 et d/b .

La capacité portante ultime donnée par $qu=C_1N_c$, peut donc être déterminée rapidement pour différentes valeurs de C_2/C_1 et d/b .

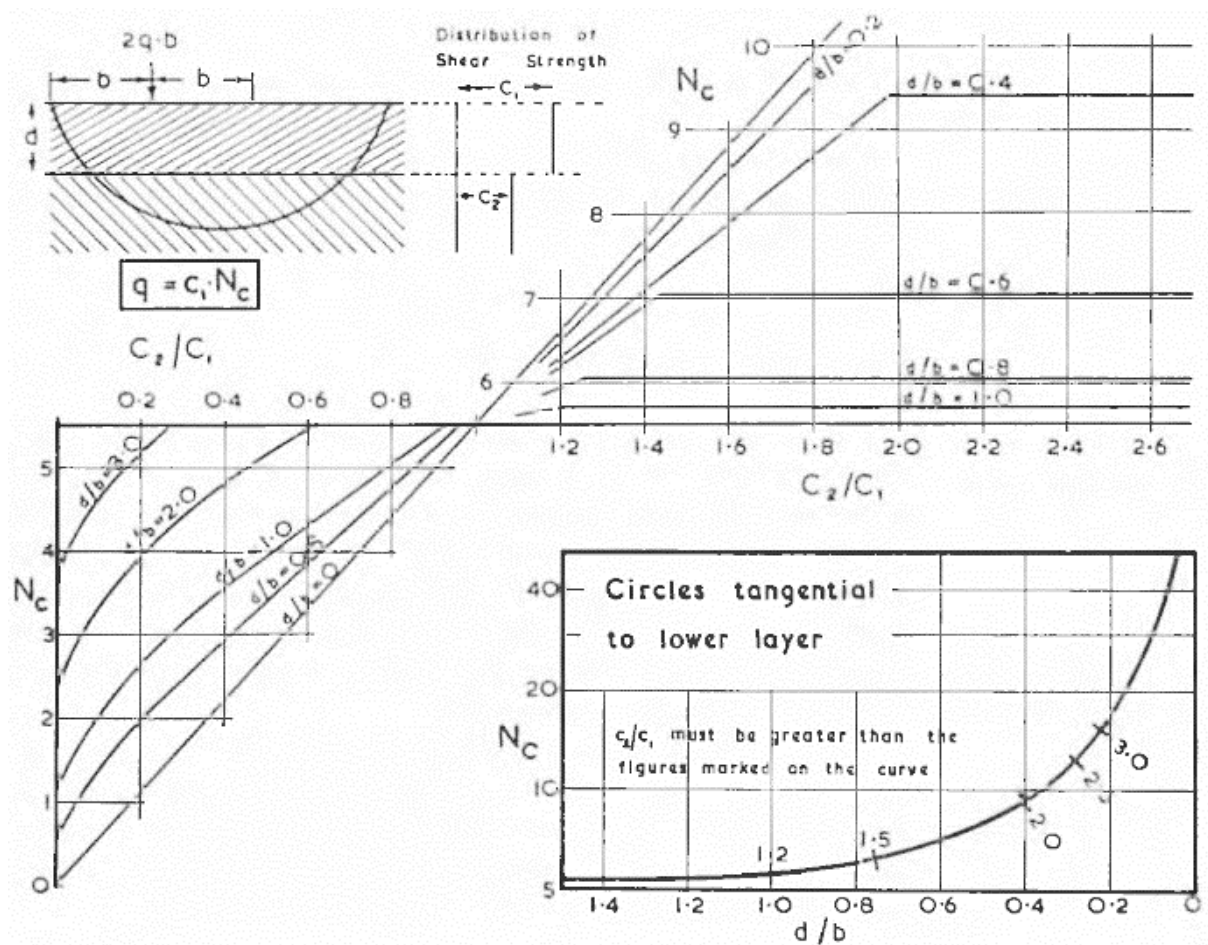


Figure 2.2 Les facteurs de la capacité portante N_c calculés par (Button 1953) (cas1).

Reddy et Srinivasan (1971) et **Chen (1975)** ont étendu le travail de **Button (1953)** pour inclure l'effet de la non-homogénéité et de l'anisotropie de la résistance au cisaillement du sol. Une analyse des facteurs de capacité portante, N_c pour les semelles filantes sur des sols cohésifs anisotropes à deux couches est rapportée. Des résultats numériques sous forme non dimensionnelle sont présentés pour un système de deux couches ayant une résistance au cisaillement qui varie linéairement avec la profondeur dans chaque couche (figure 2.3). L'hypothèse de base intervenant dans la détermination de la capacité portante ultime est que la surface de rupture sous la semelle est cylindrique

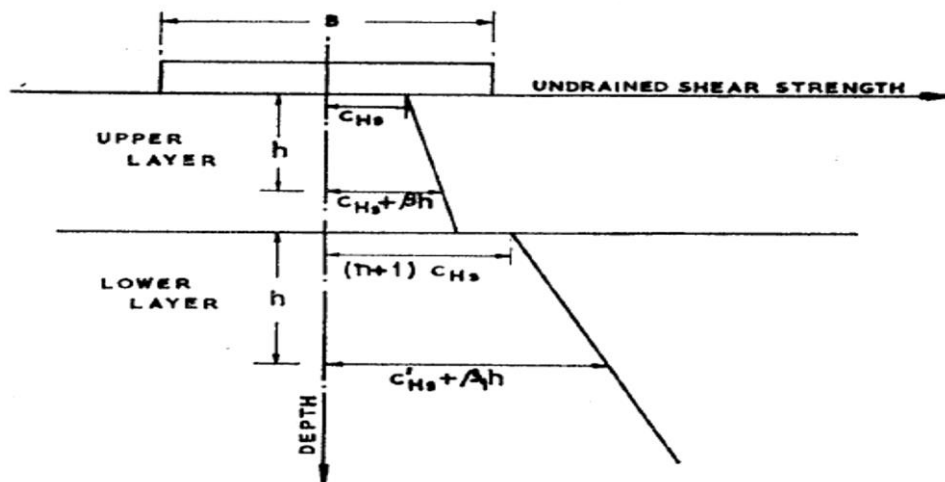


Figure 2.3 Présentation du problème étudié par **Reddy et Srinivasan (1971)**. (Deux couches ayant une résistance au cisaillement qui varie linéairement avec la profondeur).

2.2.1.2 Etude expérimentale de **Brown et Meyerhof (1969)**

Brown et Meyerhof (1969) ont étudié expérimentalement le problème de la capacité portante ultime d'un sol argileux en considérant deux cas : le cas d'une couche rigide de faible épaisseur reposant sur une couche molle et le cas d'une couche molle recouvrant une couche plus rigide. Des essais au laboratoire ont été menés sur des modèles réduits utilisant des semelles circulaires et filantes. Le dispositif utilisé dans cette étude est représenté sur la figure 2.4.

Les facteurs de capacité portante modifiés d'une semelle filante (N_{ms}) dérivés de cette étude pour les deux cas étudiés sont représentés sur la figure 2.5. Les valeurs N_{ms} sont donnés en fonction du rapport d'épaisseurs de couche supérieure à la largeur de la fondation (H/B) et du rapport de résistance au cisaillement des deux couches (C_b/C_t). Les résultats expérimentaux de cette investigation sont résumés dans les graphiques de la figure 2.5 peuvent être utilisé directement pour évaluer la capacité portante d'une fondation sur des argiles stratifiées.



Figure 2.4 Schéma du dispositif de chargement d'une semelle filante (Brown et Meyerhof 1969).

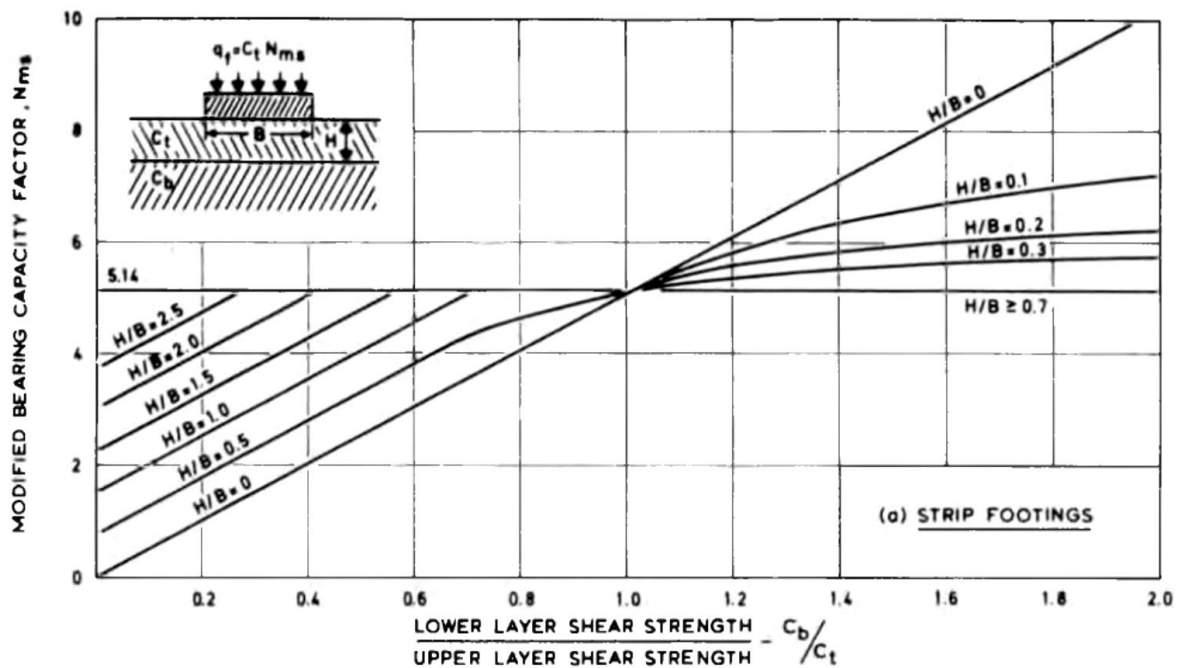


Figure 2.5 Relation entre le facteur de capacité portante modifié et le rapport de la résistance au cisaillement C_b/C_t (Brown et Meyerhof 1969).

2.2.1.3 Meyerhof (1974)

Meyerhof (1974) a étudié la capacité portante des fondations sur des sols composés de deux couches pour deux cas : sable dense sur argile molle et sable meuble sur argile raide. Les analyses des différents modes de rupture ont été comparées aux résultats d'essais sur modèles réduits sur des semelles circulaires et filantes et sur quelques observations de la rupture de fondations réelles.

Dans le cas d'un sable dense recouvrant un dépôt d'argile molle, le mécanisme de rupture a été supposé être une forme pyramidale approximativement tronquée, enfoncée dans l'argile de sorte que, dans le cas d'une rupture par cisaillement général, l'angle de frottement ϕ du sable et la cohésion non drainée C de l'argile sont mobilisées dans les zones de rupture combinées (figure 2.6). Sur la base de cette théorie, des formules semi-empiriques ont été développées pour calculer la capacité portante des semelles filantes et circulaires reposant sur du sable recouvrant de l'argile molle. La capacité portante de Meyerhof (1974) peut être exprimée par :

$$q_u = CN_c + \gamma_1 H^2 [1 + 2D/H] K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma_1 D \leq q_t \quad (2.5)$$

Avec :

$$q_t = \frac{\gamma_1 B N_\gamma}{2} + \gamma_1 D N_q \quad (2.6)$$

q_t : la capacité portante de la couche de sable ;

K_s : Est le coefficient de résistance au cisaillement par poinçonnement obtenu à partir des graphes de la figure 2.7 en fonction de l'angle de frottement de la couche de sable ;

N_c et N_γ et N_q : les facteurs de la capacité portante ($N_c=5.14$) ;

H : épaisseur de la couche sable sous la semelle;

γ_1 : Poids volumique de la couche de sable.

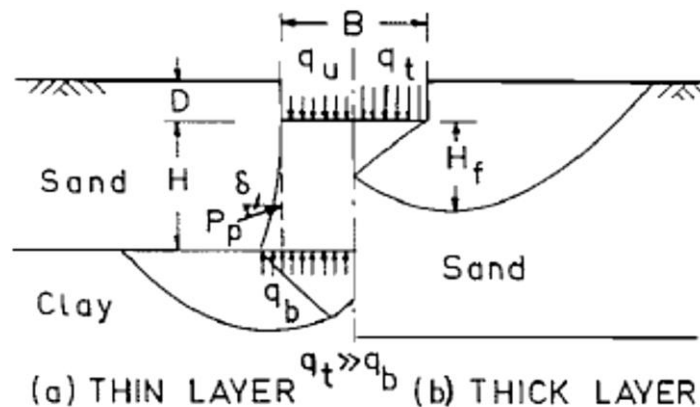


Figure 2.6 Mécanisme de rupture d'une fondation sur un sable dense recouvrant une argile molle (Meyerhof 1974).

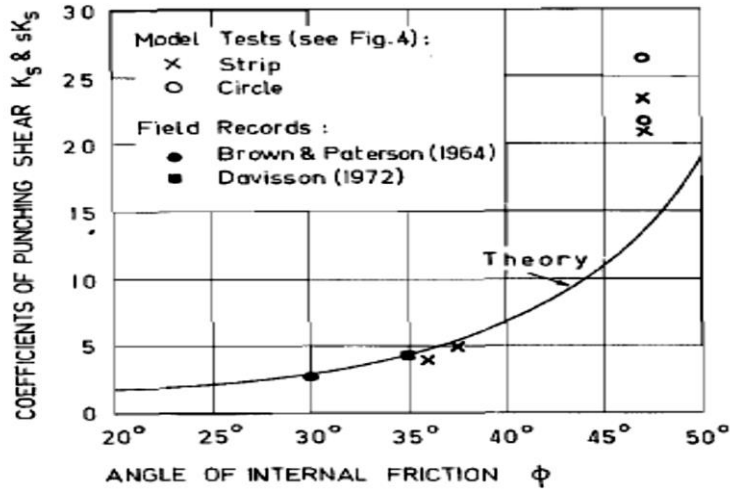


Figure 2.7 Coefficient de résistance au cisaillement par poinçonnement (Meyerhof 1974).

Dans le cas d'un sable meuble sur argile raide, la masse de sable sous la semelle s'est rompue latéralement (figure 2.8). Des formules pour la capacité portante ultime des semelles filantes et circulaires ont été également développées. Les résultats des essais de cette étude et les observations sur le terrain se sont avérés en accord avec la théorie développée. Et la capacité portante peut être exprimé par la formule suivante :

$$q_u = \frac{\gamma_1 B N_{\gamma'}}{2} + \gamma_1 D N_{q'} \leq q_b \tag{2.7}$$

q_b : la capacité portante de la couche d'argile ;

$$q_b = C N_c + \gamma_1 D \tag{2.8}$$

N_{γ}' et N_{q}' : les facteurs de la capacité portante modifiés ;

Les valeurs théoriques de N_{γ}' et N_{q}' sont données sur la figure 2.9 pour une semelle rigide et rugueuse en fonction de l'angle de frottement du sable ϕ et le rapport H/B

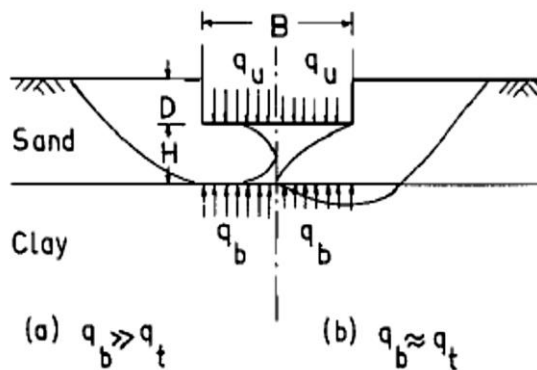


Figure 2.8 Mécanisme de rupture d'une fondation sur un sable meuble recouvrant une argile raide (Meyerhof 1974).

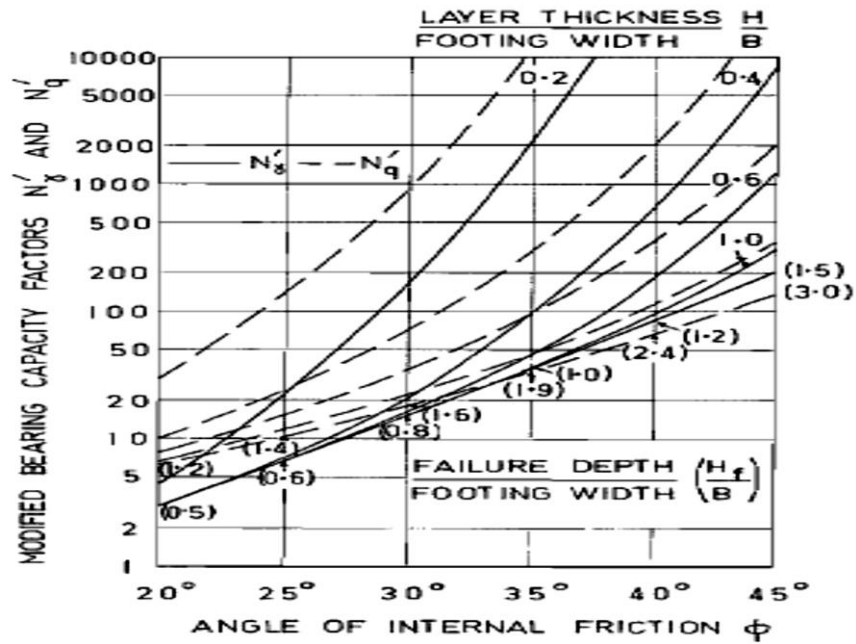


Figure 2.9 Les facteurs de la capacité portante modifiés (Meyerhof 1974).

La théorie et les résultats de Meyerhof (1974) ont montré que la capacité portante d'un sol formé d'une couche de sable sur une couche d'argile est influencée par :

- Le rapport de l'épaisseur de la couche de sable à la largeur de la fondation (H/B) ;
- L'angle de frottement du sable ϕ ;
- La cohésion de la couche d'argile C ;
- La profondeur de la fondation (D).

Cet article est limité aux semelles chargées verticalement et n'inclut pas les charges excentriques ou inclinées, il est également limité au sable sur argile et n'a pas de solution pour l'argile sur sable. Dans le cas de sable dense sur argile molle, la théorie considère des simulations de rupture de la couche de sable par poinçonnement, et de rupture générale par cisaillement dans la couche d'argile, ce qui n'est pas toujours le cas.

2.2.1.4 Michalowski et Shi (1995)

Michalowski et Shi (1995) ont utilisé l'approche cinématique de l'analyse limite pour calculer la capacité portante des semelles filantes sur un sol de fondation à deux couches. La méthode est applicable à toute combinaison de paramètres des deux couches, mais les résultats ne sont présentés que pour un cas particulier : lorsqu'une semelle est posée sur une couche de sol granulaire reposant sur de l'argile.

La profondeur du mécanisme de rupture s'avère être très dépendante de la résistance de l'argile. Une argile très faible peut "attirer" le mécanisme même à de grandes profondeurs. Les deux mécanismes de rupture considérés dans cette étude sont représentés sur les figures 2.10 et 2.11. L'objectif des calculs était d'obtenir la plus petite borne supérieure de la capacité portante, et chacun des mécanismes considérés est un schéma de rupture cinématiquement admissible. Pour tous les cas analysés ici, soit le mécanisme de la Figure 2.10, soit le mécanisme de la Figure 2.11 garantissait la charge limite minimale.

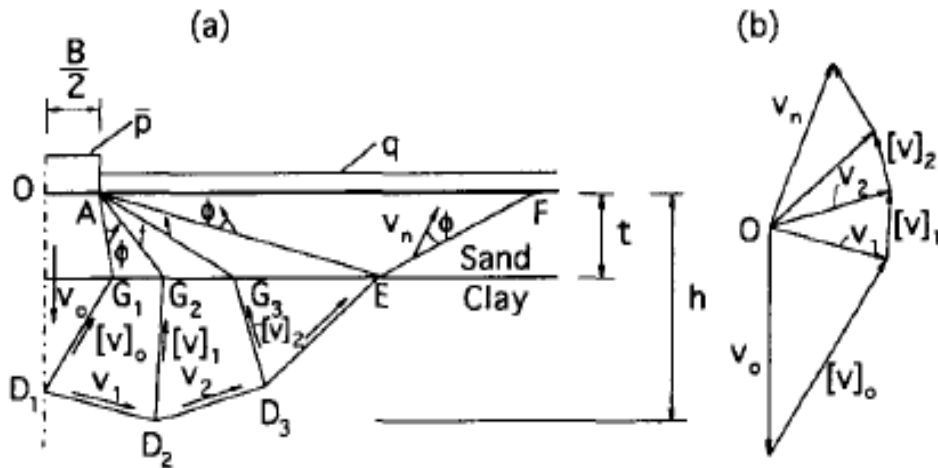


Figure 2.10 Mécanisme de rupture : (a) Mécanisme de rupture en blocs rigides d'un sol de fondation à deux couches ; et (b) Hodographe (Michalowski et shi1995).

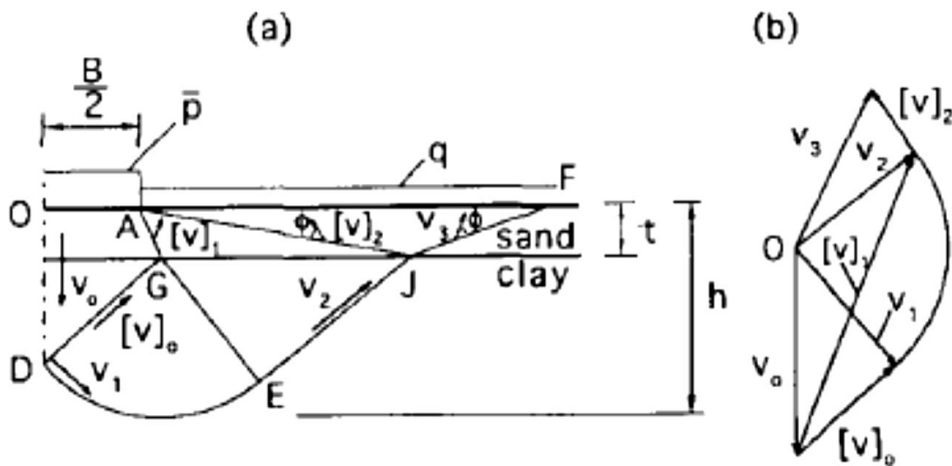


Figure 2.11 Mécanisme de rupture : (a) Mécanisme de rupture avec champ de déformation continue dans l'argile ; et (b) Hodographe (Michalowski et shi1995).

Les résultats de l'étude de Michalowski et shi (1995) sont présentés sous forme de pressions limites plutôt que de coefficients de capacité portante traditionnels. Ces derniers dépendent fortement non seulement de l'angle de frottement interne du sable, mais aussi de l'épaisseur de la couche de sable et de la cohésion de l'argile. Les résultats sont présentés sous forme de cartes

sans dimension pour différents angles de frottement interne du sable (figure 2.12). Il a été constaté qu'une interpolation proche à moins de 5 incréments est acceptable dans la plage de ϕ de 30° à 45° .

La même méthode est utilisée par **Michalowski (2002)** pour calculer la capacité portante d'une fondation superficielle sur un bicouche argileux et soumise à des charges verticales et inclinés.

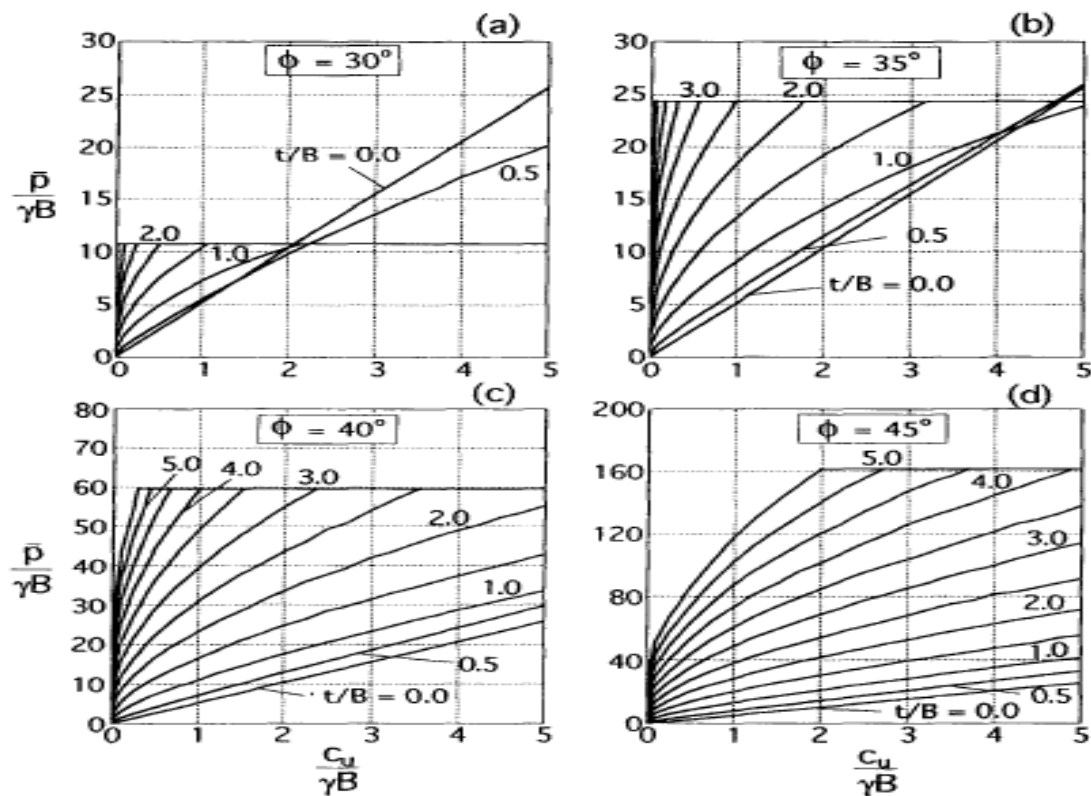


Figure 2.12 La charge limite d'une fondation sur la surface d'un sable surmontant une couche d'argile : (a) $\phi=30^\circ$ (b) $\phi=35^\circ$ (c) $\phi=40^\circ$ (d) $\phi=45^\circ$ (Michalowski and shi1995).

2.2.2 Méthodes numériques

2.2.2.1 Burd et Frydman (1997)

Une étude paramétrique détaillée a été réalisée par Burd et Frydman (1997) sur la capacité portante d'une couche de sable recouvrant de l'argile en utilisant deux méthodes numériques indépendantes. Les calculs par la méthode des éléments finis ont été effectués à l'aide du programme OXFEM, qui a été développé à l'Université d'Oxford, au Royaume-Uni, et les calculs aux différences finies ont été effectués à l'aide du programme commercial FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua). La figure 2.13 montre une comparaison entre les valeurs de

capacité portante, $p/\gamma B$, obtenues en utilisant les deux procédures et illustre l'excellent accord qui a été obtenu. Cette cohérence donne une certaine confiance dans la fiabilité des résultats obtenus. Dans cette étude, la couche de sable a été traitée comme un matériau linéaire élastique-parfaitement plastique (frottant) et l'argile a été supposée être linéaire élastique-parfaitement plastique (cohésive).

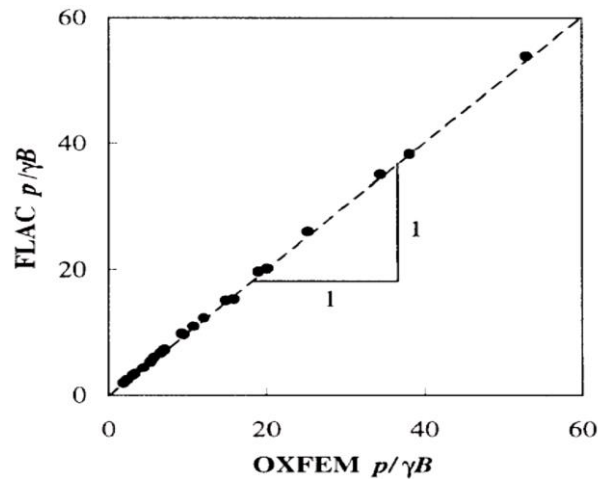


Figure 2.13 Comparaison entre les résultats de FLAC et OXFEM (Burd et Frydman 1997).

Les résultats de l'étude paramétrique principale sont présentés à la Figure 2.14 en termes de $p/\gamma B$ (le rapport de capacité portante) tracé en fonction de $S_u/\gamma D$ (le rapport de résistance au cisaillement).

L'étude a mis en évidence l'importance fondamentale du groupe adimensionnel $S_u/\gamma D$ dans la détermination de la mécanique du système. Les résultats de l'étude ont été utilisés pour produire des tableaux et des cartes graphiques de capacité portante qui peut être utilisée directement dans la conception des fondation superficielles. Les données ont également été utilisées pour discuter le mécanisme de répartition de charge du système et, en particulier, pour étudier l'efficacité du sable dans la répartition de la charge appliquée par la semelle.

Le mécanisme de répartition de charge peut être caractérisé par un angle d'inclinaison β . Les résultats montrent que β augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement du sable, comme on pouvait s'y attendre, et qu'il tend également à diminuer de manière significative à mesure que le rapport de résistance au cisaillement $S_u/\gamma D$ augmente. Cette dernière caractéristique suggère que la couche de sable est considérablement plus efficace pour répartir

la charge de la semelle lorsque l'argile est normalement ou légèrement surconsolidée, que lorsque le taux de surconsolidation de l'argile est important.

Plusieurs procédures analytiques proposées précédemment pour ce type de problème ont été discutées. Les modèles de répartition de charge se révèlent être un cadre utile pour comprendre la mécanique du problème, bien que dans toute application pratique, ils souffrent de l'inconvénient important qu'il est difficile d'estimer le paramètre de répartition de charge à l'avance. Les modèles de poinçonnement proposés par Meyerhof (1974) et Hanna et Meyerhof (1980) sont également considérés. En principe, les méthodes de ce type fournissent un outil analytique utile, bien que les diagrammes de conception pour le coefficient de poinçonnement donnés par Hanna et Meyerhof (1980) ne soient pas présentés sous une forme sans dimension, ce qui limite leur application. Michalowski et Shi (1995) donnent des tableaux de conception utiles qui couvrent un large éventail de paramètres. Ces solutions, de par leur nature même, sont des limites supérieures et elles peuvent surestimer la capacité portante de manière significative.

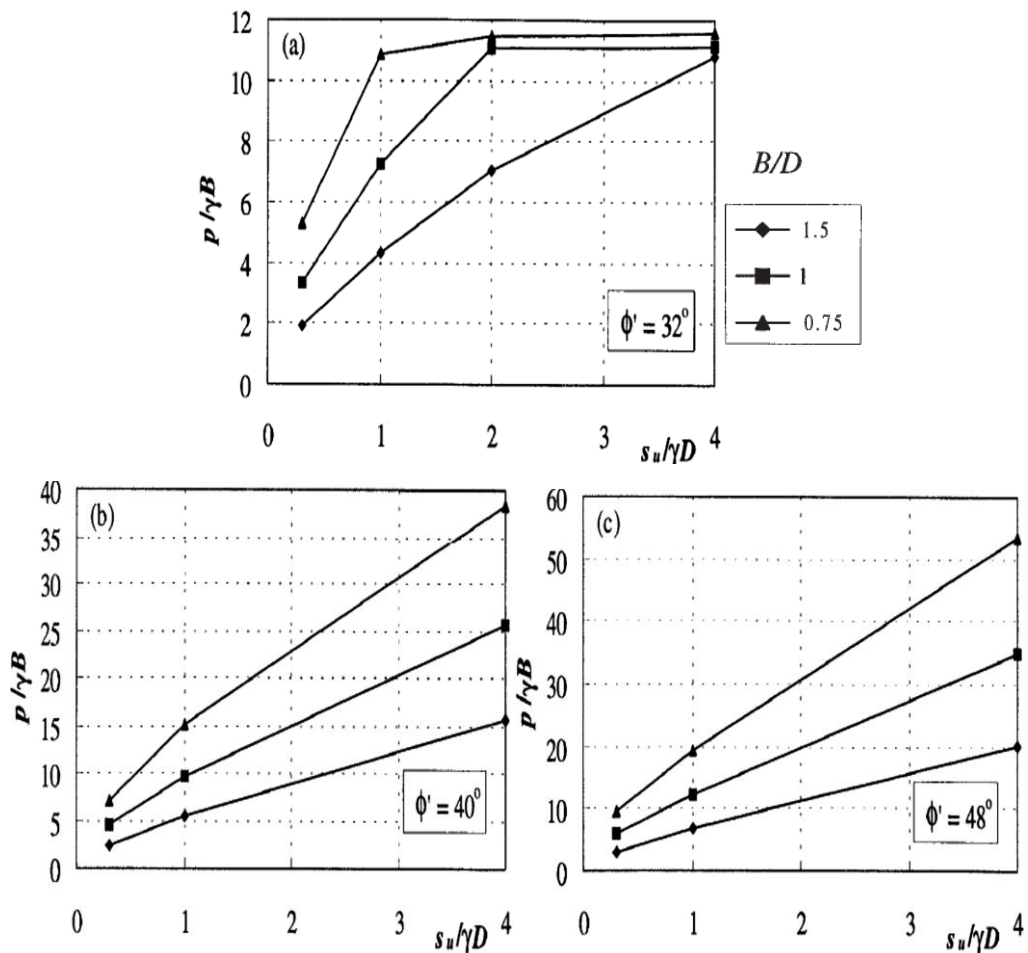


Figure 2.14 Variation $p/\gamma B$ avec $s_u/\gamma D$ (Burd et Frydman 1997).

2.2.2.2 Merifield et al. (1999)

Cet article applique une analyse limite numérique pour évaluer la capacité portante non drainée d'une semelle superficielle rigide reposant sur un dépôt d'argile à deux couches. Des limites rigoureuses sur la capacité portante ultime sont obtenues en utilisant des éléments finis en conjonction avec les théorèmes des bornes supérieures et inférieures de la plasticité classique. Les deux méthodes supposent un modèle de sol parfaitement plastique avec un critère de comportement de Tresca. La solution au problème de programmation linéaire de borne inférieure est obtenue en modélisant un champ de contraintes statiquement admissible, tandis que le problème de borne supérieure est résolu en modélisant un champ de vitesse cinématiquement admissible. Les résultats des théorèmes limites encadrent généralement la charge de rupture réelle à environ 12% et ont été présentés sous la forme de facteurs de capacité portante basés sur diverses propriétés et géométries de couche. Une comparaison est faite entre l'analyse limite existante, les solutions empiriques et semi-empiriques.

Le problème de capacité portante en déformation plane considéré par Merifield et al. (1999) est illustré à la figure 2.15.

La capacité portante d'une argile homogène est donnée par :

$$q_u = c_u N_c + q \quad (2.9)$$

Où N_c : est un facteur de capacité portante et q est une surcharge. Pour une semelle filante sans surcharge, cette équation se réduit à :

$$q_u = C_u N_c \quad (2.10)$$

Pour le cas d'un profil de sol stratifié, il convient de réécrire l'équation (2.10) sous la forme :

$$N_c^* = \frac{q_u}{C_{u1}} \quad (2.11)$$

où C_{u1} est la résistance au cisaillement non drainé de la couche supérieure, et N_c^* est un facteur de capacité portante modifié qui est fonction à la fois de H/B et de C_{u1}/C_{u2} . La valeur de N_c^* est calculée à l'aide des analyses des bornes supérieure et inférieure numériques pour chaque rapport de H/B et C_{u1}/C_{u2} .

