



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



Thèse

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

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

Sous le Thème :

**Étude de l'effet d'interférence sur la capacité portante de
deux fondations superficielles implantées sur une bicouche
de sols granulaires.**

Présentée par :

BOUFARH Rafik

Devant le jury composé de :

M. HAMMOUD Farid	Prof.	Université de Batna 2	Président
M. ABBECHE Khelifa	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
M. BENMEBAREKSadok	Prof.	Université de Biskra	Examineur
M. MESSAST Salah	Prof.	Université de Skikda	Examineur
M. LAOUAR Mohamed Salah	MCA	Université de Tebessa	Examineur
M. DEMAGHRafik	MCA	Université de Batna 2	Examineur

Février 2019

REMERCIEMENTS

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

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

J'adresse mes remerciements au président de jury Mr HAMMOUD Farid, Professeur à l'Université de Batna 2, ainsi que tous les examinateurs : Mr. BENMEBAREK Sadok, Professeur à l'Université de Biskra, Mr. MESSAST Salah, Professeur à l'Université de Skikda, Mr. LAOUAR Mohamed Salah Maitre de conférence classe -A- à l'Université de Tebessa et Mr. DEMAGH Rafik Maitre de conférence classe-A- à l'Université de Batna 2 d'avoir accepté d'examiner, d'évaluer et d'enrichir ce travail.

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

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

RÉSUMÉ

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles est considéré parmi les problèmes les plus importants de la géotechnique, car des travaux importants lui ont été consacrés. Depuis près d'un siècle plusieurs méthodes ont été développées par les chercheurs et ce afin d'établir, valider et améliorer le calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Cependant, la majorité des études théoriques de la capacité portante ont été basées sur l'analyse des semelles isolées reposant sur des sols homogènes. Toutes fois, ces études ont été fondées sur des hypothèses différentes, tels que la rugosité de la semelle, la forme de la zone en équilibre limite, la forme géométrique de la semelle etc... Par ailleurs, dans beaucoup des cas de construction des fondations, les sols sont de nature stratifiés et les fondations peuvent entrer en interférence avec celles des constructions avoisinantes.

Dans la présente recherche, et dans un premier temps, une étude expérimentale de l'effet d'interférence des semelles filantes étroitement espacées situées sur la surface d'un sol granulaire bicouche a été menée au moyen d'un banc d'essais réalisé au laboratoire. Dans un second temps, une étude numérique du même problème a été effectuée en utilisant la méthode des éléments finis et en se basant sur le code Plaxis. L'étude paramétrique a été réalisée afin d'évaluer l'influence d'un certain nombre de paramètre tel que : l'espacement entre les fondations, l'angle de frottement interne, le module de Young, le maillage, l'épaisseur de la première couche, sur le facteur de l'interférence ζ_γ . Sachant que ζ_γ est défini comme étant le rapport de la valeur de la charge de rupture d'une semelle filante, ayant une largeur B, en présence d'une seconde semelle, sur la valeur de la charge de rupture de la semelle prise isolée, et possédant la même largeur.

Les résultats obtenus confirment que la capacité portante des semelles juxtaposées est considérablement plus grande que celle de la semelle isolée, ainsi que la variation du facteur d'interférence dépend énormément de l'épaisseur et de la résistance de la première couche. En outre, les valeurs de ζ_γ obtenues à partir de la présente étude sont en bon accord avec ceux de la littérature.

Mots clés : capacité portante, interférence, sol bicouche, semelles filantes, modèle expérimental, modélisation numérique, facteur d'interférence.

ABSTRACT

The calculation of the bearing capacity of shallow foundations is one of the most important problems in geotechnical engineering, since a great deal of work has been devoted to them for nearly a century in order to establish, validate and improve their calculation methods. However, the majority of bearing capacity theories have assumed that the foundation is isolated while the bearing stratum is homogenous and infinite. But, these studies were based on several assumptions, such as the roughness of the footing, the shape of the limit equilibrium zone, the geometrical of the footing, etc. Moreover, in many cases of foundations construction, the natural soils are often deposited in layers and the foundations may interfere with those of neighboring buildings.

In the present research, initially, an experimental study of the interference effect of two closely spaced strip footings resting on the surface of a layered sand deposit was conducted through a number of laboratory scaled model tests. In a second step, a numerical study of the same problem was carried out using the finite element code PLAXIS.

The influence of the footing's length and spacing ratio, and the thickness of the first layer on the efficiency factor (ξ_γ) were examined. The results are presented in terms of efficiency factors (ξ_γ). Such that ξ_γ is defined as the ratio of the load carried by a single footing in presence of the other footing and the load carried by the isolated footing of the same size and their variation was computed with respect to the change in the spacing ratio (x) between the two footings.

The results confirm that the bearing capacity of an interfered footing is considerably greater than that of the isolated footing, as well as revealed that the efficiency factor depended significantly on the upper layer's thickness and strength. On the other hand, the ξ_γ values obtained from the present study are in good agreement with those of the literature. In addition, the values of ξ_γ obtained from the present study are in good agreement with those of the literature.

Keywords: bearing capacity, interference, bilayer soil, strip footings, experimental model, numerical modeling, efficiency factor.

ملخص

يعد حساب قدرة التحمل لتربة الأساسات السطحية هو أحد أهم المشاكل في الهندسة الجيوتقنية، حيث تم تكريس قدر كبير من الأبحاث لها منذ قرن تقريباً من أجل إنشاء طرق حساب الخاصة بها والتحقق منها وتحسينها. حيث تستند معظم الدراسات النظرية لحساب قدرة التحمل لتربة الأساسات على أن هذه الأخيرة توجد معزولة وترتكز على أرضية ترابية متجانسة مع وجود عدة فرضيات بخصوص خشونة الأساس وكذلك شكل منطقة التوازن المعياري، الخ. وعلاوة على ذلك، في كثير من حالات بناء الأساسات، تتواجد التربة على شكل طبقات مختلفة الخصائص وكذلك الأساسات قد تتداخل مع أساسات المباني المجاورة.

في هذا البحث، وفي البداية، أجريت دراسة تجريبية لتأثير التداخل على الأساسات المستمرة المتجاورة الموجودة على سطح تربة ثنائية الطبقة قد تمت باستخدام نموذج اختبار تم انجازه في المختبر. في الخطوة الثانية، تم إجراء دراسة رقمية لنفس المشكلة باستخدام طريقة العناصر المحددة واستناداً إلى شفرة Plaxis. كما أن هذه الدراسة قد أجريت لتقييم تأثير عدد معين من المعاملات مثل: التباعد بين القواعد، زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة، معامل التشوه، نوع الشبكة، سمك الطبقة الأولى، على عامل التداخل والذي يعرف على أنه نسبة بين حمولة أساس في وجود أساسات أخرى وحمولة أساس معزول من نفس العرض.

تظهر النتائج التي تم الحصول عليها أن قدرة تحمل تربة الأساسات المتداخلة أكبر بكثير من قدرة تحمل تربة الأساسات المعزولة، كما تبين بوضوح أن تباين عامل التداخل للأساسات يعتمد بشكل كبير على سمك والخصائص الميكانيكية للطبقة الأولى. بالإضافة إلى ذلك، فإن قيم التي تم الحصول عليها لعامل التداخل من الدراسة الحالية تتفق تماماً مع القيم الموجودة في البحوث السابقة.

الكلمات المفتاحية: قدرة التحمل، التداخل، تربة ثنائية الطبقة، الأساسات المستمرة، النموذج التجريبي، النمذجة الرقمية، عامل الكفاءة.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

RESUME

ABSTRACT

ملخص

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

PRINCIPAUX SYMBOLES UTILISES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.....	4
1. Introduction.....	4
2. Définitions.....	4
3. Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle.....	5
4. Bases conceptuelles des calculs de stabilité.....	9
4.1 L'analyse d'équilibre limite.....	9
4.2 L'analyse limite.....	10
4.3 Les calculs en déformations.....	12
4.4 Les méthodes dérivées des essais en place.....	13
5. Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles.....	13
5.1 La théorie de Terzaghi (1943)	15
5.2 La théorie de Meyerhof (1963)	23
5.3 La théorie de Vesic (1973)	25
6. Critiques générales des méthodes classiques.....	26
7. Méthodes numériques.....	28
7.1 Modélisation des fondations superficielles.....	29
7.2 Modélisation du sol et de la fondation sans les structures.....	30
7.2.1 Cas d'une Fondation à la géométrie complexe.....	30
7.2.2 Cas d'une fondation rigide.....	30
7.2.3 Cas d'une fondation souple.....	30
7.3 Modélisation du sol, de la fondation, et des structures.....	31

7.4	Conseils pour la réalisation des maillages de fondation superficielle.....	32
8.	Comportement des sols et modélisation des fondations superficielles.....	33
9.	Conclusion.....	34
CHAPITRE 2 : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE POUR DES CAS PARTICULIERS (L'EFFET D'INTERFÉRENCE, SOL BICOUCHE)		
1. Introduction.....		
2. L'effet d'interférence sur la capacité portante des fondations juxtaposées.....		
2.1	Les méthodes d'estimation de l'effet d'interférence sur la capacité portante.....	35
2.1.1	Stuart (1962)	36
2.1.2	Das et Larbi-Cherif (1983)	38
2.1.3	Kumar et Ghosh (2007)	40
2.1.4	Ghazavi et Lavasan (2008)	41
2.1.5	Kumar et Bhoi (2008)	42
2.1.6	Lee et Eun (2009)	43
2.1.7	Mabrouki et al. (2010)	44
2.1.8	Javid et al (2015)	45
2.1.9	Ghosh et Sharma (2010)	47
2.1.10	Ghosh et al. (2015)	49
3. Fondation sur un milieu hétérogène.....		
3.1 Différents types de disposition des couches.....		
3.1.1	Fondations supportées par une couche de sol au-dessus d'une base rigide.....	51
3.1.2	Fondation sur une couche de sol raide surmontant un sol mou.....	57
3.1.3	Capacité portante d'une couche de sable dense sur une argile molle saturée.....	61
3.1.4	Capacité portante d'une semelle filante reposant sur une argile bicouche.....	64
3.1.5	Capacité portante d'une semelle filante implantée à la surface d'un sol argileux à deux couches.....	65
4. Conclusion.....		
CHAPITRE 03 : ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DE L'EFFET D'INTERFÉRENCE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.....		
1. Introduction.....		
2. Matériaux, Matériels.....		
2.1	Sable.....	68
2.2	Le banc d'essai.....	69

2.3	Modèle de la semelle.....	70
2.4	Anneau dynamométrique.....	71
2.5	Comparateur de déplacement.....	72
3.	Préparation du sol.....	72
4.	Procédures des essais.....	72
4.1	Cas du sol homogène.....	72
4.2	Cas du sol bicouche.....	73
5.	Programme des essais.....	74
6.	Analyse des résultats et discussions.....	74
6.1	Effets de la longueur de semelle L/B.....	76
6.2	Effets de la stratification du sol.....	78
7.	Comparaison des résultats.....	79
8.	Conclusion.....	81
	CHAPITRE 4 : ANALYSE NUMERIQUE DE L'EFFET D'INTERFERENCE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.....	82
1.	Introduction.....	82
2.	Définition de données.....	82
2.1	Hypothèses et géométrie.....	82
2.2	Propriétés des couches de sols.....	83
3.	Génération du maillage.....	84
4.	Conditions initiales.....	84
5.	Procédure de calculs.....	84
6.	Méthode de l'analyse.....	84
7.	Les principaux résultats.....	85
7.1	Point plastique.....	85
7.2	Déplacement vertical (Tassement)	85
7.3	Incrément total.....	86
7.4	Mécanismes de rupture.....	86
8.	Test de validation.....	88
8.1	Définition du facteur d'interférence ξ_{γ}	89
9.	Résultats et Discussions.....	90
9.1	Effets des paramètres de calcul.....	90
9.2	Effets des paramètres du sol.....	92
9.2.1	Angle de frottement ϕ	92
9.2.2	Module d'Young E.....	94

9.2.3 Effets de stratification de sol.....	96
9.2.3.1 Configuration des deux semelles.....	96
9.2.3.2 Configuration des trois semelles.....	100
10. Comparaisons des résultants.....	106
11. Conclusion.....	107
CONCLUSIONS, RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES.....	109
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	112

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Tableau 1.1 Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi21

Tableau 1.2 Facteurs de la capacité portante modifiés donnés par Terzaghi23

CHAPITRE 03 : ETUDE EXPÉRIMENTALE DE L'EFFET D'INTERFERENCE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Tableau 3.1 Propriétés géotechnique des sables utilisés.....69

Tableau 3.2 Programme des essais expérimentaux.....74

CHAPITRE 4 : ANALYSE NUMERIQUE DE L'EFFET D'INTERFERENCE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Tableau 4.1 Propriétés des couches de sols.....83

Tableau 4.2 Comparaison des valeurs N_γ pour une semelle isolée à base rugueuse avec ceux disponibles à partir de la littérature.....89

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Figure 1.1 Rupture par cisaillement générale.....	6
Figure 1.2 Rupture par cisaillement local.	7
Figure 1.3 Rupture par poinçonnement.	8
Figure 1.4 Particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de l'analyse limite.	11
Figure 1.5 Définitions de la rupture pour le calcul en déplacements, l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite.....	12
Figure 1.6 La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi (1943).	15
Figure 1.7 Force passive sur la face <i>bc</i> du coin <i>abc</i>	15
Figure 1.8 Détermination de $P_{pq}(\varphi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0, c = 0)$	16
Figure 1.9 Détermination de $P_{pc}(\varphi \neq 0, \gamma = 0, q = 0, c \neq 0)$	18
Figure 1.10 Détermination de $P_{p\gamma}(\varphi \neq 0, \gamma \neq 0, q = 0, c = 0)$	19
Figure 1.11 Mécanisme de rupture modifiée pour une fondation superficielle sous une charge	
Figure 1.12 Schéma de Gorbunov	27
Figure 1.13 Dimensions conseillées pour le maillage d'une fondation superficielle	33

CHAPITRE 2 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE POUR DES CAS PARTICULIERS (L'EFFET D'INTERFERENCE, SOL BICOUCHE).

Figure 2.1 Surfaces de rupture d'un sol granulaire sous deux fondations rigides filantes étroitement espacées ($\alpha_1 = \varphi, \alpha_2 = 45 - \varphi/2, \alpha_3 = 180 - \varphi$)	37
Figure 2.2 Facteur d'interférence de Stuart ξ_q en fonction de x/B	38
Figure 2.3 Facteur d'interférence de Stuart ξ_γ en fonction de x/B	38
Figure 2.4 Comparaison expérimentale et théorique de ξ_q	39
Figure 2.5 Comparaison expérimentale et théorique de ξ_γ	39
Figure 2.6 Comparaison de la théorie obtenue avec la théorie de Stuart (a) et les résultats expérimentaux (b)	41
Figure 2.7 Comparaison des résultats numériques, expérimentaux et analytiques pour l'interférence de deux fondations filantes.....	41

Figure 2.8 Dispositif expérimental de Kumar et Bhoi	42
Figure 2.9 Présentation du schéma utilisé dans l'étude de Kumar et Bhoi	42
Figure 2.10 Comparaison des résultats expérimentaux avec la théorie de Graham et al.	43
Figure 2.11 Vue d'essai de chargement de semelles	43
Figure 2.12 Comparaison des valeurs ξ_γ des résultats expérimentaux, numériques, et analytiques pour l'interférence de multiple fondations	44
Figure 2.13 Présentation du model géométrique utilises par Mabrouki et al.	44
Figure 2.14 Comparaison de capacité portante obtenue par la superposition et les calculs directs pour la fondation douce et rigide.....	45
Figure 2.15 Présentation du model géométrique de Javid et al.....	46
Figure 2.16 Comparaison du facteur d'interférence pour le critère de Hoek–Brown et celle de Mohr coulomb pour $m_i = 10$ avec (a) GSI = 10, (b) GSI = 20, (c) GSI = 40, (d) GSI = 60 et (e) GSI = 80.....	47
Figure 2.17 Présentation du modèle utilisé par Ghosh et Sharma.....	48
Figure 2.18 Variation de ξ_δ avec S/B pour différents E_2 / E_1 avec $q = 0,25$ MN/m, $B=1,0$ m et $H_1/H = 0,5$	48
Figure 2.19 Le dispositif expérimental utilise par Ghosh et al.....	49
Figure 2.20 Variation des facteurs d'interférence et tassement en fonction de s/B pour un dépôt de sol bicouches dans les cas des semelles carrées et rectangulaires.....	50
Figure 2.21 Surface de rupture sous une fondation filante (a) sol homogène se prolongeant à une grande profondeur ; (b) avec une base rigide approximative située à une profondeur faible.....	52
Figure 2.22 Variation de D/B avec l'angle de frottement du sol pour (N_c et N_q).....	53
Figure 2.23 Variation de D/B avec l'angle de frottement (pour N_γ).....	53
Figure 2.24 Facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon N'_c [eq(2.4)].....	54
Figure 2.25 Facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon N'_q [eq(2.4)].....	54
Figure 2.26 Facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon N'_γ [eq(2.4)].....	55
Figure 2.27 Variation de m_1 (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié [eq (2.6)]	56
Figure 2.28 Variation de m_2 (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié [eq (2.7)].....	56
Figure 2.29 Comparaison entre les valeurs expérimentales et théoriques de N'_γ ($\varphi=35^\circ$, $c=0$).....	57
Figure 2.30 Fondation filante rigide sur une couche de sol dense surmontant une argile molle....	57
Figure 2.31 La théorie de variation de K_s avec c_1 et q_2/q_1 de Meyerhof et Hanna	59

Figure 2.32 Fondation filante rigide sur bicouche de sol (H/B est relativement petit)	60
Figure 2.33 La surface de rupture sous une fondation filante supportée par une couche du sol granulaire dense surmontant une argile molle.....	61
Figure 2.34 Analyses de variation de ϕ_1 avec q_2/q_1 et ϕ_1 de Meyerhof et Hanna (pour sable dense sur argile molle)	62
Figure 2.35 Analyse du coefficient de cisaillement local du sable dense sur argile molle de Meyerhof et Hanna : a) $\phi_1=50^\circ$, b) $\phi_1=45^\circ$, c) $\phi_1=40^\circ$	64
Figure 2.36 Variation de la cohésion avec la profondeur d'après Benmebarek et al.	64
Figure 2.37 Facteurs de portance obtenus par Benmebarek et al.	65
Figure 2.38 Modèle géométrique de Zhu	65
Figure 3.39 Comparaison des résultats obtenus par Zhu avec la littérature.....	66

CHAPITRE 03 : ETUDE EXPÉRIMENTALE DE L'EFFET D'INTERFERENCE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Figure 3.1 Courbes granulométriques des 03 types de sable utilisés dans l'étude expérimentale.....	68
Figure 3.2 Schéma de banc d'essai.....	70
Figure 3.3 Le banc d'essai avec l'équipement.....	71
Figure 3.4 Anneau dynamométrique utilisé.....	71
Figure 3.5 Comparateur de déplacement.....	72
Figure 3.6 L'emplacement des semelles sur la surface du sable.....	72
Figure 3.7 L'installation des équipements du model expérimental.....	73
Figure 3.8 Interprétation de la capacité portante ultime (q_u) par la méthode d'intersection des tangentes.....	75
Figure 3.9 Photos des semelles au moment de rupture.....	75
Figure 3.10 Courbe chargement-déplacement pour le cas de $L/B=3$ (sable 1) en fonction de rapport espacement.....	76
Figure 3.11 Courbe chargement-déplacement pour le cas de $L/B=3$ (sable 1) en fonction de rapport espacement.....	77
Figure 3.12 Variation du facteur d'interférence ζ_γ en fonction de x/B	77
Figure 3.13 Présentation du modèle expérimental (sol bicouche)	78
Figure 3.14 Variation de ζ_γ en fonction de x/B pour un sol bicouche pour $H/B=1$, $H/B=2$, $H/B=3$ et $H/B=4$	78

Figure 3.15 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour un sol bicouche pour $H/B=1$, $H/B=2$, $H/B=3$ et $H/B=4$	79
Figure 3.16 Comparaison des résultats obtenus avec ceux de la littérature.....	80
Figure 3.17 Comparaison des valeurs (ξ_γ) pour différentes semelles circulaires, carrées et rectangulaires sur un sable en bicouche pour ($H/B = 1$ et la couche supérieure a un angle de frottement inférieur à celui de la deuxième couche)	80

CHAPITRE 4 : ANALYSE NUMERIQUE DE L'EFFET D'INTERFERENCE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Figure 4.1 Présentation du modèle numérique.....	83
Figure 4.2 Maillage du modèle numérique.....	84
Figure 4.3 Points plastiques.....	85
Figure 4.4 Déplacement vertical (Tassement).....	85
Figure 4.5 Incrément total.....	86
Figure 4.6 Mécanismes de rupture de deux semelles filantes à la surface d'un sol homogène pour plusieurs configurations des semelles (<i>a</i>) en contact, (<i>b</i>) état intermédiaire, (<i>c</i>) état intermédiaire, et (<i>d</i>) état isolé.....	87
Figure 4.7 Mécanismes de rupture de trois semelles filantes à la surface d'un sol homogène pour plusieurs configurations des semelles (<i>a</i>) en contact, (<i>b</i>) état intermédiaire, (<i>c</i>) état intermédiaire, et (<i>d</i>) état isolé.....	88
Figure 4.8 Comparaison des résultats obtenus avec ceux de la littérature.....	89
Figure 4.9 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	90
Figure 4.10 Variation de facteur d'interférence ξ_γ en fonction de x/B pour le maillage -15 nœuds et 6 nœuds- sable $\varphi=30^\circ$	91
Figure 4.11 Variation de facteur d'interférence ξ_γ en fonction de x/B pour le maillage -15 nœuds et 6 nœuds- sable $\varphi=35^\circ$	91
Figure 4.12 Variation de facteur d'interférence ξ_γ en fonction de x/B pour le maillage -15 nœuds et 6 nœuds- sable $\varphi=40^\circ$	92
Figure 4.13 Définition de problème.....	93
Figure 4.14 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour trois types du sable $\varphi = 30^\circ$, 35° et 40°	93
Figure 4.15 Effets de variation du module d'Young sur ξ_γ pour sable $\varphi = 30^\circ$	95
Figure 4.16 Effets de variation du module d'Young sur ξ_γ pour sable $\varphi = 35^\circ$	95
Figure 4.17 Effets de variation du module d'Young sur ξ_γ pour sable $\varphi = 40^\circ$	95
Figure 4.18 Présentation du model géométrique (sol bicouche)	96

Figure 4.19 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=1$	96
Figure 4.20 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=2$	97
Figure 4.21 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=3$	97
Figure 4.22 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=4$	97
Figure 4.23 Variation de q_{ult} en fonction de H/B	98
Figure 4.24 Présentation du model numérique.....	98
Figure 4.25 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=1$	99
Figure 4.26 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=2$	99
Figure 4.27 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=3$	99
Figure 4.28 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=4$	100
Figure 4.29 Variation de q_{ult} en fonction de H/B	100
Figure 4.30 Présentation de model numérique.....	101
Figure 4.31 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour trois types du sable $\varphi = 30^\circ, 35^\circ$ et 40°	101
Figure 4.32 Présentation de modèle numérique.....	102
Figure 4.33 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=1$	102
Figure 4.34 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=2$	102
Figure 4.35 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=3$	103
Figure 4.36 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=4$	103
Figure 4.37 Variation de q_{ult} en fonction de H/B	103
Figure 4.38 Présentation de modèle numérique.....	104

Figure 4.39 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi= 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=1$	104
Figure 4.40 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi= 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=2$	105
Figure 4.41 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi= 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=3$	105
Figure 4.42 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi= 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=4$	105
Figure 4.43 Variation de q_{ult} en fonction de H/B	106
Figure 4.44 Comparaison entre les valeurs expérimentales et numériques de ξ_γ	106

Principaux Symboles Utilisés

B	Largeur de la fondation.
c	Cohésion du sol
D_f	Encastrement de la fondation.
H	Epaisseur de la première couche du sol.
q	Charge
q_u	Capacité portante ultime.
q_{adm}	Capacité portante admissible.
D_r	Densité relative.
E	Module d'Young.
s	Espacement libre entre les semelles interférées
x	Espacement entre axes des semelles interférées
G_u	Module de cisaillement ultime
G	Module de cisaillement
E_{ur}^{ref}	Module en décharge.
E_{oed}^{ref}	Module tangent dans un essai oedométrique
E_{50}^{ref}	Module sécant dans un essai triaxial.
K_0	Coefficient des terres au repos
U	Déplacement
N_c	Terme de cohésion
N_q	Terme de profondeur.
N_γ	Terme de surface.
K_s	Coefficient de cisaillement perforé.
γ	Poids volumique du sol.
ξ	Facteur d'interférence (interférence)
δ	Déplacement unitaire
ε_v	Déformation volumique
τ	Contrainte de cisaillement (tangentielle).
ν	Coefficient de Poisson.
ν_u	Coefficient de Poisson ultime
ν_{ur}	Coefficient de Poisson en charge décharge
σ	Contrainte

σ_n	Contraintes normales
φ	Angle de frottement interne du sol
φ_u	Angle de frottement ultime
ψ	Angle de dilatance du sol
Δ	Tassement différentiel
S	Tassement
k^*	Indice de gonflement
λ^*	Indice de compression
μ^*	Indice de fluage
$\Delta\varepsilon_v$	Incrément de déformation volumique.

INTRODUCTION GENERALE

Durant la dernière décennie le secteur de construction de bâtiments en Algérie est en constant développement ce qui a réduit énormément les terrains destinés à la réalisation de ces projets, donc il est devenu impossible d'éviter de construire les bâtiments les uns près des autres et ce dans le but d'exploiter au maximum ces terrains et réduit le coût de ces projets, mais ce genre de construction peut engendrer une influence sur la capacité portante des fondations. Cependant, dans la plupart de ces cas, pour calculer la capacité portante d'une fondation, il est souvent basé sur l'hypothèse que la semelle est toujours prise isolée et procéder au calcul de sa portance selon les méthodes usuelles.

Hors, ce procédé traditionnel présente l'inconvénient que la fondation se trouve rarement isolée, mais, généralement, elle est en interférence avec les semelles des constructions avoisinantes dont on aura comme effet le changement dans le comportement et la capacité portante de ces semelles. Par ailleurs, l'ensemble des études de la capacité portante d'une fondation ont été basées sur l'analyse d'une semelle isolée reposant sur un sol homogène. On note, que les investigations effectuées sont fondées originalement sur la base des études des Prandtl [1] et Reissner [2], Terzaghi [3], Meyerhof GG [4], Vesic [5] et Hansen [6]. Comme, les sols sont de nature stratifiés ayant des propriétés physiques et mécaniques différentes, il est nécessaire d'inclure l'effet de la stratification du sol dans l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles. Cependant, plusieurs méthodes ont été utilisées pour évaluer la capacité portante des semelles filantes reposant sur un sol bicouche parmi ces méthodes on trouve: la méthode d'équilibre limite (Meyerhof [7]), l'approche d'analyse limite (Michalowski et Shi[8], Merifield et al., [9], Shiau et al. [10]), l'approche semi-empirique (Meyerhof et Hanna [11], Hanna et Meyerhof [12]), et la méthode des éléments finis (Griffiths [13], Burd et Frydman [14]).

Dans la littérature, les travaux disponibles pour déterminer l'effet d'interférence sur la capacité portante ultime des semelles rapprochées sont rares. Ceci a été étudié théoriquement par Stuart [15] et West et Stuart [16] en utilisant la méthode d'équilibre limite et la méthode des caractéristiques de contrainte. Stuart [15] a supposé que le mécanisme de rupture dans la masse du sol est identique à celui proposé par Terzaghi [3].

Récemment, plusieurs chercheurs ont orienté leurs axes de recherches vers l'étude de l'effet d'interférence des semelles voisines sur un sol homogène :

Kumar et Ghosh [17] ont utilisé la méthode d'analyse limite (borne supérieure) pour trouver l'effet d'interférence de deux semelles filantes rapprochées reposant sur une couche de sable. Afin de proposer une solution sur le mécanisme de rupture et calculer la capacité portante en deux dimensions (déformation plane).

Kumar et Bhoi [18] ont étudié l'effet d'interférence de plusieurs semelles filantes reposant sur la surface d'un sable en effectuant une série d'essais sur un modèle réduit. Les essais ont été réalisés en faisant varier la distance horizontale entre les semelles, pour voir leur effet sur la charge limite des semelles. En outre, la variation de l'angle de frottement du sable sur les résultats a été également examinée.

Lee et Eun [19] ont étudié la variation de la capacité portante de multiple semelles dans diverses configurations implantées dans un sable. Les résultats obtenus indiquent que la charge limite de plusieurs semelles est semblable à celle de la semelle isolée à des distances supérieures à trois fois la largeur de la semelle.

Mabrouki et al. [20] ont examiné numériquement la capacité portante pour deux semelles filantes juxtaposées, l'effet d'interférence est estimé par les facteurs d'interférence pour plusieurs types de sols.

Kumar et Bhattacharya [21] ont utilisé la méthode d'analyse limite (borne inférieure) pour déterminer la capacité portante de multiple semelles filantes interférées (lisse et rugueuse). Les résultats sont présentés en fonction de la variation du facteur d'interférence ζ_γ , Les valeurs ζ_γ sont augmentées de façon continue avec la diminution de l'espacement entre les semelles.

Dans l'étude de Saibaba Reddy et al.[22], une série d'essais a été effectuée sur un modèle réduit composé de semelles adjacentes carrées et circulaires placées sur un sable afin d'étudier l'effet de leurs dimensions ainsi que l'espacement entre elles sur la charge ultime et le mécanisme de rupture.

Javid et al.[23] ont mis l'accent sur l'analyse numérique de la capacité portante ultime de deux semelles filantes interférées reposant sur une masse rocheuse. Ils ont montré l'influence des paramètres Hoek-Brown sur le facteur d'interférence.

De toute manière l'effet d'interférence des fondations superficielles devient plus complexe quand le sol est stratifié. Dans la littérature peu de travaux ont été consacrés au cas d'étude où les semelles (filantes) sont rapprochées et reposant sur un sol granulaire bicouche. En effet, l'objectif principal de ce travail est d'étudier ce phénomène expérimentalement et numériquement afin de déterminer les paramètres qui sont susceptibles d'avoir plus d'influence sur le facteur d'interférence ξ_γ .

La présente thèse est composée de quatre chapitres, d'une introduction générale et d'une conclusion générale. Un aperçu sur le contenu de chaque chapitre est exposé ci-dessous.

Le premier chapitre, est consacré à la présentation des différentes méthodes de calcul de la capacité portante dans le cas général (pour une semelle filante).

Ensuite, Une revue bibliographique sur le calcul de la capacité portante pour des cas particuliers a été traitée au second chapitre. Cette partie est consacrée particulièrement aux approches d'estimation de la portance des sols stratifiés des profils en bicouche ainsi que l'effet de l'interférence de deux fondations filantes étroitement espacées.

Le troisième et le quatrième chapitre, ont été consacrés à l'établissement d'un modèle expérimental ainsi qu'à un modèle numérique. Les résultats obtenus sont présentés et analysés dans ces chapitres. L'interprétation fait également appel aux résultats obtenus par divers chercheurs avec lesquels les résultats obtenus dans le cadre de cette thèse ont été comparés.