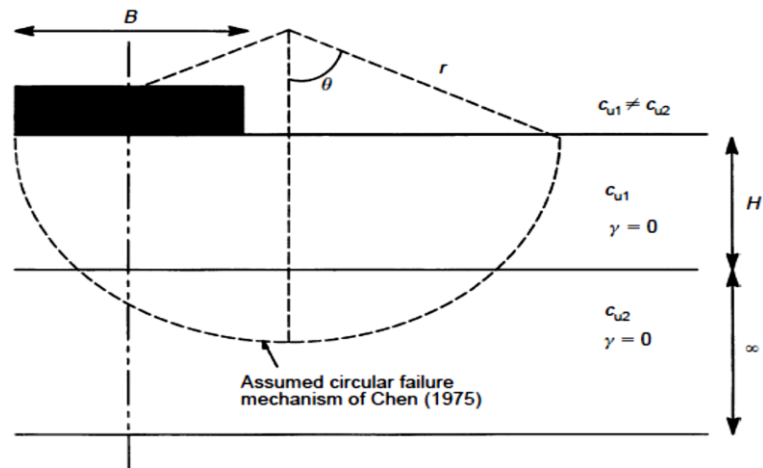
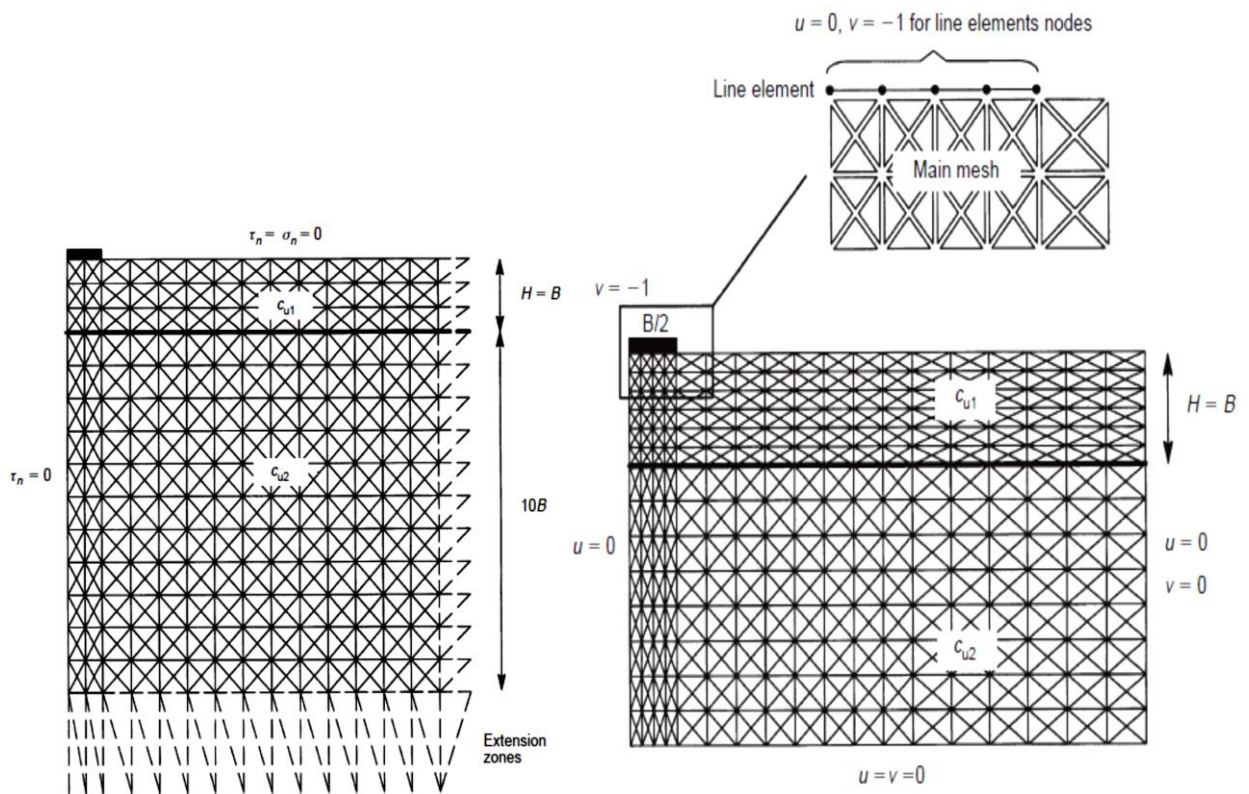


Figure 2.15 Problème étudié par (Merifield et al. 1999).

Des maillages typiques de limite inférieure et supérieure proposé par Merifield et al. (1999) pour le problème d'une semelle reposant sur la surface d'un profil d'argile en couches, ainsi que les conditions aux limites de contraintes et de déplacements appliqués, sont illustrés sur la figure 2.16.



(a) borne inférieure (H/B=1)

(b) borne supérieure (H/B=1 et $C_{u1}/C_{u2}=2$)

Figure 2.17 Maillage typique par élément finis (Merifield et al 1999).

Les résultats obtenus ont été présentés en termes de facteur de capacité portante modifié N_c^* sous forme graphique sur la figure 2.18 pour faciliter leur utilisation dans la résolution de problèmes de conception pratiques.

La figure 2.18 compare également les bornes limites numériques (Merifield et al 1999) et les solutions de bornes supérieures disponibles de Chen (1975), les solutions empiriques obtenues par Brown & Meyerhof (1969) et les solutions semi-empiriques de Meyerhof & Hanna (1978).

Cette comparaison montre que les solutions de la borne supérieure, empiriques et semi-empiriques existantes peuvent différer des solutions de Merifield et al (1999) jusqu'à 20 %. Les solutions existantes sont les plus erronées lorsque la couche supérieure est très résistante par rapport à la couche inférieure ($C_{u1}/C_{u2} > 2.5$) et/ou sa profondeur est supérieure à la moitié de la largeur de la semelle ($H/B > 0.5$).

Les résultats de cette analyse limite indiquent qu'une réduction de la capacité portante pour un système d'argile forte sur molle se produit jusqu'à un rapport de profondeur de $H/B=1.5-2.0$. Cette limite inférieure est applicable pour le profil de sol où $1 < C_{u1}/C_{u2} < 2.5$, mais pour les profils qui ont une couche supérieure très solide avec $C_{u1}/C_{u2} > 2.5$, une rupture par poinçonnement à travers la couche supérieure est susceptible de se produire jusqu'à un rapport de profondeur de $H/B=2$. Pour les rapports $H/B > 2$, la rupture est entièrement contenue dans la couche supérieure et elle est indépendante du rapport C_{u1}/C_{u2} .

Pour $C_{u1}/C_{u2} < 1$ (argile molle sur argile raide) :

Les résultats des bornes supérieure et inférieure (figure 2.18) indiquent que pour les rapports $H/B < 0.5$, la capacité portante augmente avec l'augmentation de la résistance de la couche inférieure. Dans tous ces cas, la proportion de plastification dans la couche inférieure diminue à mesure que sa résistance augmente.

À un rapport limite de C_{u1}/C_{u2} , aucune augmentation supplémentaire de la capacité portante n'est obtenue car la surface de rupture devient entièrement contenue dans la couche supérieure. Ceci est illustré sur la figure 2.19.

Pour toutes les valeurs de $H/B > 0.5$, la rupture se produit entièrement dans la couche supérieure et la capacité portante est indépendante de la résistance de la couche inférieure.

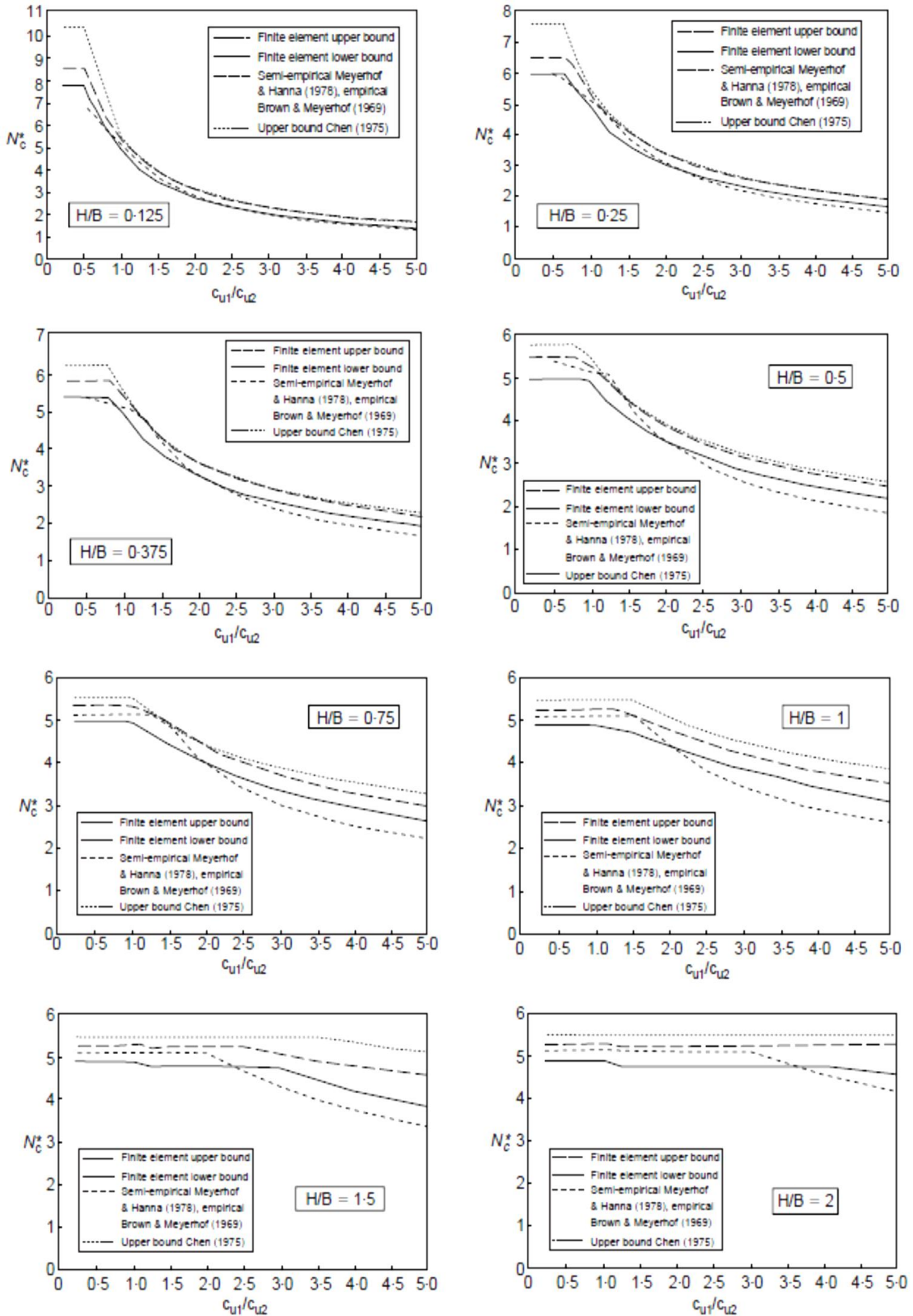


Figure 2.18 Facteur de capacité portante modifié ($H/B=0.125, 0.25, 0.375, 1.5, 0.75, 1, 1.5$ et 2) (Merifield et al 1999).

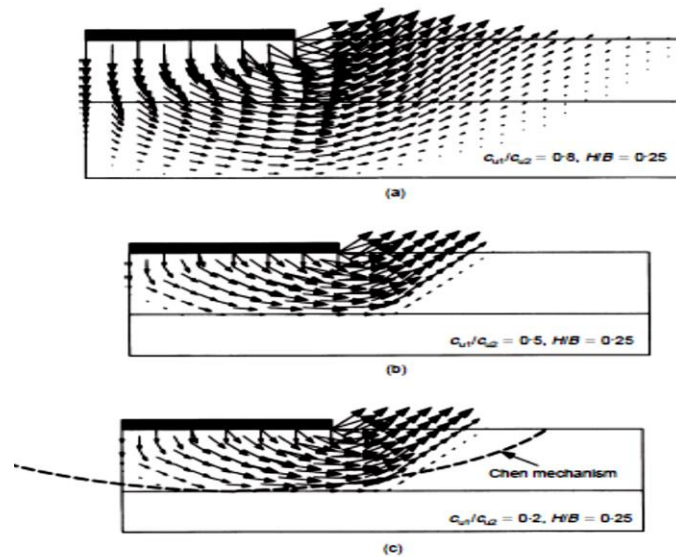


Figure 2.19 Diagrammes de vitesse de déplacement pour le cas d'une couche molle sur une couche fortes ($C_{u1}/C_{u2} = 0.8, 0.5, 0.2$ et $H/B = 0.25$) (Merifield et al 1999)

2.2.2.3 *Shiau et al (2003)*

Shiau et al (2003) utilisent des formulations par éléments finis des théorèmes d'analyse limite pour obtenir des solutions de plasticité rigoureuses des borne supérieur et inférieure de la capacité portante d'une couche de sable sur argile. L'étude suppose que les couches de sol obéissent à une règle d'écoulement associée et que la semelle est parfaitement rugueuse. Le problème considéré dans l'étude de Shiau et al (2003) est illustré sur la Figure 2.20.

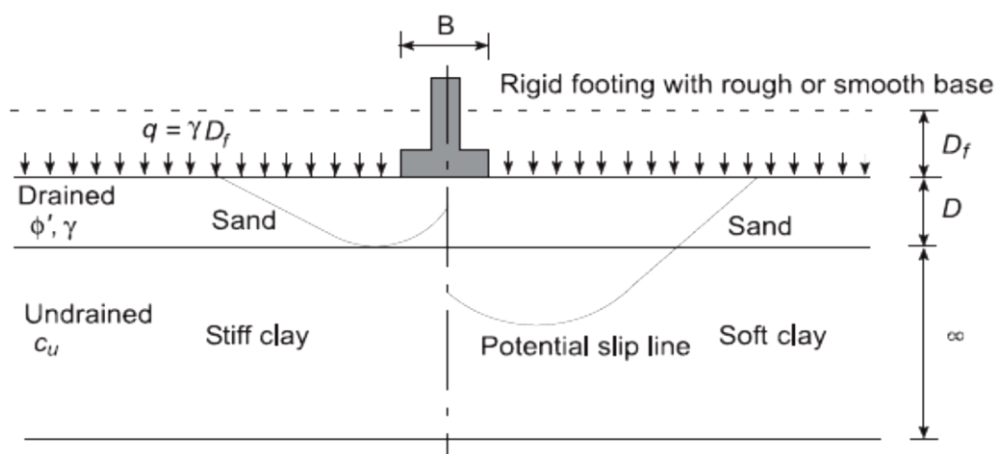


Figure 2.20 Problème étudié et Mécanismes de rupture (Shiau et al 2003)

La figure 2.21 présente les résultats pour la capacité portante normalisée $p/\gamma B$ en fonction des grandeurs sans dimension D/B , $C_u/\gamma B$, $q/\gamma B$ et ϕ' . Les valeurs de la capacité portante sont calculées à partir de la moyenne des estimations des bornes supérieure et inférieure. Cette figure démontre clairement l'amélioration de la capacité portante qui résulte de l'augmentation de la profondeur de la couche de sable. Notez cependant qu'une fois que D/B dépasse une certaine « profondeur critique » (pour $\phi' = 30^\circ$, $(D/B)_{cr}$ est un peu moins de deux), le mécanisme de rupture est totalement contenu dans la couche de sable et $p/\gamma B$ devient indépendant de la résistance au cisaillement de l'argile.

Il est clair de la figure 2.21 que la capacité portante augmente avec l'augmentation du rapport de résistance au cisaillement $C_u/\gamma B$ (pour B/D constant). La résistance de la couche de sable a une plus grande influence sur la capacité portante pour des valeurs plus élevées de D/B . Considérant le cas de $C_u/\gamma B = 4$, $D/B = 2$ et $q/\gamma B = 0$, par exemple, $p/\gamma B$ augmente d'un facteur de 7,75 lorsque ϕ' est augmenté de 30° à 50° . Pour le même jeu de paramètres de résistance mais avec $D/B = 0,25$, ce facteur est réduit à 1,75.

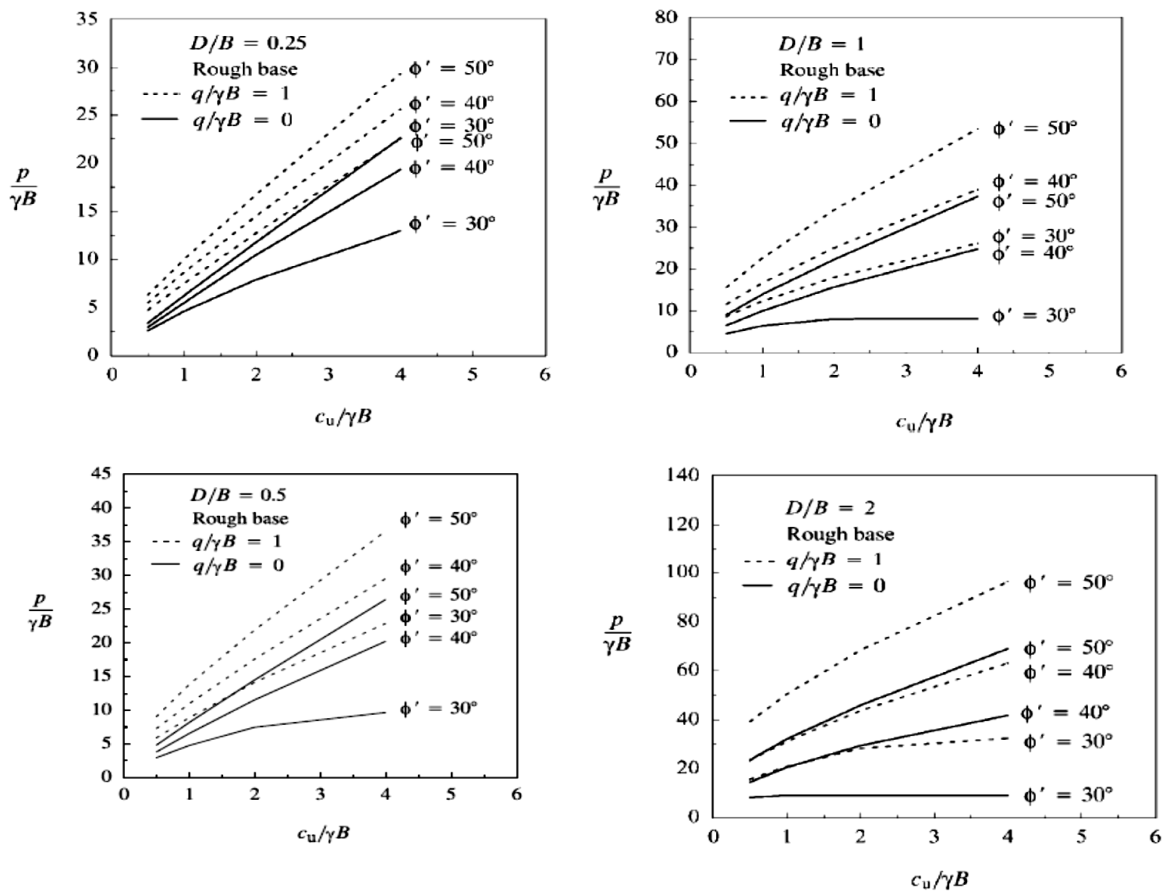


Figure 2.21 Capacité portante d'un sable sur argile (Shiau et al 2003).

Plusieurs d'autres chercheurs ont étudié le problème de deux couches sous charge verticale :

Davis et Booker (1973) ont fourni des solutions exactes de la capacité portante des fondations sur des sols cohésifs avec la résistance au cisaillement non drainé augmentant avec la profondeur sur la base de la méthode des caractéristiques.

Zhu (2004) s'est concentré sur l'application de la méthode des éléments finis (FEM) dans le calcul de la capacité portante ultime pour le cas d'une semelle filante rugueuse reposant sur un sol argileux non pesant à deux couches. Les résultats sont présentés sous forme de coefficient de capacité portante modifié (N_c^*) et sont comparés avec la solution des solutions des bornes inférieure et supérieure.

Zhu et Michalowski (2005) et **Michalowski et Zhu (2006)** ont utilisé l'analyse par éléments finis pour une évaluation tridimensionnelle de la capacité portante des semelles carrées et rectangulaires reposant sur un sous-sol argileux à deux couches en utilisant le critère de Tresca. Les couches argileuses sont supposées non drainées (incompressibles).

2.3 Capacité portante des fondations superficielles reposant sur des sols stratifiés et soumises à un chargement incliné

La capacité portante ultime des fondations est généralement estimée en supposant que le sol est relativement homogène dans les zones de déformation par cisaillement sous la fondation. Lorsque les fondations sont soumises à des charges inclinées, l'influence de la non-homogénéité, y compris l'anisotropie du sol, devient plus importante que sous charge verticale (Meyerhof et Hanna 1978). Les méthodes précédentes d'estimation de la capacité portante des sols stratifiés sous charge verticale (Button 1929 ; Brown et Meyerhof 1969 ; Meyerhof 1974) peuvent facilement être étendues pour couvrir les conditions de charge inclinées. Comme précédemment, deux cas principaux de sous-sols constitués de deux couches seront considérés, à savoir une couche dense ou raide recouvrant un dépôt faible, et une couche meuble ou molle recouvrant un dépôt ferme.

2.3.1 Méthodes classiques

3.3.1.1 Meyerhof et Hanna (1978)

Cette étude est un développement de la théorie de Meyerhof (1974) en prenant en considération tous les cas possibles de caractéristiques des deux couches différentes de sous-sol. Ils ont inclus

également l'effet de l'inclinaison et de l'excentricité sur la capacité portante ultime des semelles filantes, rectangulaires et circulaires. Deux cas de sols constitués de deux couches ont été considérés, le cas une couche de sol raide surmontant un sol mou, et le cas d'une couche molle recouvrant un sol dense.

Dans le cas d'une couche raide recouvrant un dépôt faible, la rupture est considérée comme un problème de soulèvement inversé. À la rupture, une masse de sol, grossièrement en forme de pyramide tronquée, de la couche supérieure est poussée dans la couche inférieure dans la direction approximative de la charge appliquée. Les forces développées sur la surface réelle de rupture par poinçonnement dans la couche supérieure sont la force de cohésion totale C_a et une pression de terre passive totale P_p inclinée d'un angle moyen δ agissant vers le haut sur un plan supposé incliné d'un angle α par rapport à la verticale. Le mécanisme de rupture proposé par les auteurs est présenté sur la figure 2.22.

La composante verticale q_{uv} de la capacité portante q_u , d'une fondation de largeur B encastrée à une profondeur D , est donnée par :

$$q_{uv} = q_u \cos \alpha \quad (2.12)$$

$$q_{uv} = q_{bv} + 2c_a i_a \frac{H}{B} + \gamma_1 H^2 [1 + 2D(\cos \alpha)/H] K_s i_s \frac{\tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_{tv} \quad (2.13)$$

Avec :

α : L'angle d'inclinaison de la charge appliquée ;

K_s : Est le coefficient de résistance au cisaillement par poinçonnement obtenu à partir des graphes de la figure 2.24 en fonction de l'angle de frottement de la couche supérieure ϕ_1 et des rapports $\frac{q_1}{q_2}$, $\frac{\delta}{\phi_1}$ et $\frac{c_a}{c_1}$.

$\frac{\delta}{\phi_1}$ et $\frac{c_a}{c_1}$: Les rapports des paramètres de poinçonnement donnés sur les figures 2.24 et 2.25 respectivement.

Avec : q_1 et q_2 : Sont les capacités portantes des couches supérieure et inférieure respectivement sous un chargement vertical;

i_a et i_s : Les facteurs d'inclinaison proportionnels à C_a et K_s , obtenu de la figure 2.23 ;

H : épaisseur de la couche supérieure sous la semelle ;

γ_1 et γ_2 : Poids volumiques des couches inférieure et supérieure respectivement ;

q_{bv} et q_{tv} : les composantes verticales des charges limites q_b et q_t des couches inférieure et supérieure respectivement :

$$q_{bv} = C_2 N_{c2} i_{c2} s_{c2} + \gamma_1 (D + H) N_{q2} i_{q2} s_{q2} + 0.5 \gamma_2 B N_{\gamma 2} i_{\gamma 2} s_{\gamma 2} \quad (2.14)$$

$$q_{tv} = C_1 N_{c1} i_{c1} s_{c1} + \gamma_1 D N_{q1} i_{q1} s_{q1} + 0.5 \gamma_1 B N_{\gamma 1} i_{\gamma 1} s_{\gamma 1} \quad (2.15)$$

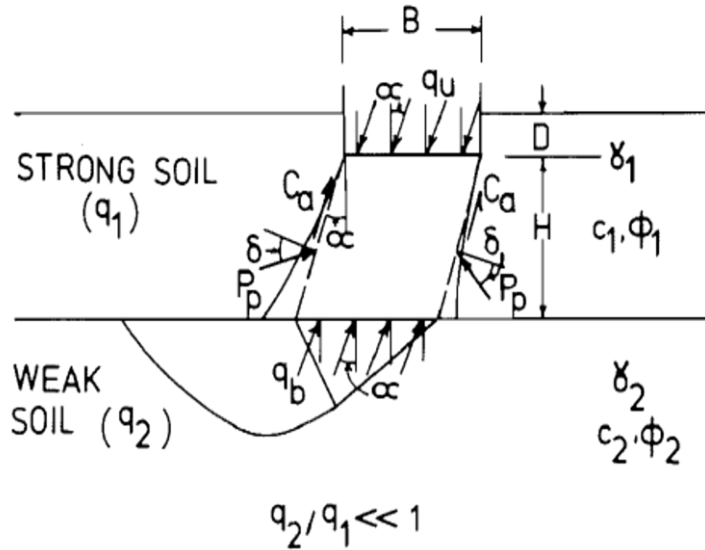


Figure 2.22 Mécanisme de rupture sous une fondation soumise à un chargement incliné et reposant sur une couche rigide surmontant une couche molle (Meyerhof et Hanna1978).

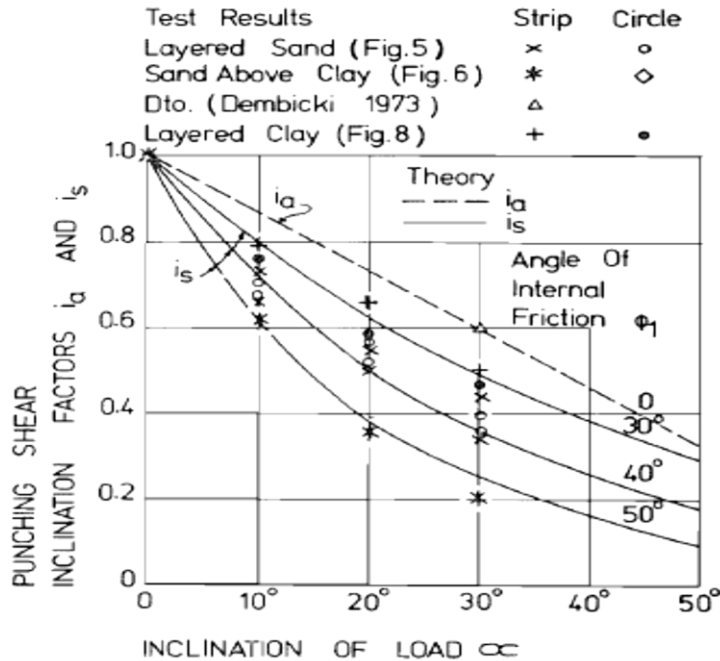


Figure 2.23 Facteur d'inclinaison pour la résistance au poinçonnement (Meyerhof et Hanna1978).

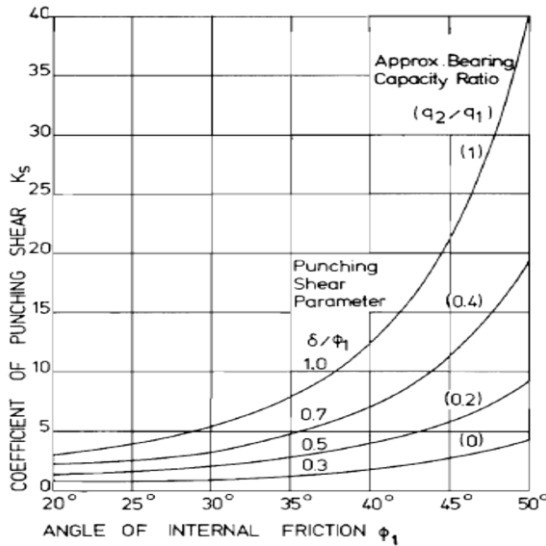


Figure 2.24 Coefficient de résistance au cisaillement par poinçonnement sous une charge verticale (Meyerhof et Hanna 1978).

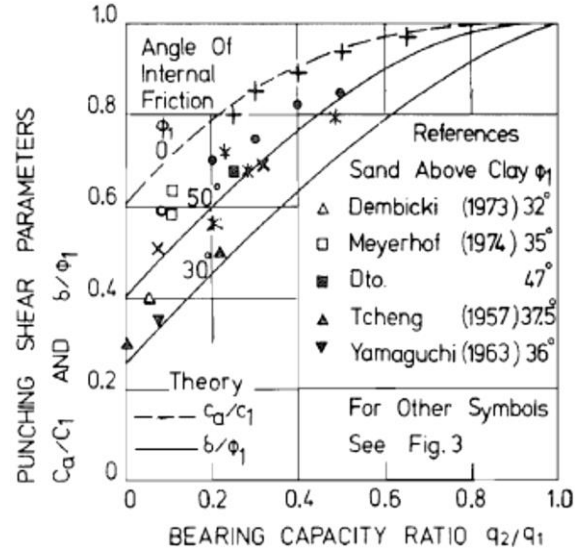


Figure 2.25 Paramètres de résistance au poinçonnement sous charge verticale (Meyerhof et Hanna 1978).

De plus, la capacité portante ultime de la semelle sous une charge inclinée avec une excentricité e peut être estimée en utilisant, dans les équations ci-dessus, une largeur de semelle effective B' (Meyerhof 1953) de :

$$B' = B - 2e \tag{2.16}$$

L'analyse des semelles filantes a été étendue aux semelles circulaires et rectangulaires, et des formules approximatives ont été développées, en tenant compte également du cas des charges excentriques et inclinées. Des essais sur des modèles réduits pour des semelles rugueuses filantes et circulaires sous des charges inclinées ont été effectués en surface et à faible profondeur dans différents cas de sols à deux couches, où un bon accord a été trouvé entre les résultats théoriques et expérimentaux.

Dans le cas d'une couche faible recouvrant un dépôt fort, à la rupture la masse de sol meuble sous la semelle peut faillir latéralement par compression (figure 2.26). Des essais sur modèle ont également été réalisés sur des semelles filantes et circulaires sous charges verticales et inclinées, et les résultats des essais ont été comparés aux résultats théoriques. La capacité portante peut être estimée par la formule semi-empirique approximative suivante :

$$q_{uv} = q_{tv} + (q_{bv} - q_{tv})(1 - H/H_f) \geq q_{tv} \tag{2.17}$$

Où : q_{uv} : La composante verticale de la capacité portante q_u ;

q_{bv} et q_{tv} : Les composantes verticales des charges limites q_b et q_t des couches d'argile et de sable respectivement :

α : L'angle d'inclinaison de la charge appliquée ;

i_s : Le facteur d'inclinaison obtenu de la figure 2.28 ;

K_s : Le coefficient de poinçonnement obtenu à partir des graphes de la figure 2.28 en fonction de l'angle de frottement de la couche de sable et le rapport q_1/q_2 ;

Avec : $q_1 = 0.5\gamma_1BN_\gamma$ (pour un sable supérieure homogène) ;

$$q_2 = CN_c \text{ (pour une argile inférieure homogène).}$$

H : Epaisseur de la couche sable sous la base de la fondation ;

γ_1 : Poids volumique de la couche de sable.

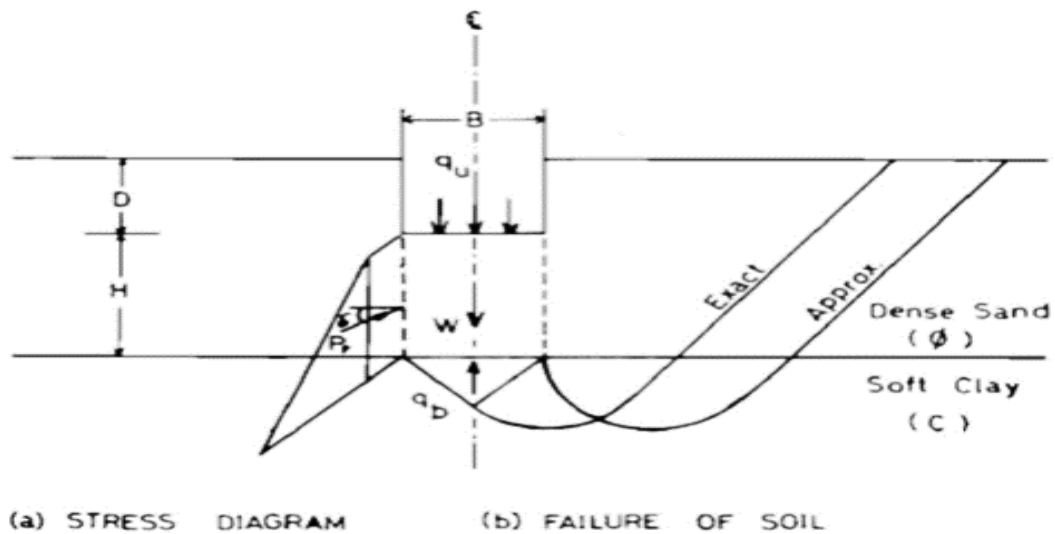


Figure 2.27 Mécanisme de rupture et diagramme des contraintes sous une fondation soumise à un chargement vertical et reposant sur un bicouche sableux argileux (Hanna et Meyerhof 1980).

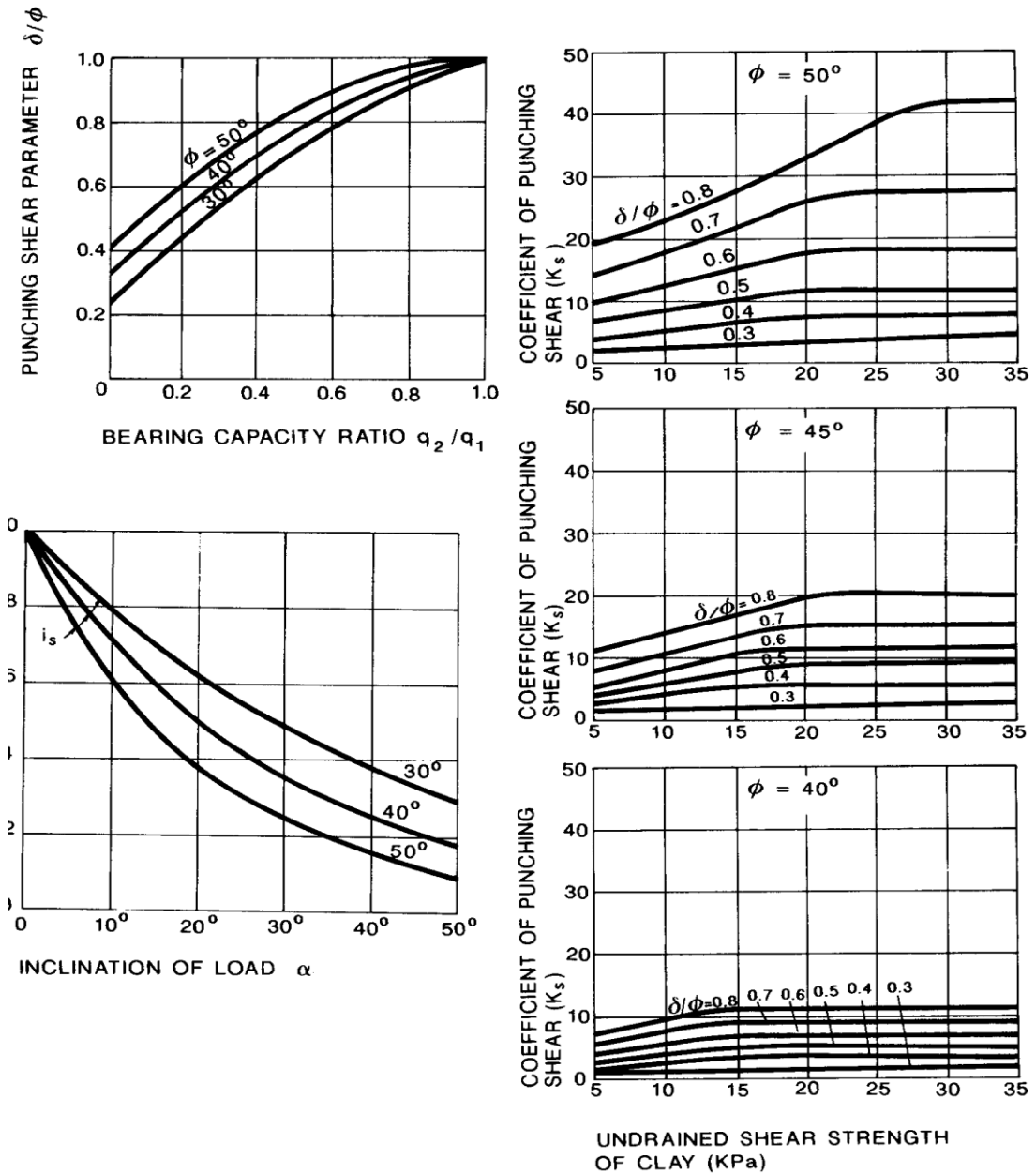


Figure 2.28 Cartes graphiques utilisées pour le calcul de la capacité portante d'un sol stratifié (Hanna et Meyerhof 1980).

Outre les travaux de *Meyerhof et Hanna (1978)* et *Hanna et Meyerhof (1980)* cités ci-dessus, les travaux disponibles sur le problème de la capacité portante des fondations sur des sols stratifiés et soumises à des chargements inclinés sont très limités dans la littérature, à l'exception des travaux de *Georgiadis et Michalopoulos (1985)*, *Youssef-Abdel Massih et al (2005)*, *Gang Zheng et al (2019)* et *DUTTA et al (2022)*.

La figure 2.31 montre un exemple de carte de calcul de la capacité portante en fonction de h_1/B (h_1 est l'épaisseur de la couche supérieure) et la résistance au cisaillement de la couche inférieure $C_u/\gamma B$ pour un angle de frottement $\phi=30^\circ$ et une inclinaison de la charge $\alpha=5^\circ$.

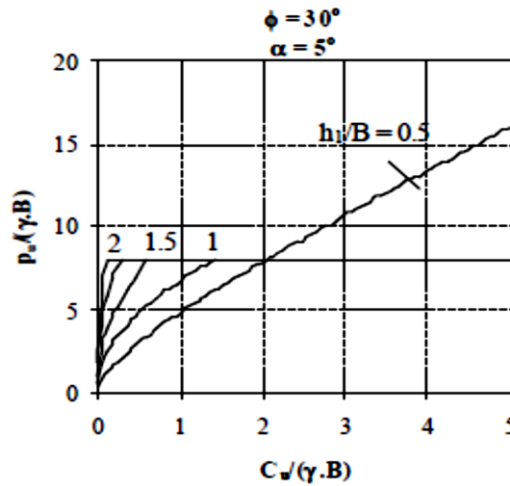


Figure 2.31 Exemple de chartes de conception de la capacité portante (Youssef-Abdel Massih et al 2005).

Gang Zheng et al (2019) ont utilisé la méthode dite Optimisation de la mise en page de la discontinuité DLO (Discontinuity Layout Optimisation) pour étudier la capacité portante et les mécanismes de rupture d'une semelle filante sur un sable surmontant une couche d'argile et soumise à un chargement incliné.

Récemment, *DUTTA et al (2022)* ont utilisé l'approche de l'équilibre limite pour la détermination de la capacité portante des semelles filantes posées sur du sable reposant sur de l'argile et à des charges inclinées. Une étude paramétrique a été menée pour mettre en évidence l'effet de divers paramètres tels que : i) l'épaisseur de la couche de sable supérieure, ii) la profondeur d'encastrement de la semelle, iii) l'angle de frottement du sable et la cohésion de l'argile, et iv) l'inclinaison de la charge appliquée.

Dans l'étude *DUTTA et al (2022)*, une formule analytique a été dérivée en suivant le mécanisme de répartition de la charge représenté la figure (2.32) et la méthodologie d'équilibre limite. L'équation de capacité portante dérivée était en accord avec la littérature pour une semelle chargée verticalement. Cependant, une certaine dispersion a été observée pour la semelle soumise à des charges inclinées, ce qui peut être attribué à la différence des hypothèses imposées.

comme une fondation reposant sur un sol homogène avec une résistance au cisaillement de la couche supérieure C_{u1} . Dans cet article, le seuil est défini comme le rapport de profondeur critique, Dep_{cr} , est présenté dans le Tableau 1.

Les enveloppes de rupture pour $H_1/B = 1.0$, sont décrites à la figure 2.33 (l). Comme on peut le voir, ils se dilatent avec l'augmentation du rapport de résistance et font de l'enveloppe de $C_{u1}/C_{u2} = 1,0$ une limite inférieure. L'ensemble de l'enveloppe dans l'espace de chargement VHM est illustré la figure 2.34.

Tableau 2.1 Valeurs critique du rapport de profondeur Dep_{cr} (Zhan 2011).

c_{u1} / c_{u2}	1.25	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	6	7	8
Dep_{cr}	0.97	1.13	1.31	1.56	1.69	1.81	1.94	2.06	2.13	2.31	2.44	2.56

Mécanismes de rupture

Les modes de rupture pour différentes inclinaisons de chargement sont présentés sur la figure 2.35 pour $H_1/B = 1.0$ et $C_{u1}/C_{u2} = 4.0$. Cette figure montre que les ruptures sous forme de glissement, se concentrent principalement sur l'interface entre la semelle et le sol lorsque $V/V_{ult} \leq 0,4$. Alors qu'un plan de fracture unilatéral par cisaillement en arc s'étendant jusqu'au sous-sol se produit du côté droit de la semelle pour $V/V_{ult} \geq 0.6$, ce qui indique que le mode de rupture est passé d'une rupture par glissement à une rupture par cisaillement.

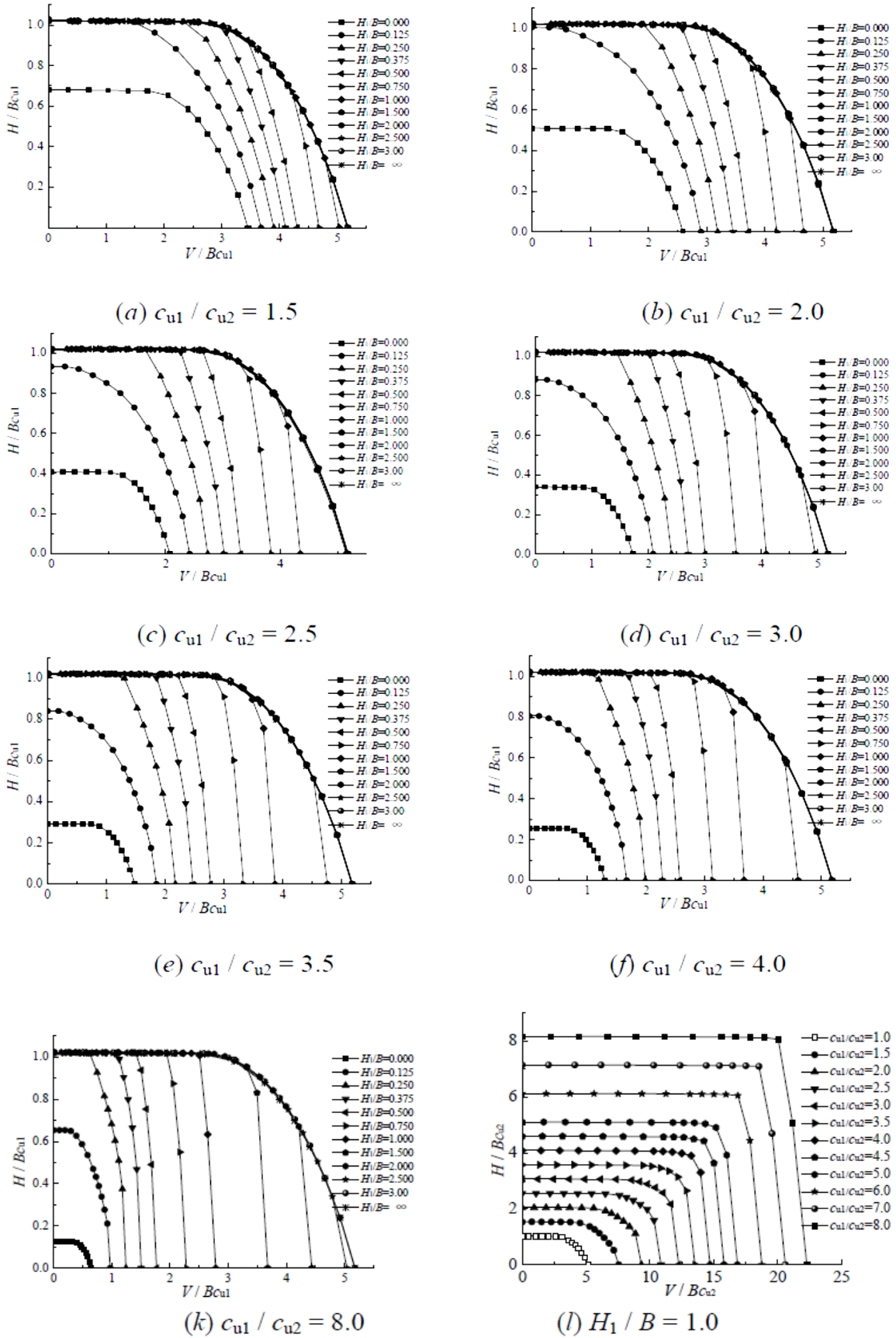


Figure 1.33 Courbes enveloppes de rupture d'une fondation sur deux couches d'argiles et soumise à un chargement incliné (Zhan 2011).

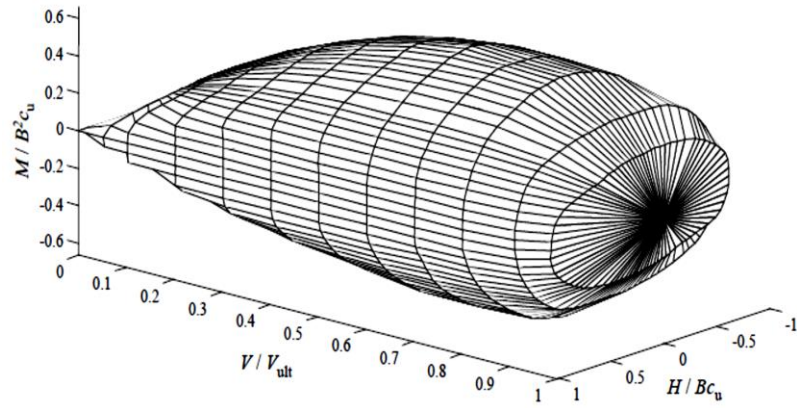


Figure 2.34 Les courbes enveloppe de rupture d'une fondation sur un sol stratifié dans l'espace de VHM (Zhan 2011).

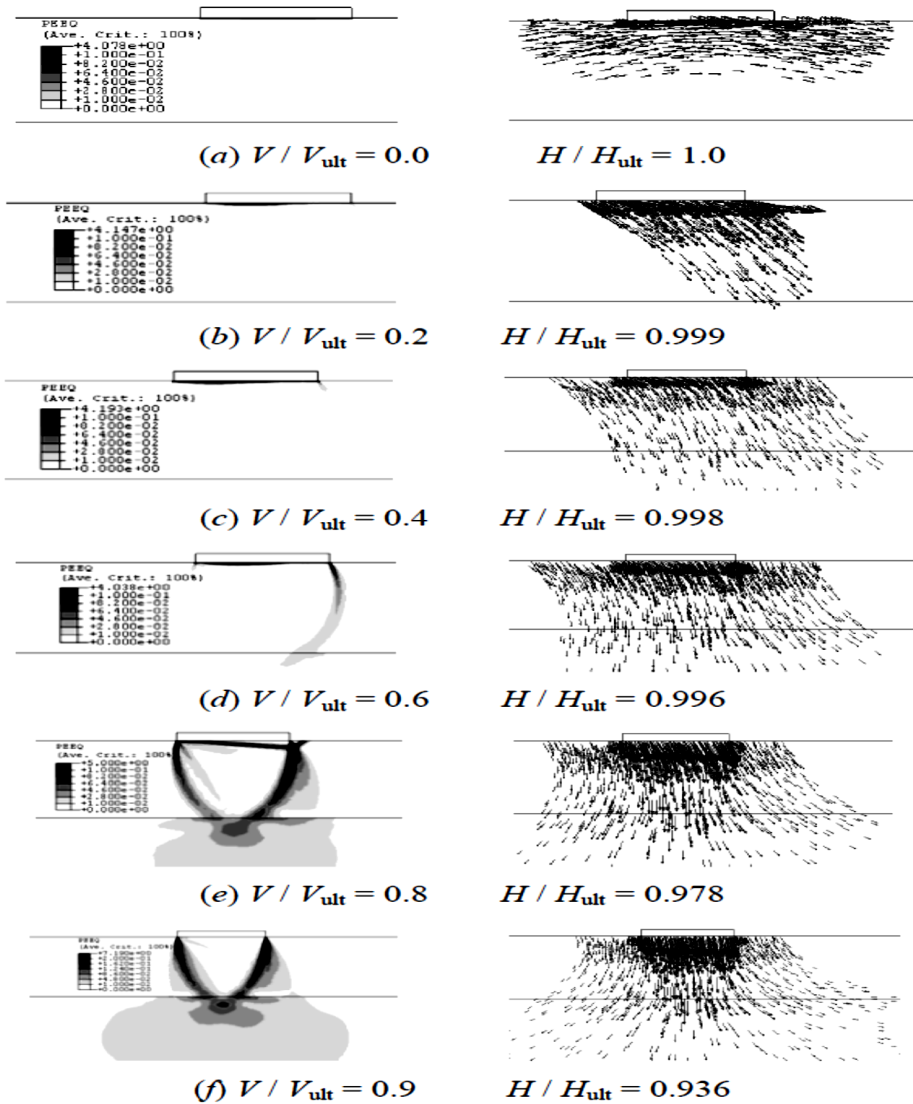


Figure 2.35 Modes de rupture d'une fondation sur deux couches d'argiles ($H_i/B=1.0$, $C_{u1}/C_{u2}=4.0$) (Zhan 2011).

2.3.2.2 Rao et al. (2015)

Rao et al. (2015) ont utilisé une analyse de borne inférieure en conjonction avec des éléments finis et la programmation conique du second ordre (SOCP) pour déterminer la capacité portante d'une semelle filante rigide placée sur une argile à deux couches et soumise à une charge inclinée ou excentrique. Les résultats numériques sont présentés sous la forme d'enveloppes de rupture dans l'espace de chargement (H, M, V). Ces courbes définissent une région à l'intérieur de laquelle toutes les combinaisons de chargement admissibles doivent se trouver. En d'autres termes, ce sont des états limites ultimes qui peuvent être appliqués à la conception.

Rao et al. (2015) ont d'abord présentés les résultats de la capacité portante ultime sous une charge verticale pour validation du modèle et quelques nouvelles expressions de la capacité portante verticale sont proposées par les auteurs pour ajuster les résultats de la borne inférieure de la capacité portante des semelles filantes sur argile à deux couches.

Les courbes enveloppes de rupture calculées par Rao et al. (2015) sont représentées en termes de charges sans dimension ($h' = H/BC_{u1}$ et $v' = V/BC_{u1}$) et de charges normalisées ($h = H/H_{ult}$ et $v = V/V_{ult}$) sur les figures 2.36 et 2.37 respectivement. Ici, V et H sont les composantes verticale et horizontale de la charge appliquée, V_{ult} est la capacité portante verticale, qui varie pour chaque courbe et H_{ult} est la capacité portante horizontale, qui dépend uniquement de la largeur de la semelle B et de la résistance au cisaillement C_{u1} de la couche supérieure du sol. Par conséquent, H_{ult} est égal à BC_{u1} quel que soit le degré de non-homogénéité de la résistance du sol dans la direction verticale.

Les courbes enveloppes ont été calculées pour toutes les combinaisons de paramètres : $C_{u1}/C_{u2} = 0,2, 1, 2, 3$ et 4 ; et $D/B = 0,25, 0,5, 1$ et 2 , où C_{u1} et C_{u2} sont les résistances au cisaillement non drainé de l'argile supérieure et inférieure, respectivement, D est l'épaisseur de la couche d'argile supérieure et B est la largeur de la semelle.

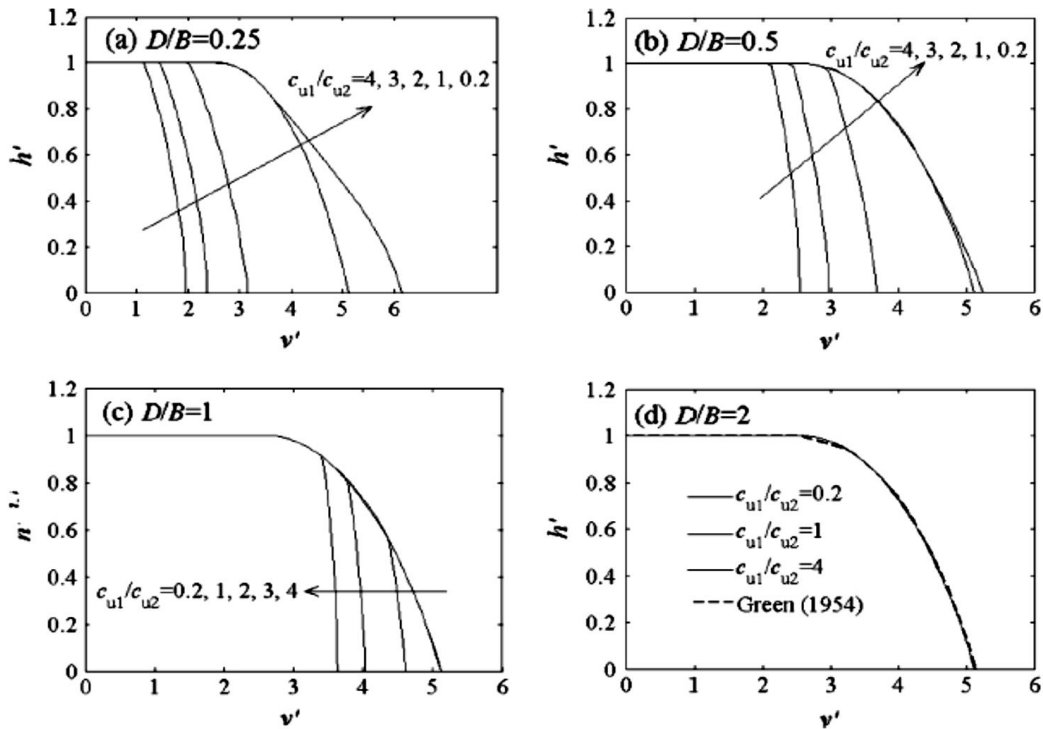


Figure 2.36 Les courbes enveloppe de rupture dans le plan HV en termes de $h' = H/BC_{u1}$ et $v' = V/BC_{u1}$ (Rao et al. 2015).

Sur la base des résultats de l'étude numérique présentée dans cet article, les auteurs ont arrivé aux conclusions suivantes :

- 1) La taille et la forme des enveloppes de rupture dépendent du rapport de résistance au cisaillement non drainé (C_{u1}/C_{u2}) et de l'épaisseur normalisée D/B de la couche d'argile supérieure.
- 2) Pour les semelles sur argile molle recouvrant de l'argile raide (c'est-à-dire $C_{u1} < C_{u2}$), l'enveloppe de rupture en termes de charges sans dimension $h' = H/BC_{u1}$ et $v' = V/BC_{u1}$ peut être décrite par l'enveloppe de rupture pour $C_{u1} = C_{u2}$ (figure 2.36).
- 3) Pour les semelles sur argile raide recouvrant de l'argile molle (c'est-à-dire $C_{u1} > C_{u2}$), le rapport de résistance au cisaillement non drainé C_{u1}/C_{u2} et l'épaisseur D/B de la couche de sol supérieure peuvent affecter de manière significative la forme des enveloppes de rupture. Étant donné que les enveloppes de rupture dans l'espace de charge VH varient de manière assez complexe avec C_{u1}/C_{u2} et D/B , aucune expression simple n'a été trouvée.

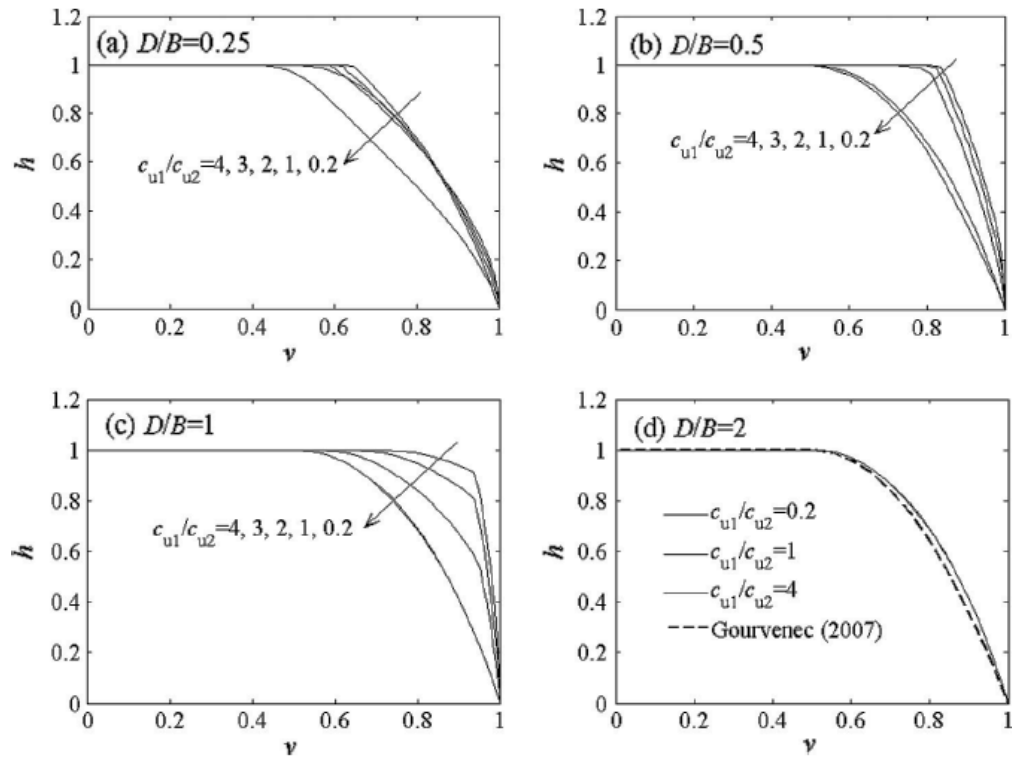


Figure 2.37 Les courbes enveloppe de rupture dans le plan HV en termes de $h=H/H_{ult}$ and $v=V/V_{ult}$. (Rao et al. 2015).

Les champs de vitesse de déplacement sont également étudiés pour montrer la rupture d'une semelle filante sur argile bicouche soumise à des chargements combinés. La figure 2.38 présente le mécanisme de rupture pour $\alpha=15^\circ$. Ce mécanisme est similaire au mécanisme utilisé dans la méthode des caractéristiques de Hansen (1970).

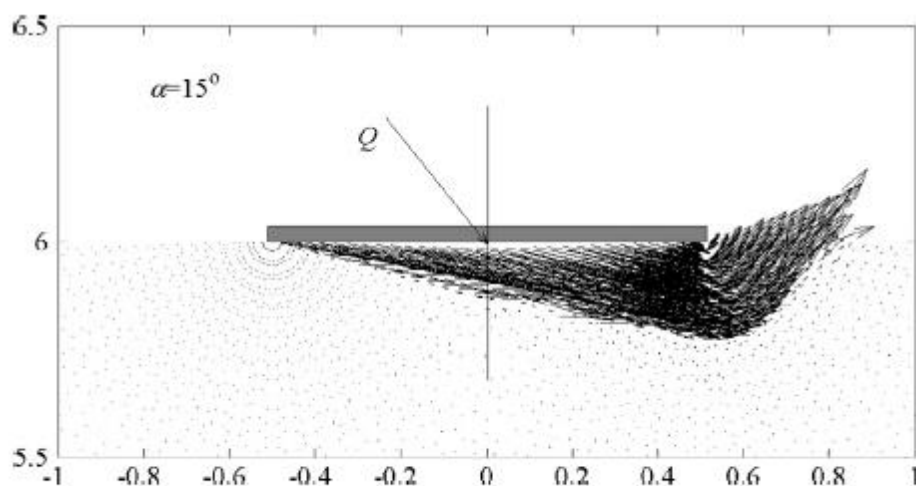


Figure 2.38 Mécanisme de rupture sous charge inclinée (Rao et al. 2015).

2.4 Conclusion

Un examen attentif de la littérature indique que la majorité des solutions disponibles relatives à l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles sur des sols stratifiés traite le problème des fondations soumises à une charge verticale. Cette étude bibliographique a permis de constater que peu d'études ont été effectuées sur les semelles reposant sur des sols stratifiés sous chargement incliné.

Les solutions de la capacité portante des semelles filantes sur argile à deux couches avec différentes résistances au cisaillement non drainées sous chargement incliné ont été présentées par Zhan (2011) et Rao et al. (2015) en utilisant la méthode des éléments finis. Il est à noter qu'aucune recherche n'a été publiée sur des modèles numériques pour examiner l'effet de l'inclinaison de chargement sur un sol formé d'une couche de sable surmontant une couche d'argile. La présente étude est une modeste tentative pour contiribuer à combler cette lacune.

CHAPITRE 3

PRESENTATION ET VALIDATION DU MODELE NUMERIQUE UTILISE

3.1 Introduction

La capacité portante des fondations superficielles est l'un des problèmes les plus courants en géotechnique. Les théories existantes supposent que le sol supportant la fondation est homogène et s'étend sur une grande profondeur sous de la fondation ; cependant, il est possible de rencontrer une couche rigide à faible profondeur, ou un sol stratifié avec des couches de caractéristiques mécaniques différentes. Le cas d'un sol composé de deux couches en considérant l'une de résistance faible et l'autre de résistance élevée, montre bien l'importance de ce type de problème. Si la fondation est posée sur la surface d'un sol formé de deux couches où l'épaisseur de la couche supérieure est plus grande que la largeur de fondation, la capacité portante est estimée en utilisant les caractéristiques de la couche supérieure. Par contre, si l'épaisseur de la couche supérieure est comparable avec la largeur de la fondation, la zone influencée peut être étendue jusqu'à la couche inférieure, et dans ce cas il faut prendre en considération les caractéristiques des deux couches. Pour étudier ce problème, personne ne contestera l'intérêt d'utiliser les moyens « moderne » qui permettent l'emploi des programmes sur ordinateur, et qui, par la disparition des hypothèses simplificatrices, surtout pour les terrains naturels stratifiés, sont plus en plus fiables que les méthodes classiques d'équilibre limite.

Nous avons simulé numériquement en 2D le comportement d'une fondation superficielle continue reposant sur un sol formé de deux couches de résistances différentes et soumise à une charge inclinée en utilisant le logiciel professionnel en différences finies FLAC^{2D} version 5.0 (2005).

Ce chapitre est donc consacré à la présentation du modèle numérique proposé dans cette étude, présentation de l'outil numérique FLAC ainsi que le modèle de comportement utilisé. Enfin quelques résultats numériques sont donnés et discutés afin de valider le modèle proposé.

3.2 Présentation du problème étudié

Dans la présente étude, on s'intéresse à la détermination de la charge ultime du système représenté sur la Figure 3.1. Ainsi, on considère une semelle superficielle continue, de largeur $B=2\text{m}$, reposant directement sur la surface d'un sol formé de deux couches de résistances différentes (figure 3.1). Deux cas sont considérés :

- 1) Deux couches d'argile de résistances différentes (C_{u1} et C_{u2}).
- 2) Une couche de sable surmontant une couche d'argile.

La semelle rigide est soumise à l'action d'une charge inclinée et centrée R . Cette charge caractérisée par son inclinaison α , peut également être représenté par deux forces statiques : une force verticale V ($V = R \cos\alpha$), et une force horizontale H ($H = R \sin\alpha$), comme indiqué sur la figure 3.1.

Toutes les combinaisons possibles de la charge verticale V et de la charge horizontale H , provoquant la rupture de la semelle, délimitent la courbe enveloppe de rupture, qui peut s'écrire sous la forme d'une fonction $f(V, H)$.

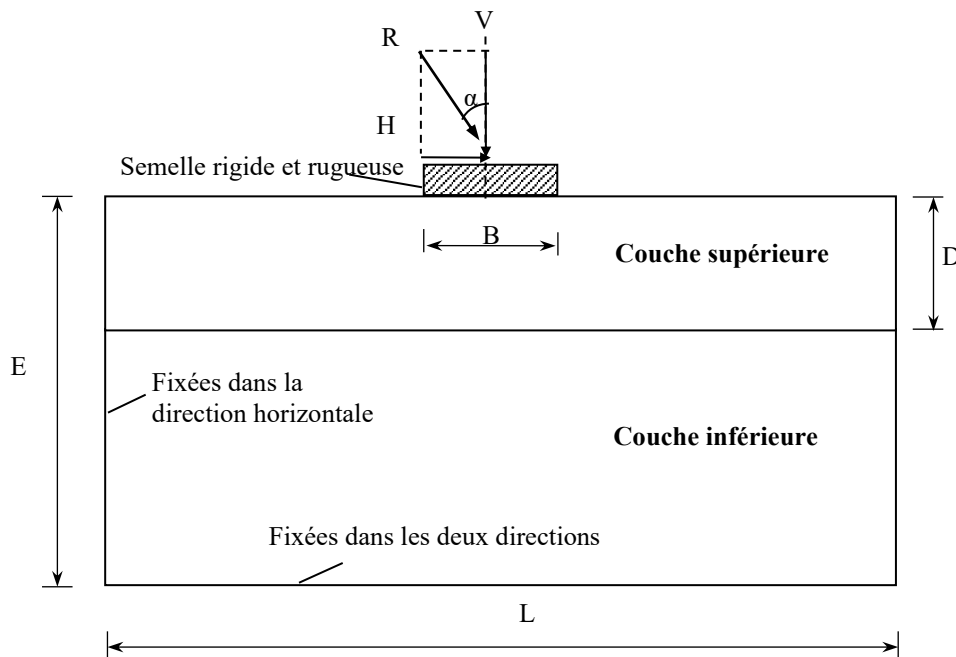


Figure 3.1 Cas étudié.

3.3 Simulation numérique

Le code FLAC en différences finies explicites est utilisé pour effectuer une étude paramétrique de l'influence l'inclinaison de la charge sur la portance d'une semelle filante sur un sol bicouche argileux (problème de la figure 3.1).

Le comportement du massif de sol est décrit par une loi élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, inclus dans le logiciel FLAC. Ce modèle est caractérisé par un module d'Young E et un coefficient de Poisson ν , un poids volumique γ , une cohésion C , un angle de frottement ϕ et un angle de dilatance ψ . Il est à noter que les valeurs du module de Young E et du coefficient de Poisson ν (équivalent à un module de cisaillement G et du module de volumique K) affectent le tassement de la semelle mais ont un effet non significatif sur la capacité portante (Edwards et al. 2005, Mabrouki et al. 2010).

La semelle en béton est considérée comme rigide, son comportement est régi par une loi élastique linéaire avec un module de Young $E=30$ GPa et un coefficient de Poisson $\nu = 0,2$. La base de la semelle rigide est considérée comme infiniment longue pour permettre l'analyse en déformation plane. Dans tous les calculs décrits dans cette thèse, la base de la semelle est supposée être parfaitement rugueuse. L'hypothèse selon laquelle l'interface est entièrement rugueuse est considérée comme réaliste parce que les semelles de béton coulées sur le sol forment une interface très rugueuse.

L'ensemble du domaine du sol a été considéré en raison de la charge asymétrique. Afin de tester l'influence de la taille du modèle, le nombre d'éléments et la vitesse de chargement sur la capacité portante, de nombreuses analyses numériques ont été effectuées avec une semelle filante de largeur $B = 2$ m. Toutes les analyses ont été basées sur des maillages de dimensions $20B$ par $40B$. La figure 3.2 montre le maillage retenu pour toute l'étude numérique. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux pour les limites latérales et les déplacements horizontaux et verticaux de la limite inférieure. Un raffinement local du maillage a été effectué au voisinage de la semelle et sous sa base, à cause de la forte concentration des contraintes. Il est à noter que la taille du modèle est adoptée de façon à éviter toute source de perturbation dans la formation des mécanismes de rupture dans le sol.

Pour simuler la charges limite verticale (ou horizontale) qui agit sur la fondation, dans chaque calcul, un ensemble de déplacements verticaux (ou horizontaux) a été appliqué par incréments aux nœuds de la base de la semelle. La capacité portante a été obtenue dans chaque cas à partir de la valeur limite de la pression de la semelle qui s'est développée à mesure que le déplacement de la semelle augmentait. La pression résultante de la semelle a été obtenue en additionnant les charges nodales verticales (ou horizontales) à la base de la semelle, puis la

résultante est divisée par la largeur de la semelle B. Pour la simulation de la capacité portante sous charges inclinées, la technique de chargement « probe » a été adoptée (voir section 3.3.4).

Une vitesse de chargement optimale doit être choisie afin d'atteindre une valeur de pression ultime avec un temps de calcul raisonnable. Plusieurs tests ont été effectués pour choisir la vitesse optimale, car le temps de simulation et la vitesse d'analyse sont une partie très importante de la modélisation numérique, et ne doivent pas non plus affecter la précision des résultats. Enfin, la vitesse verticale choisie pour toutes les analyses est de 2×10^{-7} m/pas.

Pour modéliser le contact entre le sol et la base de la semelle, des éléments d'interface sont utilisés. Le code FLAC fournit un modèle d'interface régi par le critère de Coulomb limitant la force de cisaillement qui agit au nœud d'interface (voir section 3.4). Ce modèle est caractérisé par une raideur normale $K_n = 2 \times 10^9$ Pa/m et une raideur de cisaillement $K_s = 2 \times 10^9$ Pa/m, on note que ces paramètres n'ont pas d'influence sur la charge de rupture. Pour modéliser une interface rugueuse, les mêmes valeurs de cohésion et d'angle de frottement de la couche supérieure ont été affectées aux éléments d'interface. Pour modéliser une fondation parfaitement lisse, tous les paramètres sont considérés nuls.

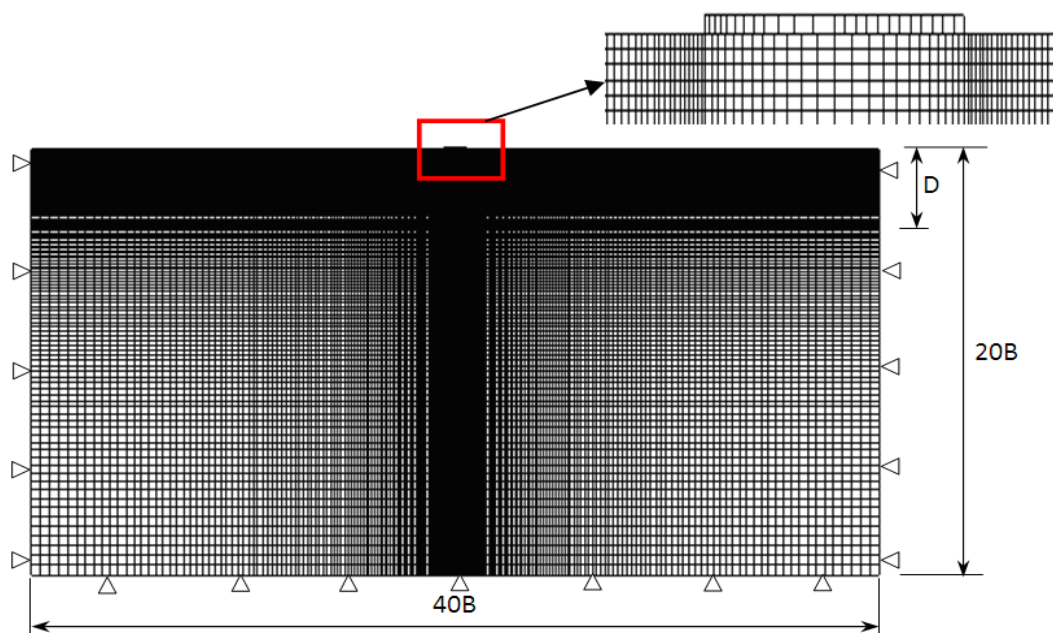


Figure 3.2 Maillage et conditions aux limites pour l'analyse d'une semelle filante sous chargement incliné.

3.3.1 Présentation de l'outil numérique FLAC^{2D}

FLAC^{2D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un Code de simulation numérique bidimensionnel en différences finies explicites développé par la société américaine ITASCA Consulting Group. Ce programme est utilisé dans l'analyse, la vérification et la conception par les ingénieurs spécialisés en géotechnique, génie civil et génie minier. **FLAC** simule le comportement des structures en sols, en roches ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte. Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon sa description par une loi contrainte/déformation linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s'écouler, et le maillage peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau qu'il représente.

FLAC contient plusieurs modèles de comportement des sols incorporés : le modèle nul qui présente une cavité ou une excavation dans un maillage, le modèle élastique isotrope, le modèle élastique transversalement isotrope, et des modèles de plasticité (Drucker-Prager, Mohr-Coulomb, Mohr-Coulomb avec la présence des joints, écrouissage positif/ négatif, double surface d'écoulement et Cam-clay modifié). Il intègre aussi, des éléments d'interface et de structures (poutre, soutènement, câble, pieu, boulon d'ancrage,...), des représentations de la distribution statistique des propriétés, un remaillage automatique et un macrolangage intégré (*FISH*) qui permet de fabriquer des procédures adaptées aux problèmes étudiés.

3.3.2 Présentation du modèle de comportement utilisé

Plusieurs modèles sophistiqués du comportement des sols sont récemment développés et validés sur des essais classiques en laboratoire. Vu que les sols traités dans ce travail présentent des mécanismes de rupture gouvernés par le cisaillement, le modèle élasto-plastique parfait de Mohr-Coulomb largement connu et utilisé dans la simulation des ouvrages géotechniques a été retenu. Ce modèle présente l'avantage de nécessiter peu de paramètres dont la signification est bien représentée.

3.3.2.1 Comportement élasto-plastique parfait

Les modèles élasto-plastiques parfaits sont basés sur deux notions fondamentales : (1) surface de charge, (2) règle d'écoulement.

3.3.2.2 Notion de surface de charge

Dans le cas de sollicitation multiaxiale, le seuil de plasticité est remplacé par une surface caractérisée par une fonction scalaire appelée fonction de charge.

$$f(\sigma_{ij}) = 0 \quad (3.1)$$

Avec σ_{ij} : tenseur des contraintes.

Cette fonction décrit dans l'espace des contraintes, une surface, dite surface de charge ou d'écoulement. Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $f(\sigma_{ij}) = 0$, deux cas de comportement élasto-plastique sont possibles : la surface de charge f n'évolue pas (modèle élasto-plastique parfait) et la surface f évolue au cours du chargement (modèle élasto-plastique avec écrouissage).

Si $f(\sigma_{ij}) < 0$: c'est l'intérieur de la surface, le domaine est élastique.

Si $f(\sigma_{ij}) = 0$: les déformations élastiques peuvent être éventuellement accompagnées de déformations plastiques.

Si $f(\sigma_{ij}) > 0$: c'est un état de contraintes physiquement impossible en élasto-plasticité.

3.3.2.3 Notion de règle d'écoulement

En élasto-plasticité, l'incrément total de déformation peut être divisé en une partie élastique et une partie plastique. Les axes principaux pour les incréments de déformation élastique et plastique sont pris coaxiaux avec les axes principaux de contraintes (valable uniquement si les déformations élastiques de cisaillement sont petites devant les déformations plastiques), l'incrément de déformation total est exprimé par :

$$\Delta e_i = \Delta e_i^e + \Delta e_i^{ps} \quad (3.2)$$

Avec $i = 1 ; 3$, indice de direction

La loi d'écoulement par cisaillement nous donne :

$$\Delta e_i^{ps} = \lambda_s \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} \quad (3.3)$$

Avec $\lambda_s \geq 0$ est le multiplicateur de plasticité, qui caractérise l'amplitude de la déformation plastique.