Enfin, des conclusions générales relatives aux résultats acquis sont présentées.

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.

1. Introduction

A travers l'histoire, l'un des sujets les plus importants dans le domaine de la géotechnique est l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles. Les constructeurs ont toujours exprimé leurs soucis pour réaliser des fondations suffisamment stables afin d'assurer une sécurité suffisante aux différents ouvrages et constructions.

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

2. Définitions

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

- Fondation superficielle : $D_f/B \leq 4$ à 5
- Fondation profonde : $D_f/B \geq 10$
- Fondation semi-profonde : $4 \leq D_f/B \leq 10$

La capacité portante est le pouvoir du sol de fondation de retenir les forces de la superstructure sans subir de cisaillement ou de tassement excessif. Le sol de fondation est la partie du sol qui est soumise à des contraintes supplémentaires lorsque la fondation et la superstructure sont construites sur le sol.

Afin de résoudre le problème de fondation d'un ouvrage quelconque, on doit 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 reste admissible.

Dans la littérature, très nombreux travaux ont été consacrés pour établir, valider et améliorer leurs méthodes de calcul, car les paramètres à prendre en compte sont variés et ces calculs mettent en jeu un nombre de facettes du comportement mécanique des sols et des roches.

Les méthodes de calcul correspondantes ont été développées progressivement depuis le début du vingtième siècle. Elles doivent beaucoup à quelques précurseurs (Terzaghi [3], Meyerhof [4], Brinch Hansen [24], Caquot [25], de Beer [26]...etc), qui ont établi un ensemble de règles validées par l'expérience et couvrant la plupart des situations courantes

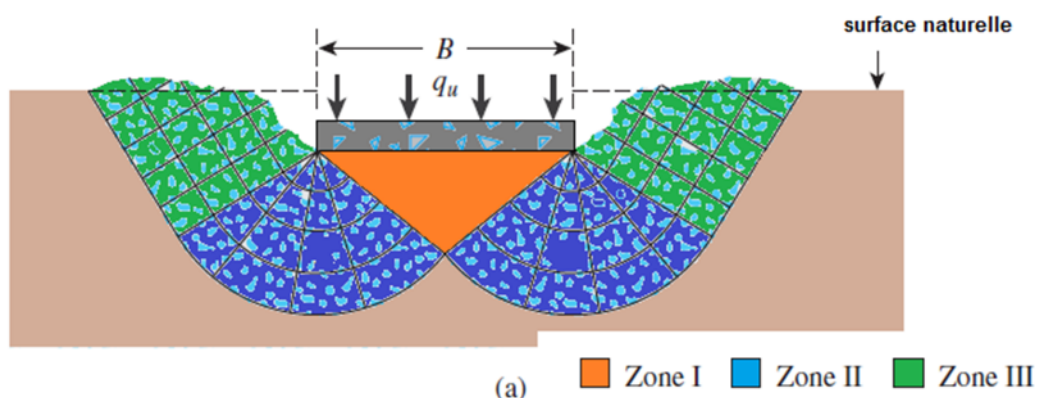
3. Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle

Trois modes distincts de mécanismes de rupture ont été identifiés et qui sont illustrés sur les figures 1.1, 1.2 et 1.3. Ils sont décrits pour une semelle filante.

On suppose qu'on a une fondation superficielle de largeur B dont la base se trouvant à une profondeur D_f au-dessous de la surface du sol. Si on applique une charge $q=Q/A$, avec A l'aire de la semelle, d'une façon progressive sur cette semelle, on observe un tassement qui croît avec l'intensité de la charge.

Au début du chargement, la déformation du sol sous la semelle augmente à peu près en fonction de la charge, il agit donc d'un équilibre pseudo élastique, puis la déformation prend des valeurs nettement improportionnelles. Si le sol sous la base de la fondation est relativement résistant, tel qu'un sable dense ou une argile raide, en appliquant la charge, il y'a formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface.

L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol, d'autant plus net que la structure est moins déformable.



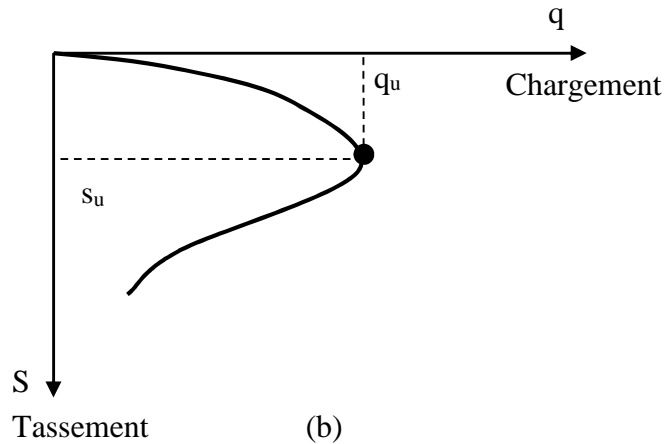


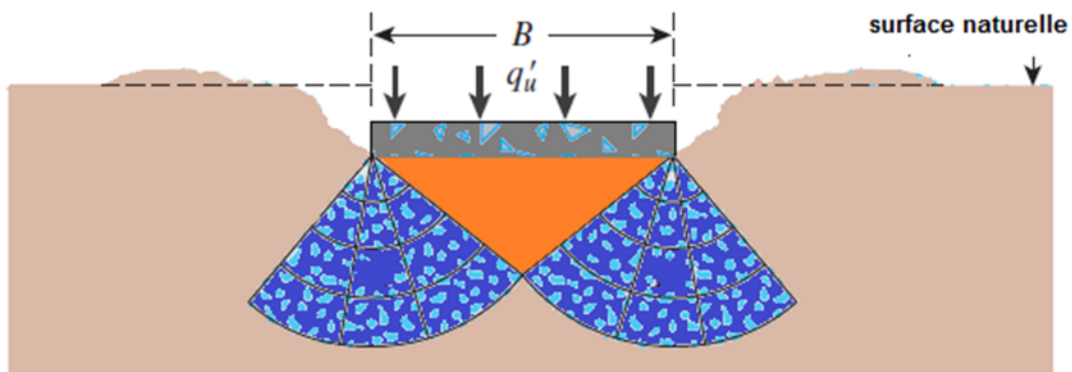
Figure 1.1 Rupture par cisaillement générale.

Dans ce cas, on trouve un tassement qui croit jusqu'à une valeur limite ($q=q_u$) à partir de laquelle le tassement continue sans qu'il y ait augmentation dans l'effort, le sol subit alors une rupture brusque par cisaillement.

La surface de rupture dans le sol est représentée dans la figure 1.1a et la courbe charge-tassement est représentée dans la figure 1.1b.

Ce type de rupture est appelée *rupture par cisaillement général* et q_u représente la capacité portante ultime. La valeur de la charge maximale $q=q_u$ est, dans ce cas, clairement représentée dans la figure 1.1b par la courbe charge-tassement.

Si le sol supportant la fondation est constitué d'un sable moyennement dense ou d'une argile moyennement consistante (Figure 1.2a), la courbe charge-tassement prend la forme représentée dans la figure 1.2b.



(a) ■ Zone I ■ Zone II

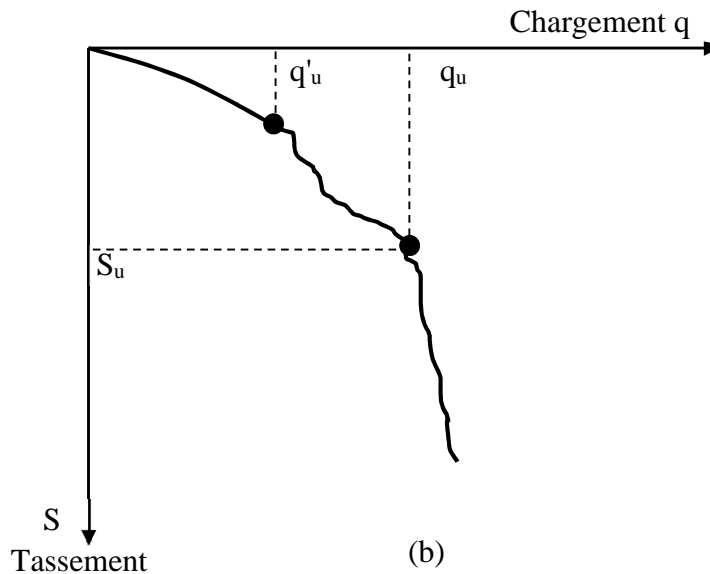
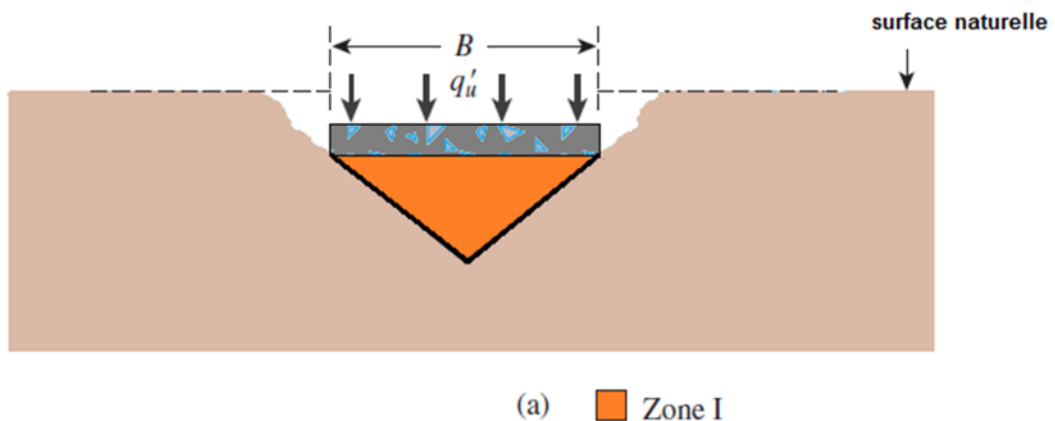


Figure 1.2 Rupture par cisaillement local.

Correspondant à la charge q qui croît avec le tassement jusqu'à la valeur $q=q'_u$ première charge de rupture. Dans ce cas la surface de rupture développée dans le sol serait celle représentée par la courbe continue dans la figure 1.2a.

Si on augmente encore la charge, la courbe chargement-tassement devient plus raide et plus irrégulière et la surface de rupture se prolonge suivant la courbe représentée dans la figure 1.1a. Quand la valeur de q atteint q_u (capacité portante limite), la surface de rupture atteint la surface du sol et à ce moment-là, la courbe prend une forme linéaire dans la quelle aucun pic n'est observée. Ce type de rupture est appelé *rupture par cisaillement localisé*.

La figure 1.3 a montré la même fondation posée sur un sable lâche ou une argile molle. Dans ce cas, la courbe chargement-tassement prend la forme représentée dans la figure 1.3b. La fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation et la surface de rupture n'atteint pas la surface du sol. Il agit d'une *rupture par poinçonnement*.



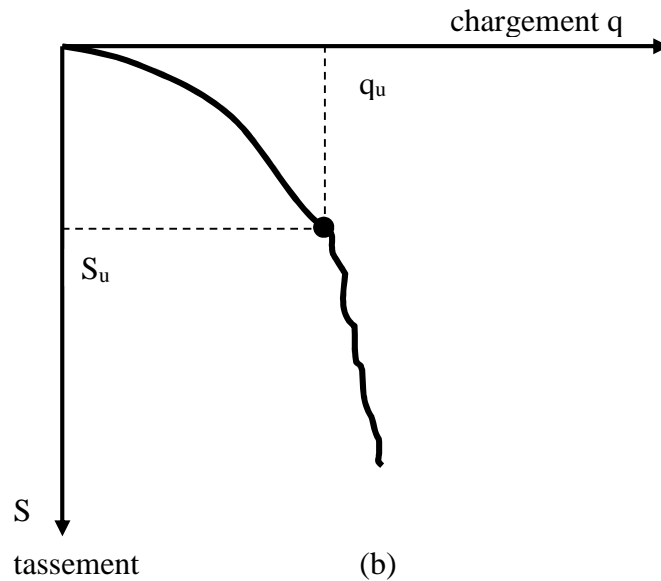


Figure 1.3 Rupture par poinçonnement.

Pour les sols cohérents, l'application du chargement est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Mais comme la vitesse de chargement est souvent supérieure à la vitesse nécessaire pour la dissipation de ces surpressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (en conditions non drainées). Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (désenchevêtrement ou compaction des grains selon les niveaux de contraintes atteints). La charge de rupture (ou capacité portante) peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant que les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation sont connus. Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur comme :

- Des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après une excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, effets du gel, etc.).
- Des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage de pieux, vibrations, excavation de tranchée, creusement de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc.).
- D'autres facteurs peuvent en outre influencer la nature de la rupture dans les sols sous une charge ultime tels que la résistance et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'ancrage de la fondation (D_f) par rapport à sa largeur (B) et le rapport de la largeur sur la longueur (B/L) de la fondation.

4. Bases conceptuelles des calculs de stabilité

On peut analyser la stabilité des fondations superficielles, mais aussi des autres ouvrages géotechniques, de quatre façons différentes :

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

Avant d'inventorier les méthodes de calcul proposées aux ingénieurs dans la littérature spécialisée, il nous a semblé utile de rappeler les bases conceptuelles et historiques de ces méthodes.

4.1 L'analyse d'équilibre limite

L'analyse d'équilibre limite applique des principes de base de la mécanique des matériaux et des structures qui étaient utilisées en génie civil longtemps avant l'invention de la plasticité et même de l'élasticité. Les équilibres de forces découlent des travaux de Galilée et Newton et ont vu leur première application géotechnique dans les travaux de Coulomb [27] et de son prédécesseur Couplet [28].

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

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

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

$$\left| \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} \sum F_i = 0 \text{ (Forces)} \\ \sum M_j = 0 \text{ (Moments)} \end{array} \right. \quad (1a) \\ \text{Charge} \leq \text{Resistance} \quad (1b) \end{array} \right| \left. \begin{array}{l} \text{div} \sigma + f_i = 0 \quad (2a) \\ \sigma \text{ satisfait les conditions aux} \\ \text{limites en forces et contraintes} \\ \text{Contraintes } \sigma \leq \text{Resistance} \quad (2b) \end{array} \right.$$

Les équations (1a) et (1b) s'appliquent aux cas où les sols et les ouvrages sont traités comme des solides soumis à des forces F_i et à des moments M_j . Les équations (2a) et (2b) s'appliquent dans les cas où l'on utilise la mécanique des milieux continus (contraintes σ et forces volumiques f_i). Dans les deux cas, l'analyse d'équilibre limite définit l'équilibre dans un contexte

de stabilité. Les conditions aux limites imposées aux déplacements ne sont pas prises en compte explicitement, mais elles sont intégrées de fait dans la géométrie des blocs dont on analyse l'équilibre.

La formulation de l'analyse d'équilibre limite en termes de contraintes trouve ses précurseurs dans les travaux de Rankine [29], Caquot [25] et Frontard [30]. La résolution des équations (2a) et (2b) a fait l'objet de nombreuses recherches et est facilitée notamment par la méthode dite des caractéristiques (Sokolovskij [31]). L'analyse d'équilibre limite est la méthode d'analyse de stabilité la plus couramment utilisée en géotechnique.

4.2 L'analyse limite

L'évolution des concepts de la mécanique depuis le 18^{ème} siècle a permis le développement d'une autre stratégie d'analyse de stabilité appelée « analyse limite ». L'analyse limite utilise notamment les concepts de travaux virtuels et équilibre statique (Lagrange, 1788) et le principe du travail plastique local maximal (Drucker et Prager [32]). L'analyse cinématique régularisée, qui sera évoquée plus loin, s'appuie de plus sur les travaux de Moreau [33] et Nayrolles [34].

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

L'analyse limite admet que les sols et autres matériaux ont un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulement plastique associée. Notons que cette loi d'écoulement plastique associée n'est en fait utilisée que pour calculer les puissances virtuelles de la déformation du matériau à l'état limite de contraintes, ce qui est aussi la base du calcul à la rupture (Salençon [35]). Des présentations détaillées en ont été données par Salençon [35] et Chen [36]. Deux théorèmes limites ont été établis, qui définissent deux approches des charges limites par valeurs supérieures et par valeurs inférieures :

- Selon le théorème des bornes supérieures, si le travail d'une force externe associé à une cinématique de rupture est supérieur au travail des forces internes (bornées par la résistance des matériaux) pour la même cinématique de rupture, alors cette force est supérieure à la charge limite de rupture. Cette approche, dite cinématique, consiste donc à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements, et à trouver pour chacun d'eux des forces ou combinaisons de forces trop grandes pour la résistance du sol ;
- Selon le théorème des bornes inférieures, si l'on peut trouver dans les matériaux (sols et structures) un champ de contraintes qui équilibre la charge extérieure appliquée, tout en restant

compatible avec les résistances des différents matériaux, alors cette charge ne peut être supérieure à la charge limite de rupture. Cette approche, dite statique, consiste donc à chercher des champs de contraintes qui vérifient les conditions d'équilibre statique et les critères de résistance des matériaux et équilibrent la plus grande charge extérieure possible.

La méthode cinématique a connu une plus grande popularité que la méthode statique et de nombreuses bornes supérieures ont été proposées pour la portance des sols. Les mécanismes de rupture correspondant à ces bornes supérieures comportent des surfaces de discontinuité, où la vitesse de déplacement instantané fait un angle φ avec la surface de contact (Figure 1.4a) et des zones de déformation plastique, où la loi d'écoulement plastique associée détermine la géométrie et l'extension de la rupture (Figure 1.4b). L'angle entre la vitesse de déplacement et la surface de discontinuité explique la forme de spirale logarithmique des surfaces de rupture dans de nombreux modèles de calcul à base de blocs.

On ne peut comparer directement les analyses d'équilibre limite et les calculs d'analyse limite, qui ne résolvent pas les mêmes équations et posent différemment le problème de l'équilibre limite. Même si l'analyse limite paraît plus proche des concepts modernes de la mécanique, elle comporte aussi des approximations fortes qui peuvent l'éloigner de la réalité des sols, tandis que la force de l'analyse d'équilibre limite réside dans le choix de mécanismes de rupture inspirés des modes de rupture observés et la grande expérience acquise dans son utilisation (Magnan et Droniuc [37]).

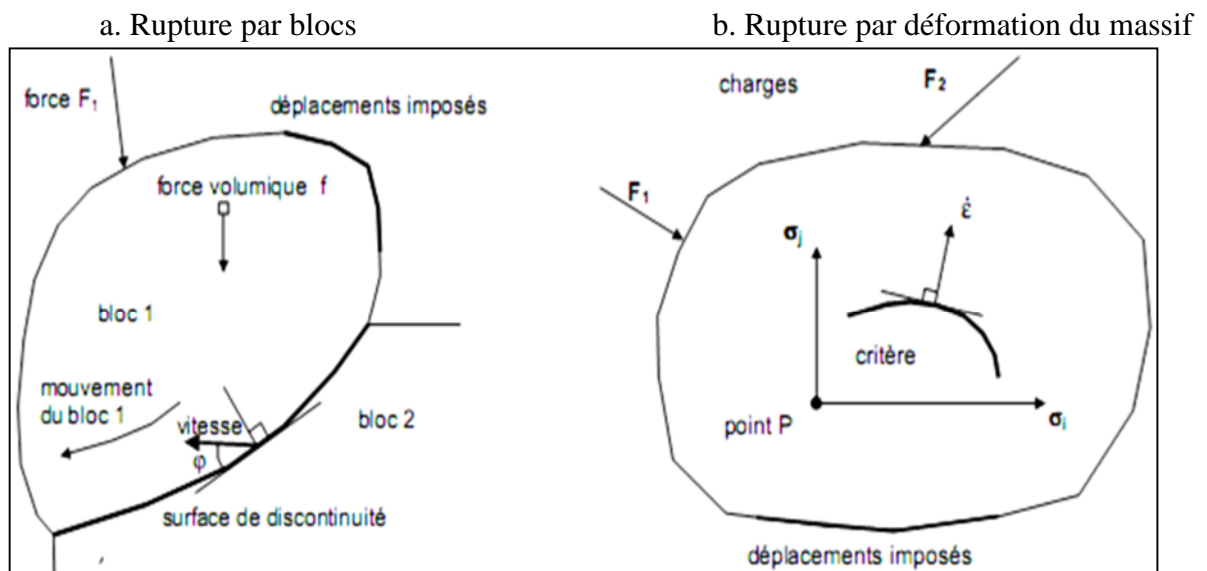


Figure 1.4 Particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de l'analyse limite.

4.3 Les calculs en déformations

Dans les sols et les roches, la rupture est toujours précédée de déformations, plus importantes et visibles dans les sols, mais aussi présentes dans les roches. La rupture peut être

repérée par l'amorce de grands déplacements lors de la rupture des matériaux (ruptures de remblais sur sols mous, glissements de terrain, par exemple), mais aussi par une augmentation des mouvements de terrain, sans instabilité réelle (fondations superficielles et fondations profondes), le cas des soutènements étant intermédiaire (la rupture côté poussée est généralement confinée et la rupture côté butée est la vraie cause de l'instabilité).

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

Les calculs d'équilibre limite et d'analyse limite supposent que l'instabilité ne dépend pas de l'état initial du sol et de sa réponse aux faibles valeurs des charges. Dans les calculs en déplacements, la rupture est au contraire définie sur la courbe (les courbes) de variation des déplacements en fonction de la charge et/ou du temps (Figure 1.5).

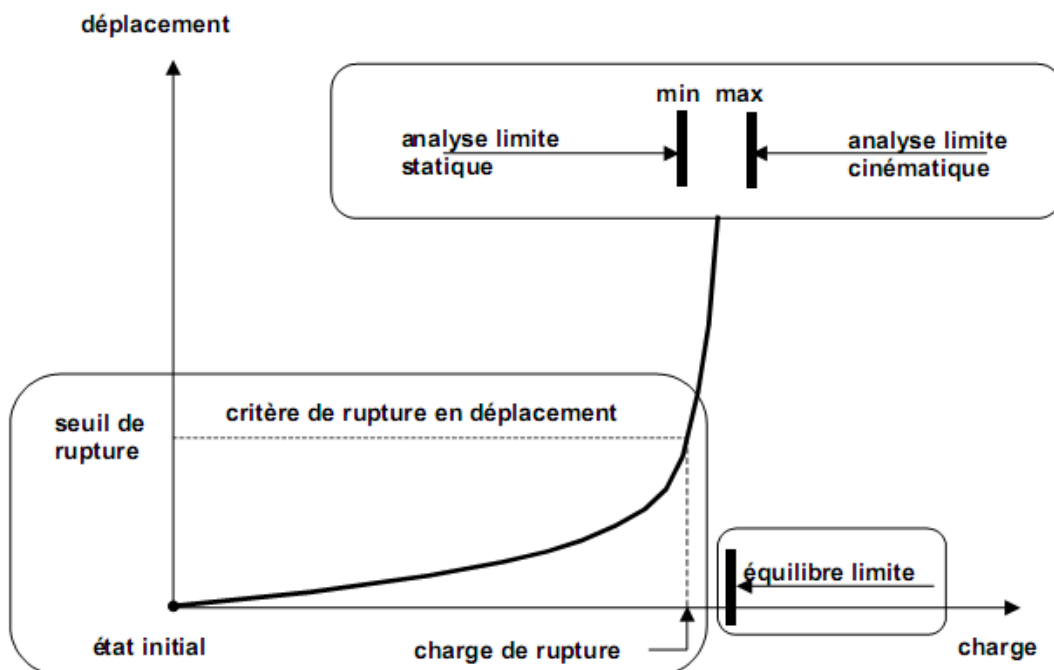


Figure 1.5 Définitions de la rupture pour le calcul en déplacements, l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite.

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

Les paramètres de déformabilité des sols sont particulièrement sensibles aux conditions de prélèvement des carottes pour les essais de laboratoire et aux conditions d'exécution des essais en

place. Mais on rencontre aussi des difficultés pour spécifier l'état initial des contraintes dans le sol, qui conditionne l'étendue de la plage élastique avant d'atteindre le critère de plasticité et le passage à un mode de déformation différent.

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

4.4 Les méthodes dérivées des essais en place

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

$$q_{max} = k(p_1 - p_0) + q_0 \quad (1.3)$$

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

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

La capacité portante limite est définie comme la pression qui provoquerait la rupture par cisaillement du sol support situé immédiatement en-dessous et adjacent à la semelle de fondation. Les facteurs de la capacité portante des fondations superficielles sont nombreux et variés. Les calculs distinguent:

- La forme des fondations (semelles filantes, carrées, rectangulaires ou circulaires),
- L'inclinaison du sol ou de la fondation (sol horizontal, sol incliné, bord de talus, fondation inclinée),
- La géométrie et les propriétés mécaniques du sol (sol homogène, sol stratifié, sol cohérent, sol cohérent et frottant),
- Les conditions de contact entre semelle et sol (contact rugueux, contact lisse),
- Les caractéristiques de la charge appliquée (charge verticale centrée, excentrée, inclinée),

- L'influence de l'eau (présence d'une nappe à différentes profondeurs).

Les méthodes de calcul correspondantes ont été développées progressivement depuis le début du vingtième siècle. Elles doivent beaucoup à quelques précurseurs (Terzaghi [3], Meyerhof [4], Brinch Hansen [24], Caquot [25], de Beer [26]...), qui ont établi un ensemble de règles validées par l'expérience et couvrant la plupart des situations courantes.

Le développement des méthodes de prévision de la capacité portante des sols sur la base des résultats d'essais de laboratoire, c'est à dire en utilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb ($\tau_{max} \leq c + \sigma \tan\varphi$), est déjà ancien et il devient compliqué d'en faire une description exhaustive.

On peut heureusement se référer à l'état des lieux dressé par Meyerhof [4] en 1963 qui fait le point du calcul des fondations superficielles 20 ans après le manuel de Terzaghi [3], et à celui de Vesic [38]. Terzaghi donne pour sa part des indications sur les théories développées au début du vingtième siècle.

5.1 La théorie de Terzaghi (1943)

En 1948, Terzaghi a proposé une théorie bien conçue pour déterminer la capacité portante ultime d'une fondation superficielle filante et rigide supportée par une couche de sol homogène qui s'étend à une grande profondeur.

Terzaghi a défini une fondation superficielle comme une fondation où sa largeur, B , est égale au moins à sa profondeur, D_f . D'après Terzaghi la surface de rupture créée dans le sol, lorsque la fondation subit la charge ultime est représentée sur la figure 1.6. D'après cette figure, la zone de rupture sous la fondation peut être divisée en trois zones principales qui sont :

- Zone abc : elle forme la partie triangulaire qui se trouve immédiatement sous la fondation. L'inclinaison des faces ac et bc est de φ (angle de frottement interne du sol).
- Zone bcf : zone de cisaillement radiale (ou saut) de Prandtl.
- Zone bfg : zone passive de Rankine, les lignes de glissement dans cette zone font un angle de $\pm (45 - \varphi/2)$ avec l'horizontale.

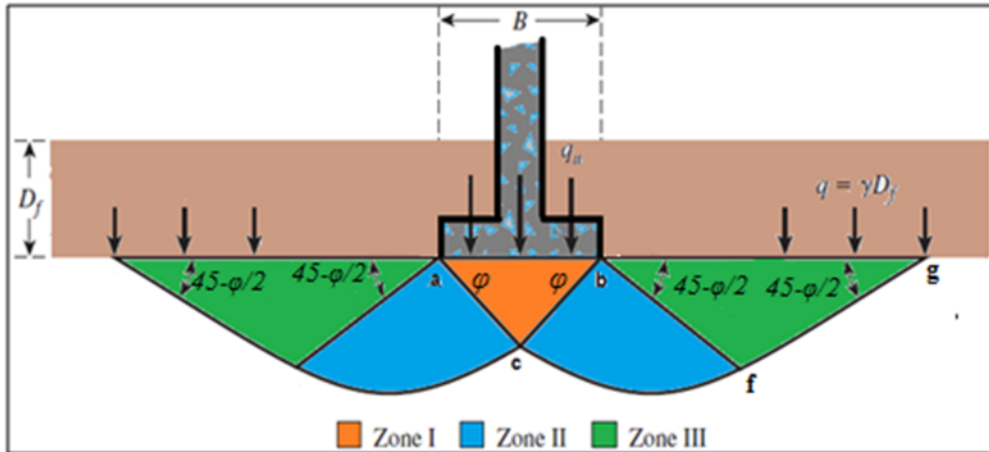


Figure 1.6 La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi (1943).

Il est à noter que la ligne cf est un arc spiral logarithmique défini par l'équation :

$$\rho = \rho_0 e^{\theta t g \varphi} \quad (1.4)$$

Les lignes bf et fg sont des lignes rectilignes. En principe, la droite fg continue jusqu'à la surface du sol, mais Terzaghi a supposé que le sol au-dessus du niveau de la base de la semelle est remplacé par une surcharge $= \gamma D_f$.

La résistance au cisaillement, τ , du sol peut s'écrire donc :

$$\tau = \sigma' t g \varphi + c \quad (1.5)$$

Relation dans laquelle :

τ = contrainte normale effective

c = cohésion

La capacité portante ultime q_u de la fondation peut être déterminée si l'on considère les faces ac et bc du bloc triangulaire abc et obtenir la force passive sur chaque face provoquant la rupture. Il est à noter que la force passive p_p est fonction de la surcharge $q = \gamma D_f$, la cohésion c , le poids volumique γ , et l'angle de frottement interne φ du sol.

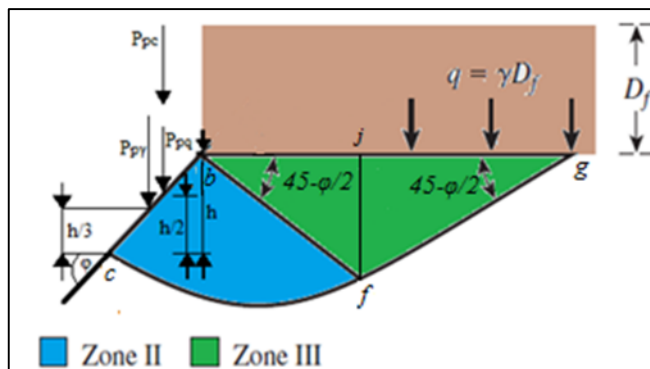


Figure 1.7 Force passive sur la face bc du coin abc .

D'après la figure 1.7, la force passive p_p sur la facette bc par unité de longueur de la fondation est :

$$P_p = P_{pq} + P_{pc} + P_{p\gamma} \quad (1.6)$$

Expression dans la quelle p_{pq} , p_{pc} , et $p_{p\gamma}$ = force passive avec la contribution de q , c , et γ respectivement.

Il est important de noter que les directions des forces p_{pq} , p_{pc} , et $p_{p\gamma}$ sont toutes verticales, puisque la face bc fait un angle φ avec l'horizontale, et p_{pq} , p_{pc} , et $p_{p\gamma}$ doivent faire un angle φ avec la normale de bc . Pour obtenir p_{pq} , p_{pc} , et $p_{p\gamma}$, on utilise la méthode de la superposition qui nous donne une approximation acceptable de la solution.

➤ **Relation pour $P_{pq}(\varphi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0, c = 0)$**

Considérons le bloc $bcfj$ représenté sur la figure 1.7. Le centre des courbes spirales logarithmiques dans la zone bcf se trouve exactement au point b . Les forces par unité de longueur se trouvant au niveau du bloc $bcfj$ dues à la surcharge q seule sont représentées dans la figure 1.8, et sont

- P_{pq}
- Surcharge q
- La force passive de Rankine $p_{p(1)}$
- La force de frottement résistante (le long de l'arc cf) F

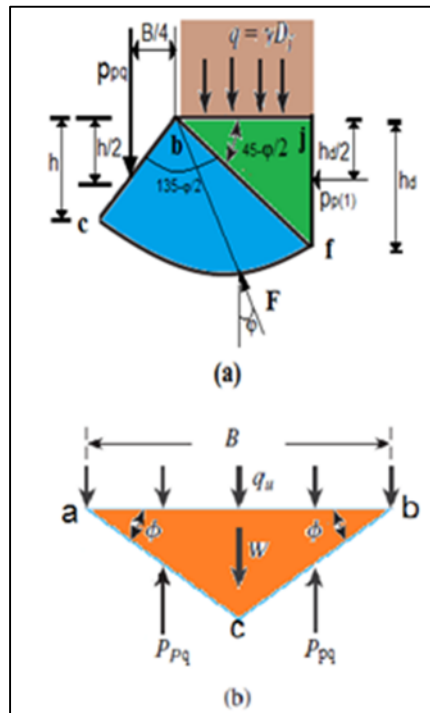


Figure 1.8 Détermination de $P_{pq}(\varphi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0, c = 0)$.

La force passive de Rankine peut être écrite comme suit :

$$P_{p(1)} = qk_p H_d = qH_d t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.7)$$

$$k_p = \text{Coefficient de pression passive de Rankine du sol} = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Selon la propriété d'une courbe spirale logarithmique définie par une équation de la forme $\rho = \rho_0 e^{\theta t g \varphi}$, la droite radiale à n'importe quel point fait un angle φ avec la normale. De plus, la ligne d'action de la force de frottement F doit passer par b qui représente le centre de la courbe spirale logarithmique (comme montré à la figure 1.8a).

En exprimant le moment par rapport au point b et en considérant la stabilité du bloc abc sous la fondation représentée sur la figure 1.7.

$$q_q(BxI) = 2P_{pq} \quad (1.8)$$

Après quelques transformations mathématiques on aboutit à la relation :

$$q_q = \frac{2P_{pq}}{B} = q \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \right] = qN_q \quad (1.9)$$

➤ **Relation pour P_{pc} ($\varphi \neq 0$, $\gamma = 0$, $q = 0$, $c \neq 0$)**

La figure 1.9 montre la forme du bloc $bcfj$, d'une façon similaire au cas de p_{pq} , le centre de l'arc spiral se trouve au point b . Les forces appliquées au bloc $bcfj$ sont dues à la cohésion et sont représentées également dans la figure 1.9 qui se présentent en :

- La force passive p_{pc} ,
- Force de cohésion $C = c(bc \times I)$
- Force passive de Rankine due à la cohésion,

$$P_{p(2)} = 2c\sqrt{K_p}H_d = 2cH_d \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (1.10)$$

La force de cohésion par unité de surface le long de l'arc cf .

Si on considère les moments de toutes les forces par rapport au point b , on aura :

$$P_{pc} \left(\frac{B}{4} \right) = P_{p(2)} \left[\frac{\rho_1 \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{2} \right] + M_c \quad (1.11)$$

Expression dans laquelle M_c est le moment dû à la cohésion c le long de l'arc cf tel que :

$$M_c = \frac{c}{2\tan\varphi} (\rho_1^2 - \rho_0^2) \quad (1.12)$$

En considérant l'équilibre du bloc abc (Figure 1.9b)

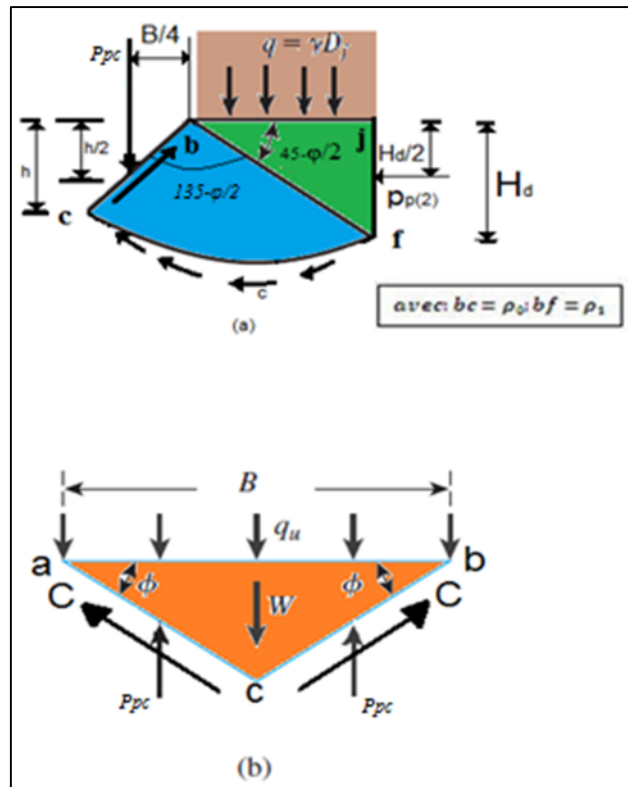


Figure 1.9 Détermination de P_{pc} ($\varphi \neq 0$, $\gamma=0$, $q=0$, $c \neq 0$).

$q_c(Bx1) = 2C\sin\varphi + 2P_{pc}$ avec q_c = charge par unité de surface de la fondation et après quelques transformations mathématiques, on aboutit à l'expression :

$$q_c = c \cot\varphi \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - 1 \right] = cN_c = c \cot\varphi (N_q - 1) \quad (1.13)$$

➤ **Relation pour $P_{p\gamma}$ ($\varphi \neq 0$, $\gamma \neq 0$, $q=0$, $c=0$)**

Contrairement aux schémas de mécanismes de rupture des Figures précédentes (Figures 1.8 et 1.9), le centre de la spirale logarithmique se trouve au point o le long de la ligne bf et non au point b . Les forces par unité de longueur appliquées au bloc $bfcj$ sont :

- $p_{p\gamma}$ = La force passive
- W = Le poids du bloc $bfcj$
- F = La résultante de la force résistante de frottement qui s'exerce le long de l'arc cf ,
- $p_{p(3)}$ = La force passive de Rankine

La force passive de Rankine peut être donnée par la relation :

$$P_{p(3)} = \frac{1}{2} \gamma H_d^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.14)$$

On peut remarquer que la ligne d'action de la force F passe par O . en considérant le moment par rapport à o :

$$P_{p\gamma}l_p = Wl_w + P_{p(3)}l_R \quad (1.15)$$

Alors que :

$$P_{p\gamma} = \frac{1}{l_p} (Wl_w + P_{p(3)}l_R) \quad (1.16)$$

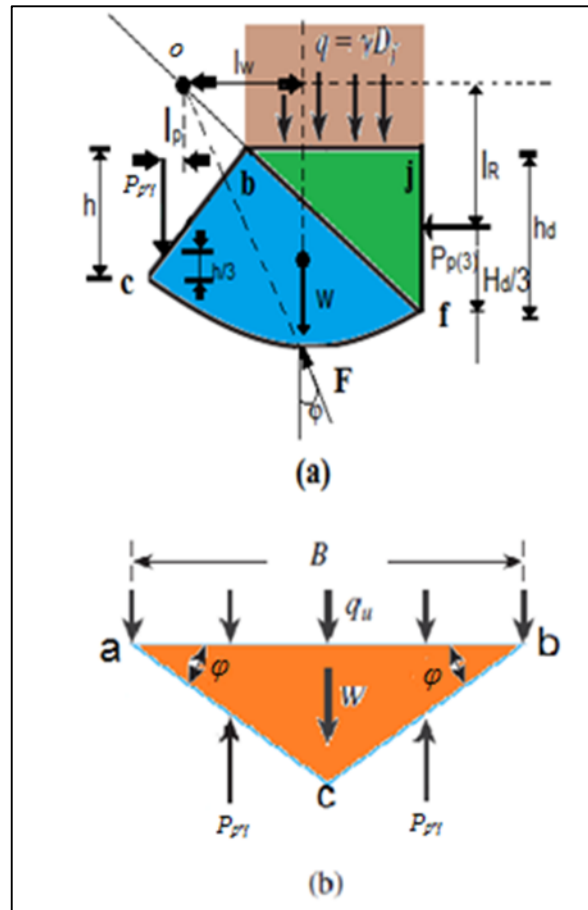


Figure 1.10 Détermination de $P_{p\gamma}(\phi \neq 0, \gamma \neq 0, q=0, c=0)$.

En considérant maintenant la stabilité du bloc abc représenté dans la figure 1.10b, on peut écrire que :

$$q_\gamma B = 2P_{p\gamma} - W_w \quad (1.17)$$

Expression dans la quelle :

q_γ = La force par unité de surface de la fondation

W_w = poids du bloc abc

Cependant,

$$W_w = \frac{B^2}{4} \gamma \tan \varphi \quad (1.18)$$

Et aussi,

$$q_\gamma = \frac{1}{B} \left(2P_{p\gamma} - \frac{B^2}{4} \gamma \tan \varphi \right) \quad (1.19)$$

La force passive peut être donnée sous la forme de :

$$P_{p\gamma} = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_{p\gamma} = \frac{1}{2} \gamma \left(\frac{B \tan \varphi}{2} \right)^2 K_{p\gamma} = \frac{1}{8} \gamma B^2 K_{p\gamma} \tan^2 \varphi \quad (1.20)$$

Où $K_{p\gamma}$ = coefficient de la pression passive des terres en substituant l'Eq.(1.20) dans l'Eq.(1.19) on aura :

$$q_\gamma = \frac{1}{B} \left(\frac{1}{4} \gamma B^2 K_{p\gamma} \tan^2 \varphi - \frac{B^2}{4} \gamma \tan \varphi \right) = \frac{1}{2} \gamma B \left(\frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2 \varphi - \frac{\tan \varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1.21)$$

➤ Capacité portante ultime

La charge ultime par unité de surface de la fondation (capacité portante ultime q_u) d'un sol donné possédant une cohésion c et un poids spécifique γ peut s'écrire donc :

$$q_u = q_q + q_c + q_\gamma \quad (1.22)$$

En remplaçant q_q , q_c et q_γ par leurs expressions trouvées précédemment, on aura comme expression de la capacité portante :

$$q_u = q N_q + c N_c + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma \quad (1.23)$$

Où N_q , N_c et N_γ représentent les facteurs de la capacité portante avec :

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (1.24)$$

$$N_c = \cot \varphi (N_q - 1) \quad (1.25)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2 \varphi - \frac{\tan \varphi}{2} \quad (1.26)$$

On trouve dans le tableau 1.1 qui suit, la variation des facteurs de la capacité portante avec l'angle de frottement interne φ donnés par les expressions ci-dessus. Les valeurs de N_γ sont obtenues par Kumbhojkar [39].

Tableau 1.1 Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi [3].

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

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

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{semelle rectangulaire}) \quad (1.27)$$

Et

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (\text{semelle circulaire}) \quad (1.28)$$

On attire l'attention sur le fait que plusieurs études expérimentales pour l'évaluation de la capacité portante des semelles superficielles ont été conduites depuis, et il en est conclu que les hypothèses formulées par Terzaghi sur la rupture du sol concordent bien. Néanmoins, l'angle que font les faces ac et bc du bloc abc (Figure 1.7) avec l'horizontale est plus proche à $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ que

l'angle φ formulé par Terzaghi. Dans ce cas, la nature de la surface de rupture sera comme représentée dans la figure 1.11.

La méthode de superposition a été utilisée pour obtenir les facteurs de portance N_c , N_q et N_γ . Pour le calcul de N_c et N_q le centre de l'arc logarithmique spiral se trouve à l'extrémité de la fondation, et ce ne sera pas le cas pour le calcul de N_γ .

➤ **Cas d'un cisaillement partiel**

En ce qui concerne la rupture par cisaillement partiel, Terzaghi propose les relations suivantes :

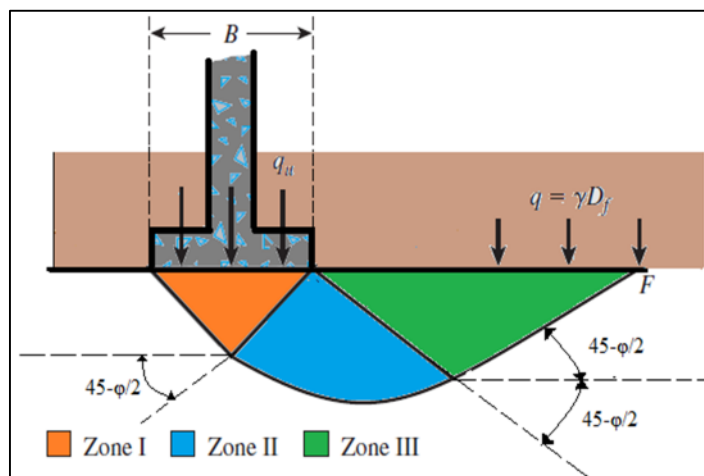


Figure 1.11 Mécanisme de rupture modifiée pour une fondation superficielle sous une charge ultime.

Semelle filante ($B/L=0$; L = longueur de la fondation)

$$q_u = c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (1.29)$$

Semelle carrée ($B=L$)

$$q_u = 1,3c'N'_c + qN'_q + 0,4\gamma BN'_\gamma \quad (1.30)$$

Semelle circulaire (B = diamètre)

$$q_u = 1,3c'N'_c + qN'_q + 0,3\gamma BN'_\gamma \quad (1.31)$$

Où N'_c , N'_q et N'_γ représentent les facteurs de la capacité portante modifiés

Et $c' = 2c/3$

Les facteurs de la capacité portante modifiés peuvent être obtenus en substituant φ par $\varphi = \tan^{-1}(0,67 \tan \varphi)$ dans les équations (2.24), (2.25) et (2.26). Les variations de N'_c , N'_q et N'_γ avec l'angle de frottement φ sont données dans le tableau 1.2.

Tableau 1.2 Facteurs de la capacité portante modifiés donnés par Terzaghi [3].

φ'	N'_c	N'_q	N'_γ	φ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,14	1,00	0,00	26	22,25	11,85	12,54
01	5,38	1,09	0,07	27	23,94	13,20	14,47
02	5,63	1,20	0,15	28	25,80	14,72	16,72
03	5,90	1,31	0,24	29	27,86	16,44	19,34
04	6,19	1,43	0,34	30	30,14	18,40	22,40
05	6,49	1,57	0,45	31	32,67	20,63	25,99
06	6,81	1,72	0,57	32	35,49	23,18	30,22
07	7,16	1,88	0,71	33	38,64	26,09	35,19
08	7,53	2,06	0,86	34	52,16	29,44	41,06
09	7,92	2,25	1,03	35	46,12	33,30	48,03
10	8,35	2,47	1,22	36	50,59	37,75	56,31
11	8,80	2,71	1,44	37	55,63	42,92	66,19
12	9,28	2,97	1,69	38	61,35	48,93	78,03
13	9,81	3,26	1,97	39	67,87	55,96	92,25
14	10,37	3,59	2,29	40	75,31	64,20	109,41
15	10,98	3,94	2,65	41	83,86	73,90	130,22
16	11,63	4,34	30,6	42	93,71	85,38	155,55
17	12,34	4,77	3,53	43	105,11	99,02	186,54
18	13,10	5,26	4,07	44	118,37	115,31	224,64
19	13,93	5,80	4,68	45	133,88	134,88	271,76
20	14,83	6,40	5,39	46	152,10	158,51	330,35
21	15,82	7,07	6,20	47	173,64	187,21	403,67
22	16,88	7,82	7,13	48	199,26	222,31	496,01
23	18,05	8,66	8,20	49	229,93	265,51	613,16
24	19,32	9,60	9,44	50	266,89	319,07	762,89
25	20,72	10,66	10,88				

5.2 La théorie de Meyerhof (1963)

Meyerhof [4] explique que la portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par Terzaghi, avec des expressions établies par Prandtl [1] pour N_c , par Reissner [2] pour N_q et par lui-même (Meyerhof, 1961) pour une valeur approchée de N_i , ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation :

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

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\varphi) \quad (1.34)$$

Pour les semelles circulaires et rectangulaires de côtés B et L, des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de Skempton [40] pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires :

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.35)$$

$$S_\gamma = S_q = 1 \quad \text{si } \varphi = 0 \quad (1.37)$$

$$S_\gamma = S_q = 1 + 0,1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{si } \varphi > 10^\circ \quad (1.38)$$

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

$$\varphi = \varphi_p = \left(1,1 - 0,1 \frac{B}{L} \right) \varphi_t \quad (1.39)$$

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

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

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

$$d_c = 1 + 0,2 \frac{D}{B} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.40)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{si } \varphi = 0 \quad (1.41)$$

$$d_q = d_\gamma \quad \text{si } \varphi > 10 \quad (1.42)$$

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

$$B' = B - 2e \quad (1.43)$$

Semble trop sévère par comparaison avec les résultats d'essais. Les observations sont intermédiaires entre ces valeurs et celles déduites d'une répartition triangulaire des pressions sous la semelle (Brinch Hansen [41]). Toutefois, en cas de double excentrement, la réduction de la longueur et de la largeur de deux fois les excentremments correspondants est jugée suffisante.

Pour les charges inclinées, les travaux de Schultze [42] et de Meyerhof [43] ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi} \right)^2 \quad (1.44)$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90} \right)^2 \quad (1.45)$$

En fonction de l'angle d'inclinaison de la charge par rapport à la verticale (d , exprimé en degrés). Il est conseillé d'incliner la base de la fondation en cas de charge inclinée permanente (par exemple, pour reprendre les charges d'un pont en arc). La solution est alors semblable à celle d'une fondation sur pente.

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

$$q_{max} = cS_c d_c i_c N_c + qS_q d_q i_q N_q + \frac{1}{2} \gamma B S_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma \quad (1.46)$$

Meyerhof attire l'attention du lecteur sur la liaison entre la résistance et le déplacement : sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielle peut se déplacer horizontalement de 5 à 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation. Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément. D'autre part, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à celle du sol, il faut utiliser une approche différente, par exemple avec des coefficients de réaction.

5.3 La théorie de Vesić (1973)

Vesić [38] présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à Rankine en 1857, a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi. Les recherches modernes partent de l'article de Prandtl [1] sur le poinçonnement des métaux, qui a été étendu aux matériaux non pesants à frottement interne par Reissner [2].

La première application de ces solutions au calcul des fondations est due à Caquot [44], qui a inspiré les premières tentatives d'extension des calculs de plasticité aux sols pesants (Raes, 1941) et suggéré la superposition du terme en N avec les deux autres termes de l'équation de la capacité portante. Cette approche a été adoptée à la même époque par Terzaghi [3] et a exercé une influence durable sur tous les travaux ultérieurs.

Vesić décrit le mode de calcul par superposition de la capacité portante avec les facteurs N_c et N_q de Prandtl et Reissner ; pour N_γ , il indique que la solution tabulée de Caquot et Kérisel [25] peut être représentée avec moins de 10% d'erreur sur l'intervalle $15 < \varphi_t < 45$ degrés (moins de 5% d'erreur entre 20 et 40 degrés) par l'expression :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \quad (1.47)$$

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

L'auteur indique que le choix d'un angle de frottement en déformations planes n'est pas nécessairement la meilleure solution pour rapprocher les résultats des calculs des portances observées.

La prise en compte de la rupture progressive du sol sous des niveaux de contraintes variés semble une voie plus prometteuse.

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

- Coefficients de forme :

$$S_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} = 1 + \frac{B N_q}{L N_q - 1} \quad (1.48)$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi \quad (1.49)$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \quad (1.50)$$

- coefficients de profondeur (pour $D/B \leq 1$, d'après Brinch Hansen, 1970)

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) \frac{D}{B} \quad (1.51)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (1.52)$$

L'effet de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation est ensuite longuement discuté. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

- L'enveloppe des cercles de Mohr n'est pas une droite ;
- La rupture se développe progressivement sur la surface de rupture ;
- Il existe des zones de plus faible résistance dans tous les sols naturels.

Cette diminution provient principalement du terme N_γ . Des équations sont proposées pour en tenir compte.

6. Critiques générales des méthodes classiques

Les théories que l'on vient d'exposer et qui conduisent à la définition des trois facteurs de capacité portante, soulèvent un certain nombre de critiques :

La première porte sur la forme du coin OAÀ. Des expériences minutieuses sur modèle réduit ont montré que les côtés du coin sont loin d'être rectilignes principalement lorsque le rapport B/D est inférieur à 0.5. Pour lever cette difficulté, plusieurs auteurs ont repris l'étude de coin, en adoptant pour OA et OÀ des arcs de lignes de glissement. Biarez a pu montrer, ainsi, que pour les

faibles encastremets, il existe certaines formes de coin donnant des résultats plus faibles que pour les coins limités par des droites.

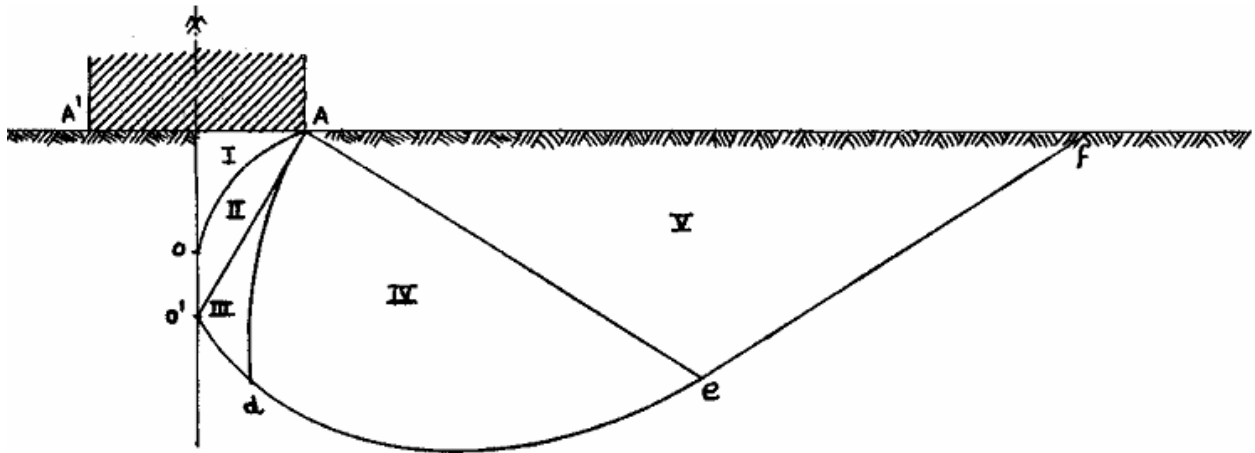


Figure 1.12 Schéma de Gorbunov [45].

La figure 1.12 montre, dans le même esprit la solution proposée par Gorbunov [45]. Il discerne cinq zones différentes dans le schéma de rupture :

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

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

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

Une autre approximation a été admise : on a assimilé à une surcharge le terrain situé au-dessus du plan horizontal AA' de la base de la fondation. Il est certain que les lignes de glissement

au sein du massif, se prolongent au de-là du plan AA' et que cette approximation est d'autant moins bonne que le rapport B/D est grand.

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

Quelques solutions ont été effectuées pour les matériaux non associés avec $\psi=0$ telles que les solutions de Davis et Booker [46], et Zienkiewicz et al. [47], mais les analyses annoncées de ces études étaient pour des angles de frottement de 30° , et il n'est en aucun cas clair que le même résultat aurait été trouvé pour des angles plus grands.

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

7. Méthodes numériques

L'évolution des outils de calcul des ouvrages est probablement l'événement majeur du génie civil de la fin du 20^{ème} siècle. Elle ouvre des perspectives infinies dans la mesure où la puissance des ordinateurs continue de croître dont l'emploi des éléments finis en génie civil offre à l'ingénierie un outil sans équivalent pour que l'analyse numérique des problèmes de génie civil se généralise dans les meilleures conditions dans le monde des projeteurs et ingénieurs d'études.

Contrairement aux méthodes classiques qui utilisaient des configurations géométriques assez simples pour lesquelles on pouvait obtenir des solutions analytiques limitées aux analyses élastiques et plastiques, la méthode des éléments finis fait disparaître les limitations d'ordre géométrique et permet de représenter plus finement les ouvrages réels. Elle permet aussi de compliquer les lois de comportement des matériaux naturels ou industriels de génie civil.

La modélisation des ouvrages de génie civil n'est pas réductible à la connaissance de données liées aux seuls aspects structuraux et rhéologiques des constructions. Il faut établir un modèle d'ouvrages à partir de composantes corrélées (qui peuvent être simplificatrices) de structure et de matière. Il faut mettre en œuvre l'interaction structure-matière qui crée la spécificité de l'ouvrage : caractériser un schéma mécanique, choisir des lois de comportement ou de fonctionnement, spécifier des conditions, construire un modèle discret, adopter des techniques de résolution, valider une démarche.

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 de 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.

Mais ces méthodes souffrent de la possibilité que la discrétisation adaptée peut mener aux erreurs dans la solution.

7.1 Modélisation des fondations superficielles

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

- Les modélisations en déformation plane (semelles filantes, radiers parallélépipédiques de grandes dimensions, etc.)
- Les modélisations en symétrie de révolution ou axisymétrique (fondations circulaires, réservoirs cylindrique, etc.)
- Les modélisations tridimensionnelles lorsque aucune simplification géométrique n'est possible (forte hétérogénéité des couches de sol, plates-formes pétrolière, fondation de centrale nucléaire, interactions tridimensionnelles avec d'autre ouvrage, etc.).

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

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

unidimensionnelle et ignore les interactions entre colonnes de sol et la nature de l'interface sol-fondation.

7.2 Modélisation du sol et de la fondation sans les structures

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

7.2.1 Cas d'une Fondation à la géométrie complexe

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

7.2.2 Cas d'une fondation rigide

Si la fondation est supposée rigide (indéformable), à base de forme simple (carrée, rectangulaire ou circulaire), elle peut être représentée par une condition de déplacement vertical imposé aux nœuds situés à l'interface. De plus, cette interface peut être lisse (le déplacement horizontal à l'interface n'est pas imposé) ou rugueuse (le déplacement horizontal à l'interface est nul).

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

7.2.3 Cas d'une fondation souple

Si la fondation est supposée souple (très déformable), elle peut être représentée par une condition de pression uniforme appliquée directement à la surface du sol. Les déplacements

horizontaux et verticaux à l'interface ne sont pas imposés. Pour une semelle filante souple, la plasticité commence au-dessous des bords de la fondation et se propage latéralement puis vers la profondeur. L'exemple typique est le réservoir métallique d'hydrocarbures. Toutefois, d'une manière générale, le type de fondation (rigide ou souple) a relativement peu d'influence sur l'allure de la courbe chargement tassement et les valeurs de la charge limite sont proches.

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

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

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

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

7.3 Modélisation du sol, de la fondation, et des structures

Le véritable calcul d'interaction sol-structure réside dans la modélisation de l'ensemble des rigidités du sol, de la fondation et des structures, et de leur influence mutuelle par l'intermédiaire de véritables éléments d'interface entre les divers matériaux. Il peut s'agir des cas très complexes pour lesquels la raideur de la structure est importante ou pour lesquels les simplifications ne sont plus évidentes. L'interaction entre le sol, la fondation et les structures recouvre les modes suivants :

- Interactions avec le sol environnant
 - Effet des mouvements du sol sur le comportement des structures
 - Effet du renforcement de la fondation ou massif de sol.
- Influence de l'état initial des contraintes

Un autre facteur important pour la modélisation reste souvent inconnu : il s'agit de l'état de contrainte initial qui règne dans le sol avant la construction de la fondation. Cet état initial est important car il conditionne, comme les paramètres mécaniques, la réponse en déplacements du modèle d'éléments finis.

Toutefois, pour mener une étude satisfaisante, il faut surtout connaître l'état de contraintes dans le sol une fois la fondation construite et avant l'application des charges dues à la structure. Cet état peut être approché en simulant la construction (calcul par phase) mais le plus souvent, et notamment dans le cas des fondations superficielles peu encastrées, il est raisonnable de supposer que le sol a été peu perturbé par la construction, que l'état de contrainte dans le massif est toujours celui du sol au repos et que ce dernier possède encore ses caractéristiques intactes.

7.4 Conseils pour la réalisation des maillages de fondation superficielle

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

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

Dans le cas d'une fondation superficielle isolée, placée dans un massif de sol homogène semi-infini, les frontières latérales et inférieures du modèle peuvent être représentées par des éléments finis ou par des éléments " infinis ". Si des éléments finis sont utilisés, pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur le comportement du modèle (figure 1.13), l'expérience montre qu'il convient de fixer :

- Les limites latérales du maillage (condition $U = 0$) à environ 10 fois la largeur B de la fondation.
- La limite horizontale inférieure (condition $V = 0$ ou $U = V = 0$) à au moins 6 fois la Valeur de B sous la base de la fondation.

Un maillage grossier conduit généralement à une réponse charge - tassement trop raide et à une charge limite trop élevée par rapport à la solution exacte ou par rapport aux résultats fournis par un maillage. De façon plus quantitative, les recommandations suivantes peuvent être précisées :

- Le maillage du massif de sol doit être relativement resserré dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître, c'est-à-dire au voisinage des interfaces entre la fondation et le sol, dans les régions situées à une distance inférieure à $2B$ autour de la base de la fondation ;

- le rapport de forme (rapport de la plus petite dimension d'un élément fini à la plus grande) des éléments proches d'une fondation superficielle devrait être limité à 1/5 ;
- la largeur B' (selon la direction horizontale) du premier élément de sol directement adjacent à la fondation doit être au moins telle que $B' = 0.1 B$, pour décrire de manière satisfaisant les variations du cisaillement aux bords de la fondation ;
- Lorsque la stratigraphie du sol, la géométrie de la fondation et celle de la structure, les charge et les diverses conditions de liaison possèdent des symétries remarquables, il faut en profiter pour simplifier le maillage.
- L'étude pour des charges inclinées exige un maillage complet par rapport aux charges verticales, car une charge inclinée ne présente aucune symétrie particulière. De plus, l'inclinaison entraîne l'apparition de zones en traction dans le sol, d'où la nécessité de prendre en compte des éléments d'interface. La base de la fondation peut alors se décoller du massif de sol sur une certaine longueur.