La loi d'écoulement par cisaillement est non associée si $g \neq f$, avec g : le potentiel plastique, en pratique il a la même forme que la fonction de charge f , mais l'angle de frottement interne φ est remplacé par ψ avec $\psi =$ angle de dilatance.

$$g = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (3.4)$$

$$\text{Avec} \quad N_\psi = (1 + \sin \psi)/(1 - \sin \psi) \quad (3.5)$$

3.3.2.4 Critère élasto-plastiques parfaits de Mohr-Coulomb

Coulomb proposa en 1773 le premier modèle de plasticité en mécanique des sols. Il est maintenant encore couramment utilisé pour les matériaux qui s'écoulent par cisaillement, il se compose de deux droites symétriques dans le plan de Mohr (σ, τ) (figure 3.3-a).

Ce critère est donné par la relation :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (3.6)$$

Où : τ et σ représentent la contrainte de cisaillement et la contrainte normale sur le plan physique à travers lesquelles la rupture du matériau se produit.

φ : angle de frottement interne du sol.

C : cohésion du sol.

Si une rupture doit se produire pour une combinaison de contraintes principales $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$, le cercle de contrainte critique de Mohr, dérivé de σ_1 et σ_3 doit être une tangente à cette ligne. Par conséquent, les valeurs de τ et σ peuvent être liées aux contraintes principales σ_1 et σ_3 en considérant la géométrie des triangles :

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos \varphi \quad (3.7)$$

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin \varphi \quad (3.8)$$

Remplaçons ces relations dans l'équation 3.6 on obtient :

$$\sigma_1(1 - \sin \varphi) - \sigma_3(1 + \sin \varphi) = 2c \cos \varphi \quad (3.9)$$

La surface de charge s'écrit donc sous la forme :

$$f = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \quad (3.10)$$

Notons que f ne dépend pas de la contrainte principale intermédiaire σ_2 .

Dans l'espace des contraintes, la surface définie par ce critère est une pyramide à base hexagonale et de révolution l'axe méridien de l'espace (figure 3.3-b).

Le critère de Tresca est obtenu en posant $\varphi = 0$ dans l'équation 3.10, on obtient alors :

$$f = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2c = 0 \quad (3.11)$$

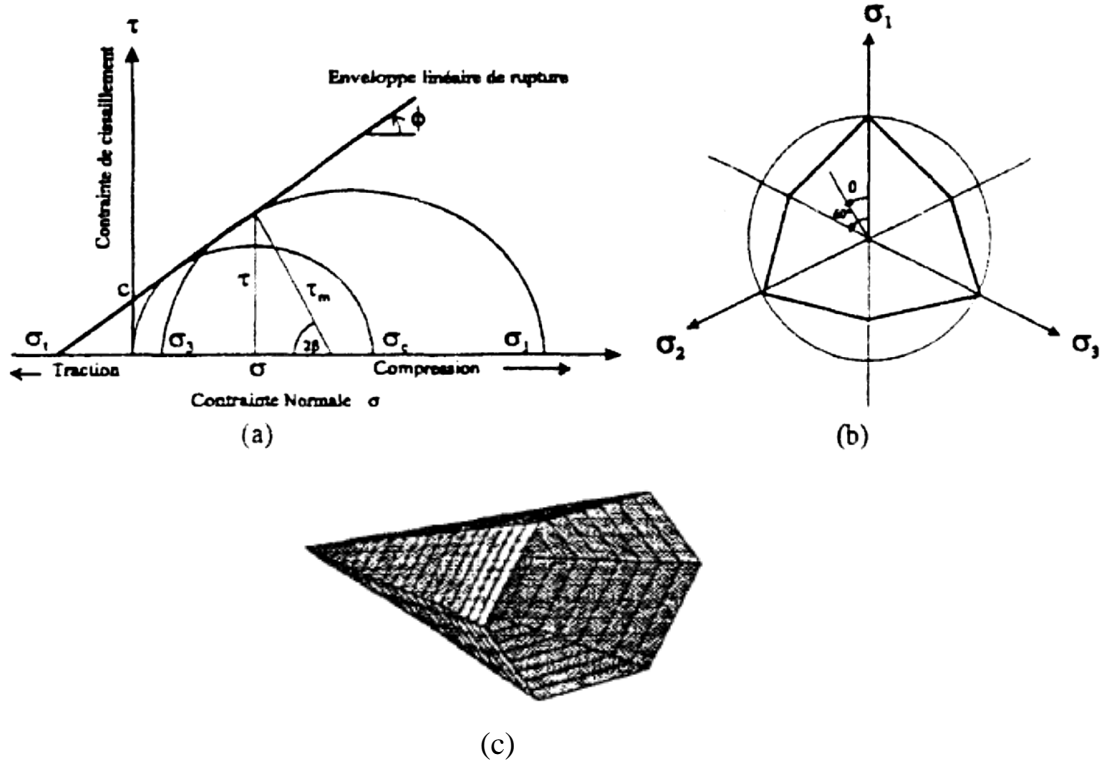


Figure.3.3 Critère de Mohr-Coulomb : a) représentation dans le plan τ - σ ; b) plan déviatorique ; c) représentation dans l'espace des contrainte principales (Lee 1994).

3.3.3 Élément d'interface

Les éléments d'interfaces sol-structure sont des éléments utilisés pour représenter le comportement des zones de localisation des déformations (en cisaillement ou en traction) entre la surface de la structure et le volume du sol. L'interface est donc le lieu de transmission des contraintes et des déformations.

Les éléments d'interface intégré dans FLAC^{2D} sont attachés à une limite de zone par l'intermédiaire de nœuds d'interface, comme le montre la figure 3.4. FLAC^{2D} simule la relation entre la contrainte de cisaillement et le déplacement de cisaillement par un critère de résistance au cisaillement de Coulomb linéaire élastique-parfaitement plastique qui limite la force de cisaillement agissant au niveau d'un nœud d'interface, par la relation suivante :

$$F_{smax} = CL + \tan\varphi F_n \quad (3.12)$$

Où : C = cohésion le long de l'interface, L = longueur de contact effective (Figure 3.4) et φ = angle de frottement des surfaces d'interface.

Si le critère est satisfait (c'est-à-dire si $|F_s| \geq F_{smax}$), alors $F_s = F_{smax}$, avec le signe du cisaillement conservé.

Le modèle de comportement est défini aussi par les rigidités, normale et de cisaillement (k_n et k_s), les résistances à la traction et au cisaillement (σ_t et S_s). De plus, l'interface peut se dilater au début du glissement (glissement non élastique). La dilatation est régie dans le modèle de Coulomb par un angle de dilatation spécifié, ψ .

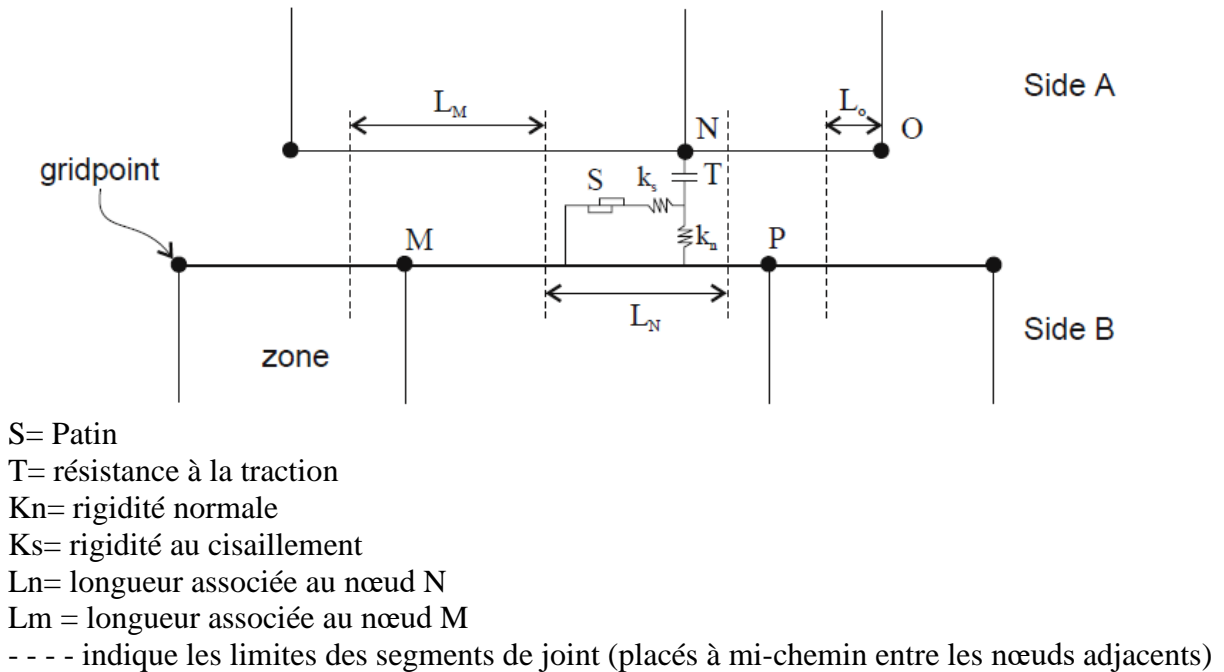


Figure 3.4 Schéma de l'élément d'interface (FLAC 2005).

L'attribution des propriétés mécaniques (en particulier la rigidité) à une interface dépend de la manière dans laquelle l'interface est employée. Il est tentant de donner une valeur très élevée aux raideurs pour éviter les mouvements sur l'interface. Cependant, FLAC recommande d'utiliser la rigidité la plus faible compatible avec une petite déformation d'interface. Une bonne règle empirique est que k_n et k_s soient fixés à dix fois la rigidité équivalente de la zone voisine la plus rigide. La rigidité apparente (exprimée en unités de contrainte par distance) d'une zone dans la direction normale est :

$$\max \left[\frac{\left(K + \frac{4}{3} G \right)}{\Delta Z_{\min}} \right]$$

Où K et G sont les modules volumique et de cisaillement respectivement ; et ΔZ_{\min} est la plus petite largeur d'une zone adjacente dans la direction normale (Figure 3.5)

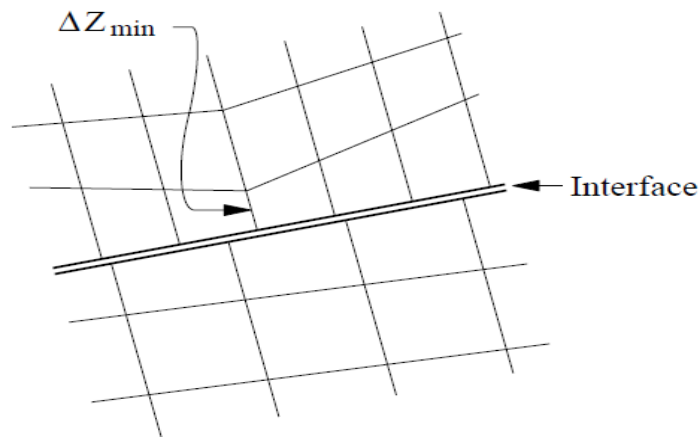


Figure 3.5 Dimension de zone utilisée dans le calcul de rigidité (Flac 2005).

3.3.4 Technique de chargement

Dans la présente étude la technique de chargement dite « probe » est utilisée pour la simulation de la capacité portante d'une fondation superficielle sous chargement incliné (Bransby et Randolph, 1998, Gourvenec et Randolph 2003). Comme l'indique la figure 3.6 cette méthode consiste à appliquer une charge verticale V (inférieure à la capacité portante verticale ultime V_0) sur la semelle jusqu'à l'équilibre du modèle. Ensuite, une vitesse horizontale contrôlée est appliquée aux nœuds de la base de la fondation jusqu'à la mobilisation de la contrainte de cisaillement limite sous la fondation. Chaque test « prob », ne peut obtenir qu'un seul point sur la courbe enveloppe de rupture. Durant l'application de la charge horizontale par vitesse dans le code FLAC, la valeur d'inclinaison de la charge (α) n'est pas connue a priori ; elle représente une variable de sortie. Loukidis et al. (2008) donne plus de détails concernant les différentes techniques de chargement combiné des fondations superficielles.

Dans cette étude la charge verticale V est appliquée sous forme de Rapport V/V_0 égale = (0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 et 1)

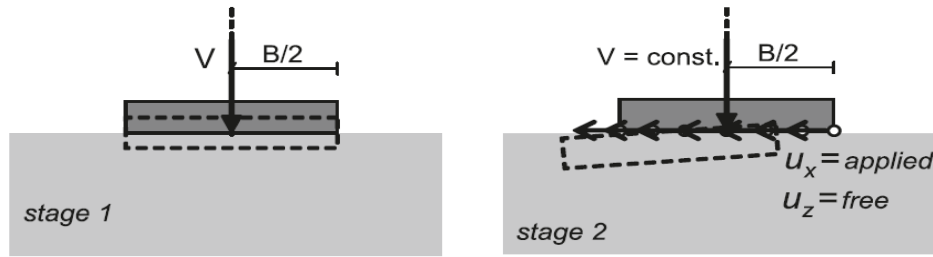


Figure 3.6 Phases de chargement par la méthode « Probe » (Loukidis et al. 2008).

3.4 Modèles de validation

Afin de valider la procédure proposée dans cette étude, la capacité portante a été étudiée pour plusieurs exemples dont les solutions analytiques sont connues. Les résultats numériques obtenus sont comparés avec les résultats d'investigations antérieures. Quatre cas sont considérés : (1) semelle filante sur un sable homogène sous charge inclinée, (2) semelle filante sur une argile homogène sous charge inclinée (3) semelle filante sur un bicouche argileux soumise à une charge verticale et, (4) semelle filante sur une couche de sable recouvrant de l'argile sous charge verticale.

3.4.1 Capacité portante d'une argile homogène sous un chargement incliné

La capacité portante q_u d'une semelle filante sur un sol purement cohérent et soumise à une charge inclinée, est déterminée en utilisant l'expression (3.13).

$$q_u = C_u N_c i_c \quad (3.13)$$

N_c = facteur de portance ; i_c = facteur d'inclinaison de la charge.

C_u : la cohésion non drainée du sol.

Le facteur d'inclinaison i_c est défini comme le rapport entre la charge limite verticale en considérant l'inclinaison ($V_{ult, \alpha \neq 0}$) et la charge limite verticale calculée pour une inclinaison nulle ($V_{ult, \alpha = 0}$). La Figure 3.7 présente la variation du facteur d'inclinaison i_c de la présente étude en fonction de l'inclinaison de charge. De plus, la figure 3.7 présente les résultats obtenus par les expressions proposées par Meyerhof (1963), Vesic (1975), Lamb et Withman (1979), Bowles (1982) et Ouahab et al (2017). Le tableau 1 récapitule les expressions proposées par les différents auteurs pour déterminer le facteur d'inclinaison i_c .

Il est clair de la figure 3.7 que le facteur d'inclinaison i_c décroît avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison de la charge, ce qui conduit à une diminution de la capacité portante de la fondation. Les résultats de la présente étude sont les plus conservatifs, on peut noter dans le cas d'un angle d'inclinaison $\alpha < 35^\circ$, un bon accord avec ceux obtenus par l'expression de Ouahab et al (2017) en utilisant la méthode des éléments finis. Le facteur d'inclinaison expérimentale de Bowles (1982) donne le résultat le moins conservateur.

Tableau 3.1 Facteurs d'inclinaison i_c

Auteur	i_c
Green (1954)	$0,5 + (1/N_c) \left[\cos^{-1}(H/Bc_u) + \sqrt{1 - (H/Bc_u)^2} \right]$
Meyerhof (1963)	$[1 - (\alpha^\circ/90^\circ)]^2$
Hansen (1970)	$0,5 - 0,5\sqrt{1 - (H/Bc_u)}$
Vesic (1975)	$1 - (2H/Bc_u N_c)$
Lamb et Withman (1979)	$[1 - (2\alpha/\pi)]^2$
Bowles (1982)	$1 - [2\alpha(\text{rd})/\pi]$
Ouahab et al. (2017)	$\frac{130,33}{(k + 6,37)\alpha + 130,23}$

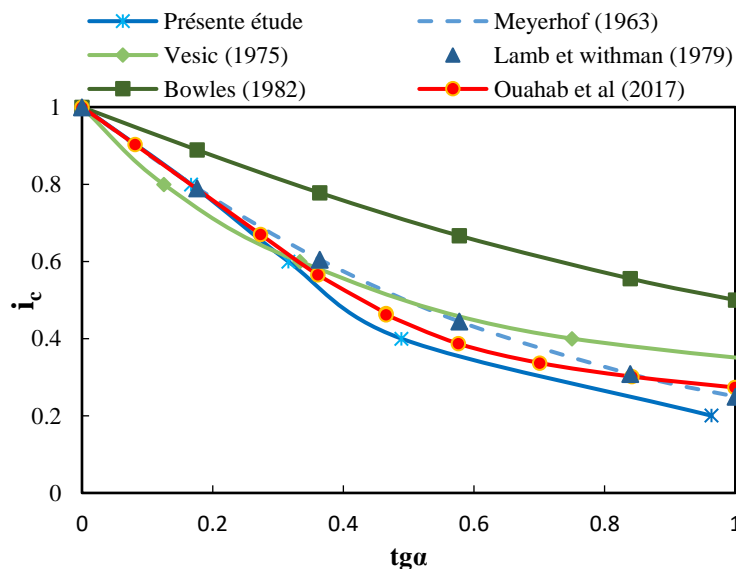


Figure 3.7 Facteur d'inclinaison i_c .

La figure 3.8 compare les enveloppes de rupture normalisées dans le plan ($V/BC_u : H/BC_u$) obtenues dans cette étude avec celles obtenues à partir des méthodes de Green (1954), Hensen (1970), Vesic (1975) et Bolton (1979) pour une semelle filante sur argile uniforme.

L'enveloppe de rupture définit une variation approximativement parabolique. Toutes les méthodes concordent étroitement dans leurs valeurs pour la charge horizontale maximale normalisée $H_0=BC_u$. Cependant, ils diffèrent dans leur prédiction du niveau de la charge verticale auquel la transition de la rupture par manque de capacité portante à la rupture par glissement se produit. La méthode de Vesic (1975) donne l'enveloppe la plus conservatrice ; il prédit également un passage au glissement à une inclinaison de charge de $\alpha_s=17,66^\circ$ ($\alpha_s = \tan^{-1}(H_0/V)$), pour la présente étude $\alpha_s=19,65^\circ$. Aux pénétrations très profondes dans l'argile uniforme, toutes les méthodes supposent que V augmente jusqu'à une valeur limite $V_{ult}=V_0=BC_u N_c$, mais que H_0 reste inchangé à BC_u jusqu'à une valeur critique de V , après cette valeur le résultat est une chute considérable de la charge de glissement normalisée H/BC_u comme illustré à la figure 3.8.

En termes d'angle d'inclinaison, une rupture conventionnelle de capacité portante se produit pour $\alpha < \alpha_s = 19,65^\circ$, tandis que des charges inclinées à $\alpha > \alpha_s = 19,65^\circ$ entraînent une rupture par glissement. Il est à noter que les résultats de cette étude présentent un excellent accord avec ceux de Green (1954), Hensen (1970) et Bolton (1979).

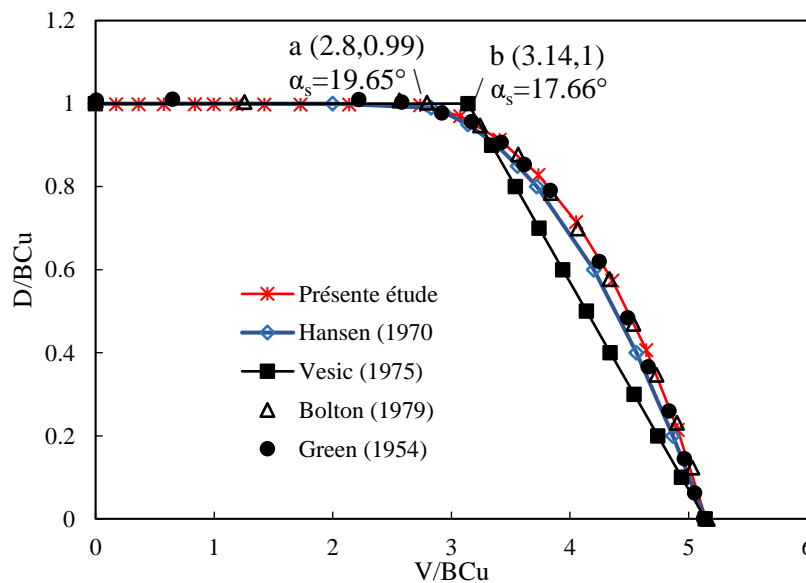


Figure 3.8 Courbe enveloppe d'une argile homogène.

3.4.2 Capacité portante d'un sable homogène sous chargement incliné

Dans ce cas, l'analyse numérique est utilisée pour évaluer la capacité portante d'une semelle filante rugueuse reposant sur un sol purement frottant sous l'action d'une charge inclinée. Les analyses ont été effectuées pour un angle de frottement $\varphi = 30^\circ, 35^\circ$ et 40° avec une loi de comportement associée. Les résultats de la simulation numérique du facteur d'inclinaison ($i_\gamma = V/V_0$), en fonction de l'angle α , sont illustrés dans la figure 3.9 et comparés aux résultats semi-empiriques fournis par Meyerhof (1963), Hansen (1970) et Vesić (1975), et à ceux de Loukidis et al (2008) en utilisant la méthode des éléments finis. Le tableau 3.2 récapitule les expressions proposées par différents auteurs pour déterminer le facteur i_γ . On peut clairement observer que la valeur du facteur d'inclinaison i_γ diminue avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison α . On peut également noter que la présente étude a fourni des résultats proches à ceux rapportés par Loukidis et al (2008) en effet, ils sont en bon accord. Les résultats de cette étude et celle de Loukidis et al (2008) indiquent que la valeur du coefficient d'inclinaison i_γ dépend légèrement de l'angle de frottement interne du sable φ contrairement à Meyerhof (1963) qui indique que i_γ dépend largement de φ . D'après Hansen (1970) et Vesić (1975), la valeur du coefficient d'inclinaison i_γ est indépendante de φ .

Tableau 3.2 Facteur d'inclinaison i_γ .

Auteur	i_γ
Meyerhof (1963)	$[1 - (\alpha^\circ/\varphi^\circ)]^2$
Hansen (1970)	$(1 - 0.7 \tan \alpha)^5$
Vesić (1975)	$(1 - \tan \alpha)^3$
Loukidis et al. (2008)	$\left(1 - 0.94 \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi}\right)^{(1.5 \tan \varphi + 0.4)^2}$

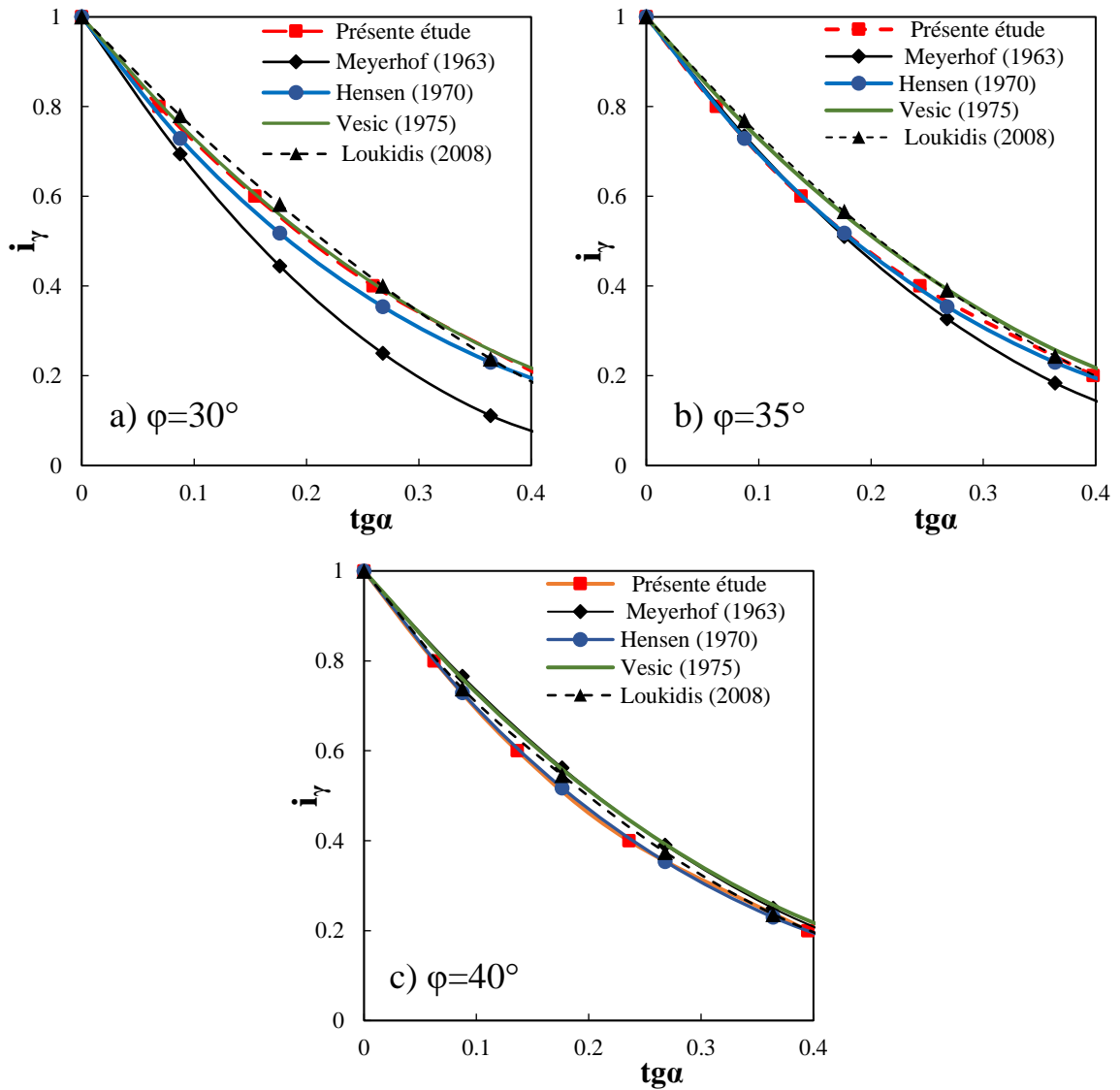


Figure 3.9 Facteur d'inclinaison $i_\gamma = V/V_0$ en fonction de tga pour un sable homogène.

La figure 3.10 montre les enveloppes de rupture normalisées tracées dans le plan $V/V_0 - H/V_0$. Pour une comparaison générale, les solutions suggérées par Meyerhof (1963), Hensen (1970), Vesic (1975) et Loukidis et al (2008) sont également tracées dans la même figure. On peut voir à partir de cette figure que le diagramme d'interaction pour les semelles filantes sur sable est approximativement parabolique. A noter que lorsque $V=0$, la capacité de charge horizontale d'un sol sans cohésion de la semelle est bien sûr nulle, contrairement à la capacité de glissement non drainée théorique d'une semelle sur argile ($H_0 = BC_u$). La figure 3.10 montre également que la charge horizontale maximale H_{max} se produit à $0.45V_{max}$ et est égal à environ :

ϕ	30°	35°	40°
$(H/V_0)_{max}$	0.105	0.097	0.094

De plus, les prédictions de Meyerhof (1963) sont conservatrices pour toutes les valeurs de $\varphi \leq 35^\circ$. Meyerhof (1963) prédit une capacité portante supérieure aux autres méthodes pour $\varphi = 40^\circ$.

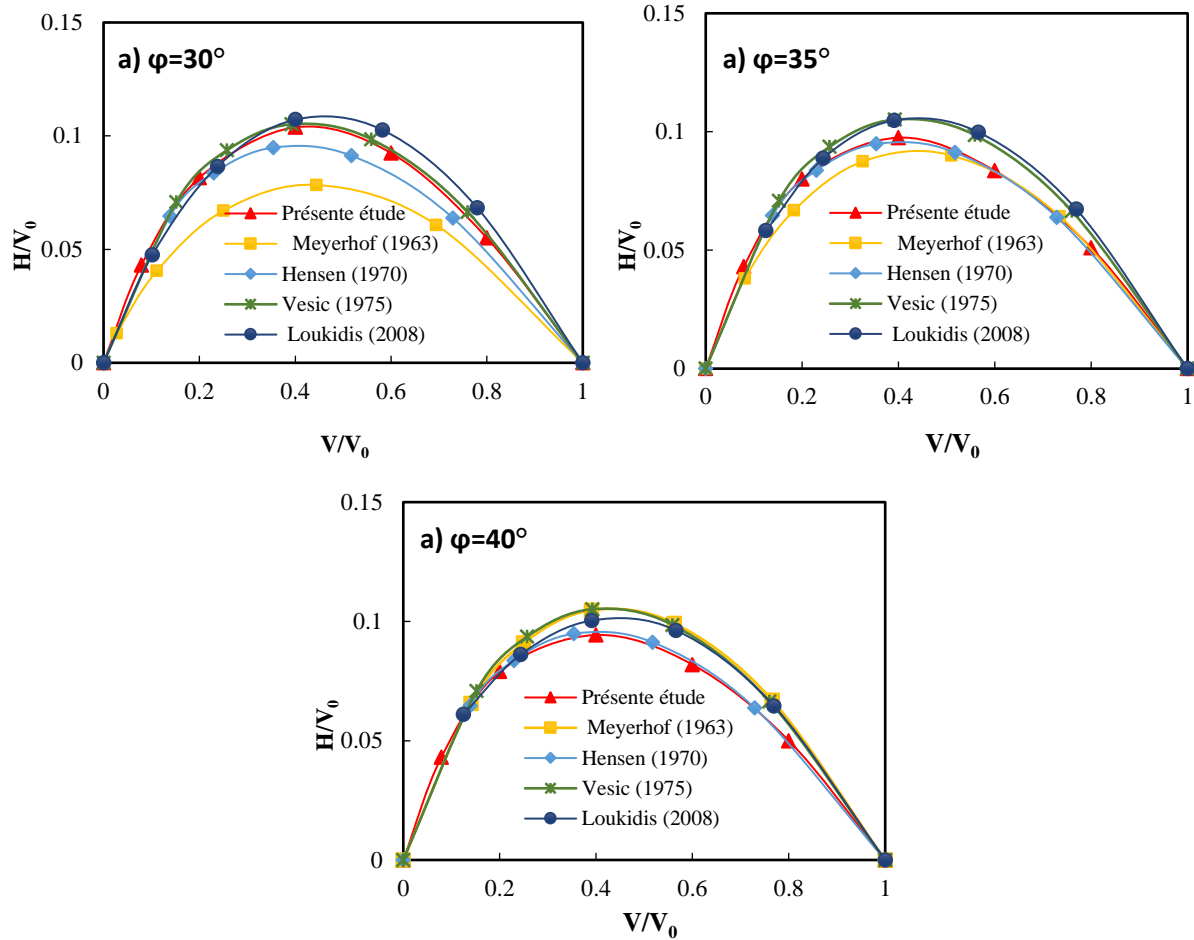


Figure 3.10 Courbes enveloppes de rupture dans en fonction V/V_0 et H/V_0 .

3.4.3 Semelle filante sur un bicouches argileux soumis à une charge verticale

L'on a réalisé une étude sur la capacité portante (ou calcul de N_c^*) d'une fondation superficielle continue soumise à un chargement vertical et reposant sur la surface de deux couches d'argiles de résistances au cisaillement différentes pour le cas où l'épaisseur de la couche d'argile supérieure est comparable à la largeur de la fondation. La capacité portante dans ce cas dépend généralement du rapport de la cohésion (résistance de cisaillement) de la couche supérieure et la couche inférieure (C_{u1}/C_{u2}) et du rapport de l'épaisseur de la couche supérieure à la largeur de la fondation (D/B) (figure 3.1).

La figure 3.12 montre la variation du facteur N_c^* en fonction des rapports C_{u1}/C_{u2} pour un rapport $D/B=0.5$, comparée aux résultats donnés par Merifield et al (1999), Meyerhof & Hanna (1978), Chen (1975), et Button (1953). Le facteur de capacité portante modifié N_c^* est défini par :

$$N_c^* = q_u/C_{u1} \quad (3.14)$$

On remarque que les résultats obtenus avec le logiciel FLAC donne des valeurs se situent presque à mi-chemin des deux bornes supérieures et inférieures donnée par Merifield et al (1999). Mérifield et al. (1999) ont utilisé l'analyse limite pour fournir les capacités verticales d'une semelle filante sur des argiles stratifiées. La méthode semi empirique de Meyerhof et Hanna (1978) surestime la capacité portante d'un bicouche argileux alors que la méthode expérimentale de Button (1953) et la méthode de borne supérieure de Chen (1975) surestime la capacité portante pour des faible valeurs de C_{u1}/C_{u2} et donnent les résultats les plus faibles pour des valeurs de C_{u1}/C_{u2} élevées.

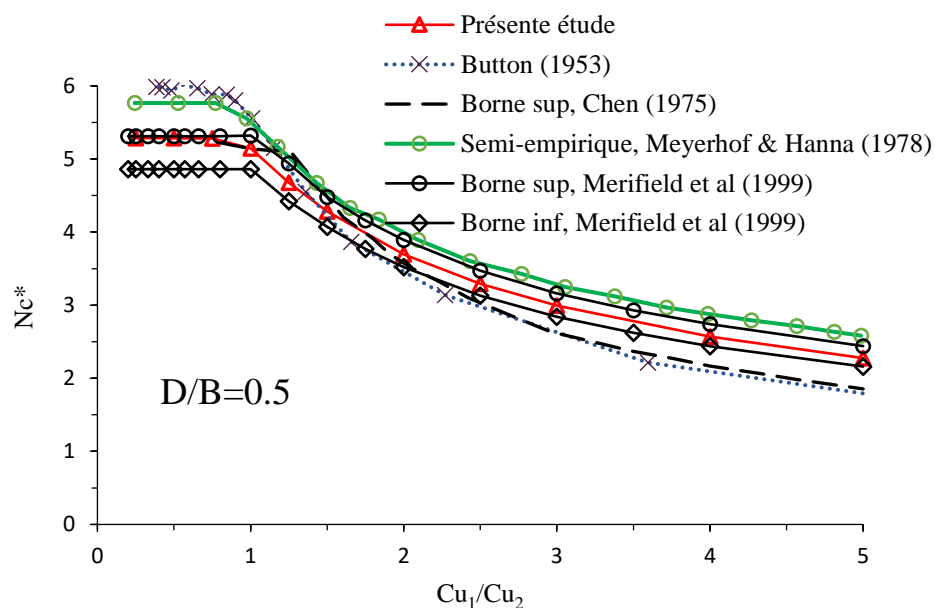


Figure 3.12 Comparaison des résultats de N_c^* pour $D/B=0.5$.

Les figure 3.13 et 3.14 montrent la variation du facteur N_c^* en fonction de D/B et C_{u1}/C_{u2} . D'après ces figures, le facteur de portance N_c^* diminue avec l'augmentation du rapport C_{u1}/C_{u2} . En effet la valeur de N_c^* diminue plus de 44% du fait que C_{u1}/C_{u2} passe de 1 à 5 pour $D/B=0.5$. Cette diminution diminue avec l'augmentation de D/B à cause de l'implication limité de la couche inférieure (figure 3.13).

Le facteur de capacité portante N_c^* devient constant lorsque $C_{u1}/C_{u2} \leq (C_{u1}/C_{u2})_{crit}$ [$(C_{u1}/C_{u2})_{crit}$ désigne la valeur critique], dans ce cas la valeur C_{u1}/C_{u2} n'affecte pas la capacité ultime de la fondation. Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que le mécanisme de rupture est entièrement contenu dans la couche supérieure du sol. Le tableau 3. Résume les valeurs de $(C_{u1}/C_{u2})_{crit}$ et N_c^* correspondantes pour différentes valeurs de D/B .

Tableau 3.3 Valeur de $(C_{u1}/C_{u2})_{crit}$

D/B	1.5	1	0.75	0.5	0.25
$(C_{u1}/C_{u2})_{crit}$	2.5	1.25	1	0.75	0.5
N_c^*	5.14	5.14	5.14	5.28	6.24

Pour un système formé d'une couche d'argile molle sur une autre forte ($C_{u1} \leq C_{u2}$), et pour un rapport $D/B > 0.5$, la couche inférieure la plus solide ne contribue pas à la capacité portante ultime, quel que soit le rapport C_{u1}/C_{u2} . En conséquence, aucune augmentation supplémentaire de la capacité portante n'est obtenue car la surface de rupture devient entièrement contenue dans la couche supérieure (figure 3.14). Pour $D/B \leq 0.5$, le facteur de portance N_c^* diminue avec l'augmentation du rapport C_{u1}/C_{u2} . Pour les couches supérieures très minces ($D/B = 0.1$), l'augmentation du facteur de portance N_c^* par rapport au cas homogène est significative et la couche inférieure forte améliore considérablement la portance de la semelle (figure 3.14).

Pour un système formé d'une couche d'argile forte sur une couche molle, une réduction de la capacité portante est produite jusqu'à un rapport de profondeur critique de $(D/B)_{crit}=2$.