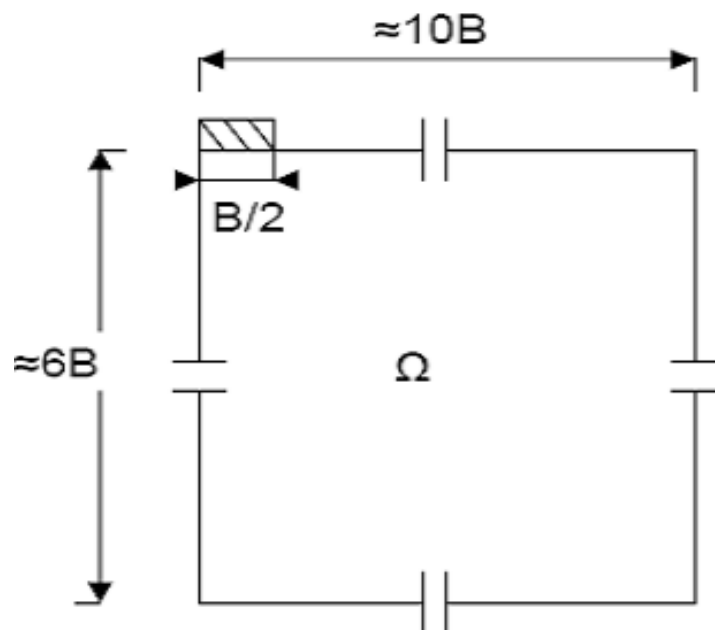


Figure 1.13 Dimensions conseillées pour le maillage d'une fondation superficielle [48].

8. Comportement des sols et modélisation des fondations superficielles

Dans le cas de chargement monotone, de très nombreuses comparaisons ont été menées entre les résultats numériques et les mesures sur ouvrages. Elles permettent de constater aujourd'hui que les lois usuelles de comportement des sols (élastoplasticité parfaite) conduisent à des résultats satisfaisants sous réserve que les autres aspects de la modélisation soient correctement pris en compte (notamment, l'interaction entre le sol et la fondation) et que les paramètres de comportement sont bien estimés.

Dans le cas des chargements cycliques et dynamiques, les études sont moins nombreuses et restent encore délicates à réaliser en raison de la complexité des lois de comportement des sols lorsque les sollicitations ne sont plus monotones.

9. Conclusion

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

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

CHAPITRE 2 : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE POUR DES CAS PARTICULIERS (L'EFFET D'INTERFÉRENCE, SOL BICOUCHE).

1. Introduction

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

2. L'effet d'interférence sur la capacité portante des fondations juxtaposées.

Le problème d'interférence des fondations étroitement espacées joue un rôle essentiel ces dernières années. Récemment, l'augmentation de la cadence d'urbanisation a conduit à une pénurie de terrain ce qui a fait que plusieurs structures se réalisent les unes près des autres et que des fondations étroitement implantées interfèrent souvent entre elles. En conséquence, le mécanisme de rupture se modifie, entraînant une modification de la capacité portante ainsi que des problèmes liés au tassement des semelles interférentes. Donc, l'étude de l'effet d'interférence des semelles en interaction étroitement placées est d'une importance pratique primordiale dans le domaine de l'ingénierie.

L'effet d'interférence de deux semelles filantes sur la capacité portante ultime a été étudié théoriquement par Stuart [15]. En ce qui concerne le problème des trois semelles sur le sable, Graham et al. [49] ont utilisé la méthode des caractéristiques pour obtenir la solution permettant de déterminer l'effet d'interférence sur la semelle centrale (et non sur les deux semelles). Cette théorie était destinée à obtenir l'effet d'interférence dû à un certain nombre de semelles filantes, par exemple les fondations des traverses de chemin de fer.

Afin d'étudier l'effet de l'interférence des deux fondations, plusieurs chercheurs ont également mené plusieurs expériences à savoir: Stuart [15], West et Stuart [16], Saran et Agarwal [50], Das et Larbi-Cherif [51], Kumar et Saran [52], Kumar et Ghosh [53] et Kumar et Kouzer [54]).

2.1 Les méthodes d'estimation de l'effet d'interférence sur la capacité portante.

L'effet d'interférence sur la variation de la capacité portante de deux fondations étroitement espacées a fait l'objet d'un certain nombre de recherches théoriques, numériques et expérimentales, dont certaines seront abordées dans cette partie.

2.1.1 Stuart (1962)

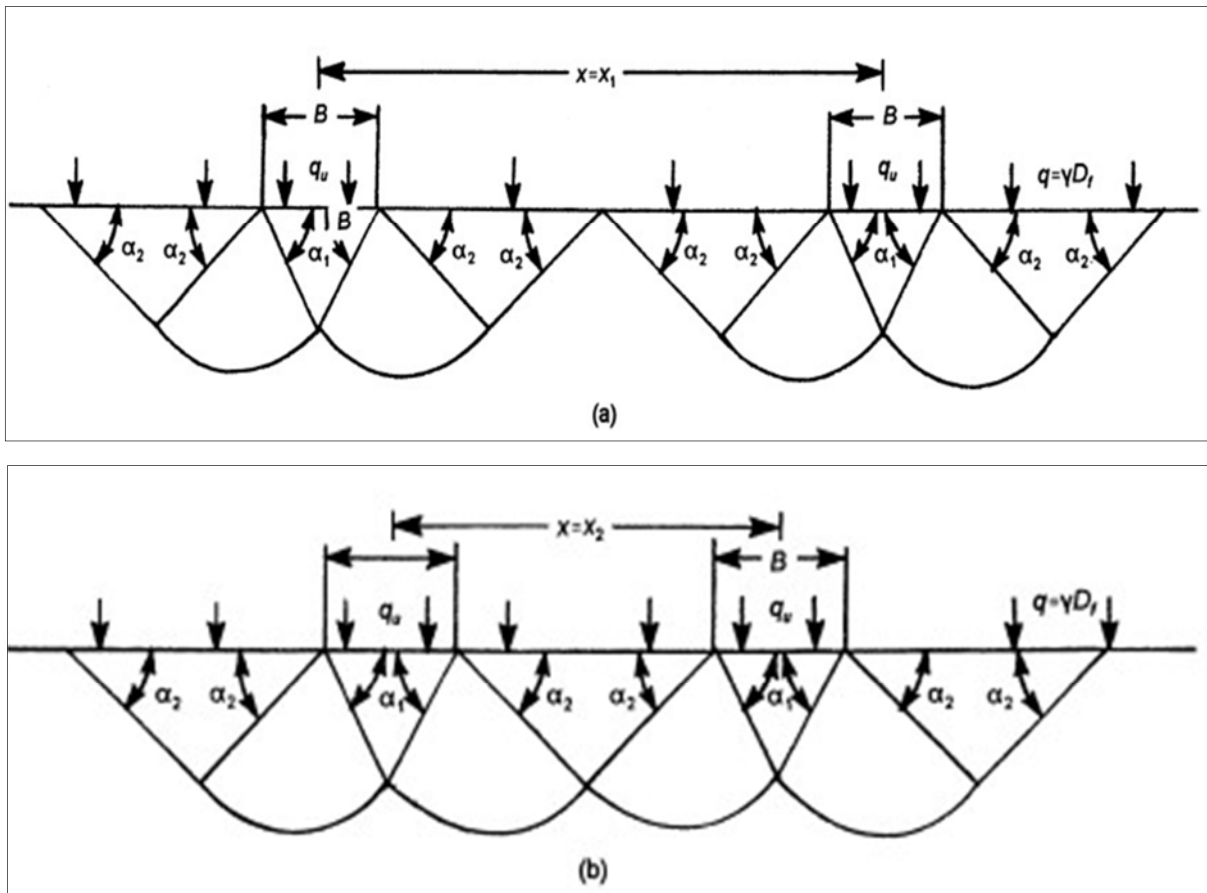
Stuart [15] a supposé une géométrie de la surface de rupture dans la masse de sol similaire à celle considérée par Terzaghi [3]. Selon Stuart [15], les conditions suivantes se produisent (Figure 2.1):

- **1^{er} cas (Figure 2.1a):** Si l'espacement par rapport aux milieux des deux fondations est de $x > x_1$, les surfaces de rupture dans le sol sous chaque fondation ne se chevauchent pas. Ainsi, la capacité portante ultime de chaque fondation filante peut être donnée par l'équation de Terzaghi [3].

Pour $c=0$ l'équation de Terzaghi [3] devient:

$$q_u = qN_q + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma \quad (2.1)$$

Où N_q et N_γ sont les facteurs de la capacité portante de Terzaghi [3].



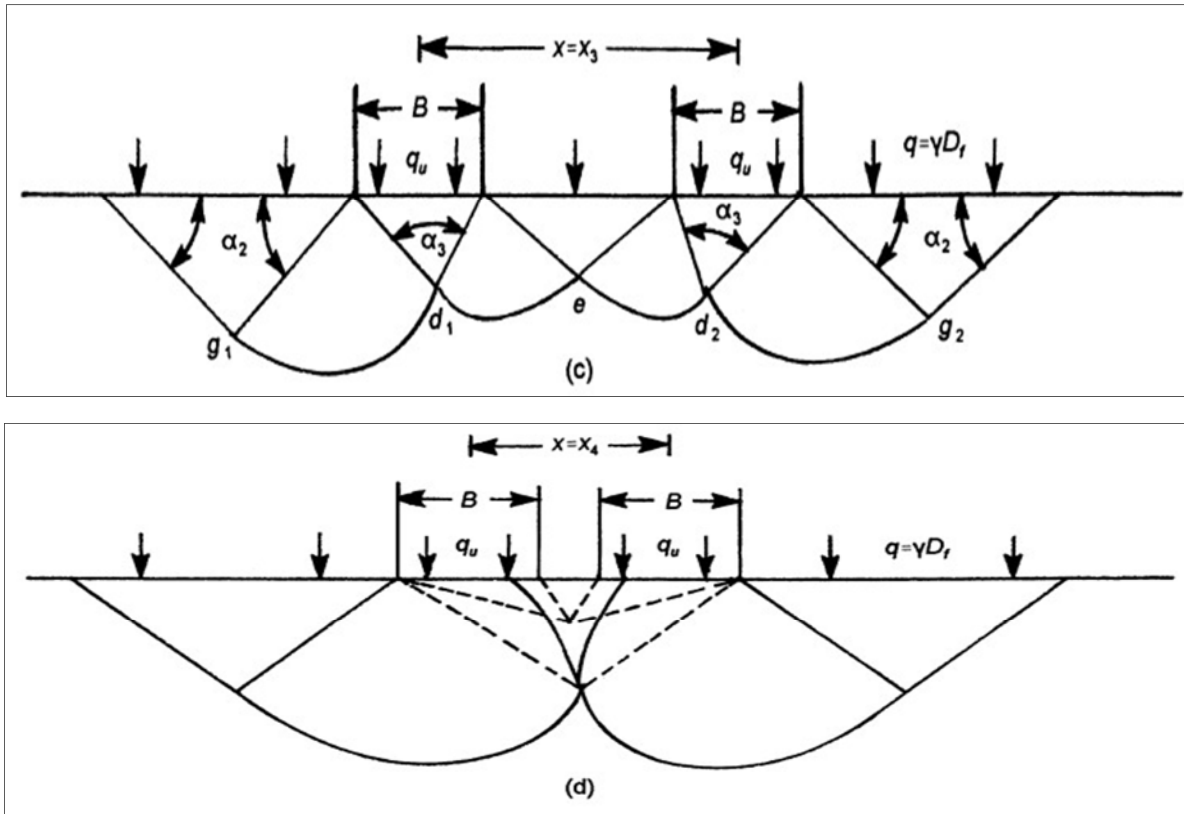


Figure 2.1 Surfaces de rupture d'un sol granulaire sous deux fondations rigides filantes étroitement espacées ($\alpha_1 = \varphi$, $\alpha_2 = 45 - \varphi/2$, $\alpha_3 = 180 - 2\varphi$) [15].

- **2^{ème} cas (Figure 2.1b)**: Si l'espacement entre les milieux des deux fondations est de $x = x_2 < x_1$, les surfaces de rupture dans le sol sous chaque fondation sont telles que les zones passives de Rankine seulement se chevauchent. q_u sera toujours donnée par l'équation (2.1). Toutefois, le tassement à la charge ultime va changer (par rapport au cas d'une fondation isolée).
- **3^{ème} cas (Figure 2.1c)**: C'est le cas pour lequel l'espacement entre les axes des deux fondations filantes est de $x = x_3 < x_2$. On notera que le coin triangulaire dans le sol sous la fondation fait des angles de $180^\circ - 2\varphi$ aux points **d1** et **d2**. Les arcs de la spirale logarithmique **d1g1** et **d1e** sont tangents les uns aux autres au point **d1**. De même, les arcs de la spirale logarithmique **d2g2** et **d2e** sont tangents les uns aux autres au point **d2**.

Dans ce cas, la capacité portante ultime de chaque fondation peut être donnée ($c=0$) comme suit :

$$q_u = qN_q \xi_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \xi_\gamma \quad (2.2)$$

Où ξ_γ et ξ_q = facteurs d'interférence.

Les facteurs d'interférence sont en fonction de x/B et l'angle de frottement ϕ . Les variations théoriques de ζ_q sont donnés dans les figures 2.2 et 2.3.

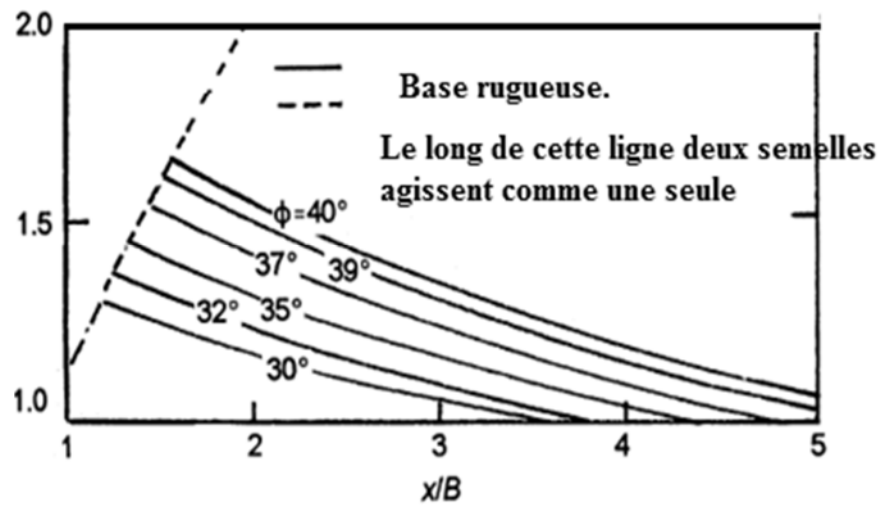


Figure 2.2 Facteur d'interférence de Stuart [15] ζ_q en fonction de x/B .

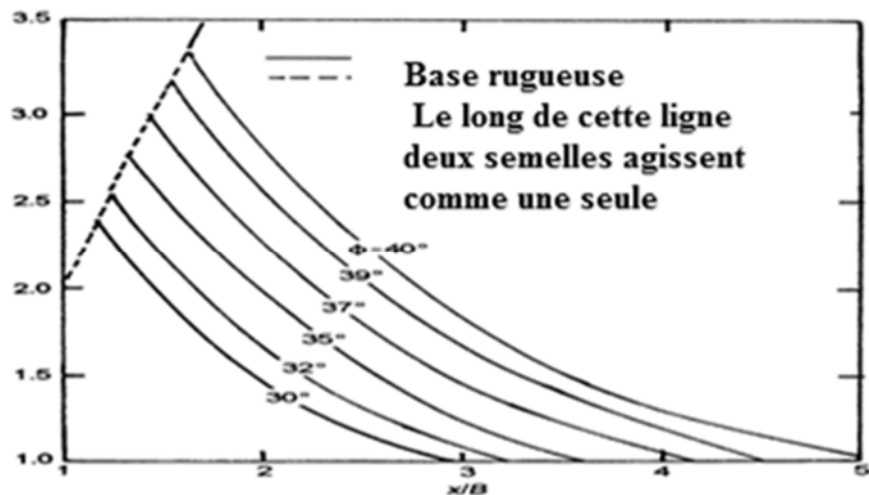


Figure 2.3 Facteur d'interférence de Stuart [15] ζ_γ en fonction de x/B .

➤ **4^{ème} cas (Figure 2.1d)** : Si la distance entre les fondations est en outre réduite alors un blocage se produit et la paire de fondations agit comme une seule fondation. Le sol entre les deux fondations sera un arc inversé qui se déplace vers le bas avec la fondation quand la charge est appliquée. Lorsque les deux fondations se touchent, la zone d'arc disparaît et le système se comporte comme une seule fondation d'une largeur égale à $2B$. Dans ce cas la capacité portante ultime peut être donnée par l'équation (2.1), avec B remplacé par $2B$ dans le troisième terme.

2.1.2 Das et Larbi-Cherif (1983)

Das et Larbi-Cherif [51] ont conduit au laboratoire des essais sur modèle réduit pour déterminer les facteurs d'interférence de l'interférence (ζ_q et ζ_γ) de deux fondations filantes rugueuses reposant sur un sable s'étendant à une grande profondeur.

Le sable utilisé dans les essais était très anguleux, et les essais ont été effectués à une densité relative d'environ 60 %.

L'angle de frottement ϕ à cette densité est de 39° . Les courbes chargement- déplacement obtenues à partir des essais étaient de type cisaillement local.

Les variations expérimentales de ξ_q et ξ_γ obtenues à partir de ces essais sont données dans les figures 2.4 et 2.5.

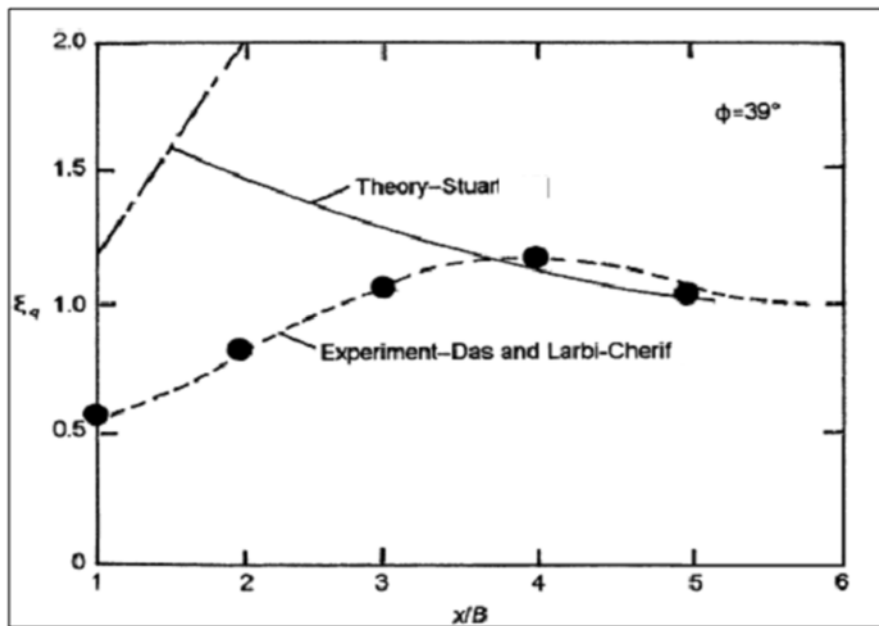


Figure 2.4 Comparaison expérimentale et théorique de ξ_q [55].

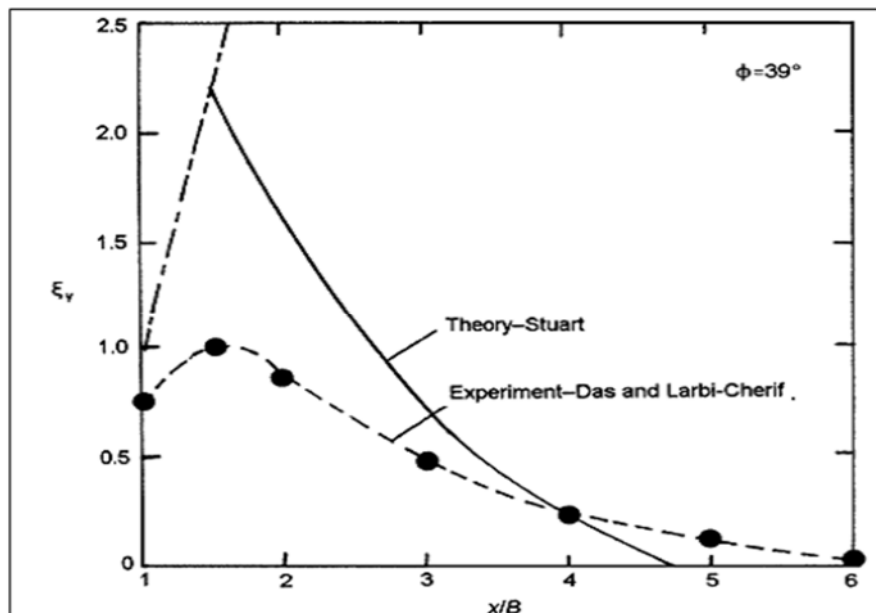


Figure 2.5 Comparaison expérimentale et théorique de ξ_γ [55].

De ces figures, on peut noter que, malgré que la tendance générale des variations des facteurs d'interférence expérimentaux est similaire à celles prédites par la théorie, il y'a une grande variation dans les amplitudes entre la théorie et les résultats expérimentaux.

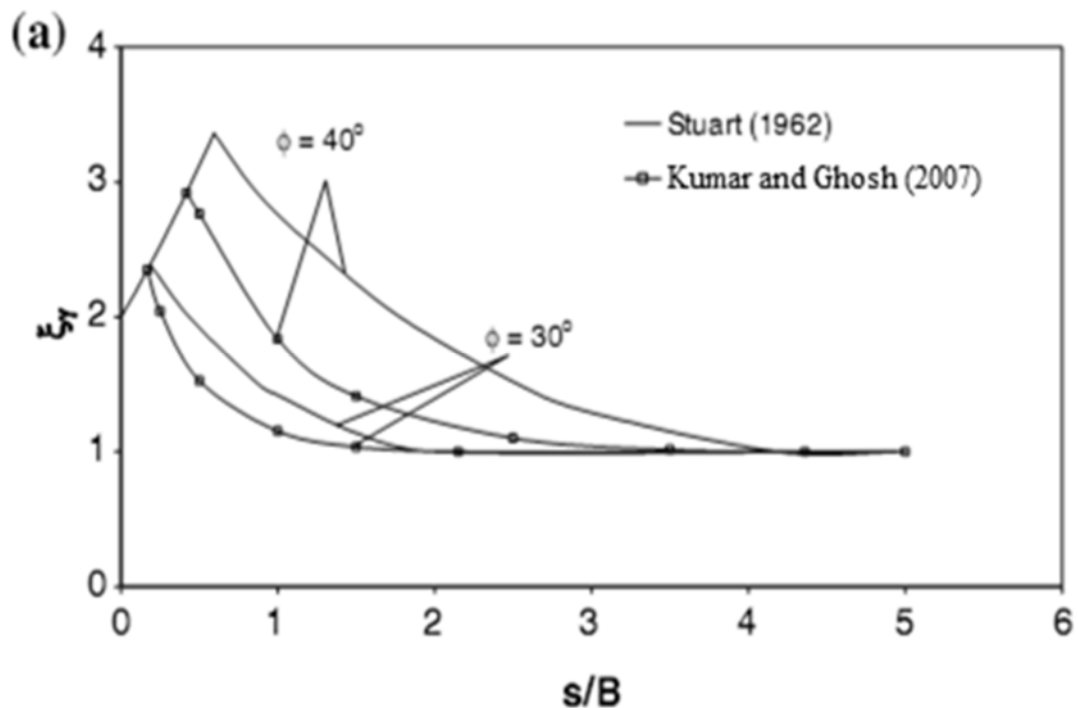
2.1.3 Kumar et Ghosh (2007)

Kumar et Ghosh [17] ont utilisé la méthode d'analyse limite (borne supérieure) pour déterminer l'effet d'interférence de deux semelles filantes rapprochées reposant sur une couche de sable. Afin de proposer une solution sur le mécanisme de rupture et calculer la capacité portante en deux dimensions (déformation plane).

Pour $\phi = 30^\circ$ et 40° , les valeurs ξ_γ de Stuart [15] ont été comparées avec celle de Kumar et Ghosh. La comparaison des deux théories est illustrée à la figure 2.6a. Pour $s/B > s_{cr}/B$, les valeurs de ξ_γ obtenues dans cette étude se sont révélées plus petites que celles fournies par Stuart [15]. Pour une valeur donnée de ϕ , les valeurs de s_{cr}/B de Stuart [15] étaient un peu plus élevées.

Les valeurs de ξ_γ ont également été comparées aux données expérimentales de Saran et Agarwal [56], Das et Larbi-Cherif [51] et Kumar et Saran [52]. Les résultats expérimentaux concernent les valeurs de ϕ comprises entre 37° et 41° . Les résultats théoriques ont été obtenus pour $\phi = 40^\circ$. La comparaison de tous ces résultats est illustrée sur la Figure 2.6b.

On peut voir que les résultats de cette approche se comparent raisonnablement aux données expérimentales. Cependant, les valeurs maximales de ξ_γ , associées à s_{cr}/B , prédites à partir de la théorie actuelle se sont avérées généralement plus grandes que les résultats expérimentaux.



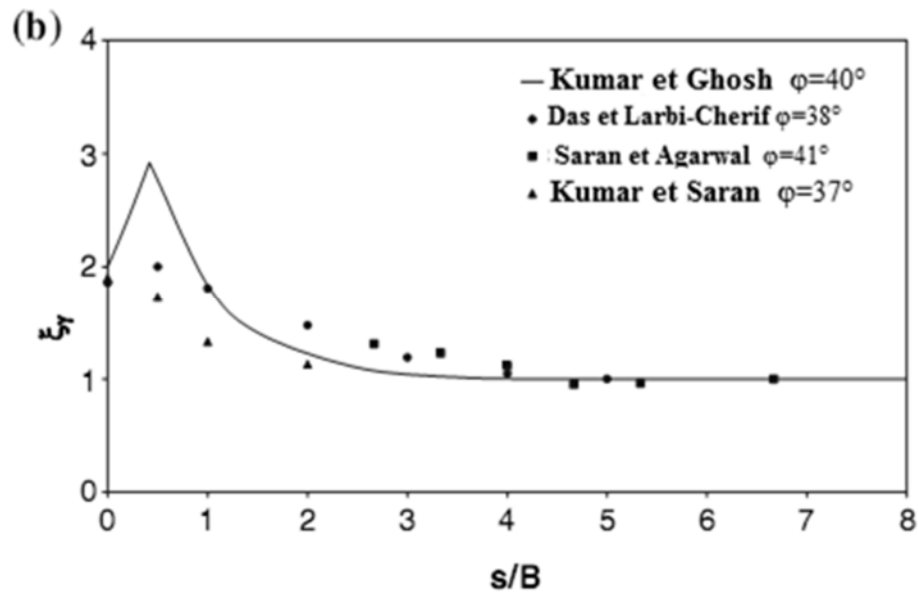


Figure 2.6 Comparaison de la théorie obtenue avec la théorie de Stuart (a) et les résultats expérimentaux (b).

2.1.4 Ghazavi et Lavasan (2008)

La figure 2.7 présente les résultats des analyses numériques qui ont été obtenus par Ghazavi et Lavasan [57] au moyen d'analyse numérique en utilisant FLAC 3D pour deux fondations filantes qui interfèrent reposant sur un sable, l'analyse théorique de Stuart [15], et les essais expérimentaux de Das et Larbi-Cherif [51]. D'après cette figure, les résultats numériques concordent assez bien avec les résultats des essais expérimentaux.

Il devrait être noté que les modèles de fondations utilisées par Das et Larbi-Cherif [51] ne peuvent pas être complètement rigides et rugueuses.

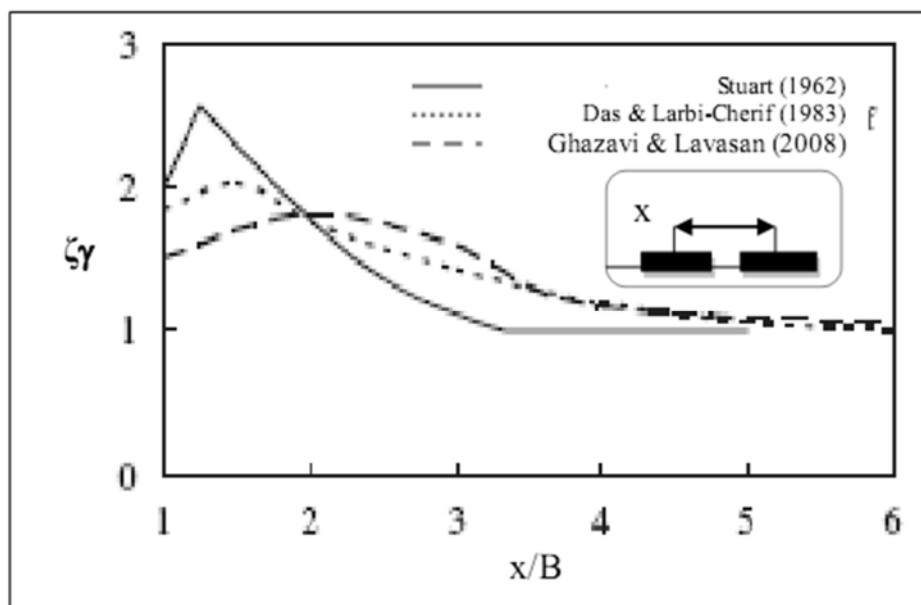


Figure 2.7 Comparaison des résultats numériques, expérimentaux et analytiques pour l'interférence de deux fondations filantes [57].

2.1.5 Kumar et Bhoi (2008).

Kumar et Bhoi [18] ont étudié l'effet d'interférence de plusieurs semelles filantes reposant sur la surface d'un sable en effectuant une série d'essais sur un modèle réduit. Les essais ont été réalisés en faisant varier la distance horizontale entre les semelles, pour voir leur effet sur la charge limite des semelles. En outre, la variation de l'angle de frottement du sable sur les résultats a été également examinée.

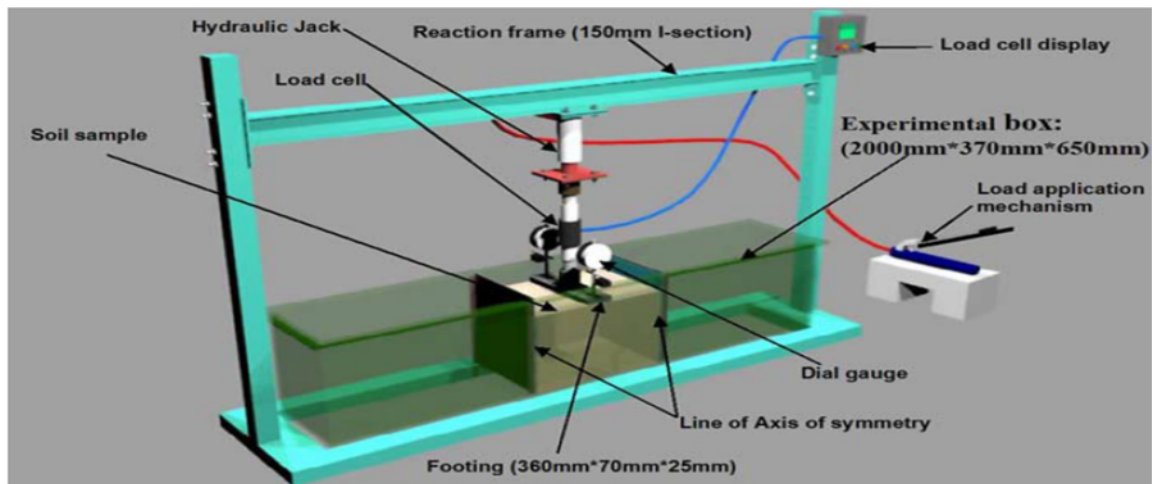


Figure 2.8 Dispositif expérimental de Kumar et Bhoi [18].

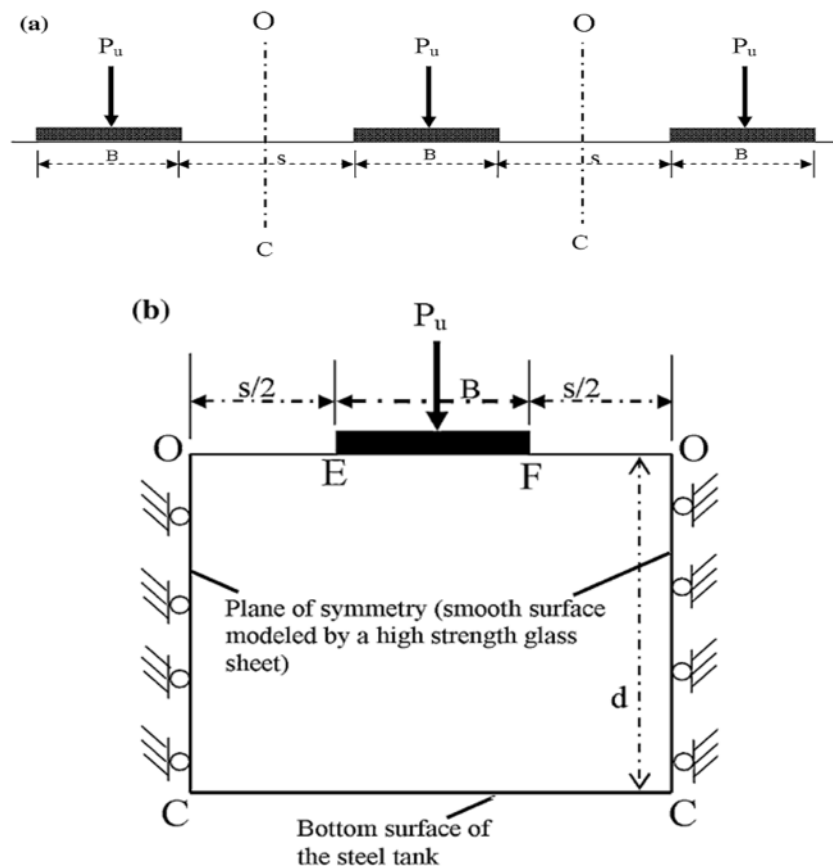


Figure 2.9 Présentation du schéma utilisé dans l'étude de Kumar et Bhoi [18].

Les expériences ont clairement révélé que la capacité portante augmente continuellement avec la diminution de l'espacement entre les semelles. En revanche, à la charge ultime, on a constaté que le tassement associé augmentait continuellement avec la diminution de s/B . L'effet d'interférence s'est révélé plus important pour un angle de frottement interne du sol plus élevé.

L'effet de l'espacement sur la capacité portante ultime était similaire à celui rapporté par la théorie disponible dans un sens qualitatif.

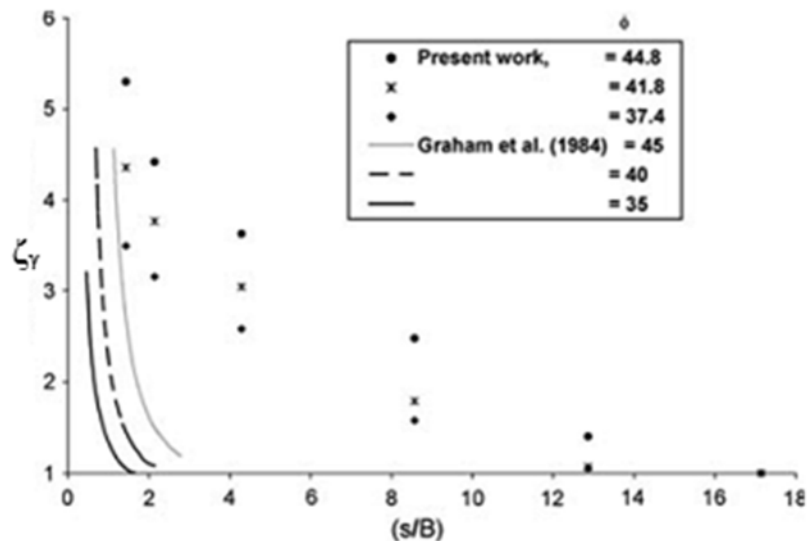


Figure 2.10 Comparaison des résultats expérimentaux avec la théorie de Graham et al. [18].

2.1.6 Lee et Eun (2009).

Lee et Eun [19] ont étudié la variation de la capacité portante de multiples semelles dans diverses configurations implantées dans un sable en utilisant des essais de chargement de plaque (voir figure 2.11) et des modélisations par éléments finis.

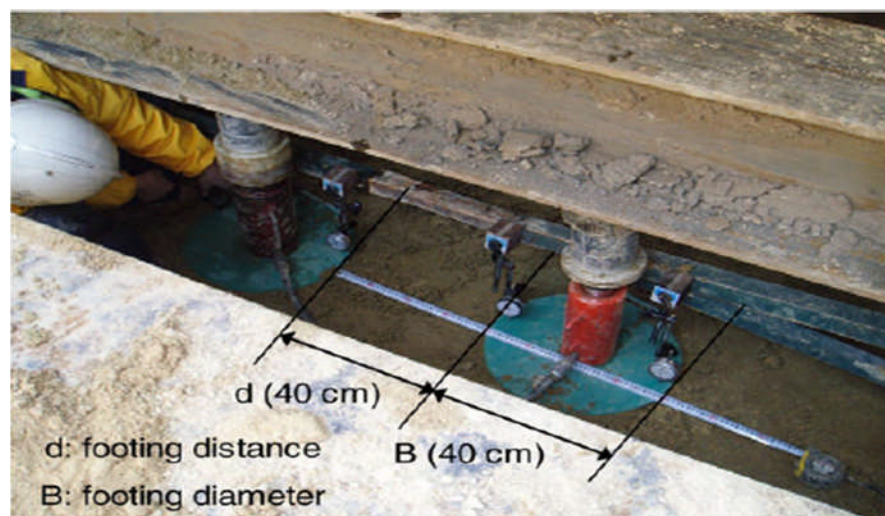


Figure 2.11 Vue d'essai de chargement de semelles [19].

Les résultats obtenus indiquent que la charge limite de plusieurs semelles est semblable à celle de la semelle isolée à des distances supérieures à trois fois la largeur de la semelle.

Des paramètres d'équation et de corrélation de conception, nécessaires pour mesurer les valeurs du rapport de portance pour les différentes configurations de plaque, ont été dérivés. Des résultats d'essai expérimentaux de la littérature ont été choisis et employés en vérifiant la méthode proposée.

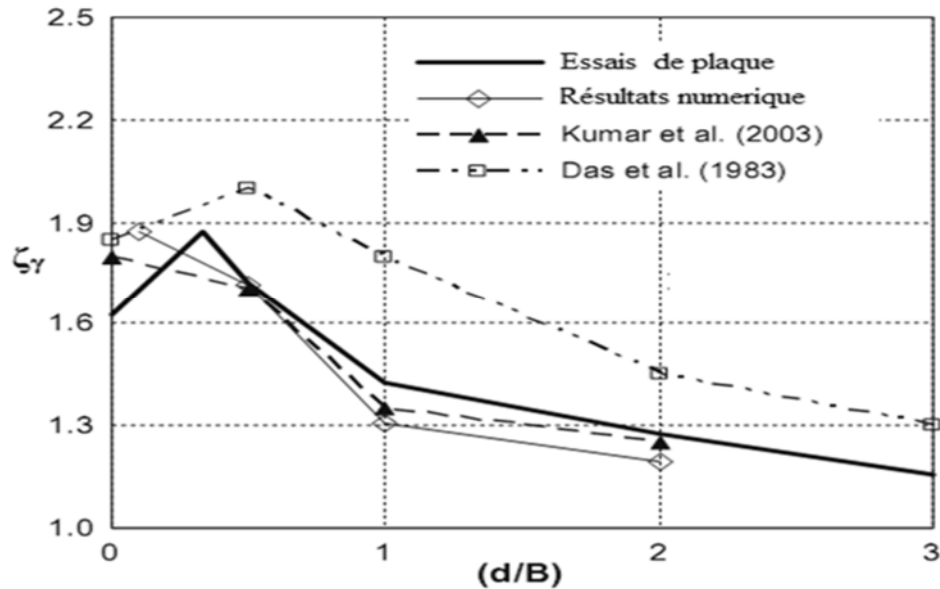


Figure 2.12 Comparaison des valeurs ζ_γ des résultats expérimentaux, numériques, et analytiques pour l'interférence de multiple fondations [19].

2.1.7 Mabrouki et al. (2010)

Mabrouki et al [20] ont examiné numériquement la capacité portante pour deux semelles filantes juxtaposées, l'effet d'interférence est estimée par les facteurs d'interférence pour plusieurs types de sols.

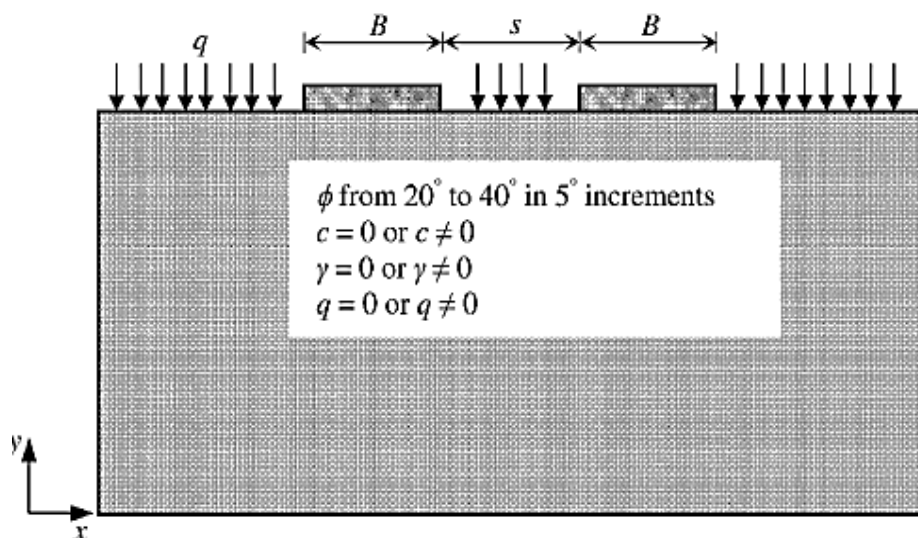


Figure 2.13 Présentation du model géométrique utilisés par Mabrouki et al. [20].

Le travail est consacré à une étude numérique en utilisant le code (FLAC), pour évaluer la capacité portante pour deux semelles interférées et soumises aux chargements verticaux centrés. Cependant les auteurs ont modalisés le sol en utilisant le critère de Mohr-Coulomb.

Les facteurs d'interférence ont été calculés individuellement pour estimer les effets de la cohésion, de la surcharge, et du poids volumique du sol en utilisant l'équation de Terzaghi. Les résultats ont été comparés à ceux disponibles dans la littérature.

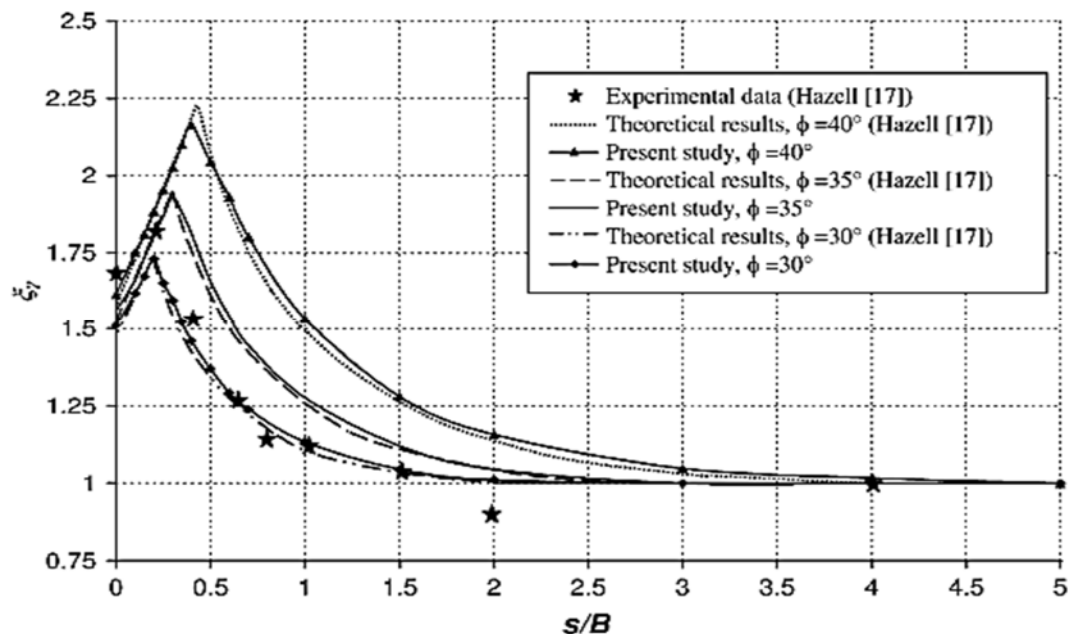


Figure 2.14 Comparaison de capacité portante obtenue par la superposition et les calculs directs pour la fondation douce et rigide [20].

La figure 2.14 compare les facteurs d'interférence calculés ξ_γ pour les semelles rugueuses avec $\phi = 30^\circ, 35^\circ$ et 40° ; Nous pouvons observer que les résultats obtenus sont en excellent accord avec les solutions théoriques obtenues par Hazell [58]. De plus, les données expérimentales suivent la forme des courbes numériques et théoriques.

2.1.8 Javid et al (2015).

Javid et al [23] ont mis l'accent sur l'analyse numérique de la capacité portante ultime de deux semelles filantes interférées reposant sur une massive rocheuse. Ils ont montré l'influence des paramètres de critère de rupture Hoek-Brown sur le facteur d'interférence.

Ce critère s'applique à la roche intacte ou aux masses fortement jointées de roche qui peuvent être considérées homogènes et isotropes. Les effets des paramètres de Hoek-Brown comprenant l'index de force géologique (GSI), la constante matérielle pour la roche intacte (m_i), et la résistance

à la pression uni-axiale de la roche intacte (σ_{ci}), sur la capacité portante des plusieurs semelles ont été étudiés.

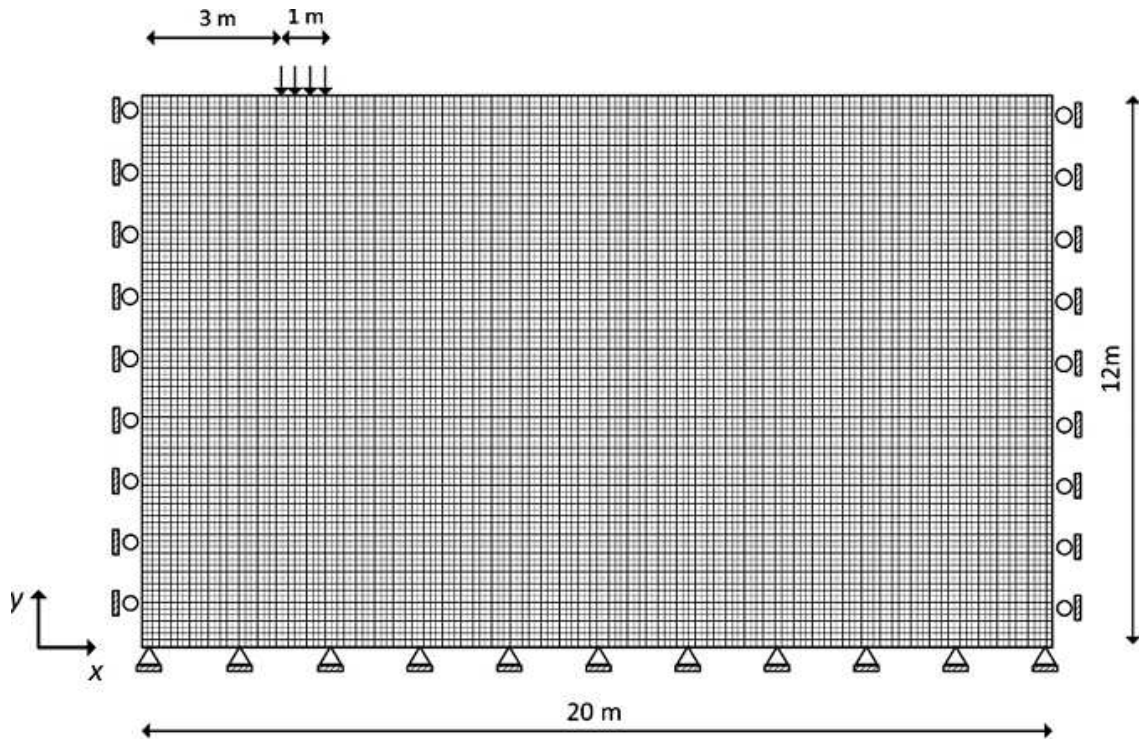
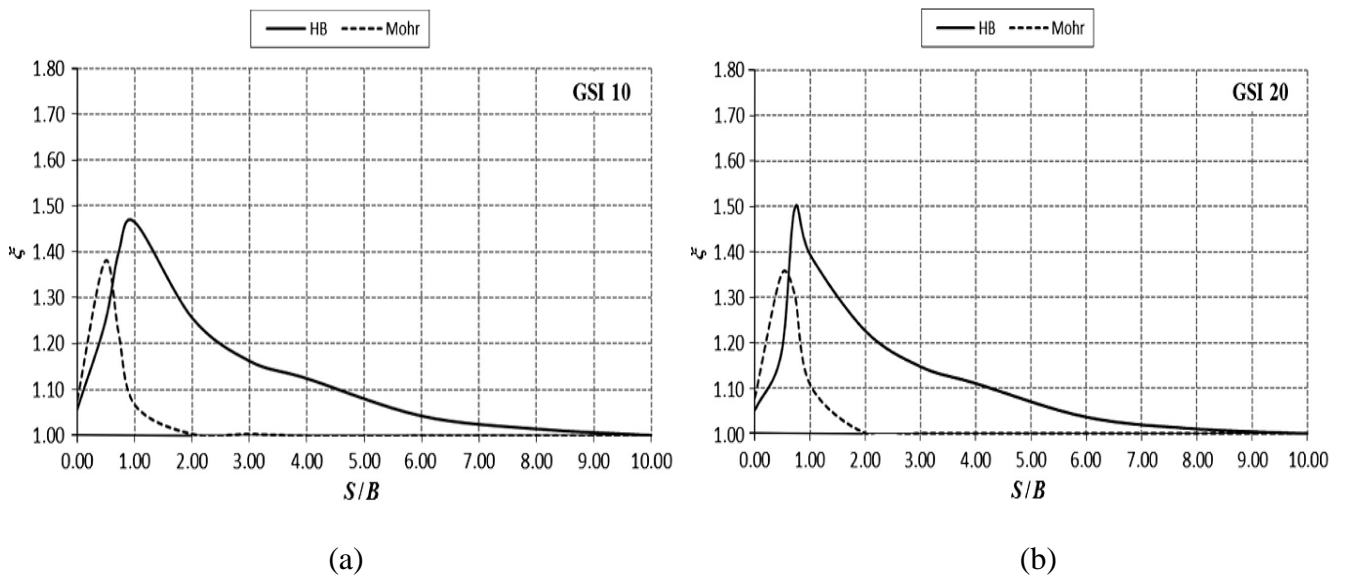


Figure 2.15 Présentation du model géométrique de Javid et al [23].

Cette étude montre que le calcul de la capacité portante ultime d'une masse rocheuse à l'aide de paramètres de Mohr – Coulomb a été donné des valeurs considérablement surestimer.

Une comparaison des résultats basée sur des paramètres Mohr – Coulomb démontre une faible validité du facteur d'interférence pour les paramètres obtenus dans la plage $0.0 < \sigma_3 < 0.25\sigma_{ci}$, sachant que σ_{ci} est la résistance de compression uni-axiale de roche intacte.



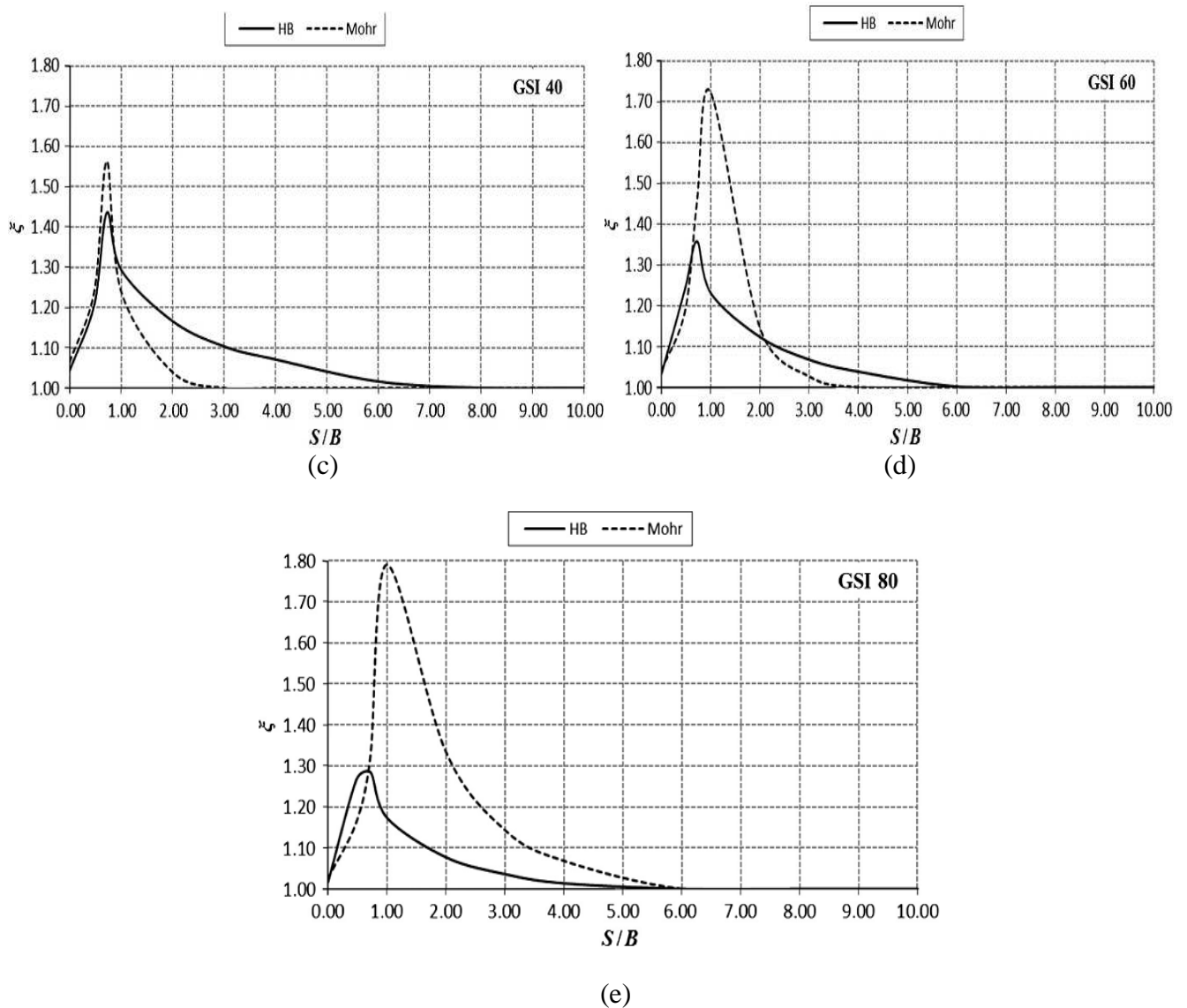


Figure 2.16 Comparaison du facteur d'interférence pour le critère de Hoek–Brown et celle de Mohr coulomb pour $m_i = 10$ avec (a) $GSI = 10$, (b) $GSI = 20$, (c) $GSI = 40$, (d) $GSI = 60$ et (e) $GSI = 80$ [23].

2.1.9 Ghosh et Sharma (2010).

Dans l'étude de Ghosh et Sharma [59], une tentative a été faite pour modéliser le comportement de deux semelles filantes étroitement espacées placées sur un dépôt de sol stratifié constitué d'une couche supérieure forte sous-jacente et une couche inférieure faible.

Les semelles filantes ont été considérées comme parfaitement rugueuses et reposant sur la surface du sol à deux couches, aussi que le sol se comporte comme un matériau élastique linéaire.

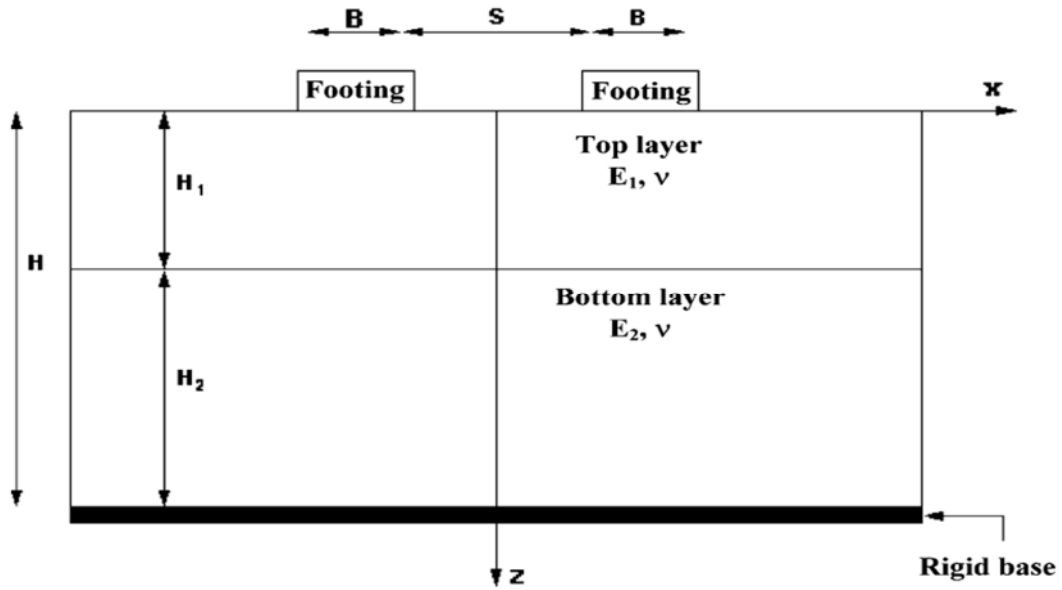


Figure 2.17 Présentation du modèle utilisé par Ghosh et Sharma [59].

L'effet de divers paramètres tels que les modules d'élasticité et l'épaisseur de deux couches, l'espacement clair entre les semelles et l'intensité de charge sur le comportement de tassement de semelles rapprochées a été déterminé.

Les résultats sont présentés en termes de rapport de tassement (ξ_δ), et leur variation est obtenue avec le changement d'espacement entre les deux semelles.

Cette étude indique que le tassement des semelles étroitement espacées se révèle plus élevé que celui d'une semelle isolée, ce qui réduit encore davantage la distance entre les semelles.

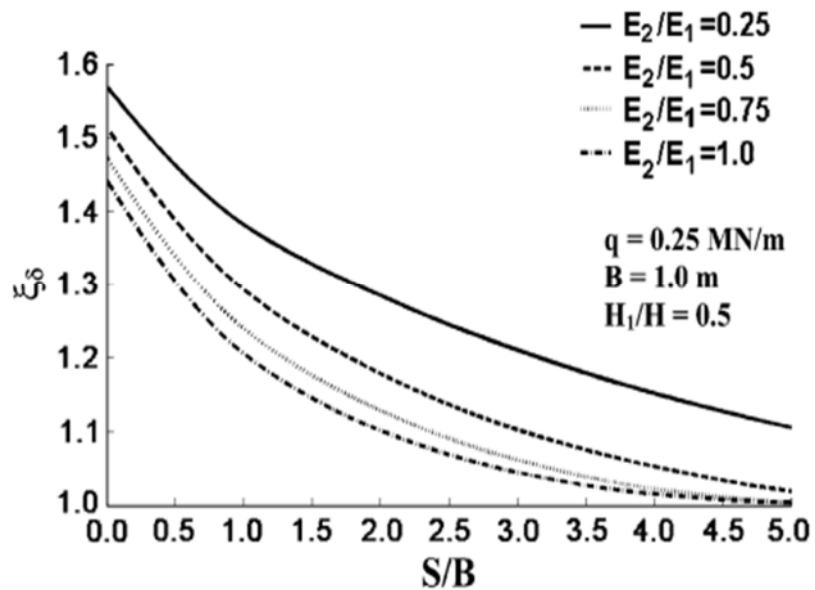


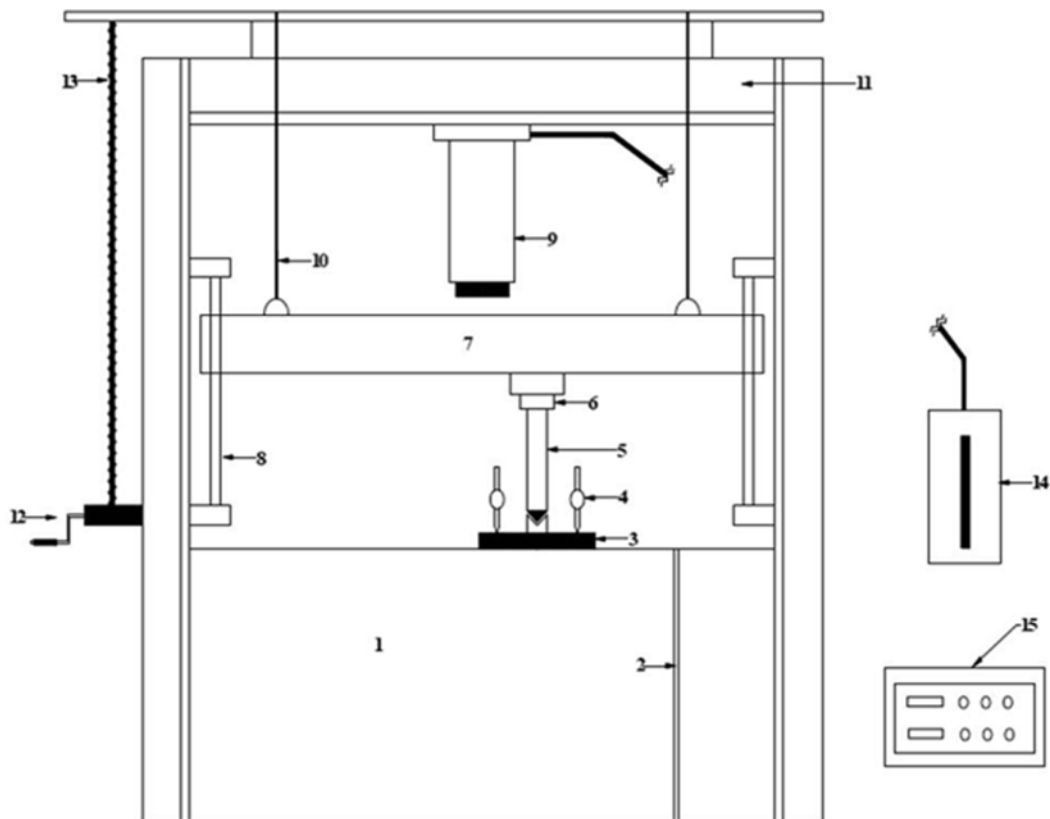
Figure 2.18 Variation de ξ_δ avec S/B pour différents E_2 / E_1 avec $q = 0,25$ MN/m, $B=1,0$ m et $H_1/H = 0,5$ [59].