Si $D/B < 2$, on remarque que la capacité portante peut dépendre des caractéristiques de la deuxième couche et le mécanisme de rupture s'étend à la deuxième couche si la résistance de la couche inférieure est faible par rapport à la couche supérieure comme le montre les figures 3.15.a et 3.15.b. Pour des rapports de profondeur de $D/B \geq 2$, la rupture est susceptible d'être entièrement confinée dans la couche supérieure et est indépendante du rapport C_{u1}/C_{u2} . Le facteur de capacité portante $N_c^* = 5.14$ sur un profil homogène peut être utilisé. Ces observations sont cohérentes avec celles prédites par Merifield et al. (1999).

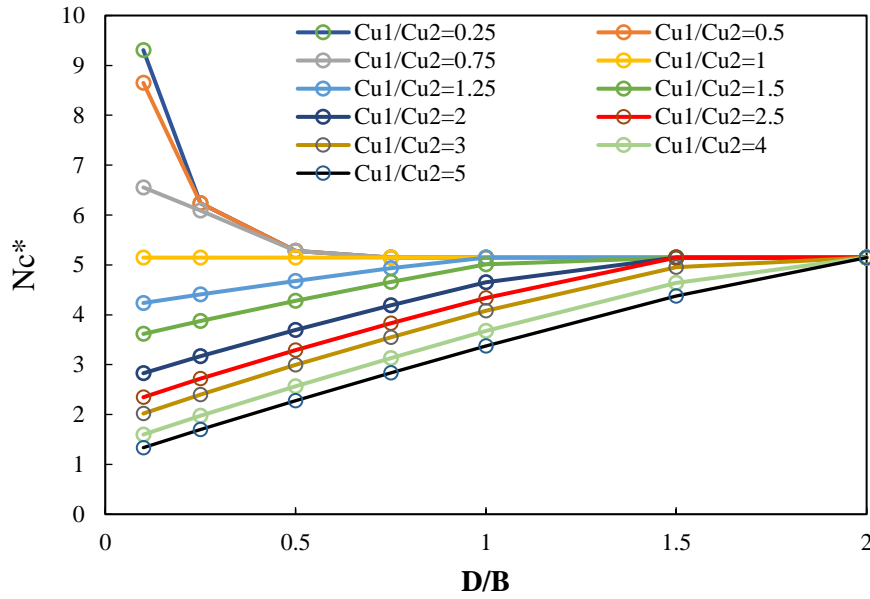


Figure 3.13 Facteur de capacité portante N_c^* en fonction de D/B .

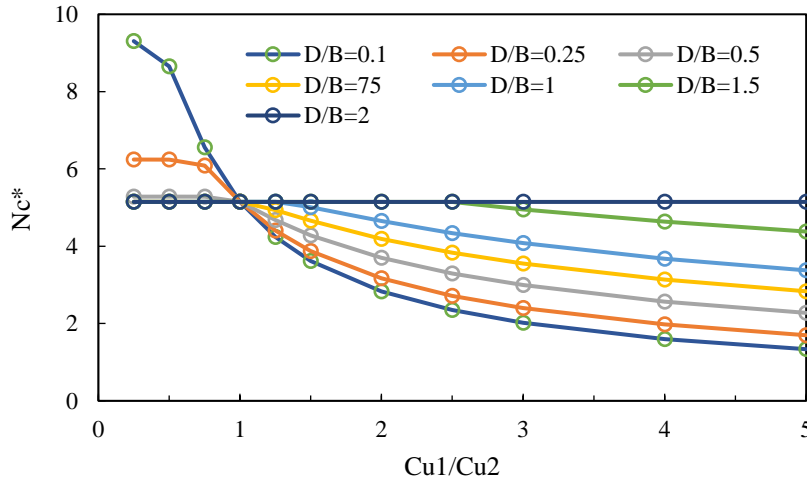


Figure 3.14 Facteur de capacité portante N_c^* en fonction de C_{u1}/C_{u2}

La figure 3.15 illustre les mécanismes de rupture, donnée par le logiciel FLAC, pour $H/B=0.25$ et $H/B=1$, pour deux rapports de la cohésion $C_{u1}/C_{u2}=0.25$ et $C_{u1}/C_{u2}=4$. Les résultats montrent que la résistance au cisaillement a une importante influence sur les mécanismes de rupture à l'intérieur du sol. Pour le cas où la couche supérieure est plus faible que la couche inférieure ($C_{u1}/C_{u2}=0.25$), le mécanisme de rupture a tendance à être limité dans la couche supérieure, comme le montre les figures 3.15 a et b.

Par contre, si la couche inférieure est forte par rapport à la couche supérieure ($C_{u1}/C_{u2}=4$) le mécanisme de rupture s'étend à la couche inférieure. Le mécanisme de rupture s'approfondit et s'élargit à mesure que H/B augmente (figure 3.15.c et d).

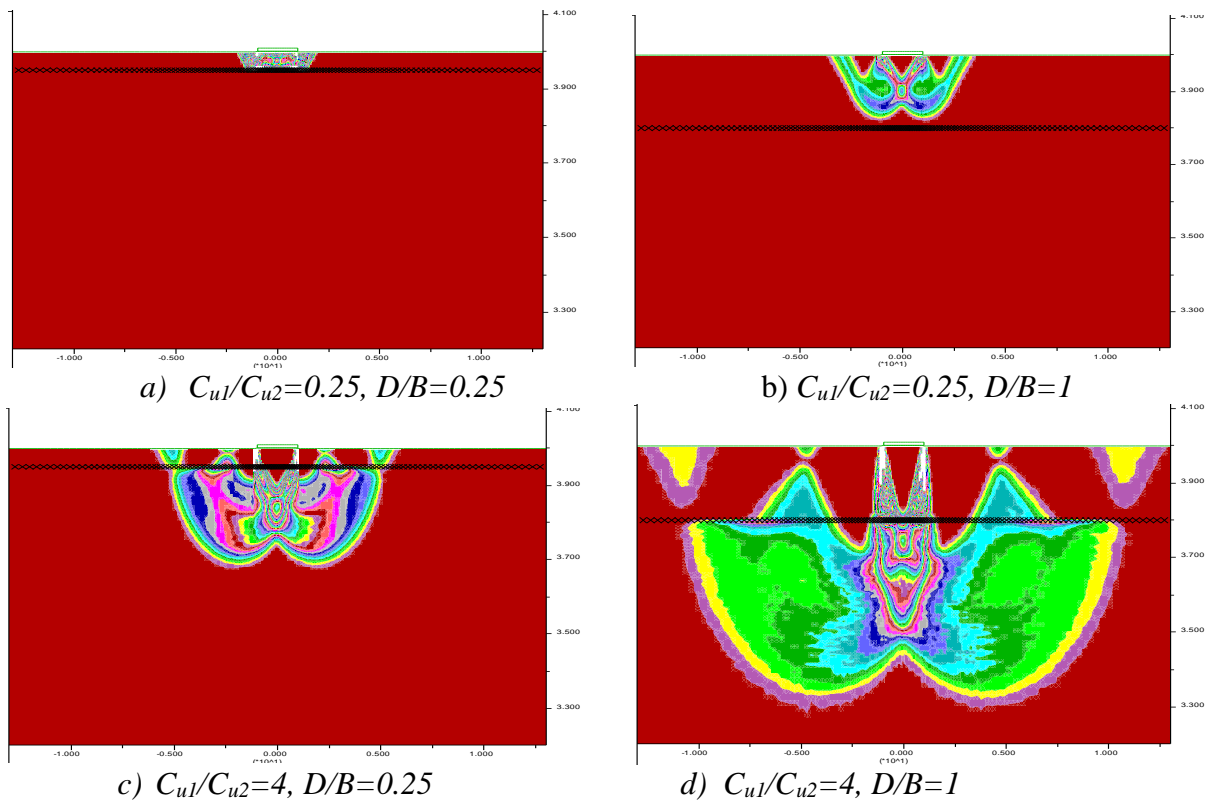


Figure 3.15 Contours des déformations de cisaillement maximales.

3.5.4 Semelle filante sur une couche de sable recouvrant de l'argile sous charge verticale

Dans cette partie une étude paramétrique, de la capacité portante, est réalisée sur une couche de sable, d'épaisseur D surmontant une couche d'argile sous charge verticale. Dans ce cas la capacité portante dépend généralement du rapport de l'épaisseur de la couche supérieure et la largeur de la fondation (D/B), de l'angle de frottement de la couche supérieur ϕ et la résistance au cisaillement de la couche inférieure C_u .

Parmi les approches publiées pour la détermination de la capacité portante d'une couche d'argile sous-jacente à une couche de sable, les solutions semi-empiriques de Meyerhof (1974) et Hanna et Meyerhof (1978) sont peut-être les plus largement utilisées. La solution a été obtenue sur la base d'un modèle de cisaillement par poinçonnage. Ils ont supposé que la couche de sable est en état de rupture passive le long des plans verticaux sous les bords de la semelle.

a) *Comparaison des résultats :*

Les figures 3.16 (a), (b) et (c) montrent la variation de la capacité portante normalisée $q_u/\gamma B$ en fonction du rapport de la résistance au cisaillement de la couche inférieure $C_u/\gamma B$. Les résultats de cette étude sont comparés à celles données par Michalowski et Shi (1995) et Huang

et Qin (2008). Ces figures montrent que les courbes de la capacité portante dans ce cas et pour toutes les solutions présentent les mêmes tendances. Pour le cas de $\varphi=35^\circ$ et $D/B=1$ (figure 3.16.b) la présente solution numérique est proche de la borne supérieure donnée par Huang et Qin (2008) en utilisant la méthode des blocs multi-rigides. La solution cinématique de Michalowski et Shi (1995) surestime la capacité portante du sable sur l'argile. Comme le montre la figure 3.16.c, pour le cas de $\varphi=35^\circ$ et $D/B=2$, la solution proposée est conservative pour les grandes valeurs de $C_u/\gamma B$. La capacité portante calculée avec la présente étude est légèrement inférieure (moins de 10% de différence) à celles obtenues avec les autres méthodes.

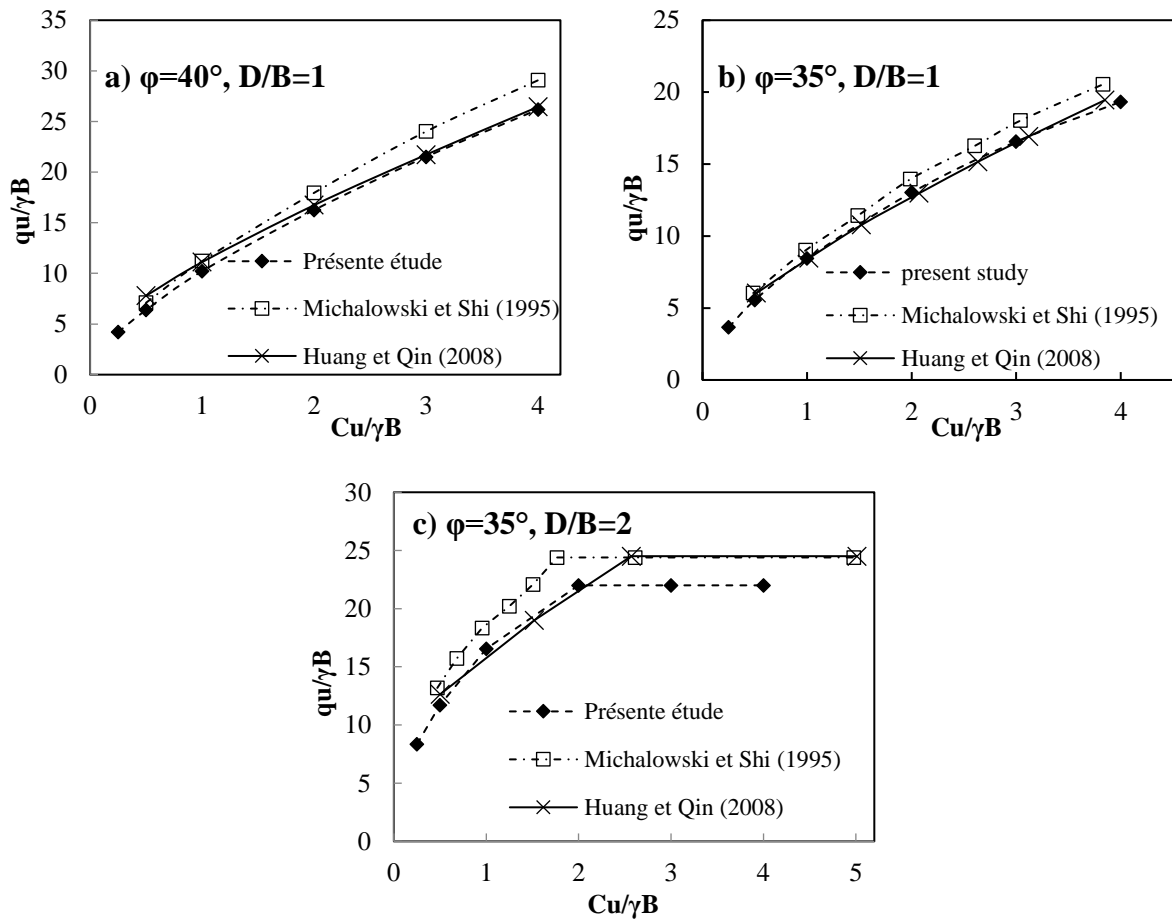


Figure 3.16 Comparaison des résultats de la capacité portante verticale d'un sable sur argile.

b) Variation de la capacité portante

La figure (3.17) représente la variation de la capacité portante normalisée $q_u/\gamma B$, en fonction de la résistance de la couche inférieure $C_u/\gamma B$, pour cinq valeurs du rapport de l'épaisseur de la couche supérieure à la largeur de la fondation D/B (0.25, 0.5, 1, 2 et 3), quatre valeurs de l'angle

de frottement de la couche supérieure ϕ (30° , 35° , 40° et 45°) et six valeurs de la résistance au cisaillement de la couche inférieure $C_u/\gamma B$ (0.25, 0.5, 1, 2, 3 et 4).

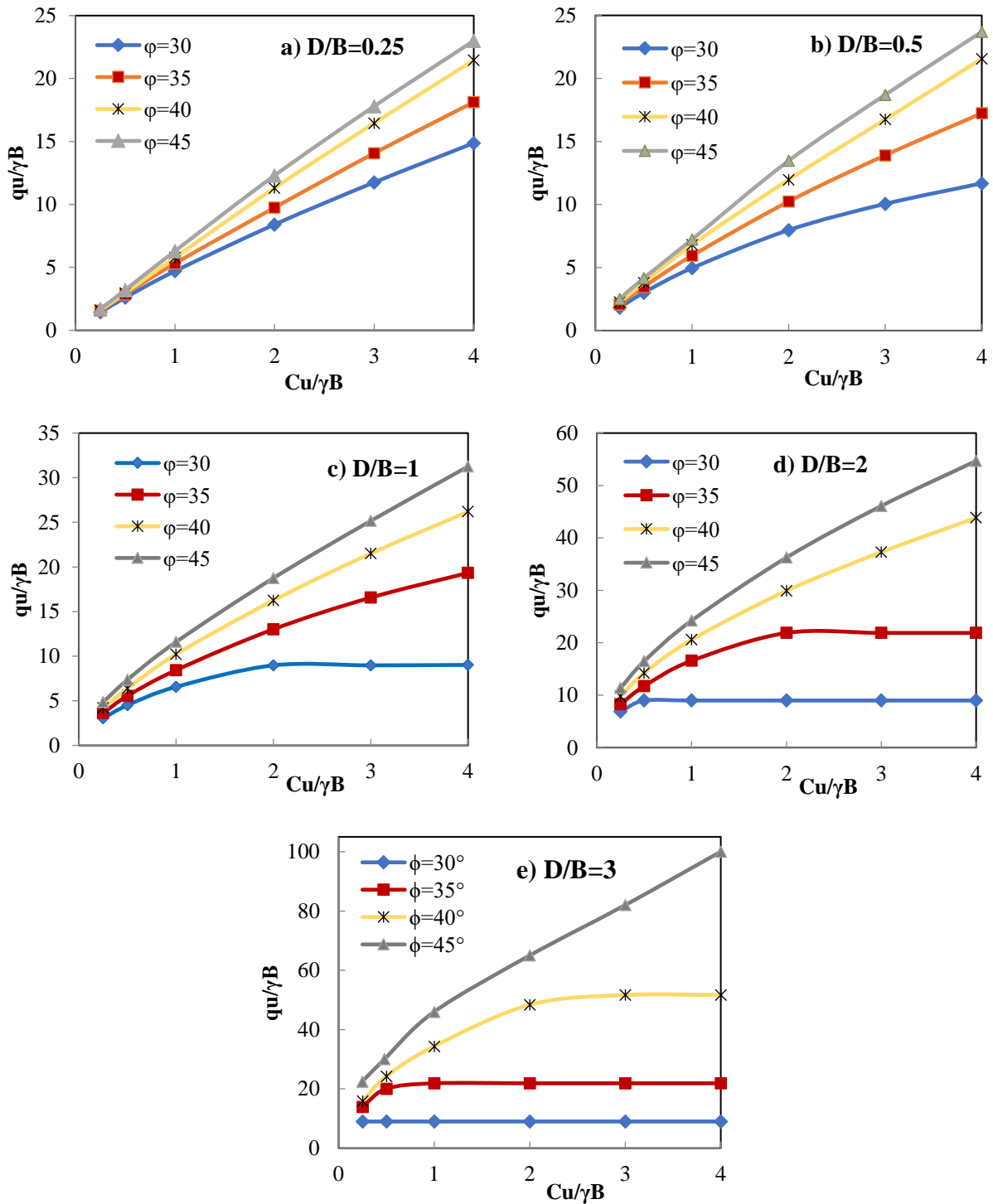


Figure 3.17 Capacité portante d'un sable sur argile sous charge verticale.

La figure (3.17) montre que dans tous les cas la capacité portante augmente avec l'augmentation de la résistance au cisaillement de la couche inférieure $C_u/\gamma B$ et devient constant lorsque cette résistance dépasse une valeur critique $(C_u/\gamma B)_{cri}$:

$$\text{Pour } \varphi=30^\circ \text{ et } D/B=1, (C_u/\gamma B)_{cri} = 2$$

$$\text{Pour } \varphi=30^\circ \text{ et } D/B=2, (C_u/\gamma B)_{cri} = 0.5$$

$$\text{Pour } \varphi=35^\circ \text{ et } D/B=2, (C_u/\gamma B)_{cri} = 2$$

$$\text{Pour } \varphi=35^\circ \text{ et } D/B=3, (C_u/\gamma B)_{cri} = 1$$

Dans ce cas la capacité portante égale à celle d'un sable homogène de mêmes caractéristiques de la couche supérieure.

c) Effet de D/B

Les figures 3.18 a, b et c illustrent l'effet du rapport D/B sur la capacité portante normalisée $q_u/\gamma B$ pour $\varphi=30^\circ$, 35° et 40° respectivement. Cette figure montre que pour un sable sur argile, la variation de $q_u/\gamma B$ en fonction de D/B dépend des valeurs de $C_u/\gamma B$. Ici par exemple pour $\varphi=35^\circ$ et $D/B=1$, $q_u/\gamma B$ diminue jusqu'à 71% si $C_u/\gamma B$ passe de 4 à 0.5. La présence d'argile molle sous une couche de sable initie la rupture par poinçonnement et réduit par conséquent la capacité verticale comme le montre les figures 3.19.a et 3.20.a.

Dans le cas où la couche inférieure est faible par rapport à la couche supérieure, la capacité portante augmente avec l'augmentation de D/B . Par contre dans le cas contraire la capacité portante diminue avec l'augmentation de D/B et devient constante lorsque l'épaisseur dépasse la valeur critique D_{cri} .

Par exemple, dans le cas de $\varphi=30^\circ$:

$$\text{Pour } C_u/\gamma B=0.25, (D/B)_{cri}=3$$

$$\text{Pour } C_u/\gamma B=0.5 \text{ et } 1, (D/B)_{cri}=2$$

$$\text{Pour } C_u/\gamma B=2, 3 \text{ et } 4 \text{ et, } (D/B)_{cri}=1$$

Dans ce cas la capacité portante est $q_u/\gamma B=8.96$. Cette valeur est en bon accord avec celle d'un sable homogène d'un angle de frottement $\varphi=30^\circ$ donnée par Terzagui (1943) qui est $q_u/\gamma B=N_\gamma/2=18.1/2=9.05$ avec une différence ne dépasse pas 1%, Car dans ce cas la rupture se produit dans la couche supérieure.

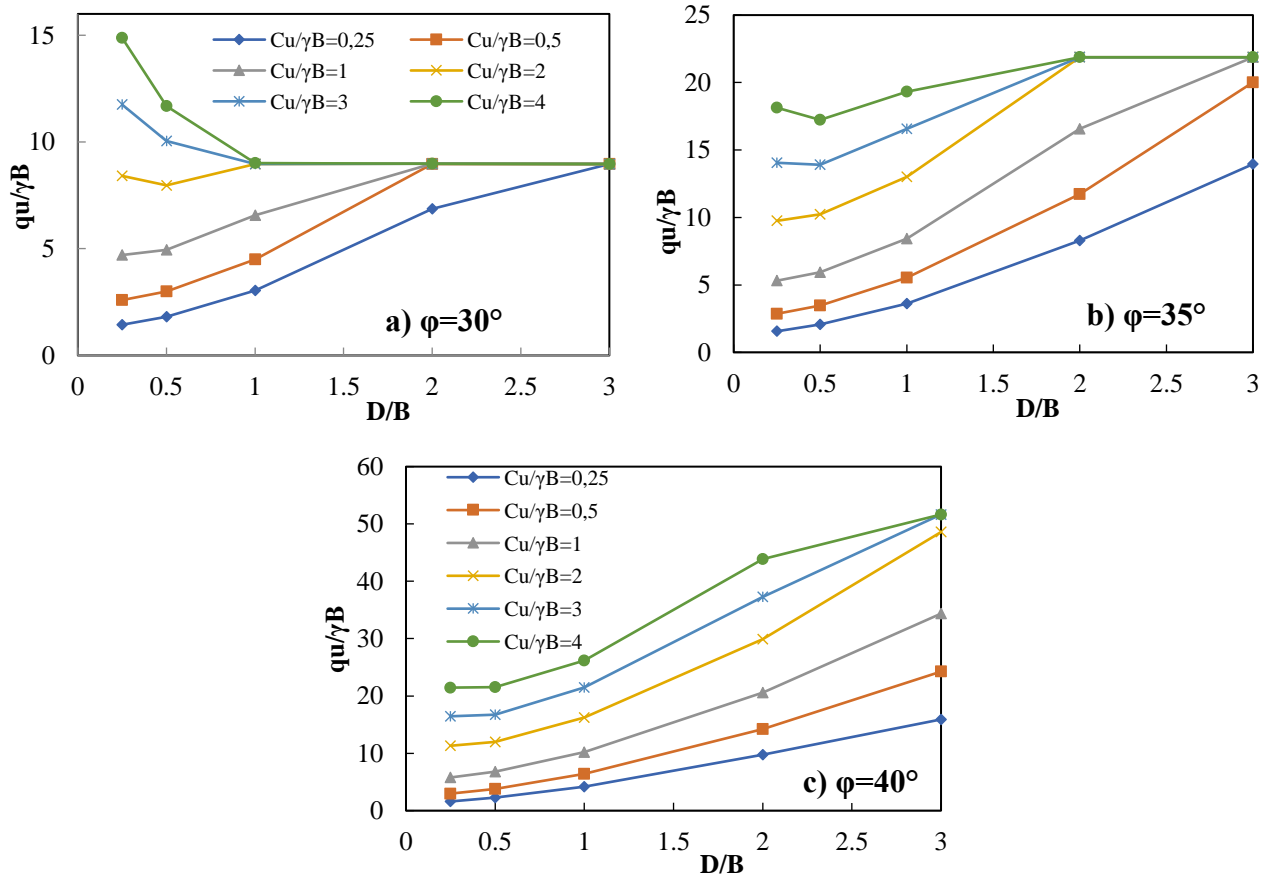


Figure 3.18 Effet de D/B .

d) Mécanisme de rupture

Les mécanismes de rupture ont également été étudiés et les figures 3.19 et 3.20 montrent la distribution des déformations de cisaillement maximum pour $\phi=35^\circ$, $D/B=0.25$ et $\phi=30^\circ$, $D/B = 1$ respectivement.

Ces graphiques montrent clairement une expansion des régions de rupture dans les deux couches, en particulier pour les faibles valeurs de D/B ($D/B=0.25$) même si la couche inférieure est de forte résistance ($C_u/\gamma B=4$) (figure 3.19.b).

Le mécanisme de rupture sous chargement vertical, pour $\phi=30^\circ$, $D/B=1$ et $C_u/\gamma B=0.25$ est montré la figure 3.20 (a). Quand une couche de sable solide recouvre une couche d'argile molle, la couche supérieure agit comme une colonne de terre rigide qui pénètre dans la couche inférieure ; un coin élastique prismatique se forme immédiatement sous la semelle. Dans ce cas, le mécanisme de rupture est plus profond et s'étend à la couche plus souple sous-jacente, même lorsque la couche supérieure a une grande épaisseur. La forme du mécanisme est similaire à la

rupture par cisaillement avec poinçonnement obtenue par (Meyerhof 1974). Ce résultat a également été rapportée dans les études de Shiao et al (2003).

En revanche, Comme le montre la figure 3.20.b, pour $\varphi=30^\circ$, $D/B=1$ et $C_u/\gamma B=3$, si un sable recouvre une forte couche d'argile, le mécanisme est symétrique et concentré dans la couche supérieure, ce qui explique la coïncidence et la similitude entre la capacité portante obtenue dans ce cas et celle du cas d'un sable homogène. On note également que, dans ce cas, il y a un coin élastique triangulaire immédiatement sous la semelle et la zone de cisaillement est en accord avec le mécanisme de rupture trouvé par Prandtl (1920) et Terzaghi (1943) dans l'analyse d'une semelle filante sur un sol homogène.

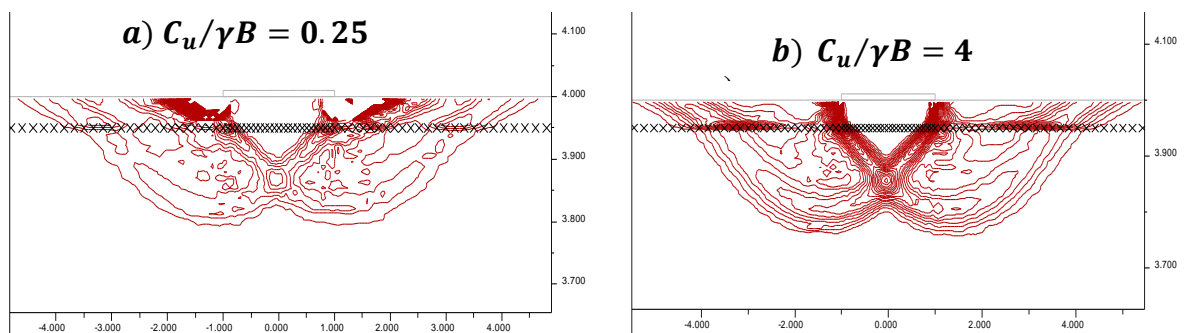


Figure 3.19 Distribution des déformations de cisaillement, pour $\varphi = 35^\circ$ et $D/B = 0.25$.

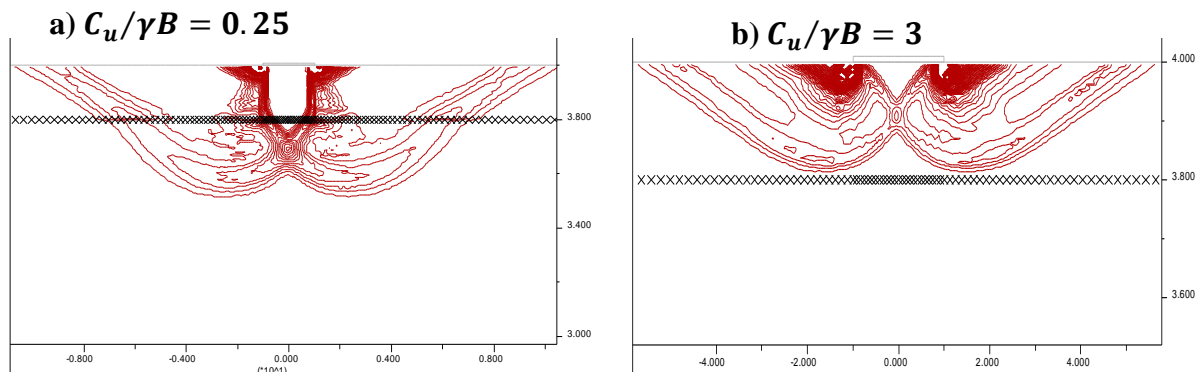


Figure 3.20 Distribution des déformations de cisaillement, pour $\varphi = 30^\circ$ et $D/B = 1$.

3.5 Conclusion

Le code de différence finie FLAC a été utilisé pour évaluer la capacité portante des semelles filantes. Le sol était supposé élastique - parfaitement plastique, selon le critère de rupture de

Mohr-Coulomb, avec une règle d'écoulement associé pour la couche de sable. Dans toutes les analyses, la technique de chargement « probe » a été utilisée.

Pour valider la procédure proposée, quelques analyses numériques ont été effectuées pour certains problèmes dont les solutions analytique ou empiriques sont connues. Il a été constaté que les résultats obtenus dans cette partie et ceux rapportés dans la littérature sont en bon accord, ce qui permet de conclure que l'approche proposée peut être utilisée pour étudier les problèmes liés aux sols stratifiés sous chargement combinés. L'influence de la combinaison du chargement sur la capacité portante d'une semelle filante reposant sur la surface d'un sol stratifié sera étudiée en détail dans les chapitres suivants.

CHAPITRE 4

ANALYSE NUMÉRIQUE DE LA CAPACITÉ PORTANTE D'UN BICOUCHE ARGILEUX SOUS CHARGEMENT INCLINÉ

4.1 Introduction

Une étude paramétrique détaillée est effectuée sur le calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle reposée sur la surface d'un bicouche argileux et soumise à un chargement combiné horizontal et vertical en utilisant le logiciel FLAC en différences finis (le programme utilisé est présenté dans le chapitre 3).

L'étude est effectuée en impliquant différents paramètres liés aux sols stratifié (épaisseur de la couche supérieure, résistance relative des couches) et leur effet sur les courbes enveloppes et les facteurs de réductions. Les mécanismes de rupture correspondants sont également présentés.

4.2 Présentation du cas étudié

Les praticiens en géotechniques rencontrent souvent des sols constitués de couches distinctes avec des résistances au cisaillement significativement différentes. Des argiles en couches avec une couche d'argile de résistance au cisaillement relativement plus élevée sont assez courantes dans les conditions onshore et offshore. Les processus géochimiques transforment les sols mous en sédiments avec une résistance au cisaillement (C_u) considérablement plus élevée à quelques mètres du fond marin. C_u de la couche supérieure peut atteindre jusqu'à cinq fois celle de la couche d'argile molle sous-jacente (Merifield et al. 1999). La conception d'une fondation superficielle dans ces conditions doit tenir compte de l'influence des sols en couches. Alors que le volume du sol déplacé s'étend aux couches d'argile molle sous-jacentes pendant la mobilisation de la capacité portante. De même, la présence d'une forte couche d'argile sous une couche d'argile molle améliore la capacité de semelle dans une grande mesure. Ainsi, la charge limite non drainée d'une fondation superficielle sur les argiles stratifiées dépend fortement de

la résistance relative des couches d'argile et de l'épaisseur des couches supérieure par rapport à la largeur de semelle.

Dans la présente section, on s'intéresse à la détermination de la charge ultime du système représenté sur la Figure 4.1. Ainsi, on considère une semelle filante de largeur B reposant sur la surface d'un sol formé de deux couches d'argile de résistances différentes (C_{u1} et C_{u2}) et soumise à une charge R centrée et inclinée d'un angle α .

Les analyses numériques ont été effectuées pour sept valeurs du rapport D/B (0.1, 0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.5 et 2). Le rapport C_{u1}/C_{u2} varie de 0,25 à 5. A noter que $C_{u1}/C_{u2} > 1$ correspond au cas courant d'une couche d'argile raide sur une couche d'argile molle, tandis que $C_{u1}/C_{u2} < 1$ correspond à l'inverse.

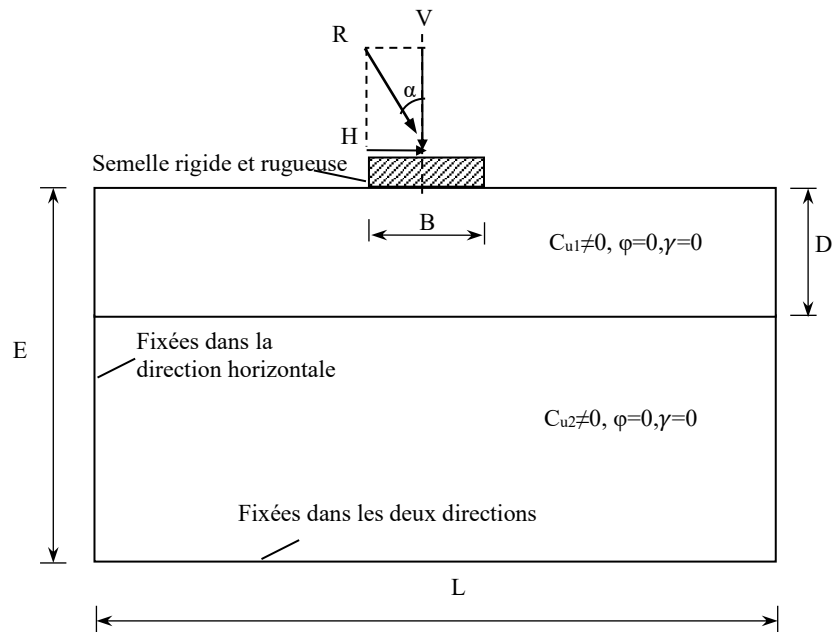


Figure 5.1 Présentation du cas étudié.

4.3 Simulation numérique

Le massif du sol est supposé non pesant et son comportement régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Tresca a été adopté ; ce modèle est caractérisé par un module volumique $K = 62,08 \times 10^4$ kPa et un module de cisaillement $G = 1,25 \times 10^4$ kPa ($E = 37,25$ MPa, $\nu = 0,49$). Il est important de mentionner que la capacité portante non drainée d'une semelle n'est pas sensible au poids volumique du sol (Shiau et al. 2011).

Pour modéliser une interface rugueuse, les mêmes valeurs de cohésion de la couche supérieure ont été affectées aux éléments d'interface. Les angles de frottement et de dilatance des éléments d'interface sont nuls.

4.4 Résultats et discussions

4.4.1 Courbes enveloppes de rupture

Les charges limites de rupture des fondations peuvent être présentées sous forme de diagrammes d'interaction entre V et H appelés les courbes enveloppes. La méthode des courbes enveloppes permet de définir le domaine de stabilité qui se trouve à l'intérieur de la surface de rupture. Il est à noter que le concept des diagrammes d'interaction est utilisé généralement pour l'étude des fondations offshore sous chargement combiné.

La technique de chargement « probe » a été appliquée pour déterminer les enveloppes de rupture dans le plan des paramètres de chargements normalisés ($h-v$) avec :

$$h = H/BC_{u1} \quad (4.1)$$

$$v = V/BC_{u1} \quad (4.1)$$

La figure 4.2 montre la courbe enveloppe obtenue pour $D/B = 1$ et $C_{u1}/C_{u2} = 3$. Les résultats de la présente étude sont comparés aux résultats numériques donnés par Rao et al. (2015) et Zhan (2011) en utilisant la méthode des éléments finis. Il est à noter que les trois courbes sont en excellent accord. Les résultats obtenus montrent que la charge limite de cisaillement (BC_{u1}) est mobilisée lorsque $V/BC_{u1} < 2,8$ ($\alpha > 19.65^\circ$).

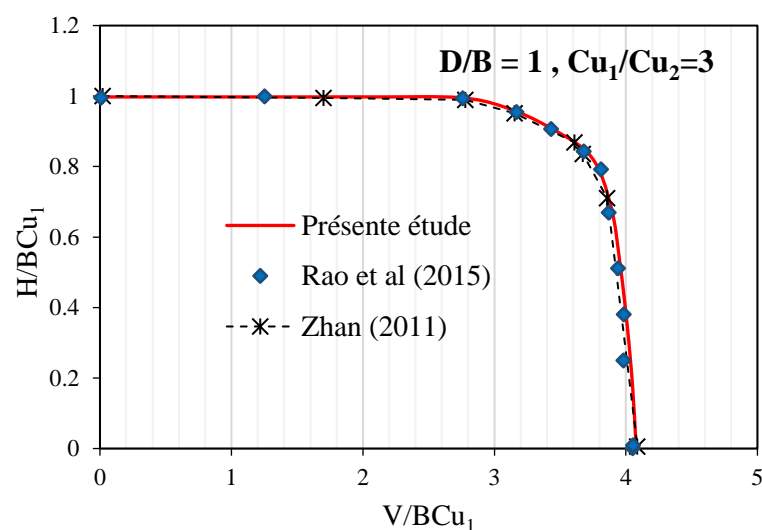


Figure 4.2 Comparaison des enveloppes de rupture.