2.1.10 Ghosh et al. (2015)

Ghosh et al. [60] ont effectués des essais expérimentaux pour déterminer la capacité portante ultime de deux semelles carrées et rectangulaires rapprochées reposant sur la surface d'une faible couche de sable recouvrant un fort dépôt.

Dans cette étude, une configuration expérimentale équivalente est considérée, où une seule semelle est utilisée pour explorer le phénomène d'interaction en adoptant le concept de plan de symétrie.

Cela a été fait en plaçant une feuille de plexiglas lisse à une distance de $s/2$ du bord de la semelle pour simuler le plan de symétrie (Fig. 2.19). La semelle est chargée jusqu'à ce qu'il ne soit pas possible de déterminer la charge de rupture ultime P_u de la semelle et le tassement correspondant.



2 Schematic diagram of experimental set-up: 1, model tank ($1 \times 1 \times 1$ m); 2, perspex sheet; 3, model steel footing; 4, dial gauges; 5, extension rods; 6, load cell; 7, sliding beam; 8, guiding rods; 9, hydraulic jack; 10, supporting flexible cables; 11, reaction beam; 12, manually operated wrench; 13, chain pulley system; 14, manually operated loading mechanism; 15, load cell indicator

Figure 2.19 Le dispositif expérimental utilise par Ghosh et al. [60].

L'effet d'une gamme de paramètres tels que la profondeur de la couche supérieure de sable D et l'espacement libre entre les semelles s sur la capacité portante et le comportement de tassement de la semelle ont été examinés dans ce travail.

Les variations des facteurs d'interférence et de tassement ξ_γ et ξ_δ en fonction de s/B sur sol bicouches pour différentes dimensions de semelles carrées et rectangulaires sont présentées dans la figure 2.20.

En ce qui concerne les semelles carrées et rectangulaires, les facteurs d'interférence et de tassement à $D/B=0,50$ sont généralement plus importants que ceux de $D/B=1,00$. La valeur de ξ_γ et ξ_δ devient maximale à $s/B=0,50$ indépendamment du type de semelle et de la taille.

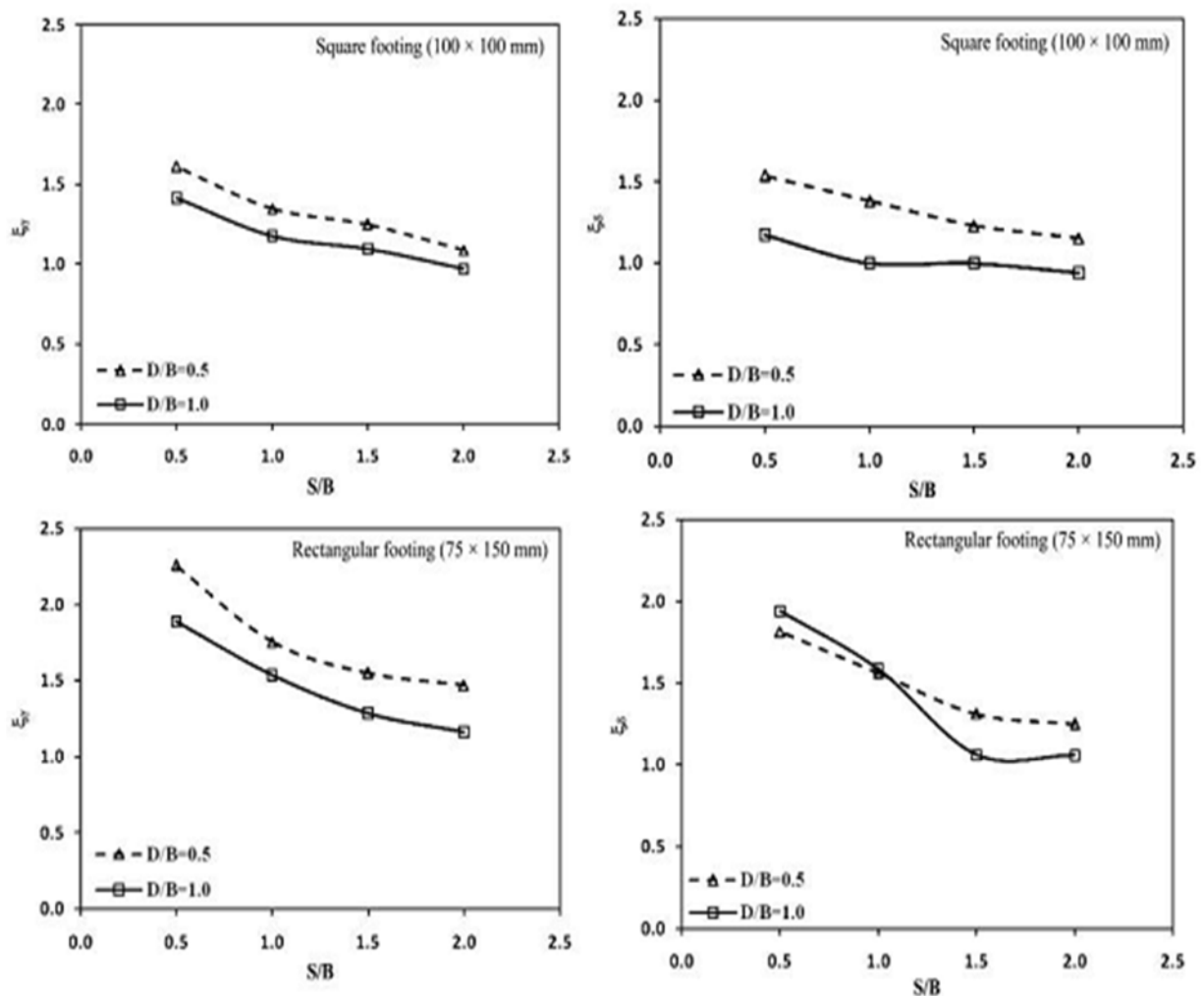


Figure 2.20 Variation des facteurs d'interférence et de tassement en fonction de s/B pour un dépôt de sol bicouches dans les cas des semelles carrées et rectangulaires [60].

Il est important de mentionner ici que le concept d'effet de blocage se présente sous la forme des semelles angulaires telles que la semelle filante, rectangle et le carré, comme l'a expliqué Stuart [15].

Les résultats de l'étude paramétrique ont révélé que :

- L'amplitude des facteurs d'interférence et de tassement diminuent avec l'augmentation de la distance entre les semelles pour le sol homogène, ainsi que le sol bicouche.

- La capacité portante et le tassement des semelles interférentes diminuent avec l'augmentation de la profondeur de la couche supérieure.

3. Fondation sur un milieu hétérogène.

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

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

3.1 Différents types de disposition des couches.

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

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

La figure 2.21 montre une semelle rigide à base rugueuse reposant sur une couche de sol homogène qui a une épaisseur très grande. La capacité portante ultime de cette fondation peut être exprimée (en négligeons le facteur de profondeur)

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (2.3)$$

La profondeur de la zone de rupture dans le sol due à la charge ultime q_u est égale à D . La valeur de D obtenue pendant l'évaluation du facteur de la capacité portante N_c et N_q par Meyerhof est donné sous une forme non dimensionnelle dans la figure 2.22.

De la même façon, la variation de D emportée par Lundgren et Mortensen [61] pendant l'évaluation de N_γ est donné dans la figure 2.23. Actuellement si une base rugueuse rigide est trouvée à une profondeur $H < D$ au-dessous de la base de fondation, un développement complet de la surface de rupture dans le sol sera limité.

Dans ce cas, la zone de rupture du sol et le développement des lignes de glissement à la charge ultime sera comme indiqué dans la figure 2.21.b. Mandel et Salencon [62] ont déterminés les facteurs de la capacité portante pour un tel cas par intégration numérique en utilisant la théorie de plasticité.

La capacité portante ultime d'une fondation filante avec une base rugueuse rigide localisée à une petite profondeur peut être donnée par la relation

$$q_u = cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (2.4)$$

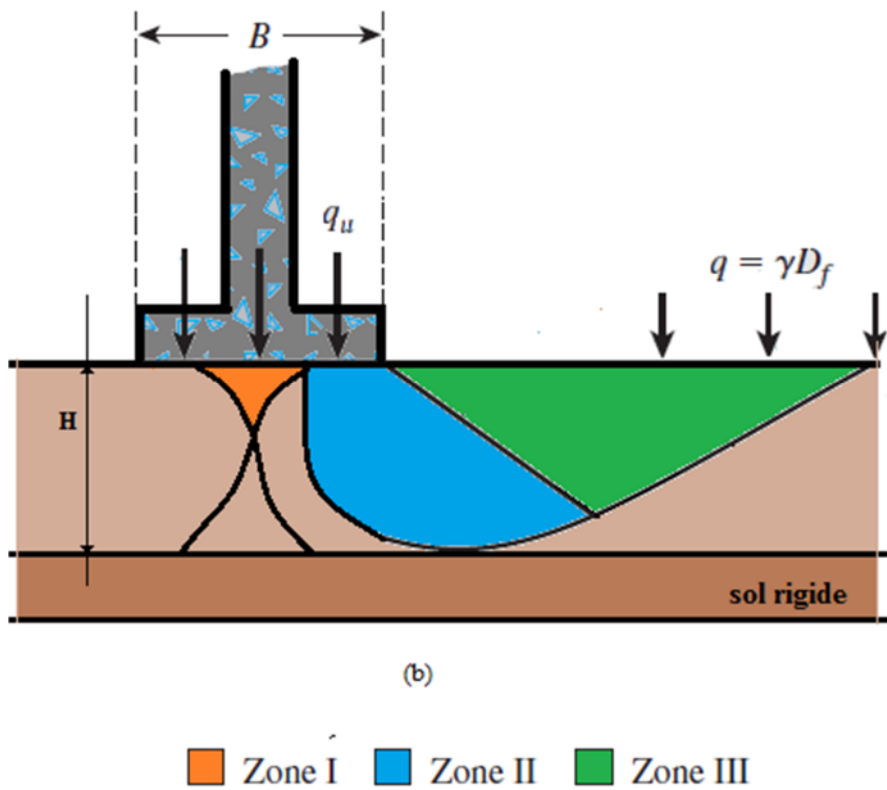
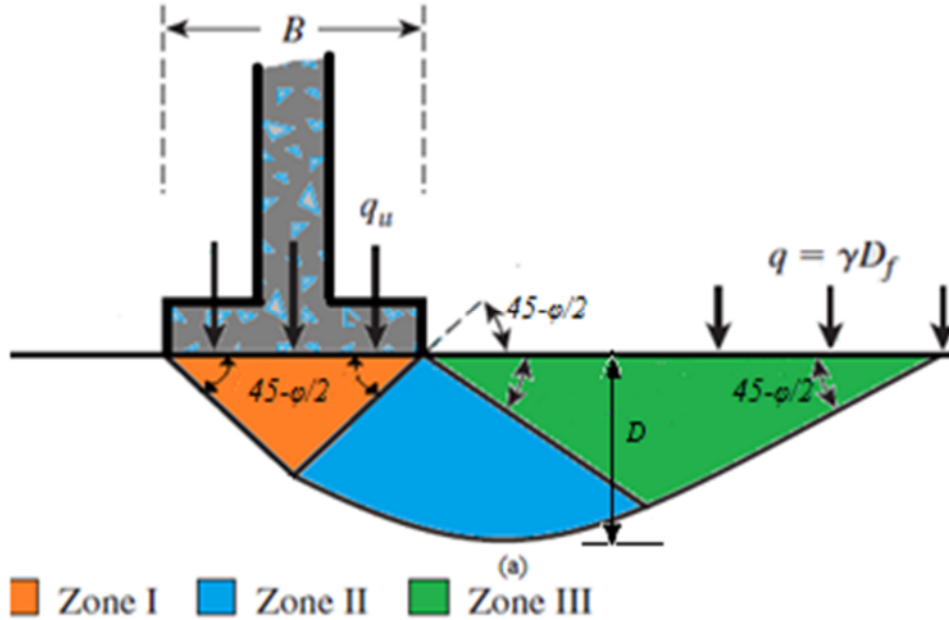


Figure 2.21 Surface de rupture sous une fondation filante (a) sol homogène se prolongeant à une grande profondeur, (b) avec une base rigide approximative située à une profondeur faible.

On note que, pour $H \geq D$, $N_c' = N_c$, $N_q' = N_q$ et $N_\gamma' = N_\gamma$ (Lundgren et Mortensen [61]). Les variations de N_c' , N_q' , et N_γ' avec H/B et l'angle du frottement du sol sont donnés dans les figures (2.24), (2.25), et (2.26) respectivement.

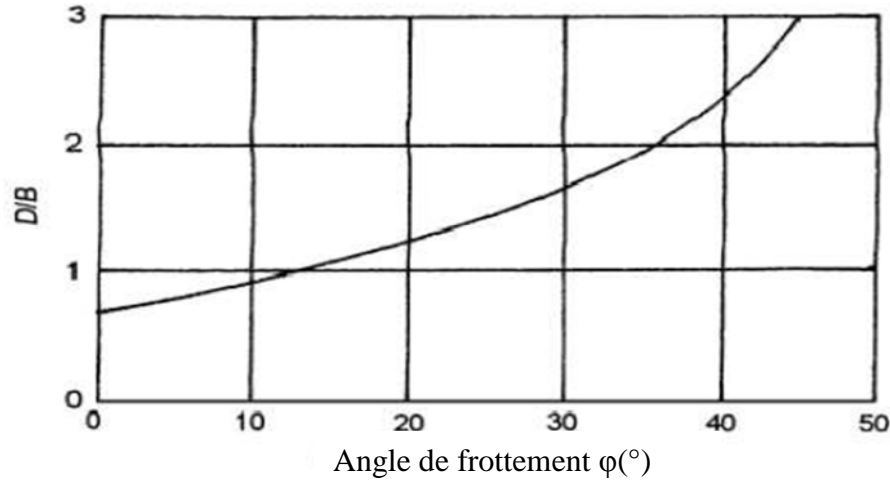


Figure 2.22 Variation de D/B avec l'angle de frottement du sol pour (N_c et N_q) [55].

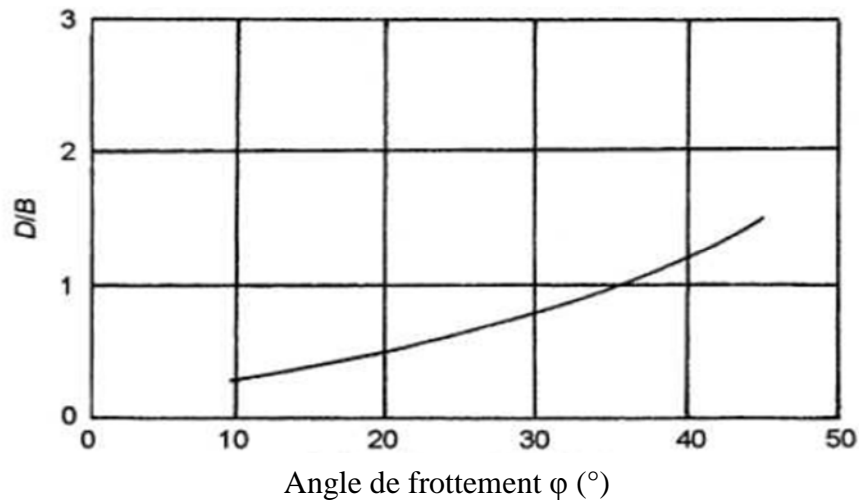


Figure 2.23 Variation de D/B avec l'angle de frottement (pour N_γ) [55].

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

$$q_u = qN_q \lambda_{qs} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \quad (2.5)$$

Les facteurs de forme cités ci-dessus varient en fonction de H/B . Basés sur le travail de Meyerhof et Chaplin [63] et avec l'hypothèse amplificatrice qui, dans les plans radiaux, les contraintes et les zones du cisaillement sont identiques à ceux dans les plans transversaux, Meyerhof (1974) [7] a évalué les valeurs approximatives de λ'_{qs} et $\lambda'_{\gamma s}$ comme

$$\lambda_{qs} = 1 - m_1 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (2.6)$$

$$\lambda_{\gamma_s} = 1 - m_2 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (2.7)$$

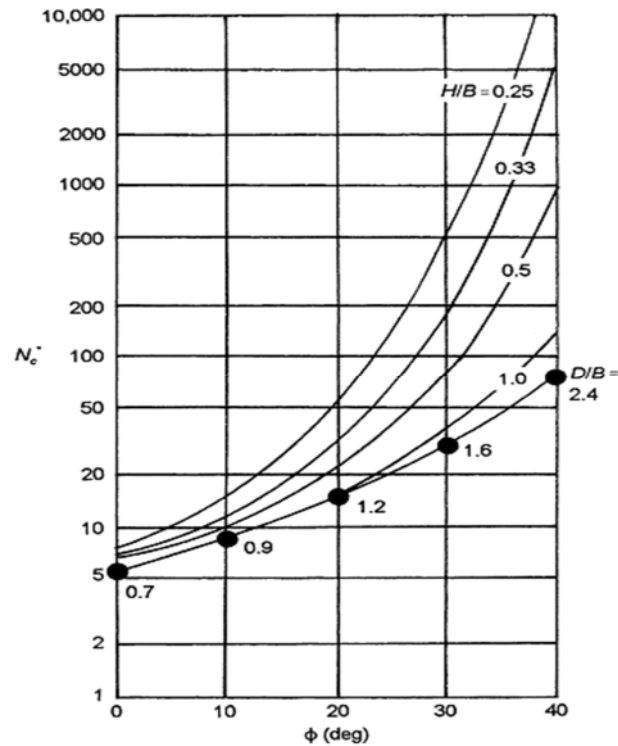


Figure 2.24 Facteur de la capacité portante de Mandel et Salençon N'_c [eq(2.4)] [55].

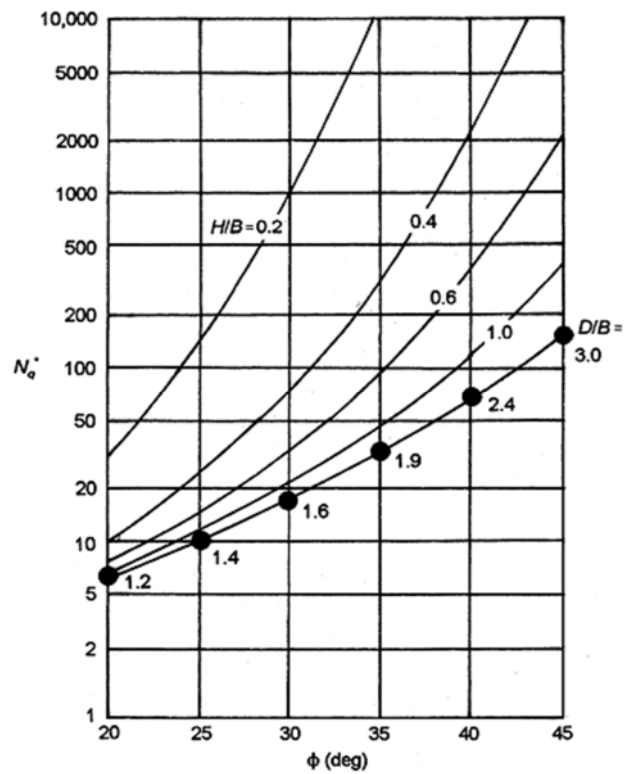


Figure 2.25 Facteur de la capacité portante de Mandel et Salençon N'_q [eq(2.4)] [55].

Le changement de m_1 et m_2 avec H/B est donnée dans les figures 2.27 et 2.28 Pfeifle et Das [64] ont menés des recherches au laboratoire pour vérifier la théorie de Mandel et Salençon [64].

La Figure 2.29 représente la comparaison de l'évaluation expérimentale de N_{γ}' pour une fondation de surface rugueuse ($D_f=0$) sur une couche du sable avec la théorie. L'angle de frottement du sable utilisé pour ces essais était égal à 35° . Les conclusions suivantes peuvent être tirées :

La valeur de N_{γ}' pour une fondation donnée augmente avec la diminution de H/B .

- Pour la grandeur $H/B \geq D/B$; la présence d'une fondation rugueuse rigide n'a aucune influence sur N_{γ}' , la valeur de la capacité portante est approximativement plus grande de 50-75 % que celle prédite par la théorie.
- Pour H/B entre 0.6 et presque 1.9, les valeurs expérimentales de N_{γ}' sont plus grandes que celles données par la théorie
- Pour $H/B <$ presque 0.6, les valeurs expérimentales de N_{γ}' sont considérablement inférieures à celles prédites par la théorie.

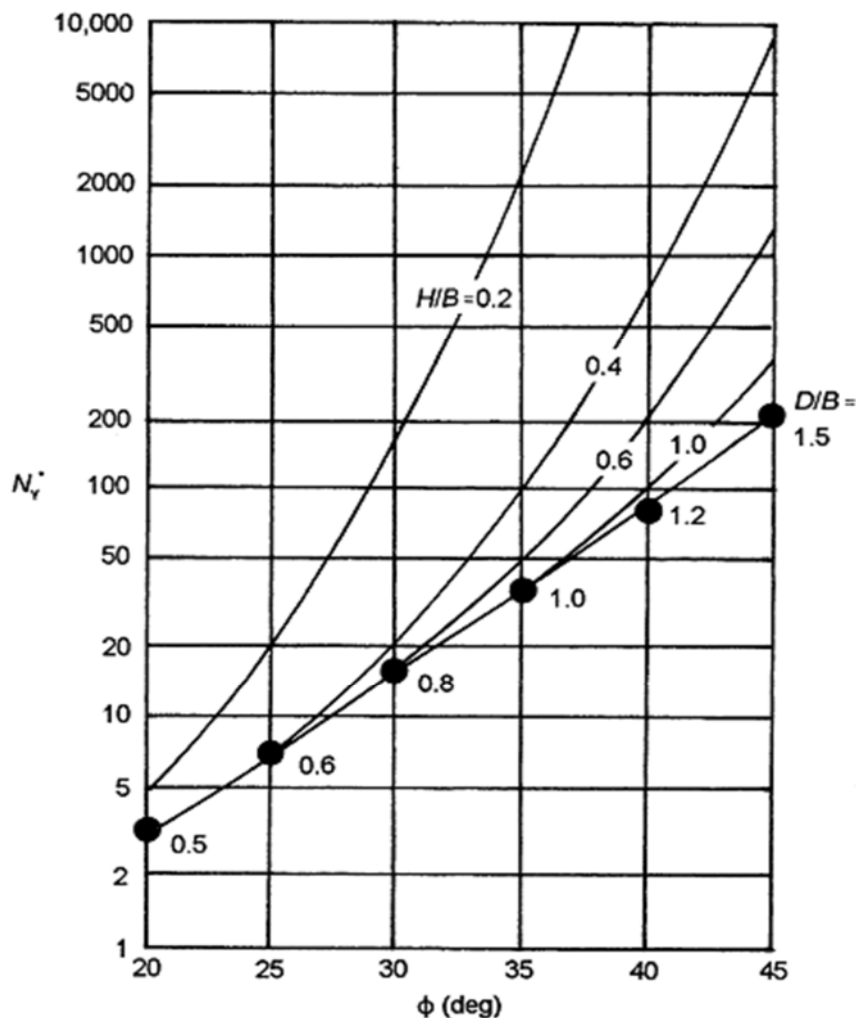


Figure 2.26 Facteur de la capacité portante de Mandel et Salenon N_{γ}' [eq(2.4)] [55]

Ceci peut être dû à deux facteurs : (a) l'écrasement des grains du sable à de telles hautes valeurs de charge ultime, et (b) la nature curviligne de l'enveloppe de rupture réelle du sol à hauts niveaux des contraintes normales.

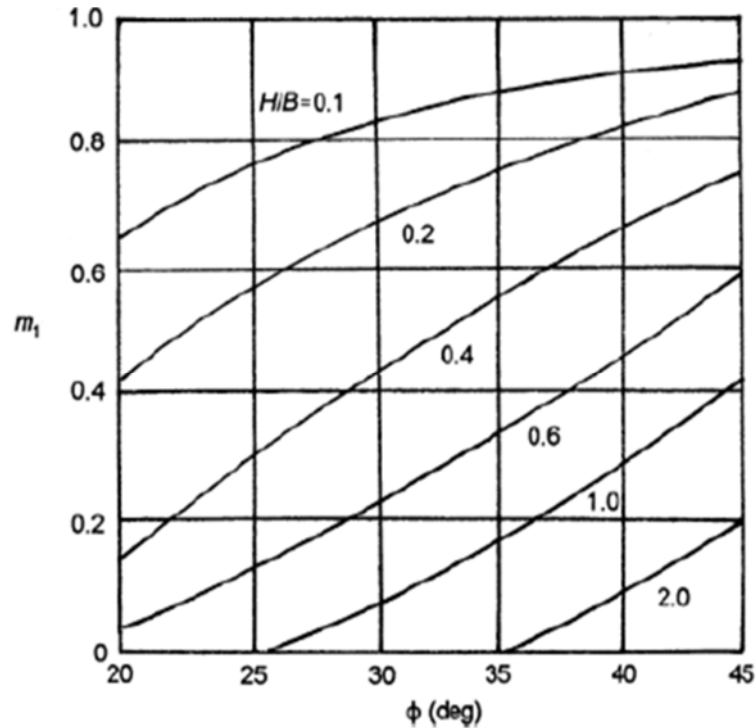


Figure 2.27 Variation de m_1 (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié [eq(2.6)] [55].

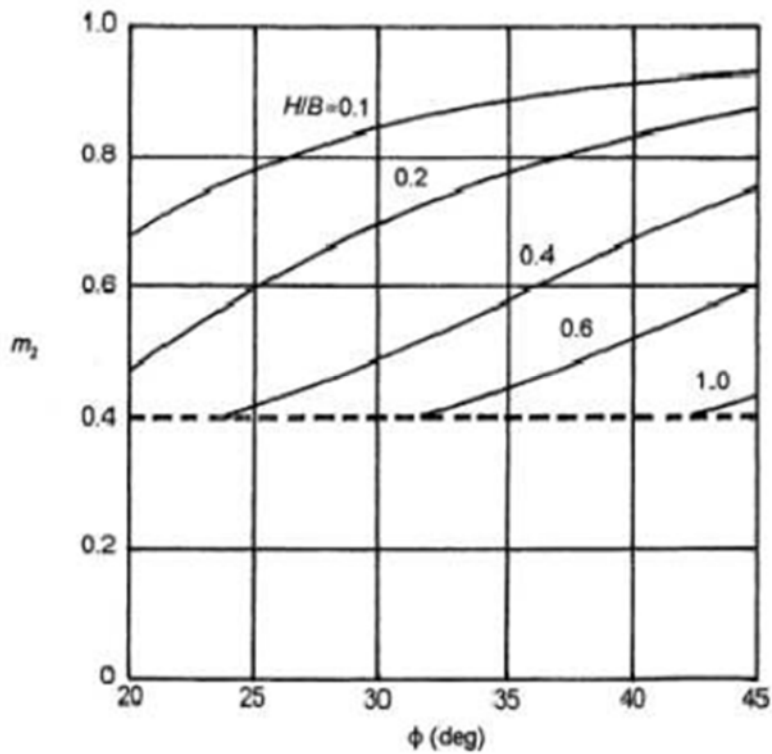


Figure 2.28 Variation de m_2 (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié [eq(2.7)] [55].

Si la relation H/B est partiellement petite, une rupture du cisaillement local se produira dans la couche du sol raide suivie par une rupture de cisaillement général dans la couche de sol mou. En considérant la longueur unitaire de la fondation continue, la capacité portante ultime peut être donnée par :

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 H \quad (2.8)$$

Avec B=largeur de la semelle

γ_1 =Densité de la couche raide

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

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

q_b =la capacité portante de la couche inférieure (sol mou)

δ =angle de la force passive P_p avec l'horizontale. Notons que dans l'équation (2.8)

$$C_a = c_a H \text{ Ou } c_a = \text{unité d'adhésion} \quad (2.9)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(\frac{K_p H}{\cos \delta} \right) (\gamma_1 D_f) H \left(\frac{K_p H}{\cos \delta} \right) \quad (2.10 a)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{D_f}{H} \right) \left(\frac{K_p H}{\cos \delta} \right) \quad (2.10 b)$$

Où $K_p H$ = composante horizontale du coefficient de butée des terres.

$$q_b = c_2 N_{c(2)} + \gamma_1 (H + D_f) N_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad (2.10c)$$

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

L'assemblage des équations (2.8), (2.9) et (2.10) entraîne l'équation suivante

$$q_u = q_b + \frac{2C_a H}{B} + 2 \left[\frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \right] \left(\frac{2K_p H}{\cos \delta} \right) \left(\frac{\sin \delta}{B} \right) - \gamma_1 H = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[1 + \frac{2D_f}{H} \right] \frac{K_p H \tan \delta}{B} - \gamma_1 H \quad (2.11a)$$

Où:

$$K_p H \tan \delta = K_s \tan \varphi_1$$

Avec : K_s =le coefficient de cisaillement perforé

Alors :

$$q_u = q_b + \frac{2C_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[1 + \frac{2D_f}{H} \right] \frac{K_s \tan \varphi_1}{B} - \gamma_1 H \quad (2.11b)$$

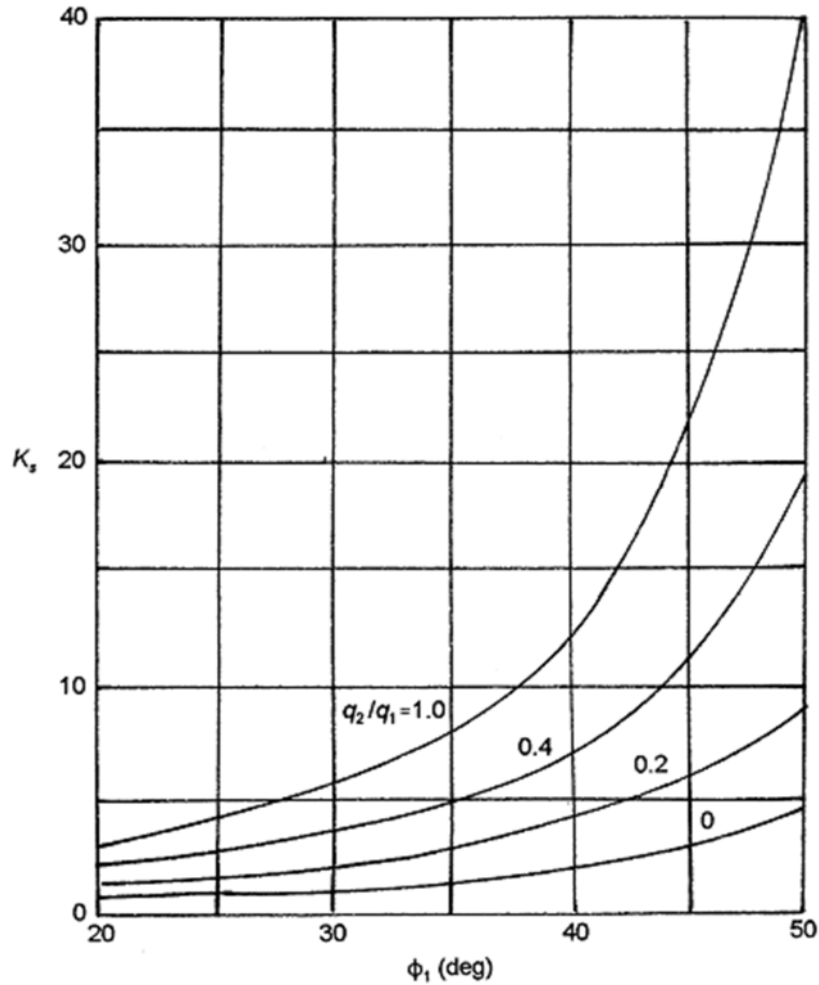


Figure 2.31 La théorie de variation de K_s avec c_1 et q_2/q_1 de Meyerhof et Hanna [55].