Les courbes enveloppes de rupture normalisées sont représentées dans le plan (H/BC_{u1} - V/BC_{u1}) sur la figure 4.3 pour toutes les combinaisons de paramètres : C_{u1}/C_{u2} et D/B ($C_{u1}/C_{u2}=0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.25, 1.5, 2, 2.5, 3, 4, 5$ et $D/B=0.1, 0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.5, 2$). Il est important de noter que la forme et la taille des courbes enveloppes de rupture dépendent d'une manière significative des valeurs de D/B et C_{u1}/C_{u2} . L'expansion de l'enveloppe de rupture le long de l'axe de charge vertical montre que la capacité de charge a augmenté avec la diminution du rapport de résistance C_{u1}/C_{u2} , comme il est illustré sur les figures 4.3.

Les figures 4.3 (a) et (b) montrent clairement un élargissement significatif de la taille de l'enveloppe en raison de l'implication d'une argile sous-jacente plus forte ($C_{u1}/C_{u2} < 1$) pour des faibles épaisseurs de la couche supérieure ($D/B < 1$), tandis que pour une argile sous-jacente plus faible ($C_{u1}/C_{u2} > 1$) on constate un rétrécissement des enveloppes pour tous les rapports D/B . Ces résultats signifient que la présence d'une couche résistante au-dessous d'une couche molle augmente la capacité portante surtout pour des faibles profondeurs de la couche supérieure. Par contre on constate une diminution de la capacité portante lorsque la fondation est posée sur une couche d'argile plus résistante que la couche inférieure, dans ce cas une rupture par poinçonnement dans la couche supérieure peut se produire. De plus, toutes les enveloppes de rupture pour les semelles sous charge inclinée convergent vers une résistance horizontale égale à $H/BC_{u1}=1$, en raison du critère de rupture par glissement dans la couche supérieure.

La figure 4.4 montre les enveloppes de rupture normalisées par les valeurs de capacité portante verticale V_0 (V_0 varie pour chaque courbe) et horizontale H_0 d'un bicouche argileux (V/V_0 , H/H_0). La présente étude confirme les résultats de Rao et al. (2015) qui montrent l'expansion de la taille des courbes enveloppes de rupture avec l'augmentation du rapport C_{u1}/C_{u2} . Cette expansion signifie que la capacité portante de la fondation augmente avec la diminution du rapport C_{u1}/C_{u2} . Dans le cas d'un rapport $D/B=0,25$ avec une semelle posée sur une couche d'argile plus résistante que la couche inférieure ($C_{u1}/C_{u2} \geq 1$), on constate une diminution de la capacité portante. Par contre, la présence d'une couche résistante au-dessous d'une couche molle ($C_{u1}/C_{u2} < 1$), augmente la capacité portante. De plus, pour $D/B=2$ (figure 4.4.g), le rapport C_{u1}/C_{u2} n'affecte pas la capacité portante.

Ainsi, le rapport $D/B=2$ est considéré comme l'épaisseur relative critique $(D/B)_{\text{Cri}}$. A partir de $D/B \geq 2$, les courbes enveloppes de rupture sont identiques et équivalentes à celle d'un sol homogène de mêmes caractéristiques que la couche supérieure, il est à noter que ces remarques ont été aussi citées par Femmam et al (2018).

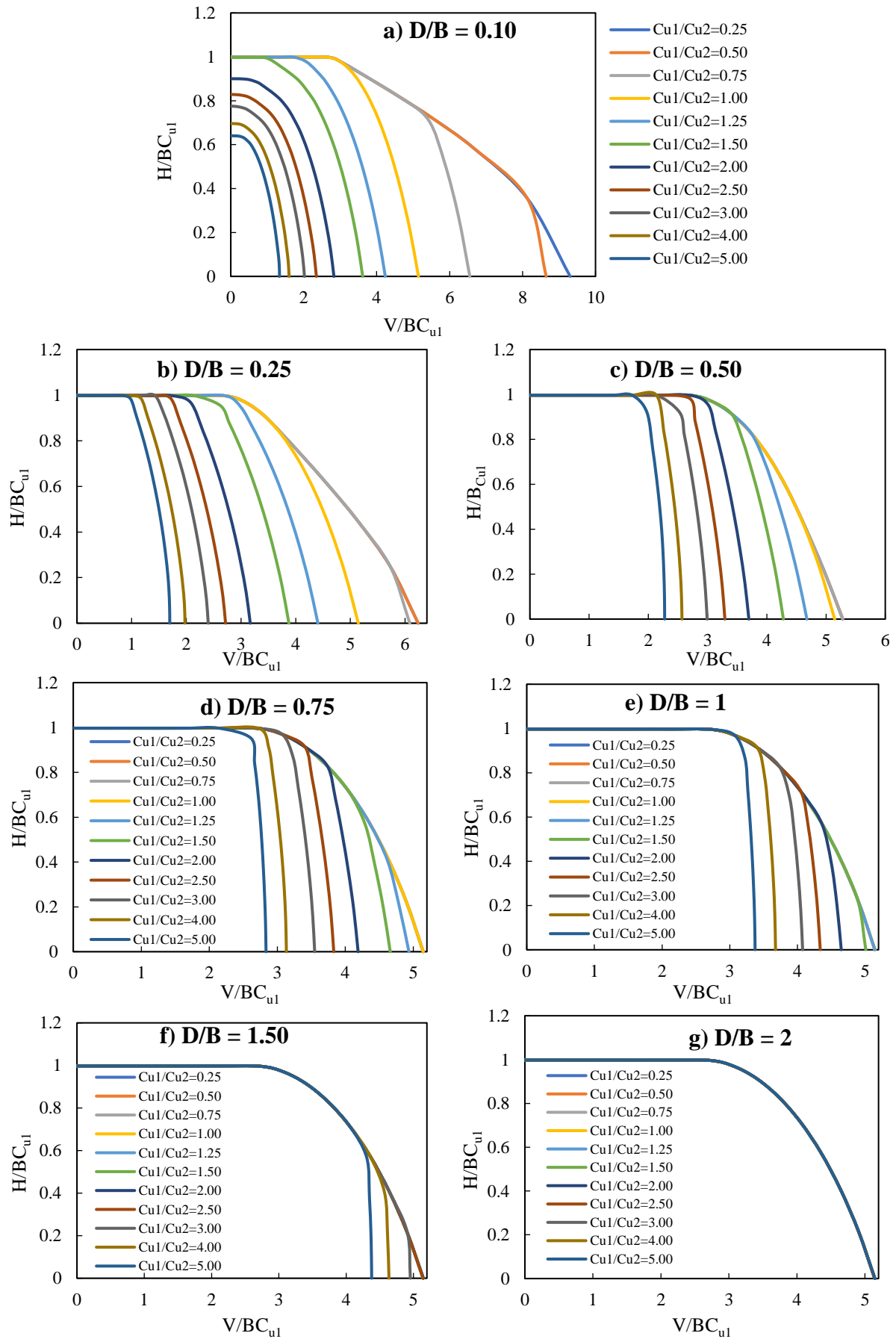


Figure 4.3 Enveloppes de rupture dans l'espace des paramètres normalisés H/BC_{u1} - V/BC_{u1} .

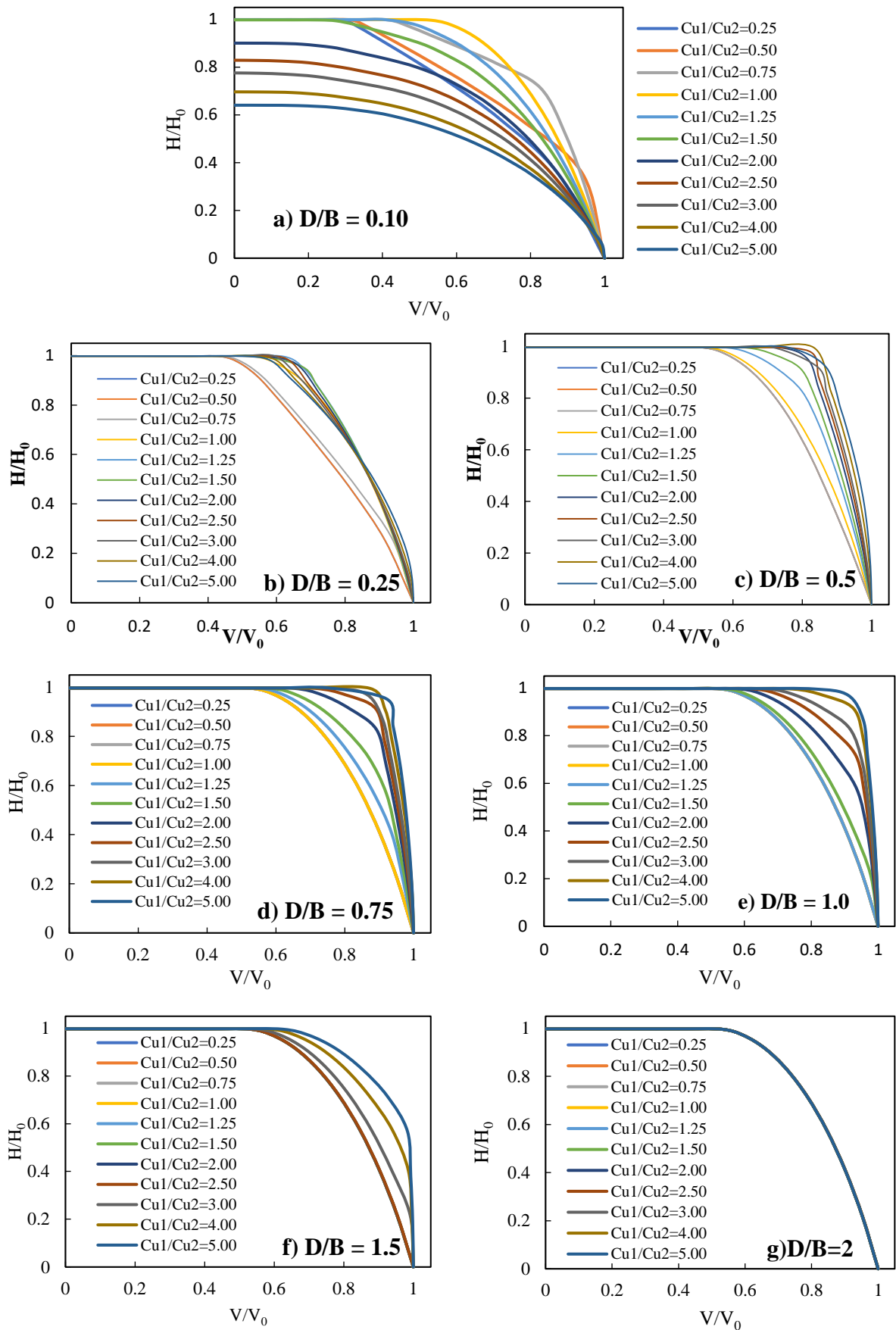


Figure 4.4 Envelopes de rupture dans l'espace des paramètres normalisés $H/H_0 - V/V_0$.

4.4.2 Facteurs d'inclinaison

L'effet de l'inclinaison de la charge a été inclus dans la conception de la capacité portante des fondations superficielles en introduisant un coefficient de correction appelé facteur d'inclinaison. Les facteurs d'inclinaison des semelles filantes sur des sols homogènes ont été largement étudiés. Pour le cas des semelles sur des sols hétérogènes, cette approche n'est pas encore utilisée.

Dans cette étude, de la même manière que pour les sols homogènes, on définit un facteur d'inclinaison i_c^* d'un bicouche argileux comme le rapport entre la charge limite verticale en considérant l'inclinaison V (pour $\alpha \neq 0$) et la charge limite verticale calculée pour une inclinaison nulle V_0 (pour $\alpha=0$) :

$$i_c^* = \frac{V}{V_0} \quad (5.3)$$

Où V est la charge verticale ultime de la semelle sur une argile à deux couches et chargée obliquement ($\alpha \neq 0$), V_0 la charge ultime verticale ($\alpha=0$) et i_c^* est le facteur d'inclinaison modifié d'un bicouche argileux et qui est fonction de D/B , C_{u1}/C_{u2} et α .

Dans cette partie, les facteurs d'inclinaison pour la capacité portante des semelles filantes ont été dérivés d'une combinaison de tests numériques. La figure 4.5 montre la variation du facteur i_c^* , en fonction de l'inclinaison de charge, pour des valeurs des rapports D/B variant de 0,1 à 2, en considérant différents rapports de la résistance au cisaillement des deux couches d'argile C_{u1}/C_{u2} (C_{u1}/C_{u2} varie de 0.25 à 5).

Le facteur d'inclinaison i_c^* , présenté sur la figure 4.5, augmente avec l'accroissement du rapport C_{u1}/C_{u2} , c'est-à-dire qu'avec l'augmentation de la résistance de la première couche et pour le même angle d'inclinaison, on constate un facteur d'inclinaison plus élevée.

La figure 4.5.c montre que pour $D/B=0.5$, l'augmentation du facteur d'inclinaison i_c^* est plus de (100 %) quand le rapport de résistance du sol C_{u1}/C_{u2} passe de 1 à 4 pour le même angle d'inclinaison $\alpha=25^\circ$ ($\text{tg } \alpha \approx 0.48$) ($i_c^*=0.4$ si $C_{u1}/C_{u2}=1$ et $i_c^*=0.82$ si $C_{u1}/C_{u2}=4$)

La comparaison des courbes de la figure 4.5 confirme que l'influence du rapport C_{u1}/C_{u2} diminue avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche supérieure D/B jusqu'à une valeur

critique $D/B=2$. Dans ce cas le rapport C_{u1}/C_{u2} n'a aucune influence sur le facteur de d'inclinaison i_c^* .

La figure 4.5 montre que pour un système formé d'une couche d'argile molle sur une autre forte ($C_{u1}/C_{u2} \leq 1$), et pour un rapport $D/B \geq 0.5$, on trouve également les mêmes valeurs de i_c^* , ce qui signifie que la rupture se produit seulement dans la couche supérieure de faible résistance.

Les valeurs du facteur i_c^* convergent vers les facteurs d'inclinaison d'un sol homogène lorsque $C_{u1}/C_{u2} \leq (C_{u1}/C_{u2})_{crit}$ [$(C_{u1}/C_{u2})_{crit}$ désigne la valeur critique], dans ce cas la valeur C_{u1}/C_{u2} n'affecte pas la capacité ultime de la fondation. Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que le mécanisme de rupture est entièrement contenu dans la couche supérieure du sol. Le tableau 4.1 résume les valeurs de $(C_{u1}/C_{u2})_{crit}$ pour différentes valeurs de D/B .

Tableau 4.1 Valeur de $(C_{u1}/C_{u2})_{crit}$

D/B	1.5	1	0.75	0.5
$(C_{u1}/C_{u2})_{crit}$	2.5	1.25	0.75	0.75

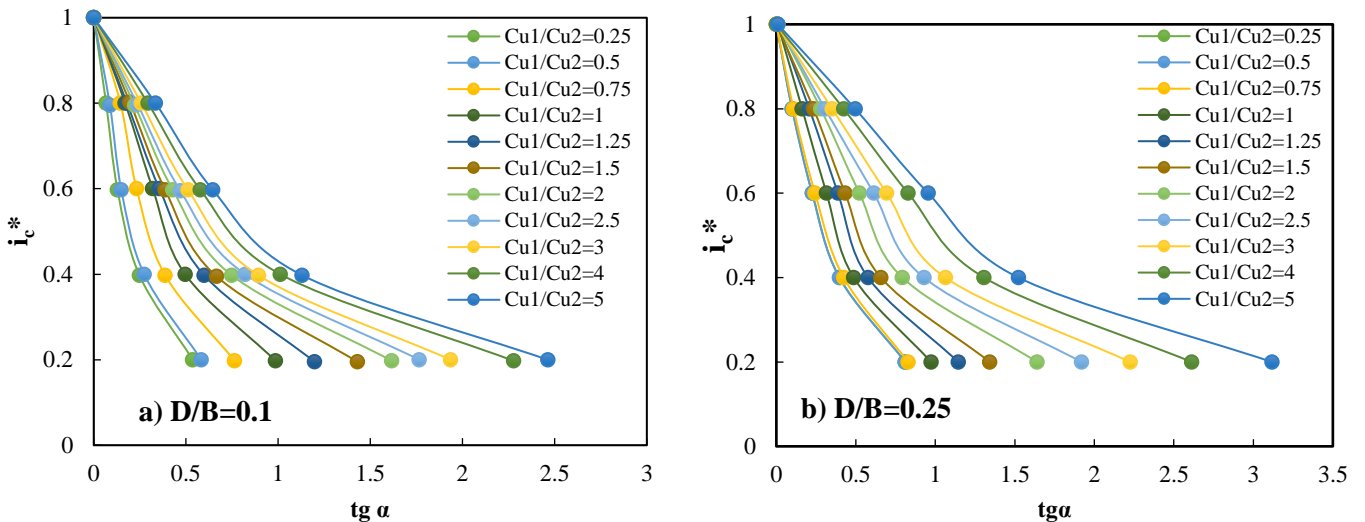


Figure 4.5 Facteur d'inclinaison i_c^* .

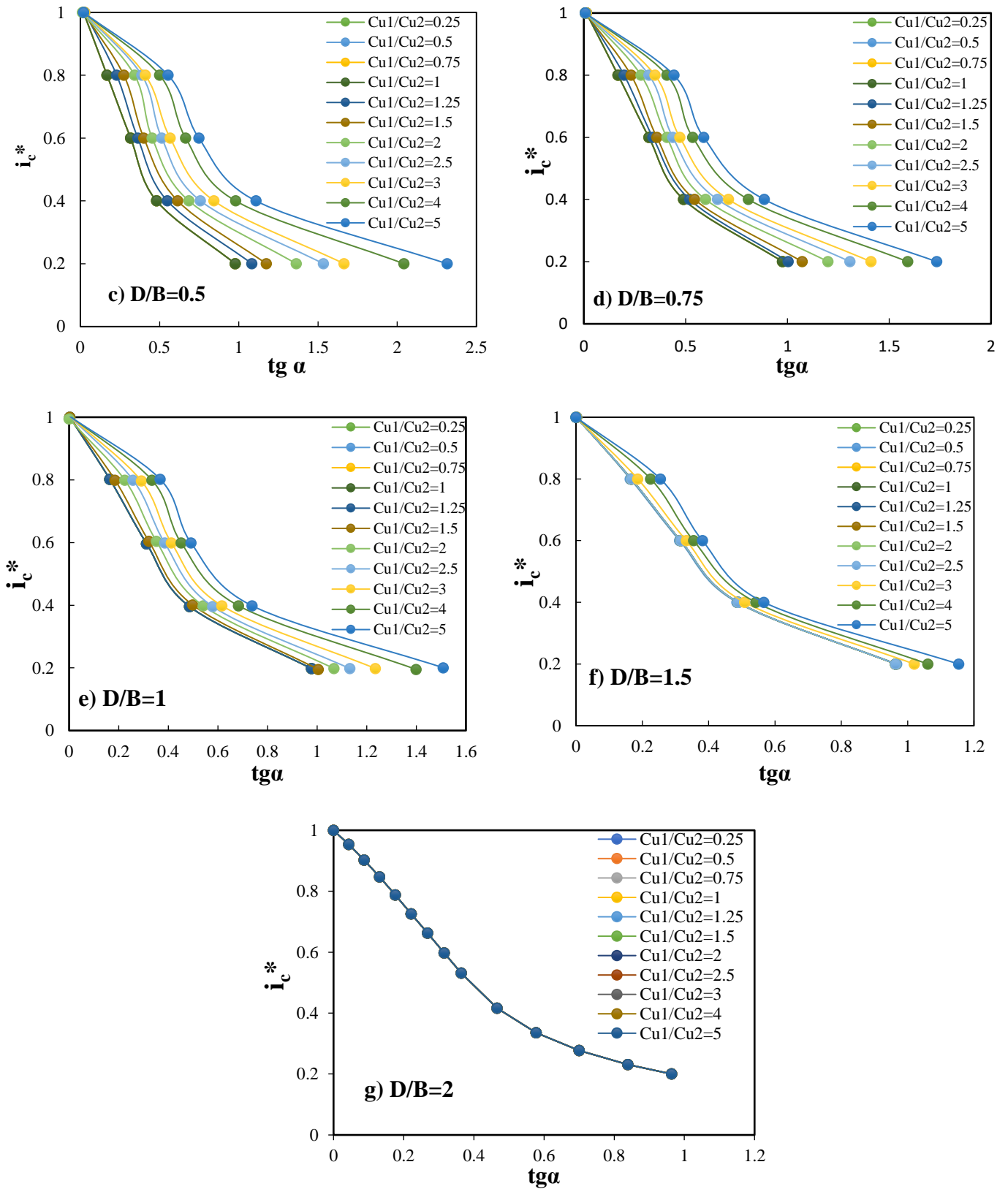


Figure 4.5 Facteur d'inclinaison i_c^* (suite).

La figure 4.6 illustre l'effet de D/B sur la variation du facteur d'inclinaison i_c^* . Les figures 4.6 (a), (b) et (c) montrent que si la résistance de la couche inférieure est plus grande que la couche supérieure ($C_{u1}/C_{u2} < 1$), les courbes du facteur d'inclinaison i_c^* sont similaires pour toutes les rapports D/B sauf pour $D/B=0.25$. Cette remarque signifie que dans ce cas le rapport D/B n'a pas d'influence sur les facteurs d'inclinaison que pour de très faibles épaisseurs de la couche supérieure, dans ce cas la couche inférieure tend à diminuer le facteur i_c^* .

Dans le cas contraire, c.à.d. si la couche supérieure est plus résistante que la couche inférieure ($C_{u1}/C_{u2} > 1$) le rapport D/B influe considérablement les facteurs d'inclinaison i_c^* . Cette influence est plus importante pour des valeurs C_{u1}/C_{u2} plus élevées. Dans tous les cas i_c^* diminue avec l'augmentation de l'épaisseur D jusqu'à une valeur critique D_{cri} . Le tableau 4.2 résume les valeurs de D_{cri} pour différent rapport C_{u1}/C_{u2} .

Par exemple : pour $C_{u1}/C_{u2} = 5$ et $\alpha=45^\circ$ ($\text{tg } \alpha \approx 1$), le facteur d'inclinaison i_c^* augmente de 65% pour un rapport $D/B=1$ par rapporte à une argile uniforme, alors que pour $D/B= 0,25$, l'augmentation est de près de 3 fois [Figure 4.6. (j)].

Tableau4.2 : Valeurs de D_{cri}

C_{u1}/C_{u2}	0.25	0.5	0.75	1.25	1.5	2	2.5	3	4	5
D_{cri}	0.5B	0.5B	0.5B	1B	1B	1.5B	1.5B	2B	2B	2B

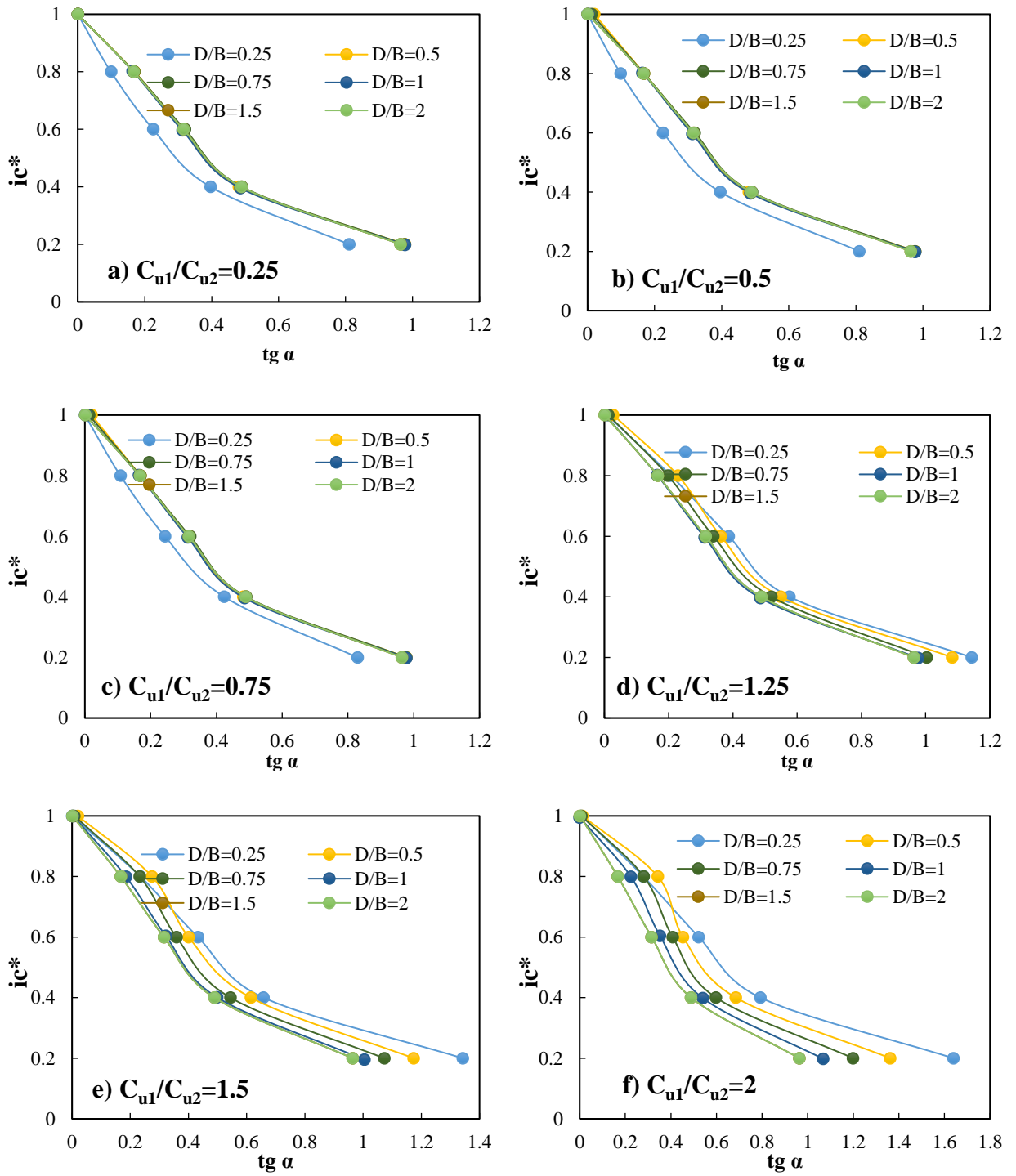


Figure 4.6 Effet de D/B sur les facteurs d'inclinaison i_c^* .

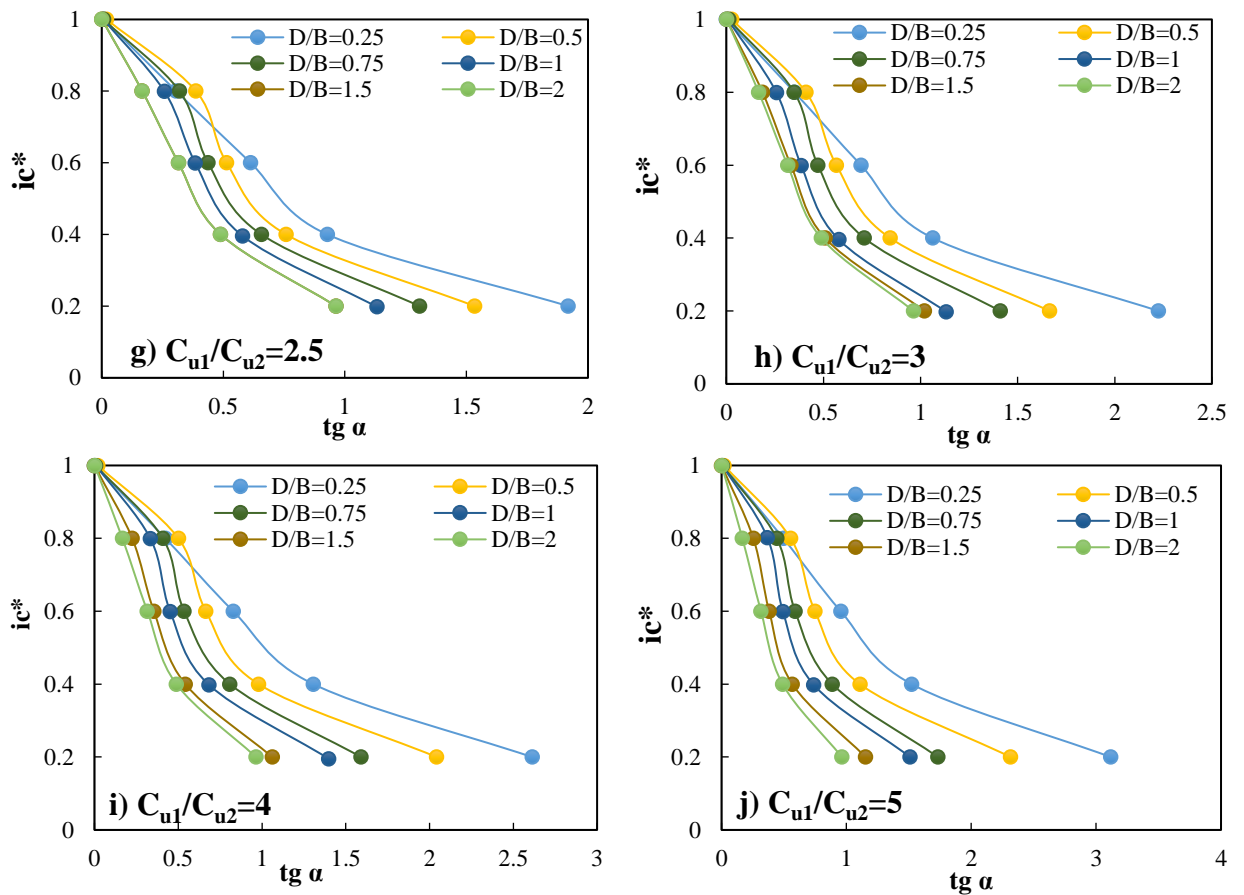


Figure 4.6 Facteur d'inclinaison i_c^* en fonction de $\text{tg } \alpha$ (suite).

4.4.3 Mécanismes de rupture

Les contours de déformation de cisaillement à la rupture, dans le cas d'une semelle filante sous chargement incliné, sont représentés sur la figure 4.7 dans le cas d'une couche supérieure de faible résistance au cisaillement, pour trois valeurs du rapport D/B (0,25 ; 0,5 et 1). Il est clair que le mécanisme de rupture n'est pas symétrique et il se développe seulement dans la couche de faible résistance. De plus, la figure 4.7 montre que l'étendue de la zone de cisaillement devient plus importante avec l'accroissement de l'épaisseur de la couche supérieure.

La figure 4.8 montre les contours de déformation de cisaillement à la rupture pour $D/B=0,25$ en considérant deux rapport de résistance entre les deux couches d'argile C_{u1}/C_{u2} (1 et 3). Cette figure présente clairement un coin triangulaire élastique au-dessous de la base de la semelle. Il est à noter que le mécanisme de rupture est plus large et s'étend à la couche inférieure lorsque la couche supérieure est plus résistante que la couche inférieure. Cependant, la difficulté de fixer un angle de l'inclinaison de la charge α préalable en utilisant le mode de chargement probe, ne permet pas de présenter des mécanismes de rupture obtenus pour la même valeur de α .

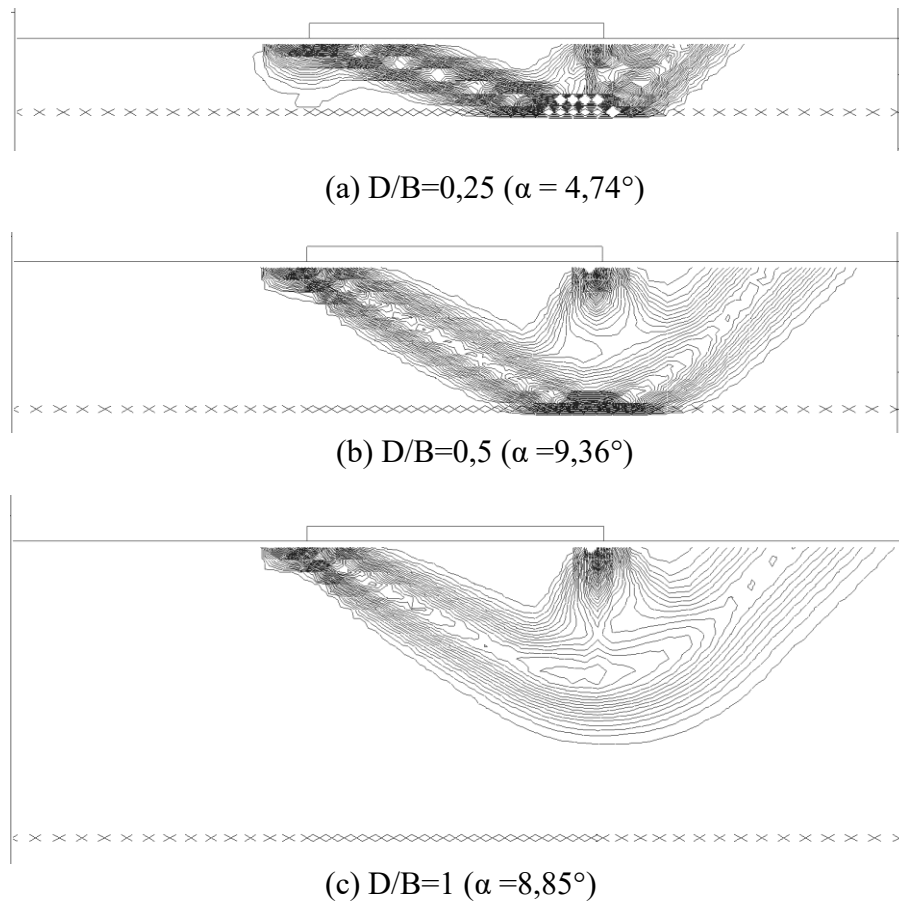


Figure 4.7 Distribution des déformations de cisaillement, pour $C_{u1}/C_{u2} =0,25$.

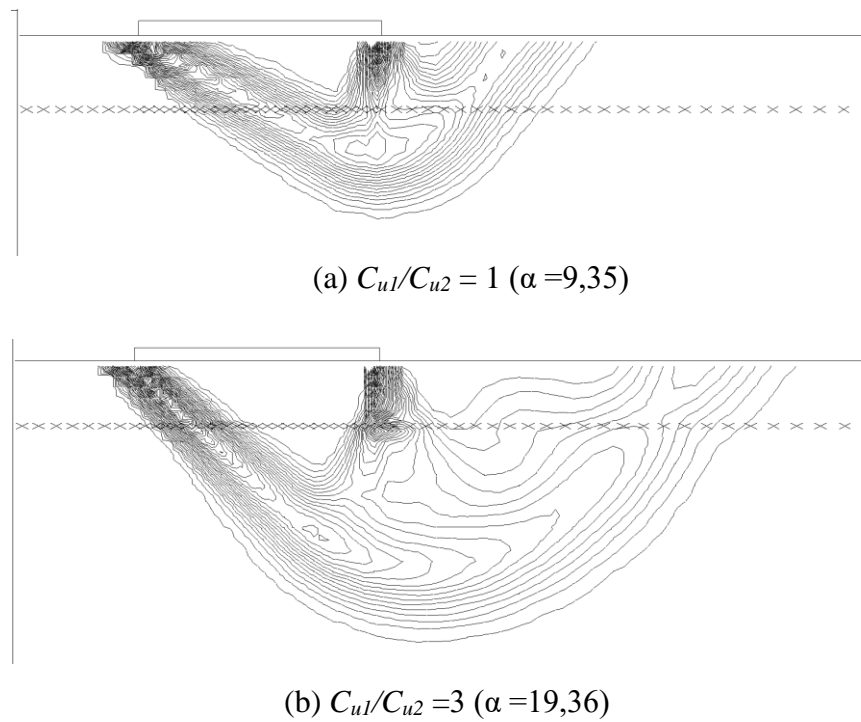


Figure 4.8 Distribution des déformations de cisaillement, pour $D/B =0,25$.

4.5 Conclusion

Le logiciel Flac en différences finis est utilisé pour effectuer une analyse numérique de la capacité portante d'une semelle filante rigide placée sur la surface d'une argile à deux couches et soumise à une charge inclinée. Les résultats numériques sont présentés sous forme d'enveloppes de rupture dans le plan de chargement (v, h), de facteurs d'inclinaison i_c^* et de mécanismes de rupture. Sur la base des résultats de cette analyse, les principales conclusions suivantes peuvent être tirées :

- La capacité portante dans ce cas dépend : 1) du rapport de résistance au cisaillement non drainé C_{u1}/C_{u2} (2) du rapport de l'épaisseur normalisée D/B de l'argile supérieure.
- Si $C_{u1}/C_{u2} \leq (C_{u1}/C_{u2})_{crit}$ ou $D/B \geq (D/B)_{crit}$, la capacité portante est indépendante de C_{u1}/C_{u2} (ou D/B) et le mécanisme de rupture est entièrement confiné dans la couche d'argile supérieure.
- Les facteurs d'inclinaison sont actuellement utilisés pour des sols homogènes. Cependant, de nouveaux facteurs d'inclinaison basés sur des résultats numériques, ont été présentés pour le cas d'un sol formé de deux couches d'argile.
- Pour une couche d'argile forte sur une couche molle, la semelle subit une rupture par poinçonnement incliné dans la même direction de la charge appliquée qui provoque une diminution substantielle de la capacité limite mobilisée. Cependant, la formation complète d'un tel mécanisme de rupture dépend de la valeur C_{u1}/C_{u2} . Pour les argiles molles sur fortes, la rupture du sol est une rupture générale de type cisaillement dans la direction de la charge incliné.

CHAPITRE 5

ANALYSE NUMÉRIQUE DE LA CAPACITÉ PORTANTE D'UNE SEMELLE FILANTE SUR UNE COUCHE DE SABLE SURMONTANT UNE COUCHE D'ARGILE SOUS CHARGEMENT INCLINÉ

5.1 Introduction

Le code FLAC en différences finies explicites est utilisé pour effectuer une étude paramétrique sur la capacité portante d'une fondation superficielle filante reposant sur une couche de sable surmontant une couche d'argile et soumise à une combinaison de charge Horizontale et verticale.

Les résultats obtenus pour la capacité portante sont présentés sous forme d'enveloppes de rupture dans le plan ($v-h$), où v et h sont respectivement les forces verticales et horizontales normalisées. Les facteurs d'inclinaison sont présentés sous forme d'abaques. Certains des mécanismes de rupture sont également représentés. Les résultats obtenus indiquent que la capacité portante dans ce cas dépend de la valeur de l'angle de frottement φ et l'épaisseur D de la couche supérieure, de la résistance au cisaillement de la couche inférieure C_u et de l'angle d'inclinaison de la charge α .

5.2 Présentation du cas étudié

Le problème de capacité portante considéré est illustré à la figure 5.1. On s'intéresse dans cette partie à l'étude de la portance d'une semelle rigide de largeur B , située sur la surface d'une couche de sable reposant sur une couche d'argile. La semelle est soumise à l'action d'une charge inclinée centrée R caractérisée par son inclinaison α .

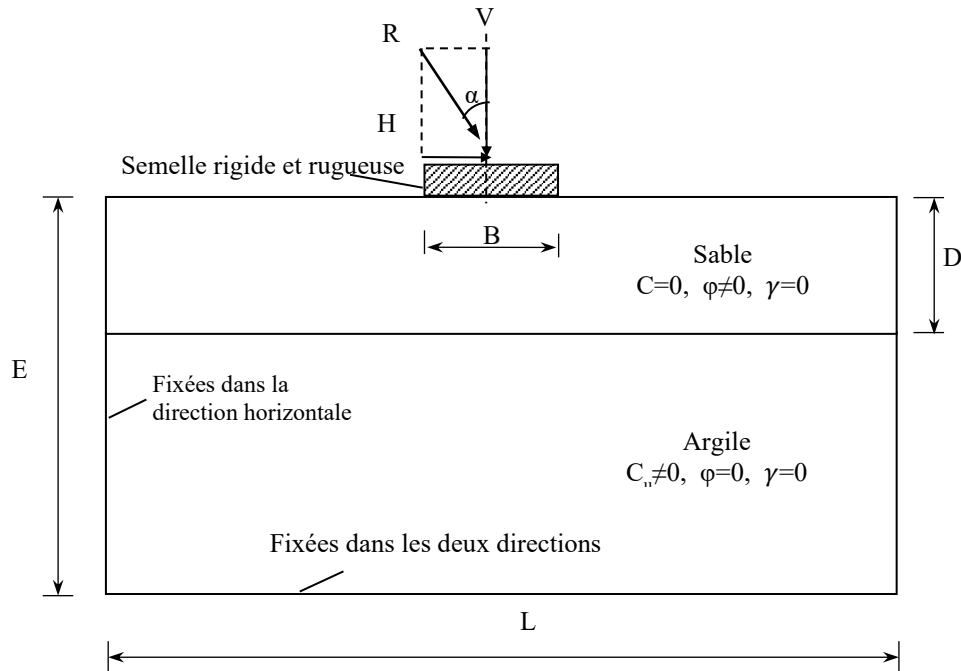


Figure 5.1 Présentation du cas étudié.

5.3. Simulation numérique

Dans cette étude, la couche de sable a été traitée comme un matériau associé ($\phi = \psi$) avec un comportement linéaire élastique parfaitement plastique (frottant) obéissant au critère de Mohr-Coulomb. L'argile était supposée être élastique linéaire parfaitement plastique (cohésif) obéissant au critère de Tresca.

La couche de sable est caractérisée par le module de cisaillement $G_s = 1.27 \times 10^4 \text{KP}$, le module volumique $K_s = 2.67 \times 10^4 \text{KP}$, les poids unitaires des sols $\gamma = 16 \text{KN/m}^3$, l'angle de frottement ϕ , l'angle de dilatation plane ψ et l'épaisseur D . Les paramètres nécessaires pour spécifier la couche d'argile est la résistance au cisaillement non drainé C_u , le module de cisaillement, $G_c = 1.25 \times 10^4 \text{KP}$, le module volumique $K_c = 62.08 \times 10^4 \text{KP}$. Pour modéliser la rugosité de l'interface, les mêmes valeurs de l'angle de frottement et de dilatation de la couche supérieure ont été affectées aux éléments d'interface. La cohésion non drainée des éléments d'interface a été prise égale à zéro.

L'étude paramétrique était basée sur l'utilisation de trois valeurs de l'angle de frottement, à savoir 30° , 35° et 40° . Dans chaque cas, cinq valeurs de rapport D/B ont été étudiées ($D/B = 0,25, 0,5, 1, 2$ et 3). Les valeurs du rapport de résistance au cisaillement de la couche inférieure ($C_u/\gamma B$) varient de 0.25 à 4.

5.4 Résultats et discussions

5.4.1 Courbes enveloppes de rupture

Les résultats de la capacité portante pour les chargements inclinés sont exprimés en courbes enveloppes de rupture dans le plan de chargement $v-h$. Les figures 5.2 et 5.3 illustrent les enveloppes de rupture en fonction de charges adimensionnelles $V/\gamma B$ et $H/\gamma B$ exprimés en fonction de l'épaisseur relative de la couche de sable D/B et du rapport de la résistance au cisaillement ($C_u/\gamma B$) de la couche d'argile. Les enveloppes de rupture sont présentées pour deux valeurs de φ (30° et 35°).

Ces figures montrent que la forme et la taille des enveloppes de rupture dépendent significativement du rapport D/B , de l'angle d'inclinaison α , du rapport de la résistance au cisaillement ($C_u/\gamma B$) de la couche d'argile et de l'angle de frottement de la couche supérieure φ . Pour tous les angles de frottement, une expansion des enveloppes de rupture est observée lorsque la résistance de la couche inférieure ($C_u/\gamma B$) augmente ; cette expansion est plus significative si la couche supérieure est mince ($D/B = 0.25$ et 0.5). L'expansion des enveloppes de rupture signifie que la capacité portante augmente en augmentant la résistance de la couche inférieure. De plus, les figures 5.2.a et 5.2.b montrent que l'existence d'une argile rigide ($C_u/\gamma B = 3$ et 4) sous un sable moins résistant ($\varphi = 30^\circ$) conduit à une augmentation de la portance de la fondation sous des charges inclinées. D'autre part, la présence d'une couche d'argile molle sous une couche de sable dense conduit à une diminution de la capacité portante même si la couche de sable a une grande épaisseur ($D/B \geq 2$), il convient de noter que ces remarques ont été aussi citées par Femmam et al (2022).

Les figures 5.2 et 5.3 indiquent que pour tous les cas étudiés, les enveloppes de rupture pour les grandes valeurs de α ($H = 0.2V$) sont identiques et confondues avec celle du sable de la couche supérieure, ce qui peut s'expliquer par le fait que le glissement est entièrement contenu dans la couche supérieure, comme le montre les figures 5.10 et 5.11 (pour $H = 0.2V$).

Dans le cas d'une couche molle recouvrant une couche raide ($\varphi = 30^\circ$ et $C_u/\gamma B \geq 2$), la figure 5.2 montrent que la capacité portante diminue avec l'augmentation des rapports D/B et converge vers la capacité portante d'un sable homogène. Par contre, si une couche de sol raide surmontant un sol mou ($\varphi = 30^\circ$ et $C_u/\gamma B < 2$), la capacité portante augmente avec l'augmentation des rapports D/B et converge aussi vers la capacité portante d'un sable homogène. Cette expansion des courbe enveloppes en fonction de D/B , signifie que la présence d'une couche de sable dense

améliore la capacité portante de la couche d'argile inférieure et l'amélioration est plus intéressante avec l'augmentation de l'épaisseurs de la couche de sable

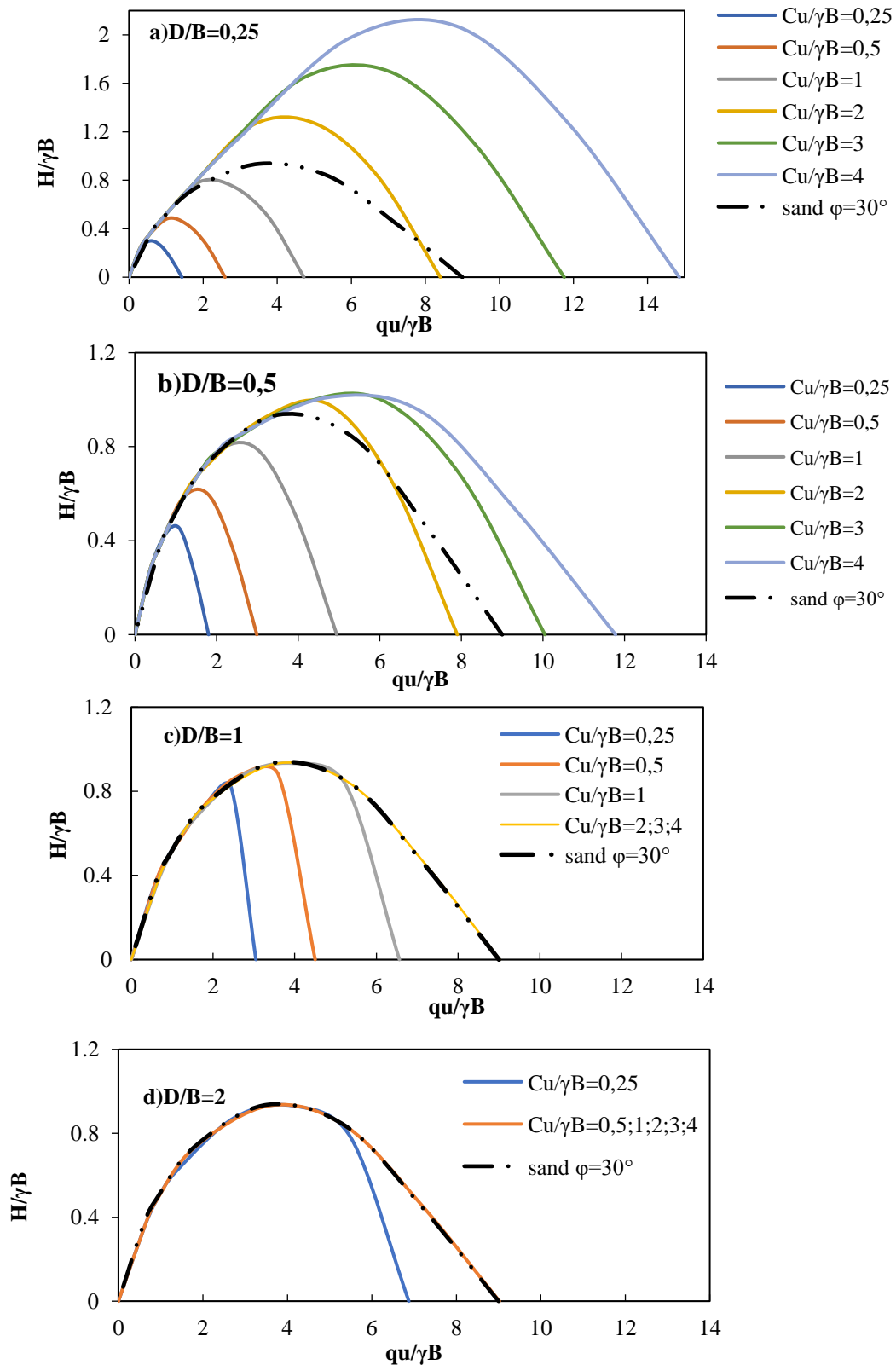


Figure 5.2 Les enveloppes de rupture dans le plan (V-H) pour $\phi=30^\circ$ en fonction de $V/\gamma B$ et $H/\gamma B$.

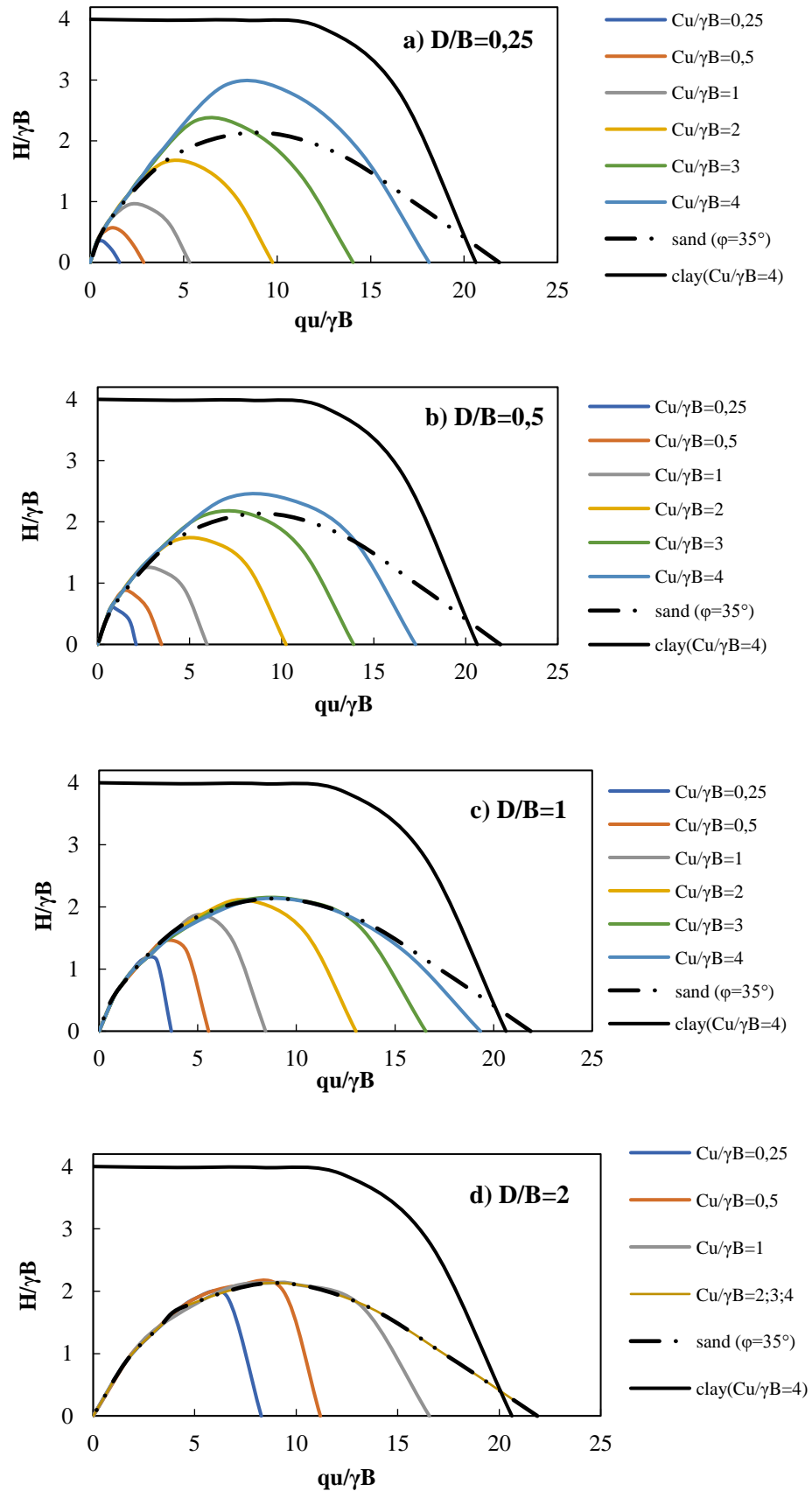


Figure 5.3 Les enveloppes de rupture dans le plan (V-H) pour $\varphi=35^\circ$ en fonction de $q_u/\gamma B$ et $H/\gamma B$.

Les enveloppes de rupture sont aussi représentées en termes de portance normalisée par la valeur de capacité portante verticale V_0 (V/V_0 et H/V_0), comme on peut le voir sur les figures 5.4, 5.5 et 5.6 pour $\varphi = 30^\circ$, 35° et 40° respectivement. Contrairement au cas des sables homogènes où les courbes enveloppes normalisées sont presque symétriques, les figures 5.4, 5.5 et 5.6 montre une asymétrie très claire dans les enveloppes de rupture dans le cas d'un sol composé d'une couche d'argile surmontée par une couche de sable.

Ces figures montrent clairement la dépendance de la forme et de la taille des enveloppes de rupture normalisées des quantités φ , D/B et $Cu/\gamma B$. En effet, pour toutes les angles de frottement, la taille des enveloppes de rupture normalisées diminue significativement avec l'augmentation de la résistance au cisaillement adimensionnelle de la couche d'argile ($Cu/\gamma B$) ; elles deviennent constantes lorsque $Cu/\gamma B \geq (Cu/\gamma B)_{crit}$, où $(Cu/\gamma B)_{crit}$ est la valeur critique de la résistance au cisaillement de la couche inférieure.

Par exemple, dans la figure 5.4.c et 5.4.d, pour $\varphi = 30^\circ$, si $D/B = 1$, alors $(Cu/\gamma B)_{crit} = 2$, et quand $D/B = 2$, $(Cu/\gamma B)_{crit} = 0,5$. Alors que, sur les figures 5.5.d et 5.5.e, quand $\varphi = 35^\circ$, si $D/B = 2$, alors $(Cu/\gamma B)_{crit} = 2$ et si $D/B = 3$, $(Cu/\gamma B)_{crit} = 1$. Cela signifie que la valeur de la résistance au cisaillement critique dépend de la profondeur et de l'angle de frottement de la couche supérieure. De plus, la figure 5.4.e indique que les enveloppes de rupture pour toutes les valeurs de $Cu/\gamma B$ sont indépendantes de la résistance de l'argile lorsque $D/B \geq (D/B)_{crit}$, où $(D/B)_{crit}$ indique la valeur critique du rapport de profondeur de la couche supérieure; ces enveloppes de rupture sont équivalentes à celles d'une couche de sable homogène. Ces résultats sont proches de ceux rapportés dans la littérature. Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que le mécanisme de rupture est entièrement contenu dans la couche supérieure du sol, comme le montre la figure 5.11.b. Les mêmes résultats ont été mentionnés par Shiao et al. (2003) et Burd et Fridman (1997) dans le cas de la capacité portante d'un sol composé d'une couche d'argile surmontée par une couche de sable sous chargement vertical.

Les figures 5.4.e et 5.5.f présentent une comparaison entre les résultats des enveloppes de rupture obtenues dans la présente étude et ceux précédemment obtenus par Hansen (1970), Vesic (1975) et Loukidis et al. (2008), pour $\varphi = 30^\circ$ et $\varphi = 35^\circ$, respectivement.

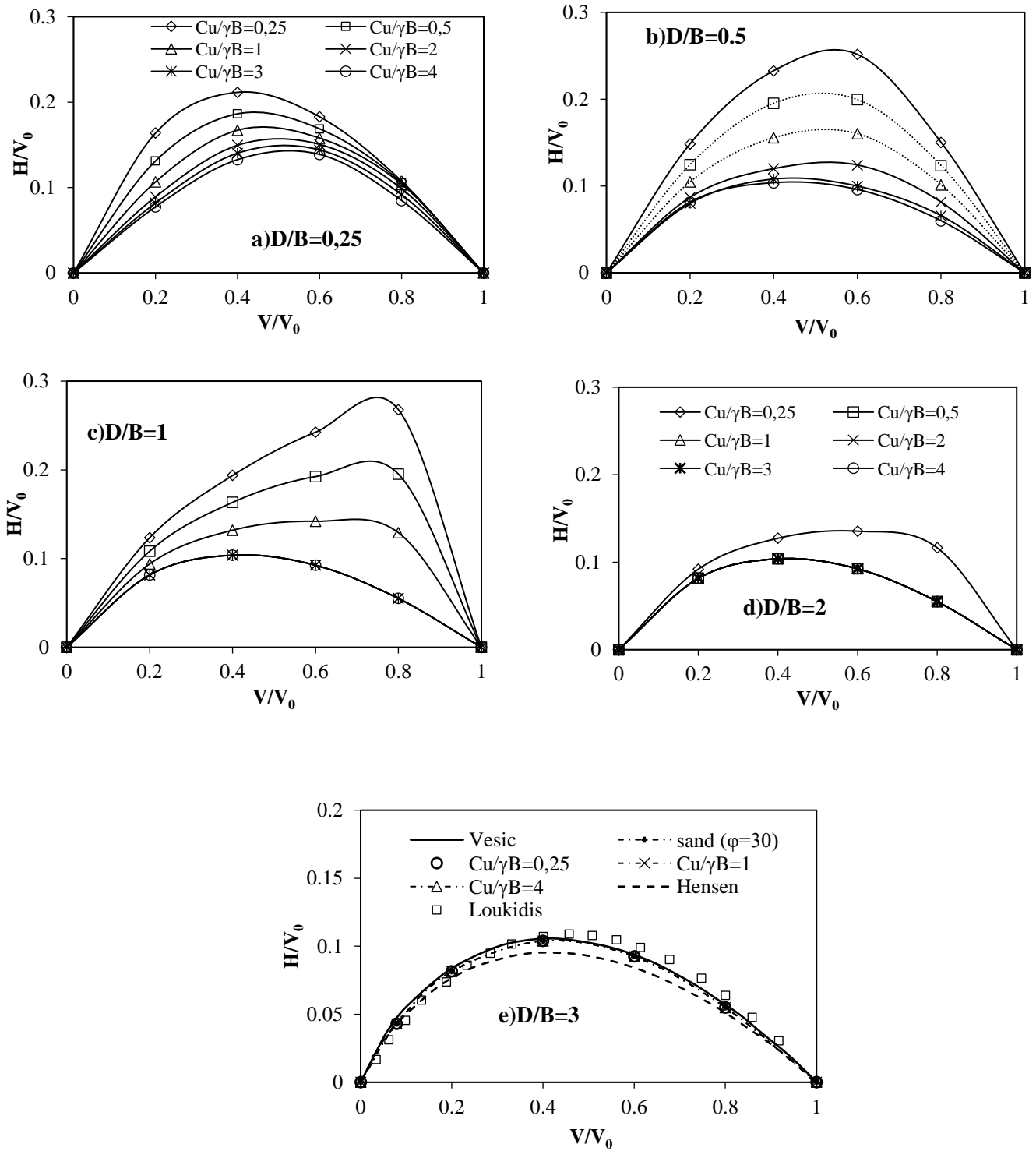


Figure 5.4 Les enveloppes de rupture dans le plan $(V-H)$ pour $\phi=30^\circ$ en fonction de V/V_0 et H/V_0 .

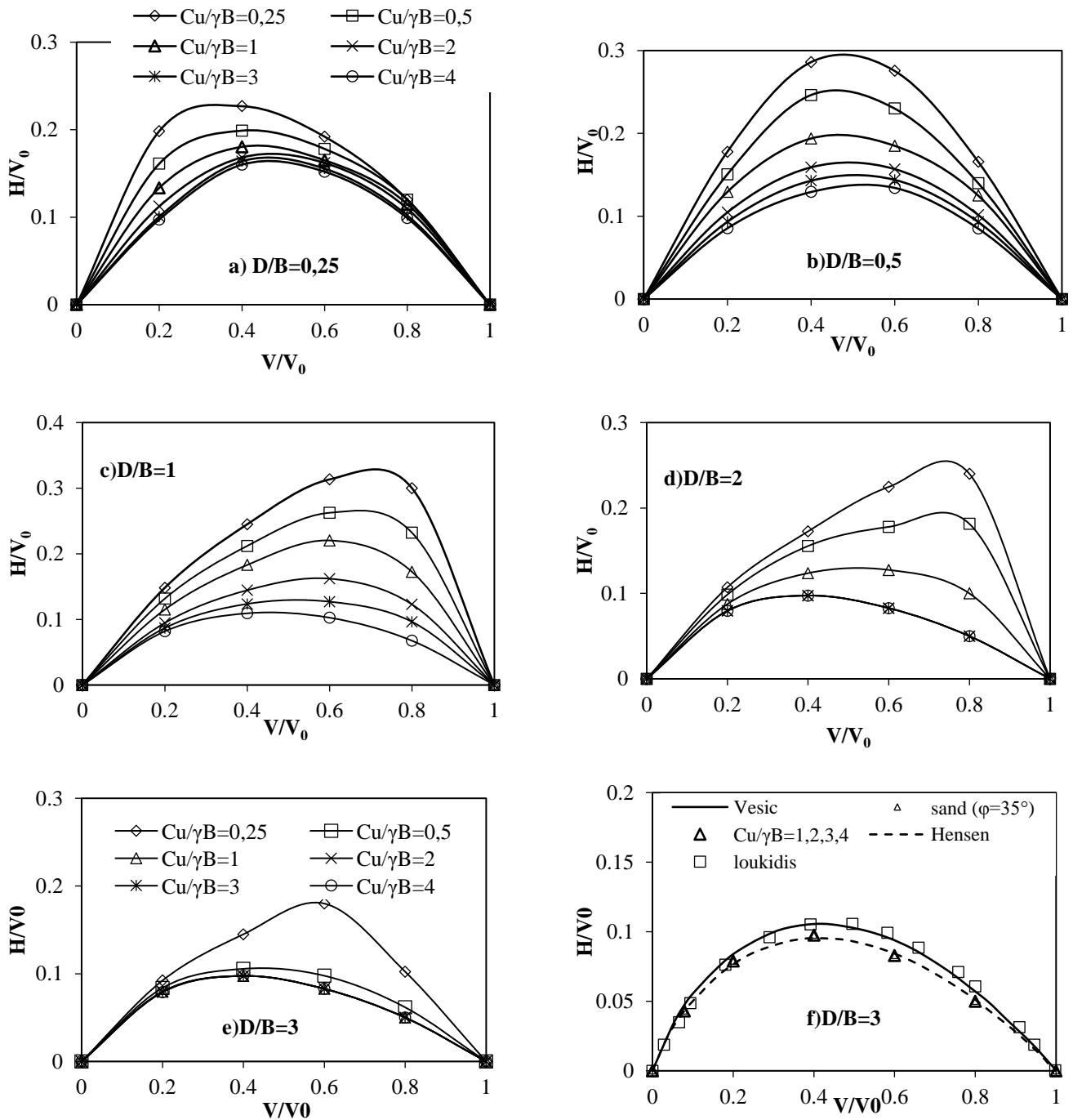


Figure 5.5 Les enveloppes de rupture dans le plan $(V-H)$ pour $\phi=35^\circ$ en fonction de V/V_0 et H/V_0 .

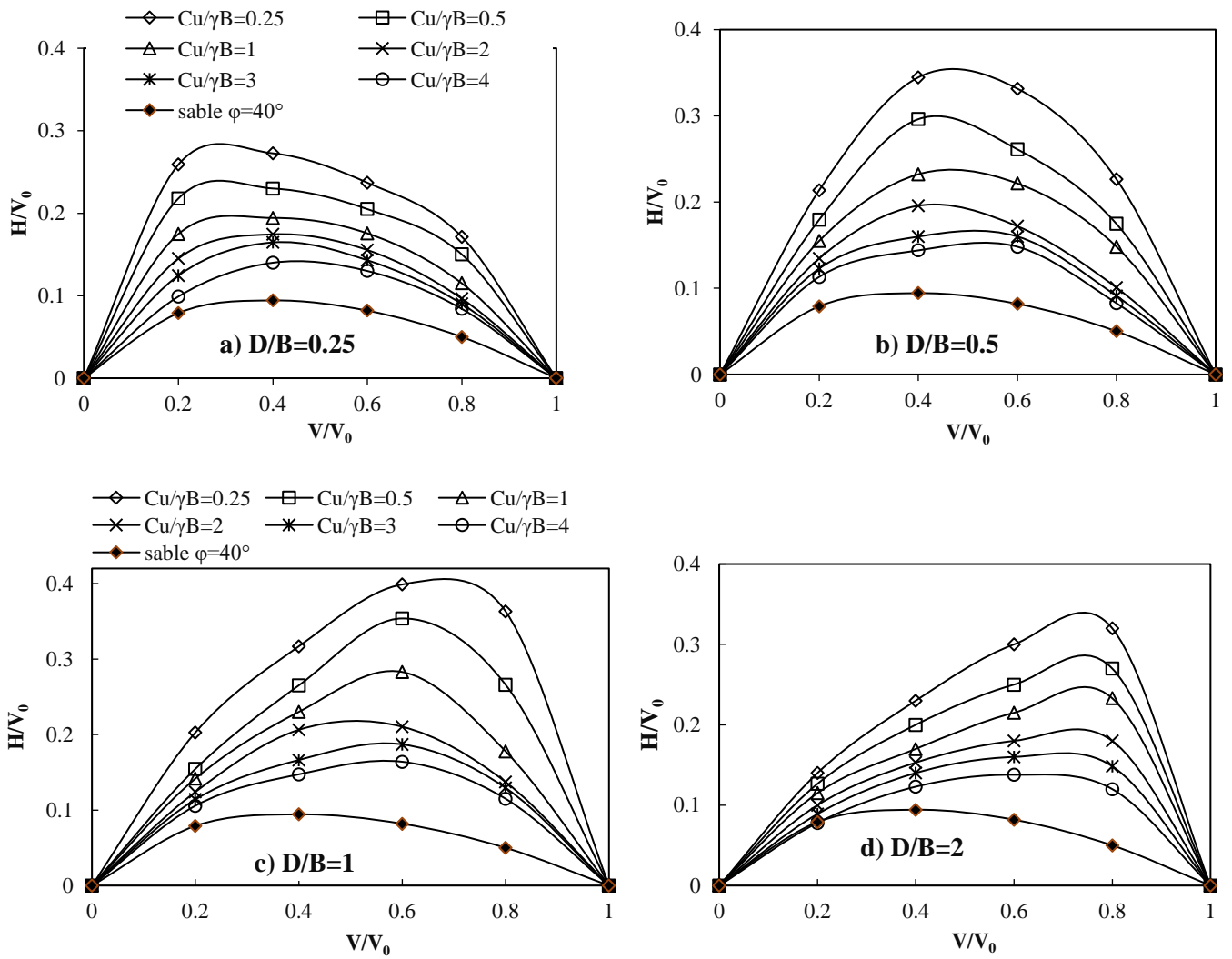


Figure 5.6 Les enveloppes de rupture dans le plan (V-H) pour $\phi=40^\circ$ en fonction de V/V_0 et

H/V_0 .

5.4.2 Facteurs d'inclinaison

Dans cette partie, nous dérivons numériquement les facteurs d'inclinaison à partir des résultats numériques correspondants au cas d'un sable sur argile et soumis à des charges inclinées.

Dans ce cas, on peut définir un facteur d'inclinaison i_γ^* sous la forme :

$$i_\gamma^* = \frac{V}{V_0} \quad (5.3)$$

Où V est la charge verticale ultime de la semelle chargée obliquement ($\alpha \neq 0$), V_0 la charge verticale ultime ($\alpha = 0$) et i_γ^* est le facteur d'inclinaison modifié du sable sur argile qui est fonction de D/B , $Cu/\gamma B$, φ et α .

Les facteurs i_γ^* sont tracés sur les figures 3.7, 3.8 et 3.9 pour trois valeurs de l'angle de frottement $\varphi = 30^\circ$, 35° et 40° respectivement. Il ressort clairement que pour tous les paramètres de l'étude (D/B , $Cu/\gamma B$ et φ), le facteur d'inclinaison diminue avec l'augmentation de α et tend vers 1 pour $\alpha = 0$.

Ces figures montrent aussi que le facteur i_γ^* diminue avec l'augmentation du rapport de résistance au cisaillement $Cu/\gamma B$ (pour D/B constant) jusqu'à une valeur critique au-delà de laquelle le facteur devient constant.

La figure 5.8.c montre que pour $\varphi = 35^\circ$, $D/B = 1$ et $\alpha = 21.8^\circ$ ($\text{tg } \alpha \approx 0.4$), le facteur d'inclinaison i_γ^* augmente de plus de 75% pour un rapport $Cu/\gamma B = 2$ par rapport à un sable homogène de la couche supérieure, alors que pour $Cu/\gamma B = 1$, l'augmentation est de près de 2 fois.

Pour $B/D \geq (B/D)_{cri}$, le facteur d'inclinaison i_γ^* atteint une limite inférieure qui semble être indépendante de $Cu/\gamma B$ et est égale à au facteur d'inclinaison du sable de la couche supérieure. La figure 5.7.e montre que, pour $\varphi = 30^\circ$, $(B/D)_{cri} = 3$. Dans ce cas la surface de rupture devient confinée dans la couche de sable et la capacité portante reste constante comme le montre la figure 5.4.e. Cependant les figures 5.8.e et 5.9.d montrent que pour $\varphi = 35^\circ$ et 40° , $(B/D)_{cri} \geq 3$. Ces données montrent que la surface de rupture pour des charges inclinées peut s'étendre à la couche d'argile même pour des grandes épaisseurs de couche de sable ($D > 3B$).

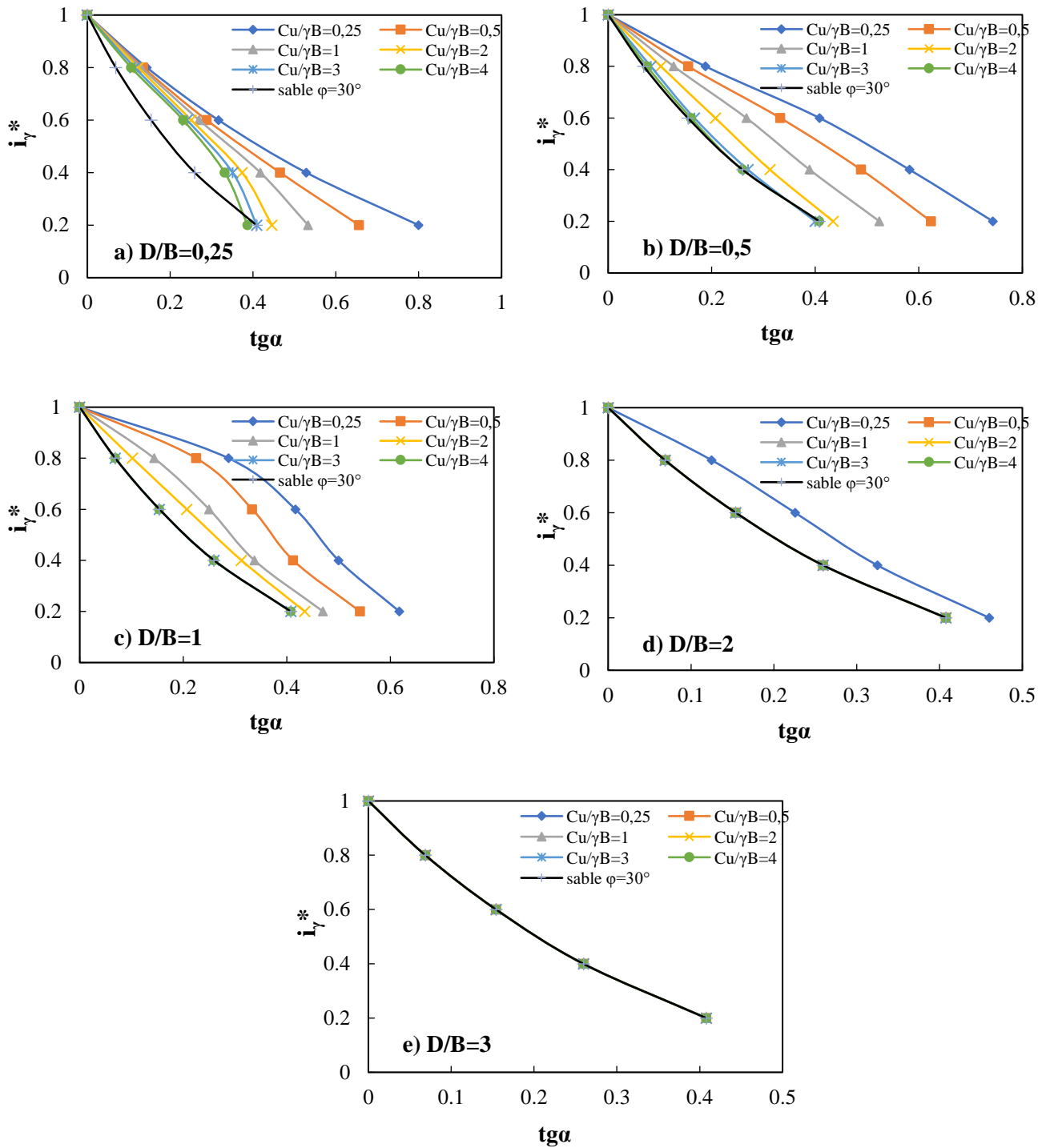


Figure 5.7. Facteurs d'inclinaison i_{γ}^* pour $\varphi=30^\circ$.