On peut déterminer le coefficient de cisaillement local en utilisant les tableaux du coefficient de la pression du sol passif proposé par Caquot et Kerisel [25].

La figure 2.31 donne la variation de K_s avec q_2/q_1 et ϕ_1 . On notera que q_1 et q_2 sont les capacités portantes ultimes d'une fondation de la surface continue de largeur B sous charge verticale sur couches homogènes des sols supérieurs et inférieurs, respectivement, où :

$$q_1 = c_1 N_{c(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad (2.12)$$

Où :

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

ϕ_1

$$q_2 = c_2 N_{c(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad (2.13)$$

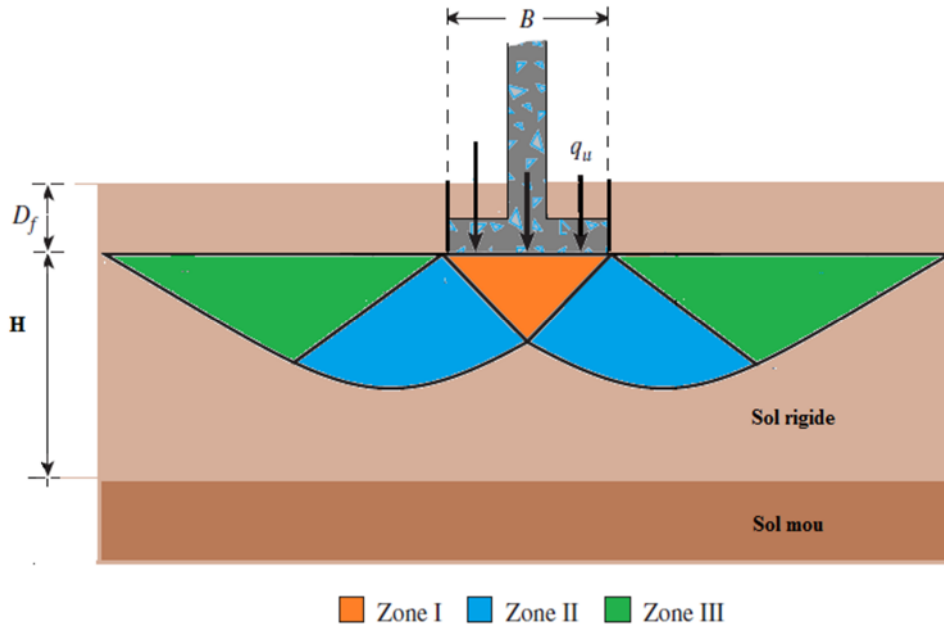


Figure 2.32 Fondation filante rigide sur bicouche de sol (H/B est relativement petit).

Si la largeur B est petite comparée avec la hauteur H , donc la surface de rupture sera complètement localisée dans la couche de sol raide supérieure comme la figure 2.32. Dans un tel cas, la limite supérieure pour q_u sera de la forme suivante :

$$q_u = q_1 = c_1 N_{c(1)} + q N_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad (2.14)$$

D'où, en combinant les équations 2.11 et 2.14:

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[1 + \frac{2D_f}{H} \right] \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 \leq q_t \quad (2.15)$$

Pour la fondation rectangulaire, l'équation précédant peut être changée comme :

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_a H}{B} \right) \lambda_a + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_s \tan \phi_1}{B} \right) \lambda_s - \gamma_1 H \leq q_t \quad (2.16)$$

Où :

λ_a, λ_s : facteurs de forme

$$q_b = c_2 N_{c(2)} \lambda_{cs(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} \lambda_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \lambda_{\gamma s(2)} \quad (2.17)$$

$$q_t = c_1 N_{c(1)} \lambda_{cs(1)} + \gamma_1 (D_f) N_{q(1)} \lambda_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \lambda_{\gamma s(1)} \quad (2.18)$$

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

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

3.1.3 Capacité portante d'une couche de sable dense sur une argile molle saturée

Fondé sur les équations générales (2.16), (2.17) et (2.18) ; on tient un cas spécial en supposant que la couche supérieure comme un sable dense et la couche inférieure comme une argile molle.

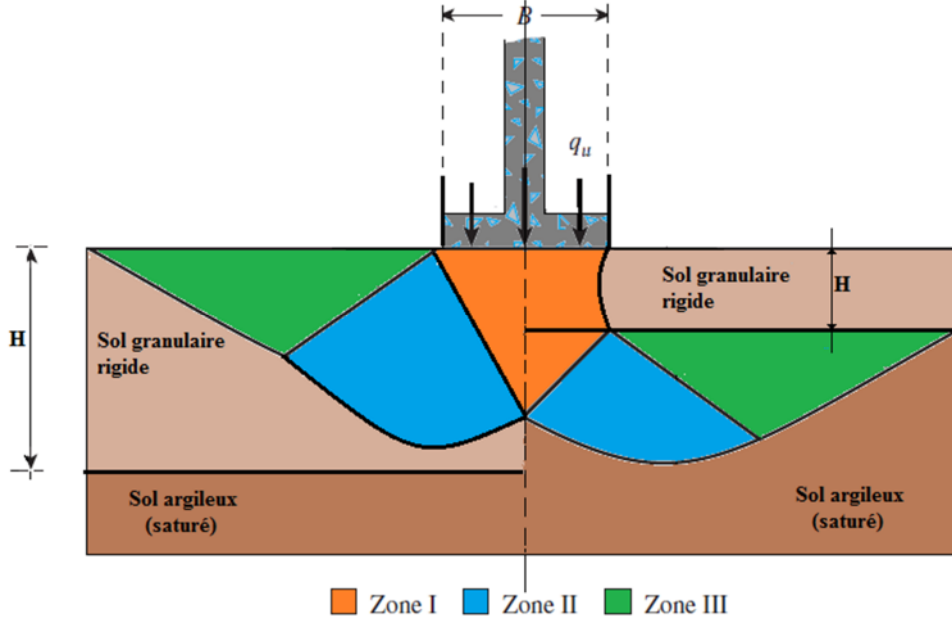


Figure 2.33 La surface de rupture sous une fondation filante supportée par une couche du sol granulaire dense surmontant une argile molle.

Dans ce cas : $c_1 = 0$ et d'où $c_a = 0$ aussi pour $\varphi_2 = 0$, $N_{c(2)} = 5.14$, $N_{\gamma(2)} = 0$, $N_{q(2)} = 1$,
 $\lambda_{cs} = 1 + 0.2 (B/L)$, $\lambda_{qs} = 1$ (les facteurs de forme sont des valeurs de Meyerhof)

$$q_u = 5.14c_s \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \varphi_1}{B} \lambda_s + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad (2.19)$$

Où :

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} \left[1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi_1}{2} \right) \right] + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \left[1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi_1}{2} \right) \right] \quad (2.20)$$

Dans l'équation (2.20) les relations pour les facteurs de forme λ_{qs} et λ_s sont celles données par Meyerhof (1963) comme présenté ci-dessous. Notons que K_s est la fonction de q_2/q_1 [Équations (2.16) et (2.17)] pour ce cas

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{5.14 c_2}{0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} \quad (2.21)$$

Pour $\varphi = 0$, $\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right)$

$$\lambda_{qs} = 1$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1$$

Pour $\varphi \geq 10^\circ$ $\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Si q_2/q_1 est connue, on peut trouver la grandeur K_s de la Figure 2.31 qui est, par la suite, peut être utilisé dans l'équation 2.19 pour déterminer la capacité portante ultime q_u de la fondation.

La valeur du facteur de forme K_s pour une fondation filante peut être pris comme un. Pour les fondations carrés ou circulaires, d'après le travail expérimental de Meyerhof et Hanna [11], la valeur de λ_s paraît varier entre 1.1 et 1.27. Pour un calcul conservateur il peut être pris égale à un.

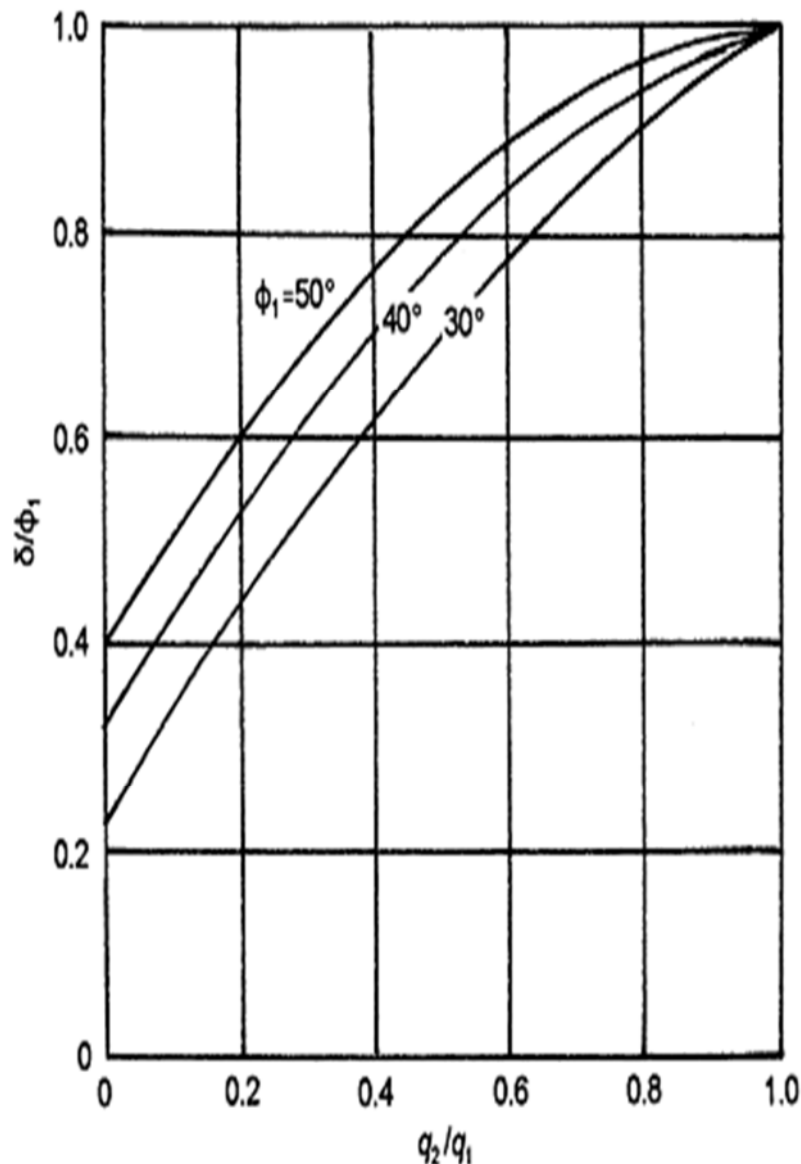
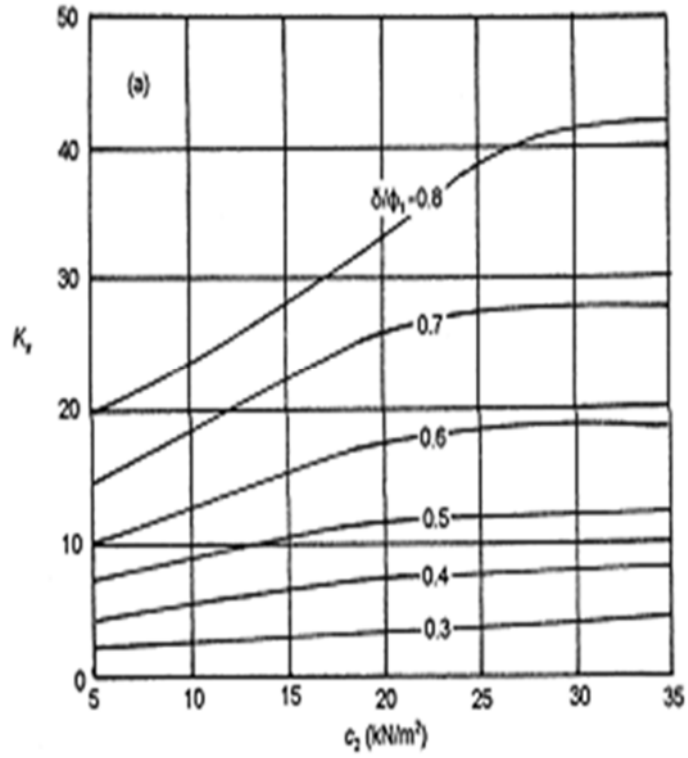


Figure 2.34 Analyses de variation de ϕ_1 avec q_2/q_1 et ϕ_1 de Meyerhof et Hanna (pour sable dense sur argile molle)[55].

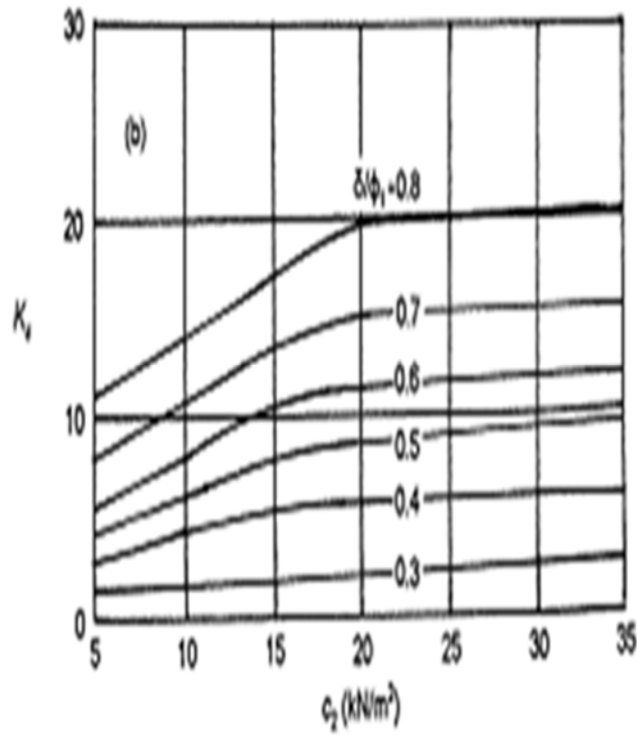
En basant sur ce concept, Hanna et Meyerhof [11] ont développés des courbes alternatives pour déterminer les coefficients de cisaillement local K_s , et ces courbes sont présentées dans les

figures (2.34) et (2.35). Pour utiliser ces courbes, il est recommandé de suivre les étapes suivantes :

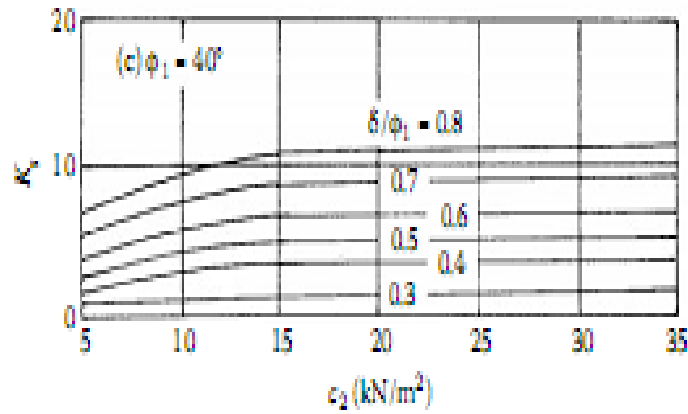
:



(a)



(b)



(c)

Figure 2.35 Analyse du coefficient de cisailment local du sable dense sur argile molle de Meyerhof et Hanna: a) $\phi_1=50^\circ$, b) $\phi_1=45^\circ$, c) $\phi_1=40^\circ$ [55].

3.1.4 Capacité portante d'une semelle filante reposant sur une argile bicouche

Benmebarek et al. [65] ont analysés numériquement, en utilisant le code FLAC 3D, la capacité portante d'une semelle filante et d'une semelle carrée, reposant sur un profil d'une argile bicouche de cohésion non drainée variable linéairement avec la profondeur.

Les cas considérés de la variation linéaire de la cohésion avec la profondeur sont présentés sur la figure 2.36.

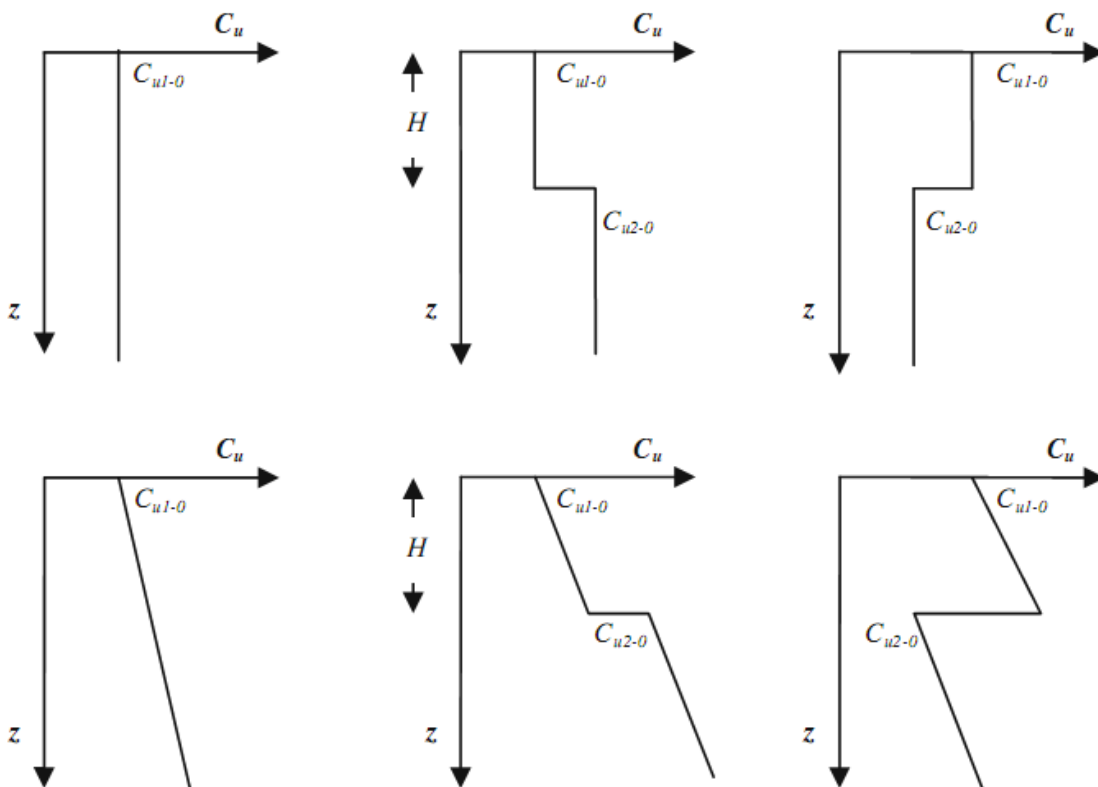


Figure 2.36 Variation de la cohésion avec la profondeur d'après Benmebarek et al. [65].

Les facteurs de portance modifié N_c^* pour les cas d'argiles à une et deux couches, avec une cohésion non drainée croissante linéairement avec la profondeur, sont présentés sur la figure 2.37, sachant que m est un facteur non dimensionnel qui définit le taux d'augmentation de la cohésion avec la profondeur.

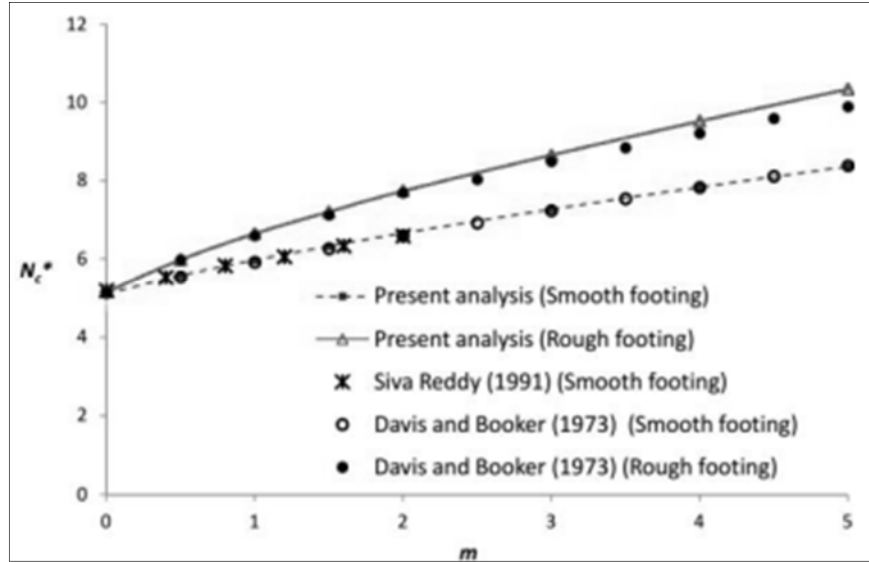


Figure 2.37 Facteurs de portance obtenus par Benmebarek et al. [65].

Les facteurs de portance obtenus ont été comparés aux résultats de Reddy et al. [66] et Davis and Booker [67]. Il est clair que N_c^* croît continuellement avec le taux d'augmentation de la cohésion avec la profondeur, aussi dans le cas d'une semelle lisse, les résultats sont en excellent accord avec les solutions théoriques trouvées.

3.1.5 Capacité portante d'une semelle filante implantée à la surface d'un sol argileux à deux couches.

Zhu[68] a été réalisée une étude paramétrique pour évaluer la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sol bicouche argileux (voir figure 2.38). Les calculs ont été effectués par le logiciel d'analyse ABAQUS.

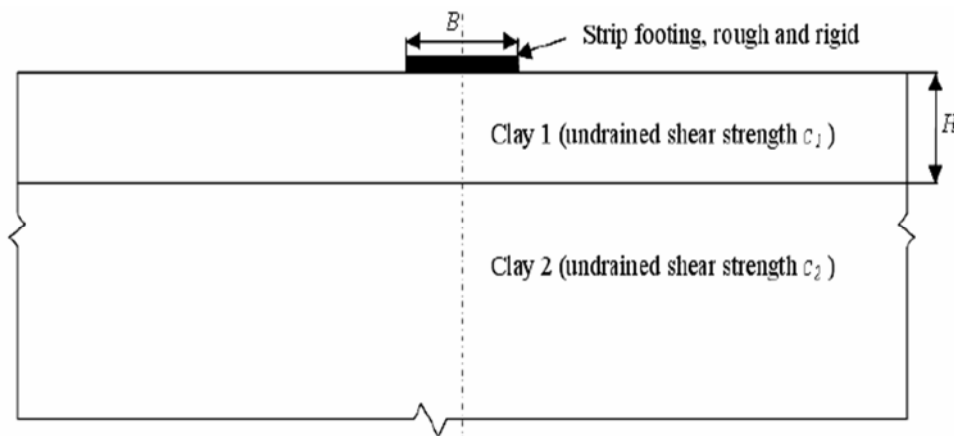


Figure 2.38 Modèle géométrique de Zhu[68].

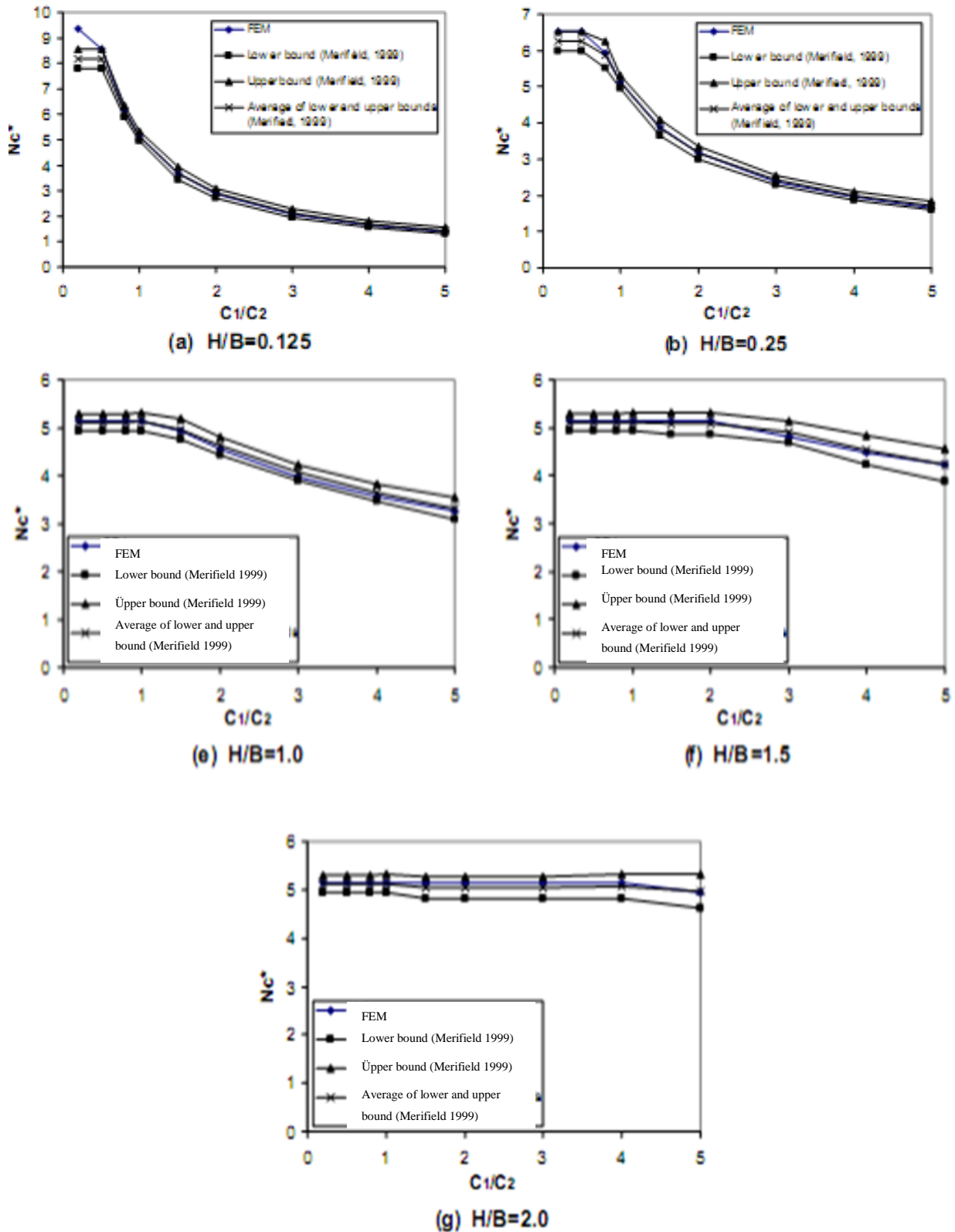


Figure 3.39 Comparaison des résultats obtenus par Zhu avec la littérature [68].

Les résultats numériques trouvés par combinaisons des paramètres comme l'épaisseur de la couche et la résistance du sol sont présentés sur la figure 2.39, il est clair que le facteur de capacité de portance diminue avec l'augmentation d'épaisseur de la couche supérieure pour un

profil du sol mou au-dessus d'une forte argile. Il existe une profondeur critique où la résistance au cisaillement de la couche inférieure n'affecte pas la capacité portante et le mécanisme de rupture est limité uniquement dans la couche supérieure. Les résultats de calcul sont comparés avec la solution trouvée par Merifield [9], avec la quelle ils sont en bon accord.

4. Conclusion

Le problème de capacité portante décrite dans les chapitres 1 suppose que le sol qui supporte la fondation est homogène et s'étend sur une grande profondeur au-dessous du fond de la fondation. Il suppose également que les fondations sont isolées. Cependant, cela n'est pas vrai dans tous les cas. Il est possible de rencontrer une couche rigide à faible profondeur, où le sol peut être stratifié et présente des paramètres de résistance aux cisaillements différents. Il est nécessaire de construire des fondations interférentes les unes avec les autres. Les problèmes de capacité portante liés à ces cas particuliers sont décrits dans ce chapitre.

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

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

En pratique, les semelles sont rarement isolées et interfèrent les unes avec les autres en fonction de l'espacement entre elles.

Le tassement des semelles étroitement espacées se révèle plus élevé que celui d'une semelle isolée.

L'amplitude des facteurs d'interférence et de tassement diminuent avec l'augmentation de la distance entre les semelles.

Les investigations disponibles pour déterminer l'effet d'interférence sur la capacité portante ultime des semelles rapprochées sont restées insuffisantes et des recherches complémentaires sont nécessaires.

Les propriétés géotechniques des trois sables utilisés sont données dans le tableau 3.1. L'angle de frottement a été déterminé en utilisant les résultats d'essais de cisaillement direct sur le sol à une densité relative de 65% proche de la densité relative du sol intact.

Tableau 3.1 Propriétés géotechniques des sables utilisés.

Propriétés	Sable 1	Sable 2	Sable 3
Densité spécifique (G)	2,583	2,535	2,627
Dimension du tamis correspondant à 10 % de passants (D10)	0,094 mm	0,470 mm	0,075 mm
Dimension du tamis correspondant à 30 % de passants (D30)	0,200 mm	0,600 mm	0,180 mm
Dimension du tamis correspondant à 60 % de passants (D60)	0,300 mm	0,850 mm	0,220 mm
Coefficient d'uniformité (C_u)	3,19	1,81	2,93
Coefficient de courbure (C_c)	1,42	0,90	1,96
Poids volumique sec maximal ($\gamma_d(\max)$) (kN/m ³)	17,02	16,90	17,50
Poids volumique sec minimum ($\gamma_d(\min)$) (kN/m ³)	14,51	13,97	14,78
Angle de frottement maximal ϕ (degré)	37	34	41

2.2 Le banc d'essai

Le modèle expérimental utilisé pour cette étude est composé d'un bac métallique de dimensions intérieures de 1.500 m (longueur), 0.504 m (largeur) et 0.600 m (hauteur). L'un des deux côtés latéraux du modèle est construit de plexiglass d'épaisseur 12 mm, ce qui nous permet d'observer les niveaux des différentes couches ainsi que le mécanisme de rupture du sable (Figure 3.2). Les quatre côtés du réservoir sont contreventés pour éviter leurs déformations pendant les essais. Les considérations suivantes sont prises en compte lors de la détermination de la dimension du réservoir. Ueno et al. [27] ont suggéré que dans le cas d'un sol pulvérulent, l'extension maximale de la zone de rupture est de 2,5B des deux côtés et de 3B en dessous de la semelle. La longueur de la semelle a été rendue presque égale à la largeur du bac pour maintenir les conditions de déformation planes et les deux extrémités de la semelle ont été polies pour minimiser les effets de frottement avec les parois.