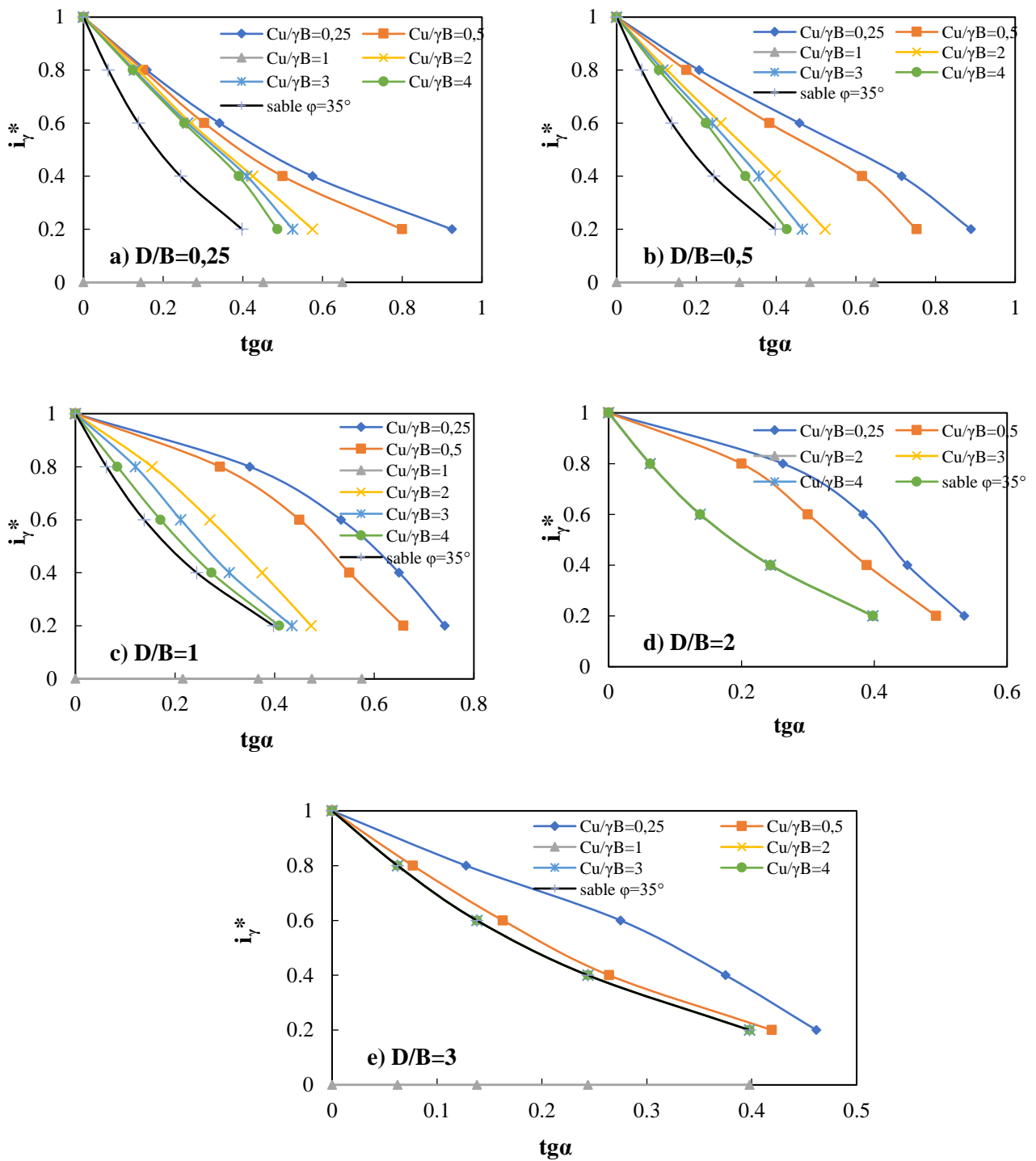


Figure 5.8 Facteurs d'inclinaison i_{γ}^* pour $\phi=35^\circ$.

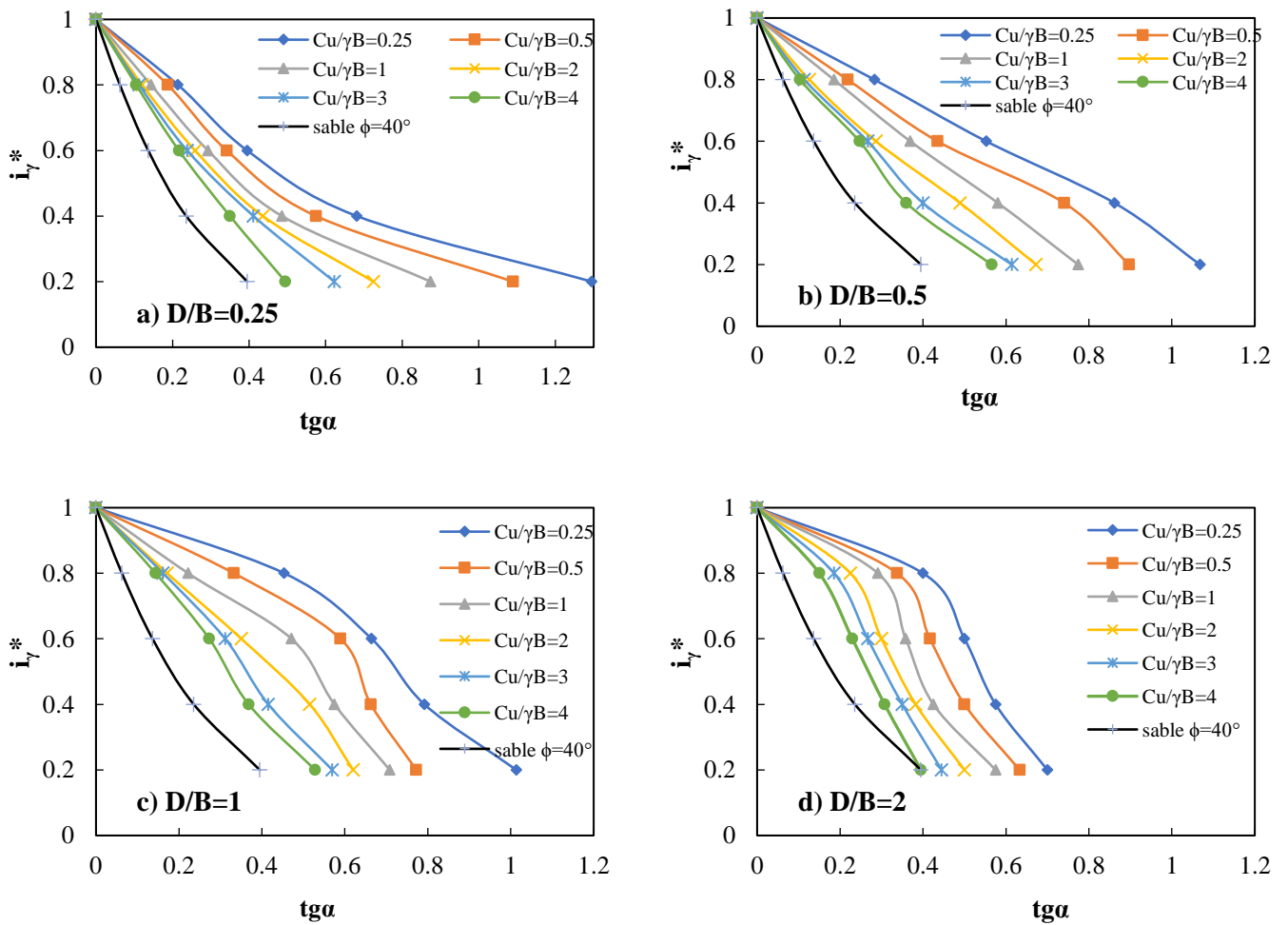


Figure 5.9 Facteurs d'inclinaison i_γ^* pour $\phi=40^\circ$.

5.4.3 Mécanismes de rupture

Les figures 5.10 et 5.11 présentent des exemples de mécanisme de rupture donnés par le code FLAC, pour différentes inclinaisons de charge et pour différentes valeurs de ϕ , D/B et $Cu/\gamma B$. Les figures 5.10.a et 5.11.a montrent le tracé des contours des déformations de cisaillement maximale pour les cas d'une couche de sable reposant sur une couche d'argile molle avec $Cu/\gamma B = 0.25$.

Ces graphiques montrent clairement une réduction de la taille de la zone de cisaillement lorsque l'inclinaison de la charge augmente. De plus, il existe une nette expansion des régions de rupture dans les deux couches, en particulier pour les faibles valeurs d'inclinaison ($V/V_0 = 0,8$).

On voit aussi que le mécanisme de rupture est asymétrique et devient largement unilatéral suivant la direction de la charge appliquée, pour les valeurs plus élevées de α . Le mécanisme devient contenu dans la couche supérieure si α est très grande ($V/V_0 = 0,2$). Cependant, dans le cas de sable recouvrant une couche d'argile avec $Cu/\gamma B = 4$, le mécanisme est presque symétrique et s'étend légèrement jusqu'à la couche inférieure si la couche supérieure est mince, comme on peut le voir sur la figure 5.10.b, dans ce cas la couche d'argile sous-jacente est impliquée dans le processus de portance et augmente significativement la capacité mobilisée.

La figure 5.11.b montre, pour $\varphi = 30^\circ$, $D/B = 1$ et $Cu/\gamma B = 3$, et pour toutes les valeurs d'angle d'inclinaison, la rupture est entièrement contenue dans la couche supérieure, ce qui explique la coïncidence et la similarité entre les enveloppes de rupture obtenue dans ce cas et celles du cas d'un sable homogène représenté sur la figure 5.4.c. Un plan de cisaillement bien défini se développe qui s'étend jusqu'à la surface du sol et forme un soulèvement de chaque côté de la semelle (c'est-à-dire la formation de rupture par cisaillement général).

Il est également noté que, pour une semelle chargée verticalement ($V/V_0 = 1$), il y a un coin élastique triangulaire immédiatement sous la semelle et la zone de cisaillement est en accord avec le mécanisme de rupture trouvé par Prandtl (1921) et Terzaghi (1943) sous une semelle filante sur un sol homogène.

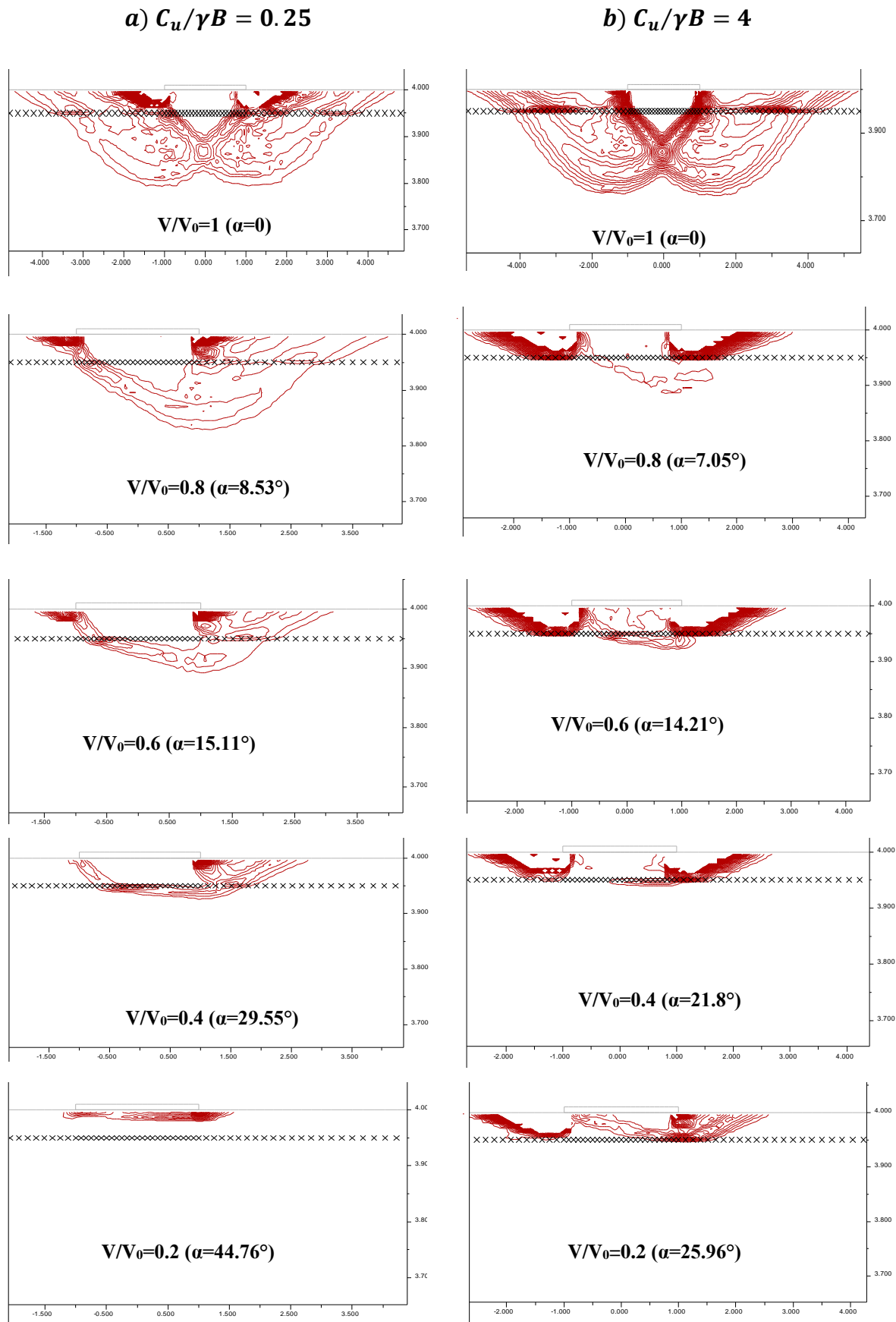


Figure 5.10 Distribution des déformations de cisailment, pour $\phi=35^\circ$ et $D/B=0.25$.

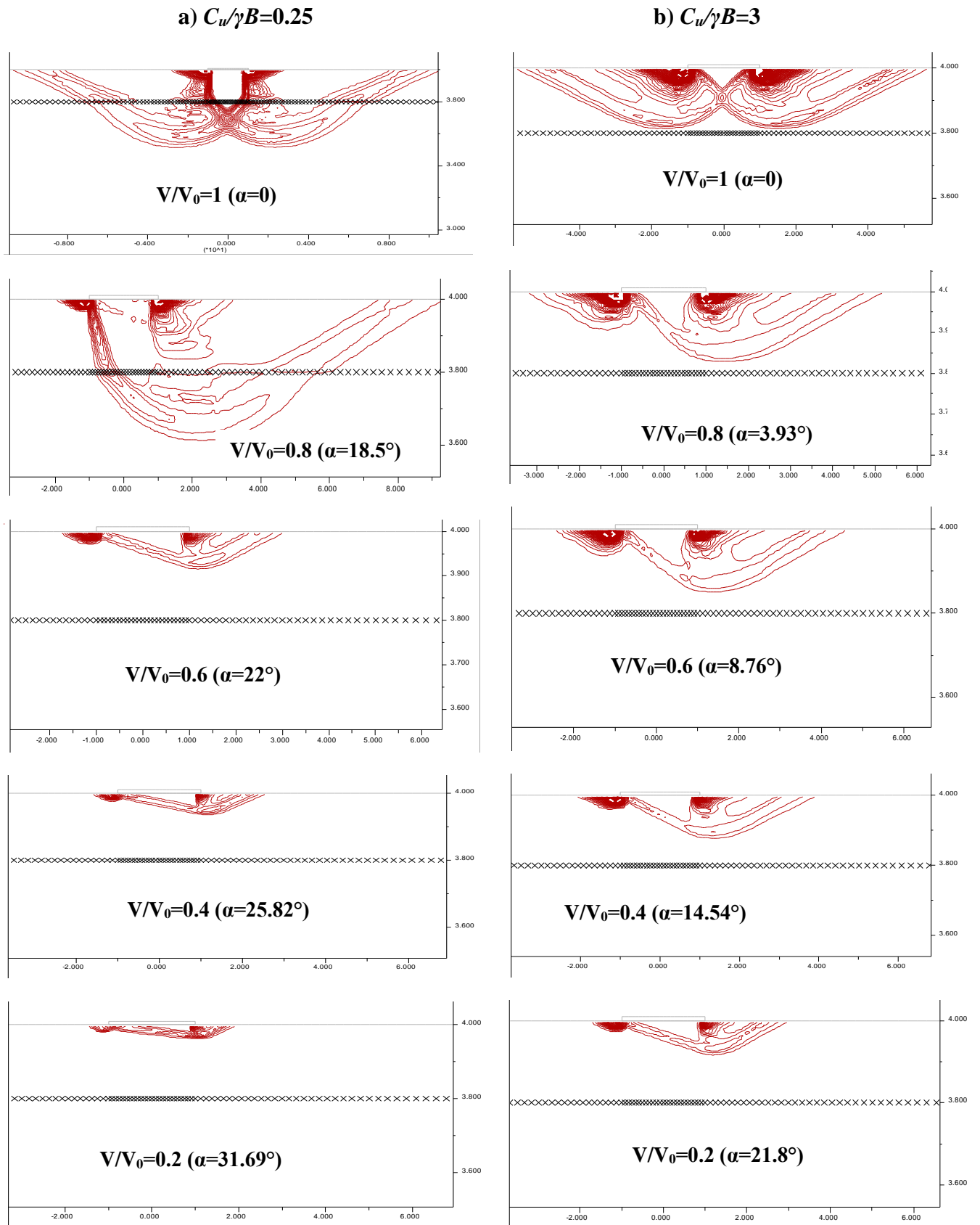


Figure 5.11 Distribution des déformations de cisaillement, pour $\phi=30^\circ$ et $D/B=1$.

5.5 Conclusion

Une série de calculs élasto-plastique, en utilisant le logiciel FLAC, ont été réalisées pour étudier la capacité des fondations superficielle sur un sable surmontant une couche d'argile sous des charges combinées verticales et horizontales. Les résultats numériques permettent de tirer les conclusions suivantes :

- La forme et la taille des enveloppes de rupture dépendent de manière significative des valeurs de l'angle de frottement φ de la couche supérieure, du rapport D/B et de la résistance de la couche inférieure ($Cu/\gamma B$).
- Pour tous les angles de frottement (30° , 35° et 40°) et le rapport D/B , la capacité portante augmente lorsque la résistance de la couche inférieure augmente. Lorsque $Cu/\gamma B \geq (Cu/\gamma B)_{crit}$ ou $D/B \geq (D/B)_{crit}$, les enveloppes de rupture sont devenues indépendantes de $Cu/\gamma B$ et D/B ; ils sont similaires à ceux trouvés pour le cas d'un sable homogène.
- Si la couche de sable dense est plutôt épaisse, la surface de rupture se trouvera alors entièrement à l'intérieur de la couche de sable. Cependant, si cette épaisseur est relativement mince, la surface de rupture peut être étendue à une couche d'argile molle surtout pour des faibles valeurs de α . Dans ce cas, la rupture dans le sol se produirait par poinçonnement dans la couche de sable dense suivant la direction de la charge inclinée, suivie d'une rupture par cisaillement générale dans la couche d'argile.
- La portance des argiles molles peut être améliorée en plaçant une couche de sable compact (dense) au-dessus.

CONCLUSION GÉNÉRALE

La capacité portante des semelles a toujours été l'un des domaines les plus intéressants de l'ingénierie géotechnique auprès des chercheurs et des ingénieurs en exercice. La capacité portante des fondations superficielles sur des sols Homogènes a été largement étudiée. En réalité, les profils de résistance du sol sous les semelles ne sont pas homogènes mais peuvent augmenter ou diminuer avec la profondeur ou être constitués de couches distinctes ayant des propriétés significativement différentes.

Nous avons traité dans la présente thèse l'évaluation numérique de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur des sols stratifiés et soumises à des charges combinés verticales et horizontales. Pour cela nous avons élaboré des procédures de simulation élasto-plastiques en utilisant le logiciel FLAC en différences finies explicites.

Pour valider le modèle numérique utilisé dans cette étude, des analyses numériques ont été d'abord effectué pour des problèmes de capacité portante dont les solutions analytiques sont connues. L'excellent accord des résultats obtenus avec les données théoriques et expérimentales existantes justifie davantage la crédibilité du modèle utilisé pour la simulation de la portance des sols stratifiés sous charges inclinées.

Une série d'analyses numériques a été ensuite menées pour étudier l'effet de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante des sols bicouches. Les résultats sont présentés sous forme de diagrammes d'interaction des charges dans le plan (H, V) et de facteurs d'inclinaison pour différentes valeurs de l'épaisseur de la couche supérieure et des profils de résistance du sol. Les expérimentations numériques ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La taille et la forme des enveloppes de rupture dépendent de la résistance au cisaillement des deux couches et du rapport de l'épaisseur de la couche supérieure à la largeur de la fondation D/B .
- L'analyse des enveloppes de rupture des sols bicouches montrent une amélioration de la capacité portante inclinée avec l'augmentation de la résistance de la couche inférieure. Par contre, les facteurs d'inclinaison i_c^* et i_γ^* diminuent avec l'augmentation de la résistance de la couche inférieure.

- La capacité portante d'un bicouche argileux dépend : 1) du rapport de résistance au cisaillement non drainé C_{u1}/C_{u2} et 2) du rapport de l'épaisseur normalisée D/B de l'argile supérieure. De plus, pour $D/B=2$, le rapport C_{u1}/C_{u2} n'affecte pas la capacité portante, et les enveloppes de rupture sont identiques à la solution exacte d'une argile homogène.
- Dans le cas d'un sable sur argile : pour tous les angles de frottement (30° , 35° et 40°) et le rapport D/B , la capacité portante dépend : 1) du rapport de résistance de la couche d'argile $Cu/\gamma B$, 2) de l'angle de frottement de la couche supérieure φ et 3) du rapport D/B . Lorsque $Cu/\gamma B \geq (Cu/\gamma B)_{crit}$ ou $D/B \geq (D/B)_{crit}$, les enveloppes de rupture sont devenues indépendantes de $Cu/\gamma B$ et D/B ; ils sont similaires à ceux trouvés pour le cas d'un sable homogène.

L'utilisation des méthodes numériques nous a permis d'étudier la distribution de la déformation de cisaillement développés sous une semelle filante sur un bicouche soumis à des chargements combinés horizontal et vertical. Les résultats de simulation montrent que si un sol peu résistant est situé au-dessus d'un sol plus résistant, le mécanisme de rupture n'est pas symétrique et il se développe seulement dans la couche de faible résistance dans la direction de la charge appliquée. Par ailleurs, dans le cas d'une couche de sol de bonne résistance reposant sur une couche de sol molle, le mécanisme de rupture est plus large et apparaît dans les deux couches et un cisaillement par poinçonnement à travers la couche supérieure se produit.

Étant donné que les enveloppes de rupture dans les plans de charge $V-H$ varient de manière assez complexe avec les différents paramètres des problèmes étudiés (C_{u1}/C_{u2} , $Cu/\gamma B$, φ , α et D/B), aucune expression simple n'a été trouvée pour des applications pratiques. Cependant, les résultats numériques de cette thèse ont été présentés sous forme de graphes qui peuvent être utilisés directement dans la conception des fondations superficielle. Tant que les valeurs ultimes de la capacité portante verticale (V_0) et les facteurs d'inclinaison (i_c^* et i_γ^*) sont connues pour différents rapports de l'épaisseur de la couche supérieure D/B et différents rapports de résistance des deux couches (C_{u1}/C_{u2} et $Cu/\gamma B$), en conséquence la capacité portante d'un sol bicouche sous charge inclinée peut être déterminé par les expressions suivantes :

- Pour un bicouche argileux : $V = V_0 \cdot i_c^*$
- Pour un sable sur argile : $V = V_0 \cdot i_\gamma^*$

Enfin, les analyses présentées dans cette étude ont peut-être négligé une gamme de paramètres qui influence la capacité portante des fondations superficielles sur des sols stratifiés, par exemple les effets de la forme en plan de la fondation, L'effet de la rugosité de la semelle, l'excentricité de la charge, et ont examiné une gamme limitée de conditions de chargement et de sol (liées à l'application d'une charge combinée vertical et horizontale sur un sol stratifié). Ces cas doivent être étudiées indépendamment pour évaluer leur importance pour la capacité portante globale de la fondation. Cependant, on pense que les conclusions générales trouvées ici seront pertinentes pour de nombreuses conditions de fondation et de sol réalistes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Atkinson, J. (2017). *The mechanics of soils and foundations*. CRC press.
- Biarez, J., Burel, M., & Wack, B. (1961). Contribution à l'étude de la force portante des fondations. *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France*, 1, 603-609.
- Bolton, M. D., & Lau, C. K. (1993). Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr–Coulomb soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(6), 1024-1033.
- Booker, J.R., (1969). Applications of Theories of Plasticity to Cohesive Frictional Soils. PhD thesis, Sydney University.
- Bowles, J.E. (1988). *Foundation analysis and design*. (4th edition), McGraw-Hill Book Company, Singapore, 1004 pages.
- Bowles, J.E. (1996). *Foundation Analysis and Design*. 5th edition., McGraw-Hill, New York.
- Bransby, M. F., & Randolph, M. F., (1998). Combined loading of skirted foundations. *Géotechnique*, 48 (5), 637-655.
- Brown, J. D., & Meyerhof, G. G. (1969). Experimental Study of Bearing Capacity in Layered Clays. *Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Mexico*, 2, 45-51.
- Butterfield, R., & Gottardi G. (1994). A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand. *Geotechnique*, 44(1), 181-184
- Butterfield, R. & Ticof, J. (1979). The use of physical models in design. *Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, UK*, 4, 259–261.
- Button, S.J, (1953). The bearing capacity of footings on two-layer cohesive subsoil. *Proceedings of 3rd international conference on soil mechanics and foundation engineering, Zürich*, 1, 332–335.
- Burd, H. J., & Frydman, S. (1997). Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(2), 241-253.
- Cassidy, M. J., Byrne, B. W., & Houlsby, G. T. (2002). Modelling the behaviour of circular footings under combined loading on loose carbonate sand. *Géotechnique*, 52(10), 705-712.
- Chen, W.F. (1975). *Limit analysis and soil plasticity*. Elsevier, Amsterdam.
- Chen, W. F. & Liu, X. 1. (1990), *Limit Analysis in Soil Mechanics*, Elsevier, Amsterdam.
- Coduto, D. P., Kitch, W. A., & Yeung, M. C. R. (2001). *Foundation design: principles and practices* (Vol. 2). Upper Saddle River: Prentice Hall.

- Davis, E. H. & Booker, J. R. (1973). The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays. *Géotechnique*, 23(4), 551–563, doi: 10.1680 /geot.1973.23.4.551.
- DeBeer, E.E. (1970). Experimental Determination of the Shape Factors and the Bearing Capacity Factors of Sand. *Géotechnique*, 20(4), 387-411.
- de Borst, R., & Vermeer, P.A. (1984). Possibilities and limitations of finite elements for limit analysis. *Géotechnique*, 34(2), 199– 210.
- Dutta, R. K, Khatri, V. N, & Kaundal, N. (2022). Ultimate bearing capacity of strip footing on sand underlain by clay under inclined load. *Civil and environmental engineering reports* 32(1), 116–137. <https://doi.org/10.2478/ceer-2022-0007>
- Farah, C.A. (2004). Ultimate bearing capacity of shallow foundations on layered soils. MSc Thesis, Civil and Environmental Engineering, Quebec: Concordia.
- Fellenius, W. (1929). Jordstatiska Beräkningar för vertikal Belastning på horisontal Mark under Antagande av circulär cylindriska Glidytor. *Teknisk Tidskrift*, Vol. 59.
- Femmam, A., Mabrouki, A., & Mellas, M. (2022). Numerical study of the bearing capacity for plane-strain footings on sand overlying clay soils subjected to non-eccentric inclined loadings. *Geotechnical and Geological Engineering*, 40(10), 4929-4942.
- Femmam, A., Mabrouki, A., & Mellas, M. (2018). Numerical study of the bearing capacity of a strip footing on two layered clay under inclined loading. *Journal of Applied Engineering Science & Technology*, 4(2), 195-201.
- FLAC. (2005). *Fast Lagrangian Analysis of Continua*. Minneapolis, USA: ITASCA Consulting Group, Inc.
- Frydman, S. & Burd, H. T. (1997). Numerical studies of the bearing capacity factor N_γ . *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 123, 20-29.
- Georgiadis, K. (2010). The influence of load inclination on the undrained bearing capacity of strip footings on slopes. *Computers and Geotechnics*, 37(3), 311-322.
- Georgiadis, M., & Butterfield, R. (1988). Displacements of footings on sand under eccentric and inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(2), 199-212.
- Georgiadis, M., & Michalopoulos, A. P. (1985). Bearing capacity of gravity bases on layered soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(6), 712-729.
- Gottardi, G., & Butterfield, R. (1993). On the bearing capacity of surface footings on sand under general planar loads. *Soils and foundations*, 33(3), 68-79.
- Gottardi, G., Houlsby, G. T., & Butterfield, R. (1999). Plastic response of circular footings on sand under general planar loading. *Géotechnique*, 49(4), 453-469.
- Gourvenec, S. (2007). Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading. *Géotechnique*, 57(8), 637-646.

- Gourvenec, S., & Barnett, S. (2011). Undrained failure envelope for skirted foundations under general loading. *Géotechnique*, 61(3), 263-270.
- Gourvenec, S., & Randolph, M. (2003). Effect of strength non-homogeneity on the shape of failure envelopes for combined loading of strip and circular foundations on clay. *Géotechnique*, 53(6), 575-586.
- Griffiths, D. V. (1982). Computation of bearing capacity factors using finite elements. *Geotechnique*, 32(3), 195-202.
- Green, A. P. (1954). The plastic yielding of metal junctions due to combined shear and pressure. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 2(3), 197-211.
- Hanna, A. M., & Meyerhof, G. G. (1980). Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 17(2), 300-303.
- Hansen, J.B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute, Bulletin N° 28*, 5-11.
- Hjiaj, M., Lyamin, A. V., & Sloan, S. W. (2005). Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor N_γ . *International Journal of Solids and Structures*, 42(5-6), 1681-1704.
- Hjiaj, M., Lyamin, A. V., & Sloan, S. W. (2004). Bearing capacity of a cohesive-frictional soil under non-eccentric inclined loading. *Computers and Geotechnics*, 31(6), 491-516.
- Houlsby, G.T., Milligan, G.W.E., Jewell, R.A., & Burd HJ (1989). A new approach to the design of unpaved roads – Part 1. *Ground Engineering*, 22(3), 25-29
- Huang, M., & Qin, H. L. (2009). Upper-bound multi-rigid-block solutions for bearing capacity of two-layered soils. *Computers and Geotechnics*, 36(3), 525-529.
- Ismail Ibrahim, K. M. H. (2016). Bearing capacity of circular footing resting on granular soil overlying soft clay. *HBRC journal*, 12(1), 71-77.
- Kumar, J. (2003). N_c for rough strip footing using the method of characteristics. *Canadian Geotechnical Journal* 40 (3), 669–674.
- Lambe, T.W. & Whitman, R.V. (1979). *Soil Mechanics*. SI Version, Wiley, New York.
- LEE, Y.L. (1994). *Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 310 pages.
- 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.
- Loukidis, D., & Salgado, R. (2009). Bearing capacity of strip and circular footings in sand using finite elements. *Computers and Geotechnics*, 36(5), 871-879.

- Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R., & Mellas, M. (2010). Numerical study of the bearing capacity for two interfering strip footings on sands. *Computers and Geotechnics*, 37(4), 431-439.
- Martin, C.M. (1994). Physical and numerical modelling of off- shore foundations under combined loads. DPhil Thesis, University of Oxford
- Martin, C.M. (2005). Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics. In: Barla, G., Barla, M., editors. Proceedings of the 11th IACMAG, Turin; 4: 441-450.
- Martin, C.M. & Houlsby, G.T. (2001). Combined loading of spudcan foundations on clay: numerical modelling. *Géotechnique*; 51(8):687–99.
- Merifield, R.S., Sloan, S.W. & Yu, H.S. (1999). Rigorous plasticity solutions for the bearing capacity of two-layered clays. *Géotechnique*; 49(4):471–490.
- Meyerhof, G.G. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined load. 3rd ICSMFE Zürich, 1, 440-45.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian geotechnical journal*, 1(1), 16-26.
- Meyerhof, G. G. (1974). Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 11(2), 223-229.
- Meyerhof, G. G., & Hanna, A. M. (1978). Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(4), 565-572.
- Michalowski, R. L., & Shi, L. (1995). Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(5), 421-428.
- Michalowski, R. (1997). An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis. *Soils and foundations*, 37(4), 57-64.
- Nova, R., & Montrasio, L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. *Géotechnique*, 41(2), 243-256.
- Ouahab, M., Mabrouki, A., Mellas, M., & Benmeddour, D. (2017). Inclination Factors for Strip Footings on Non-Homogeneous Clay. *Soil Mechanics & Foundation Engineering*, 54(3), 155-160
- Prandtl, L. (1921). Über die Eindringungs-festigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. *Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*, 1(1), 15–20.
- Randolph, M. F., Jamiolkowski, M. B., & Zdravković, L. (2004). Load carrying capacity of foundations. In *Advances in geotechnical engineering: The Skempton conference: Proceedings of a three-day conference on advances in geotechnical engineering, organised by the Institution of Civil Engineers and held at the Royal Geographical Society, London, UK, on 29–31 March 2004* (pp. 207-240). Thomas Telford Publishing.
- Randolph, M. F., & Puzrin, A. M. (2003). Upper bound limit analysis of circular foundations on clay under general loading. *Géotechnique*, 53(9), 785-796.

- Rao, P., Liu, Y., & Cui, J. (2015). Bearing capacity of strip footings on two-layered clay under combined loading. *Computers and Geotechnics*, 69, 210-218.
- Reddy, A. Siva. & Srinivasan, R. J. (1971). Bearing capacity of footings on clays. *soils and foundations*, 11(3), 51-64
- Reissner, H. (1924). Zum Erddruckproblem. Proc., 1st Int. Congr. Appl. Mech., C. B. Biezeno and J. M. Burgers, eds., Delft, 295-311.
- Saran, S., & Agarwal, R. K. (1991). Bearing capacity of eccentrically obliquely loaded footing. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(11), 1669-1690.
- Saran, S., Prakash, S. & Murty, A.V.S.R. (1971). Bearing capacity of footings under inclined loads. *Soils and Foundations*, 11(1), 47-52.
- Shiau, J. S., Lyamin, A. V., & Sloan, S. W. (2003). Bearing capacity of a sand layer on clay by finite element limit analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(5), 900-915.
- Shiau, J. S., Merifield, R. S., Lyamin, A. V., & Sloan, S. W. (2011). Undrained stability of footings on slopes. *International Journal of Geomechanics*, 11(5), 381-390.
- Sloan, S. W., & Randolph, M. F. (1982). Numerical prediction of collapse loads using finite element methods. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 6(1), 47-76.
- Soubra, A.H. (1998). Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125 (1), 59-68.
- Skempton, A. W. (1951). The bearing capacity of clays. *Proceedings of the Building Research Congress*, London, pp. 180-189
- Smith, I. M. & Griffiths, D. V. (1988). Programming the finite element method. Ion Wiley & Sons.
- Taiebat, H. A., & Carter, J. P. (2010). A failure surface for circular footings on cohesive soils. *Géotechnique*, 60(4), 265-273.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics. Wiley, New York.
- Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1948). Soil mechanics in engineering practice. 1st ed New York: John Wiley and Sons.
- Ticof, J. (1977). Surface footings on sand under general planar loads. PhD thesis, Southampton University.
- Vesić, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(1), 45-73.

- Vesic, A.S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. In *Foundation engineering handbook*. Edited by H.F. Winterkorn and H.-Y. Fang. Van Nostrand Reinhold, New York, 121–147.
- Wang, C. X. & Carter, J. P. (2002). Deep penetration of strip and circular footings into layered clays. *The International Journal Geomechanics*, 2(2), 205-232.
- Xiao, M. (2015). *Geotechnical engineering design*. John Wiley & Sons.
- Youssef Abdel Massih, D.S., El-Hachem, E. & Soubra, A.H. (2005). Bearing capacity of eccentrically and/or obliquely loaded strip footing over two-layer foundation soil by a kinematical approach. In: *VIII International conference on computational plasticity (COMPLAS VIII), Barcelona*.
- Youssef, D. S., Massih, A., Soubra, A. & Asce, M. (2007). Numerical simulations for the bearing capacity of strip footings. *New Peaks in Geotechnics*, 1–10.
- Zadroga, B. (1994). Bearing capacity of shallow foundations on noncohesive soils. *Journal of geotechnical engineering*, 120(11), 1991-2008.
- Zhan, Y. G. (2011). Undrained bearing capacity behavior of strip footings on two-layer clay soil under combined loading. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 16, 251–268
- Zheng, G., Zhao, J., Zhou, H. & Zhang, T. (2019). Ultimate bearing capacity of strip footings on sand overlying clay under inclined loading. *Computers and Geotechnics*, 106, 266–273.
- Zhu, M. (2004). Bearing Capacity of Strip Footings on Two-layer Clay Soil by Finite Element Method. *Proceedings of ABAQUS Users' Conference*, 777–787.
- Zhu, M., & Michalowski, R. L. (2005). Bearing capacity of rectangular footings on two-layer clay. In *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 997-1000). IOS Press.
- Zhu, D. Y., Lee, C. F., & Jiang, H. D. (2001). A numerical study of the bearing capacity factor N_γ . *Canadian Geotechnical Journal*, 38(5), 1090-1096.