L'installation du modèle expérimental était suffisamment rigide pour maintenir les conditions de déformation plane dans les modèles de semelles filante. La considération principale, qui a été gardée en vue lors de la fabrication, était que la charge devrait toujours être centrée

pendant le chargement et les dimensions du réservoir ne devraient causer aucun effet sur les résultats trouvés.

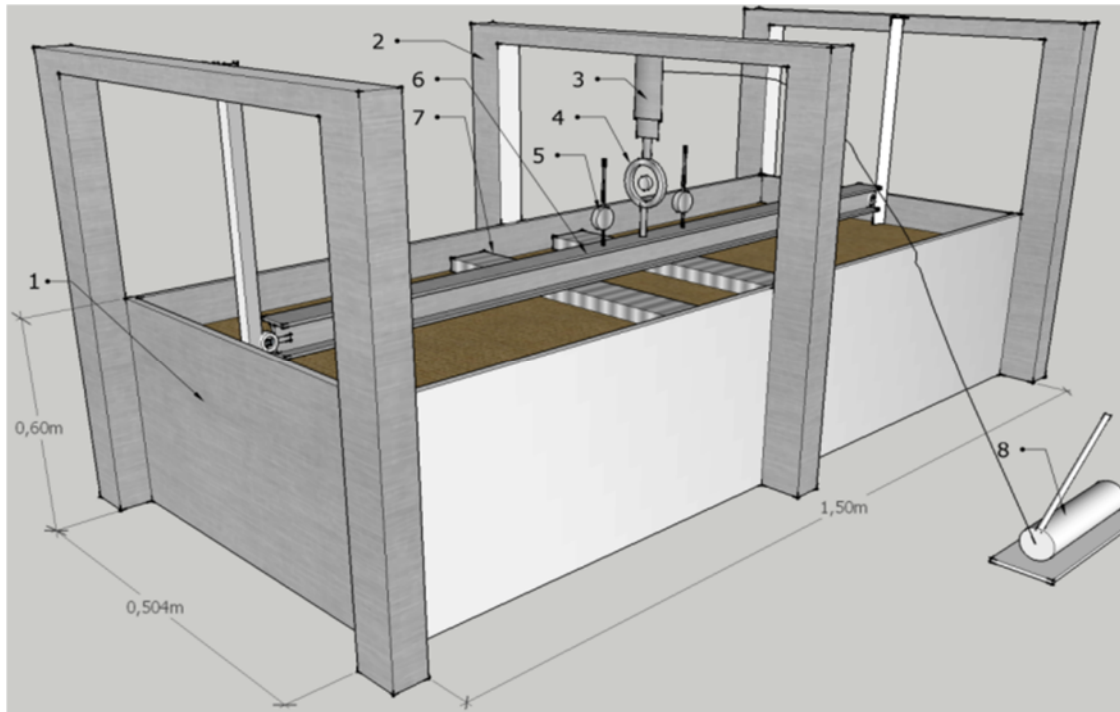


Figure 3.2 Schéma du banc d'essai : 1, bac en acier (0.504x0.600x1.500) ; 2, portique en acier ; 3, presse hydraulique ; 4, Anneau dynamométrique ; 5, comparateur ; 6, poutre en acier ; 7, modèle de la semelle ; 8, mécanisme de chargement manuel.

2.3 Modèle de la semelle

Les modèles des semelles utilisées ont été préparées avec un profil en acier (UPN 100) de dimension $(10 \times 30) \text{ cm}^2$ et $(10 \times 50) \text{ cm}^2$. La rugosité est assurée par un collage d'un papier verre sur la base de la semelle, les deux extrémités sont préparées d'une manière permettant de les avoir très lisses avec une réservation de 2 mm pour les deux cotés entre la semelle et le bac ce qui diminue les efforts de frottement.

L'espacement des semelles (entre axes) est varié dans l'intervalle de 1 à $1,50B$ avec un incrément de $0,25B$ du fait que de grandes variations de la charge ultime ont été détectées, tandis qu'à partir de $2B$ un incrément de $1B$ a été fixé.

Le système de chargement était un vérin hydraulique et la charge a été transformée de manière égale sur les deux semelles à l'aide d'une poutre en acier rigide.

Les aiguilles de comparateur sont placées sur la poutre. Lorsque la charge est appliquée, le tassement est indiqué par le comparateur de déplacement et est considéré comme le tassement des semelles.

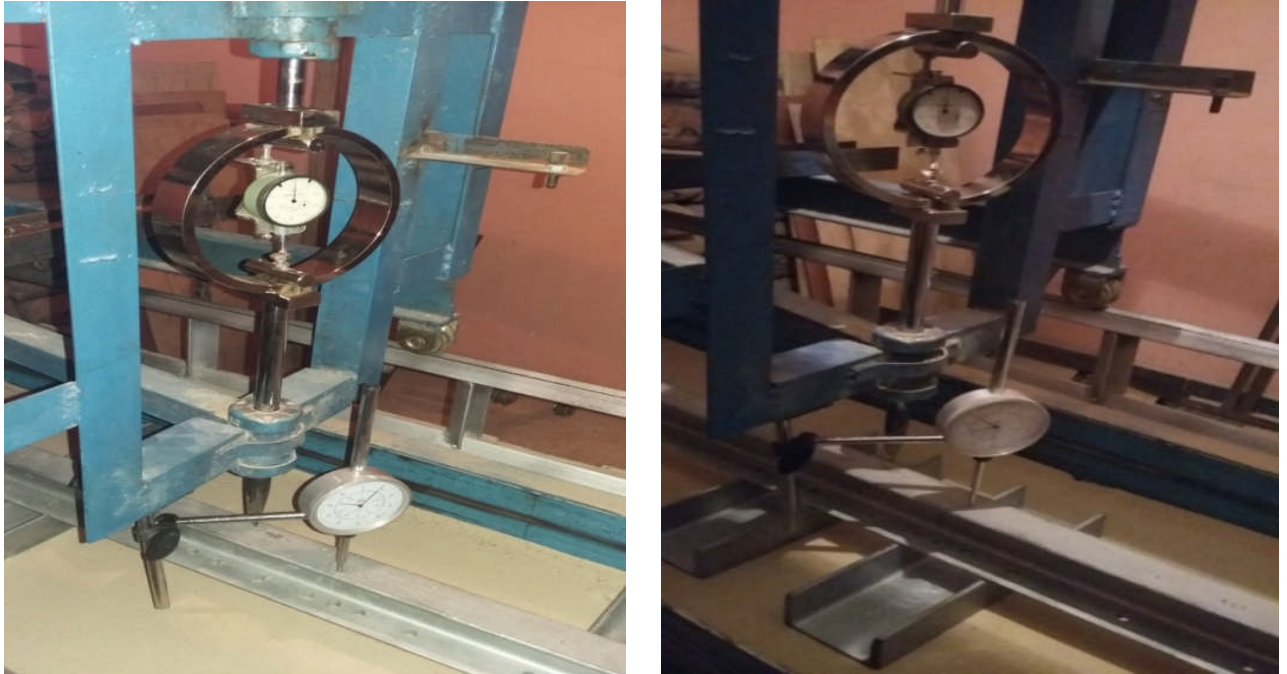


Figure 3.3 Le banc d'essai avec l'équipement

2.4 Anneau dynamométrique

Les intensités des charges sont mesurées à l'aide d'un capteur de charge (anneau dynamométrique) de capacité 20 kN.



Figure 3.4 Anneau dynamométrique utilisé.

2.5 Comparateur de déplacement

La lecture max sur les comparateurs de déplacement est de 100 mm et la précision est de 0,01 mm (c'est-à-dire la division 1 = 0,01 mm). L'aiguille du comparateur de déplacement est placée sur la poutre.

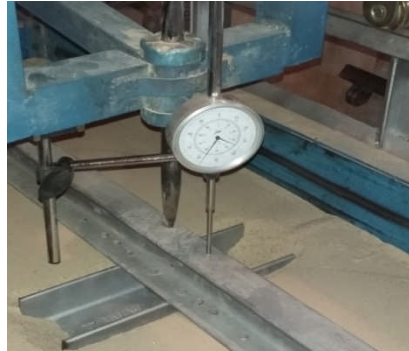


Figure 3.5 Comparateur de déplacement

3. Préparation du sol

Le sable est mis en place dans le bac en utilisant la technique de précipitation. Cette technique consiste à laisser tomber les particules du sable en chute libre avec un taux de décharge contrôlé et une hauteur de chute de 60 cm. La hauteur de chute libre a été corrigée en prenant plusieurs essais dans le bac avant d'entamer les essais du modèle pour atteindre la densité requise. Le sable a été versé dans le bac à une couche d'épaisseur de 5 cm d'une hauteur fixée par la technique adaptée pour maintenir la densité souhaitée pour le modèle expérimental.

4. Procédures des essais

4.1 Cas du sol homogène

- D'abord, le sable est versé dans le bac par sous couche de 5 cm d'épaisseur.
- Après avoir rempli le bac à une hauteur désirée, la surface remplie est nivelée et les semelles sont placées sur la surface du sable avec un alignement prédéterminé de sorte que la charge sera transférée vers la semelle verticalement.



Figure 3.6 L'emplacement des semelles sur la surface du sable.

- Ensuite, la poutre est placée sur les deux semelles, et sur le fait que le bras de transfert de charge est placé, à travers lequel la charge est transférée aux semelles.
- Les comparateurs de déplacement sont placés sur la poutre. Ensuite, la lecture initiale du comparateur de déplacement est notée.
- Ensuite, la charge est appliquée sur les semelles avec un taux constant et autorise le tassement sous la charge appliquée. Chaque incrément de charge est maintenu jusqu'à ce que le tassement des semelles soit stabilisé, mesuré à partir de la lecture sur le comparateur de déplacement.



Figure 3.7 L'installation des équipements du model expérimental.

4.2 Cas du sol bicouche

- Après avoir rempli le bac à une hauteur du sol souhaitée, la surface est nivelée et la première couche est placée sur la deuxième couche.
- Suit, la poutre est placée sur les semelles, et sur le fait que le bras de transfert de charge est placé, à travers lequel la charge est transférée aux semelles.
- Les comparateurs de déplacement sont placés sur la poutre.
- Ensuite, la lecture initiale du comparateur est notée. Les processus d'application de la charge sont poursuivis jusqu'à ce qu'il y ait une rupture du sol de la fondation en raison d'un tassement soudain excessif ou jusqu'à 10 mm de tassement se produisent, ce qui peut être observé dans l'anneau dynamométrique où la charge prise par la semelle diminue de manière continue.

À la fin de chaque essai, les équipements sont retirés, le réservoir est vidé et le bac est encore rempli pour le prochain essai.

5. Programme des essais

Les essais expérimentaux ont été effectués à l'aide de semelles avec un rapport de longueur (L/B) variant de 3 à 5 et l'espacement des semelles (entre axes) varie de 1B à 6B.

Le programme expérimental de cette recherche a été présenté au tableau 3.2. Dans ce tableau, H indique la série des essais effectués sur l'état du sol homogène. De même, L se réfère à la série des essais effectués sur le sol à deux couches.

Tableau 3.2 Programme des essais expérimentaux.

Cas du sol	Type du sable	Série des essais	L/B	H/B	x/B
homogène	Sable 1	H01-H8	3	/	1, 1.25, 1.5, 2, 3, 4, 5, 6
	Sable 1	H9-H16	5	/	1, 1.25, 1.5, 2, 3, 4, 5, 6
bicouche	Sable1+ Sable 2	L01-L40	5	0.5, 1, 1.5, 2, 3, 4	1, 1.25, 1.5, 2, 3, 4, 5, 6
	Sable 1+ Sable 3	L41-L80			

Les essais expérimentaux ont été effectués sur des semelles avec un rapport de longueur (L/B) variant de 3 à 5, l'espacement des semelles (entre axes) varie de 1B à 6B et avec un rapport de hauteur de la première couche (H/B) (0,5, 1, 1,5, 2, 3 et 4) pour le cas du sol bicouche.

6. Analyse des résultats et discussions

Avant d'entamer l'analyse et l'interprétation des résultats obtenus, nous avons jugé utile de donner un éclaircissement concernant l'obtention de la capacité portante à partir des courbes charge-tassements.

En effet, une charge a été graduellement appliquée par incréments jusqu'à la rupture du sol. Par ailleurs, il existe différentes méthodes pour interpréter la capacité portante ultime à partir de la courbe charge-déplacement, à savoir la méthode Log-Log [29], la méthode Tangent Intersection [30], la méthode 0.1B [31], la méthode hyperbolique et la méthode Break Point [33]. Nous signalons que dans la présente étude, la capacité portante a été obtenue par la méthode des tangentes. Cette méthode est utilisée pour déterminer la charge qui correspond au point où la courbe de tassement a un changement significatif de pente, la charge correspondant à un changement marqué distinctif dans le tassement est choisie (Figure 3.8).

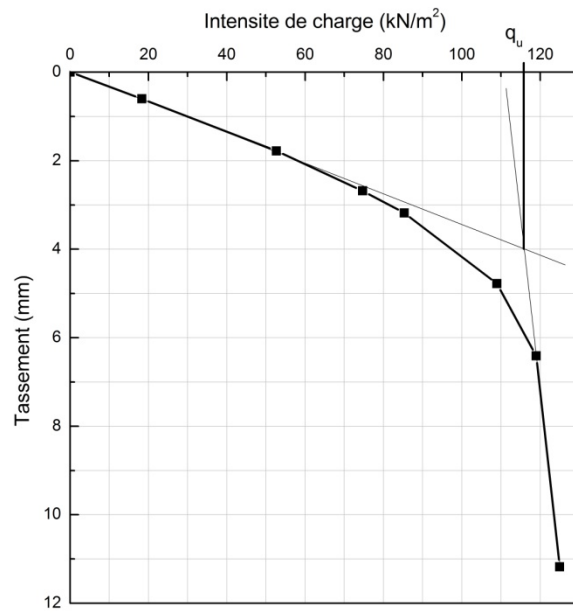


Figure 3.8 Interprétation de la capacité portante ultime (q_u) par la méthode d'intersection des tangentes [30].



Figure 3.9 Photos des semelles au moment de rupture.

Après avoir déterminé la réponse de la semelle isolée, deux semelles adjacentes ont été chargées simultanément pour étudier leur comportement d'interférence. Les courbes de chargement-tassement pour les deux rapports de longueur $L/B = 3$ et $L/B = 5$ sur un sol homogène (sable 1) ont été illustrées sur les figure 3.10 et 3.11. On peut observer que la charge appliquée augmente continuellement avec l'augmentation du tassement de la fondation et atteint généralement la valeur maximale à une certaine valeur de tassement. On peut également voir que la charge ultime est plus élevée pour l'espacement $x/B = 1,25, 1,5$ et 2 qu'à $x/B = 1,0$. Il convient de mentionner ici que pour les deux rapports de longueur $L/B = 3$ et $L/B = 5$, la charge ultime devient maximale à $x/B = 1,5$. L'analyse des résultats obtenus expérimentalement a été faite en utilisant le paramètre sans dimension appelé facteur d'interférence ξ_γ . Ce paramètre a comme objet d'évaluer l'effet d'interférence des semelles implantées à la surface pour le cas d'un sable. Le facteur d'interférence ξ_γ est défini comme le rapport de la capacité portante d'une semelle interférée sur celui en d'une semelle isolée.

$$\xi_\gamma = \frac{q_{u\text{Interferée}}}{q_{u\text{Isolée}}}$$

Avec q_u est la capacité portante de la fondation.

6.1 Effets de la longueur de semelle L/B

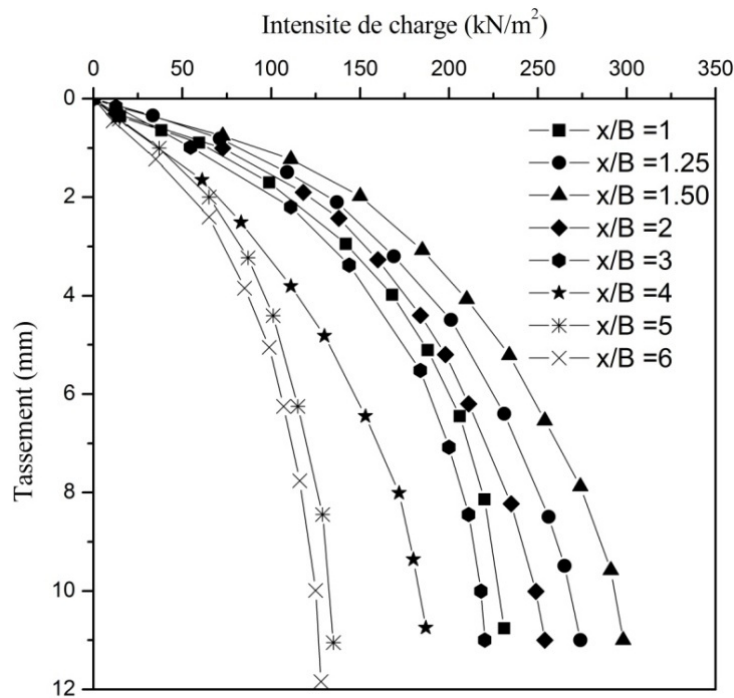


Figure 3.10 Courbe chargement-déplacement pour le cas de $L/B=3$ (sable 1) en fonction du rapport espacement.

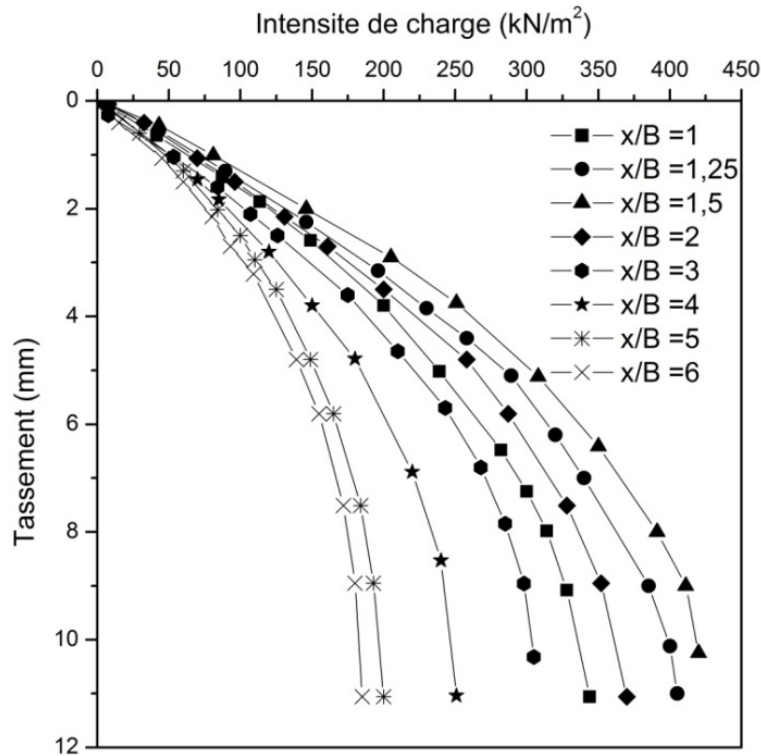


Figure 3.11 Courbe chargement-déplacement pour le cas de $L/B=5$ (sable 1) en fonction du rapport espacement.

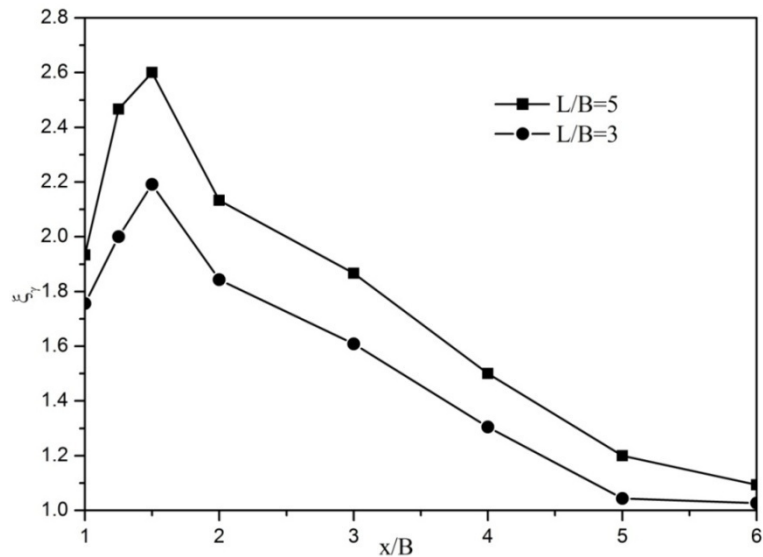


Figure 3.12 Variation du facteur d'interférence ξ_γ en fonction de x/B .

La figure 3.12 illustre la variation des facteurs d'interférence en fonction d'espacement x/B pour deux longueurs des semelles $L/B = 3$ et $L/B = 5$. Pour les deux cas, lorsque l'espacement entre les semelles est augmenté, le facteur d'interférence croît jusqu'à un pic puis décroît vers l'unité. Les grandes variations du facteur d'interférence se trouvent en particulier lorsque x/B est compris entre 1 et 1.5, en dehors de cet intervalle, la variation est très faible. On remarque aussi que

l'augmentation de longueur de la semelle amplifie l'effet d'interférence. Le facteur d'interférence maximale calculé était d'environ 3,00 correspondant à un espacement $x/B=1,5$. Pour les rapports d'espacement supérieur à $6B$ aucun effet d'interférence n'a été observé pour les deux longueurs des deux fondations.

6.2 Effets de la stratification du sol

Les sols naturels sont souvent déposés sous forme de couches. Dans chaque couche on peut, typiquement, assumer que le sol est homogène, bien que les caractéristiques des couches adjacentes soient généralement différentes. Pour les semelles filantes reposant sur un sol bicouche, la portance dépend habituellement du rapport de l'épaisseur de la couche supérieure à la largeur de la semelle, c'est à dire, H/B . Dans cette partie et pour pouvoir distinguer l'influence de l'épaisseur et l'angle de frottement de la couche supérieure du sable sur la capacité portante, une série des essais a été effectuée pour deux configurations des 2 semelles juxtaposées.

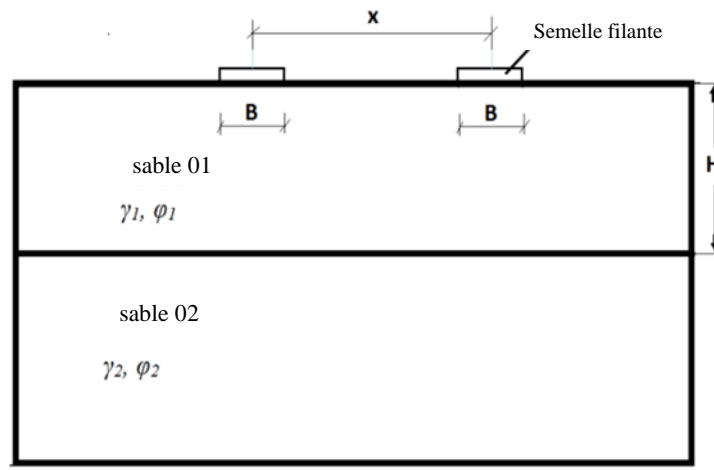


Figure 3.13 Présentation du modèle expérimental (sol bicouche).

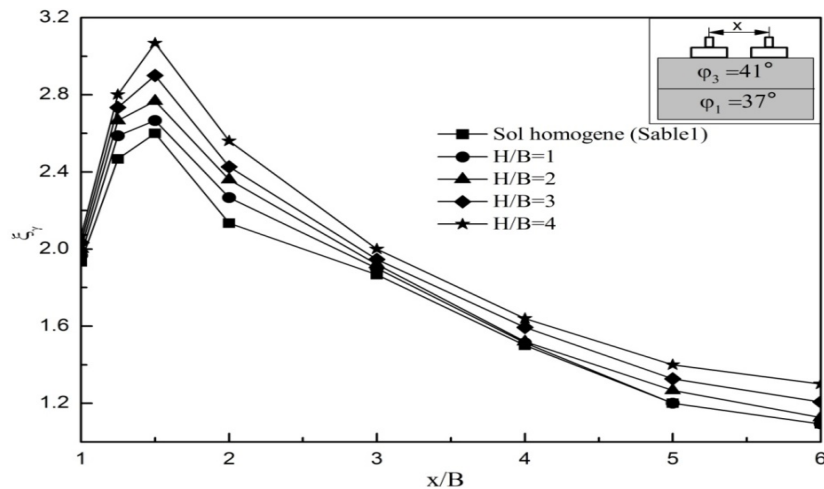


Figure 3.14 Variation de ζ_γ en fonction de x/B pour un sol bicouche pour $H/B=1$, $H/B=2$, $H/B=3$ et $H/B=4$.

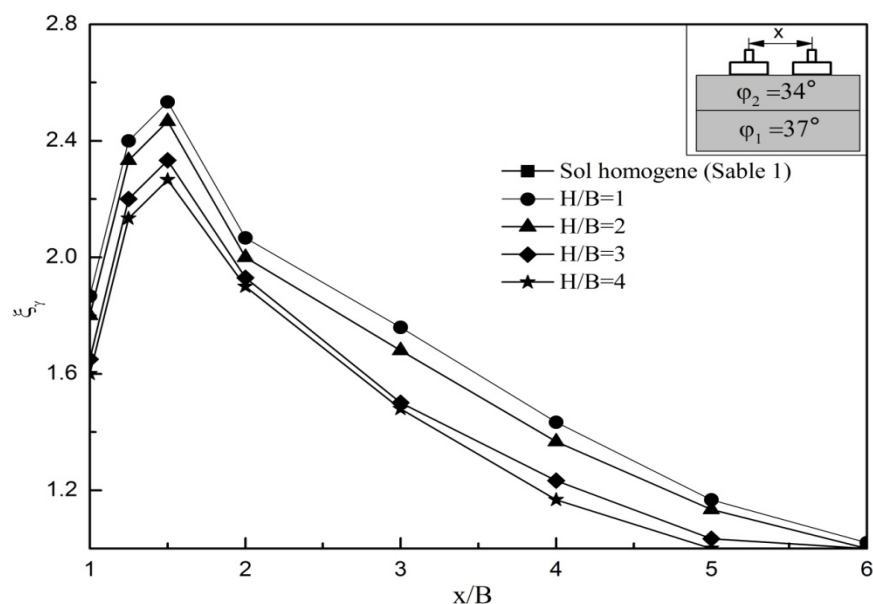


Figure 3.15 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour un sol bicouche pour $H/B=1$, $H/B=2$, $H/B=3$ et $H/B=4$.

D'après les figures 3.14 et 3.15, et quand la première couche a un angle de frottement interne inférieur à celui de la deuxième couche ($\varphi_1 < \varphi_2$) on constate que dans l'intervalle $H/B=1$ à 4, la variation du facteur d'interférence trouvée est dans l'écart de variation de celle du sol homogène.

Par ailleurs, il est clair que la capacité portante q_{ult} est inversement proportionnelle à l'épaisseur (H) en particulier lorsque H/B est compris entre 1 et 2 ; au-delà de cet intervalle, la rupture se produit tout à fait dans la couche supérieure et la capacité portante est indépendante de la couche inférieure. Ainsi que l'effet d'interférence devient négligeable lorsque $x/B \geq 3$.

Si on renverse la stratification du sol ($\varphi_1 > \varphi_2$) le facteur d'interférence trouvé lors de variation de l'épaisseur de la première couche de $H/B=1$ à 4 est dans le faisceau des valeurs de celle du sol homogène. Néanmoins, l'effet d'interférence est annulé lorsque $x/B = 4$ à 5 c'est à dire la stratification du profil de sol ($\varphi_1 > \varphi_2$) provoque plus l'effet d'interférence.

7. Comparaison des résultats

Pour valider les résultats obtenus à partir de la présente étude, une comparaison de ces derniers à fait l'objet avec ceux de la littérature.

La figure 3.16, compare le facteur d'interférence ξ_γ obtenu à partir de la présente étude (sol homogène) avec les résultats des certains auteurs à savoir notamment, Stuart [15], Das et Larbi-Cherif [69], Kumar et Ghosh [17], Mabrouki et al. [20].

On remarque que les courbes de facteur d'interférence ζ_γ ont la même allure. Cependant, on remarque que les résultats obtenus par Stuart [15], et de Kumar et Ghosh [17], ont donné les valeurs les plus élevées du facteur d'interférence ζ_γ .

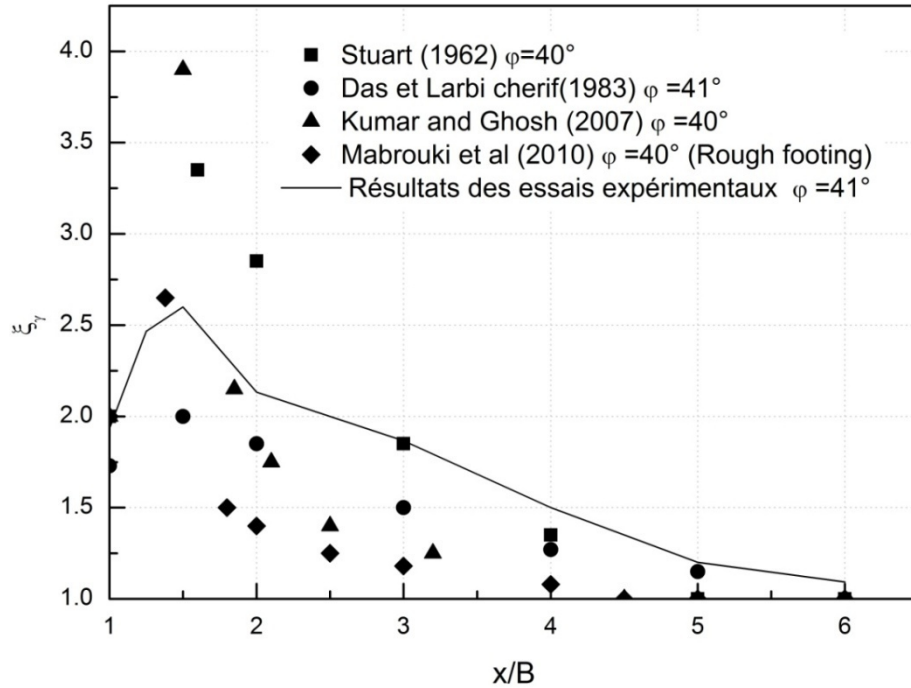


Figure 3.16 Comparaison des résultats obtenus avec ceux de la littérature.

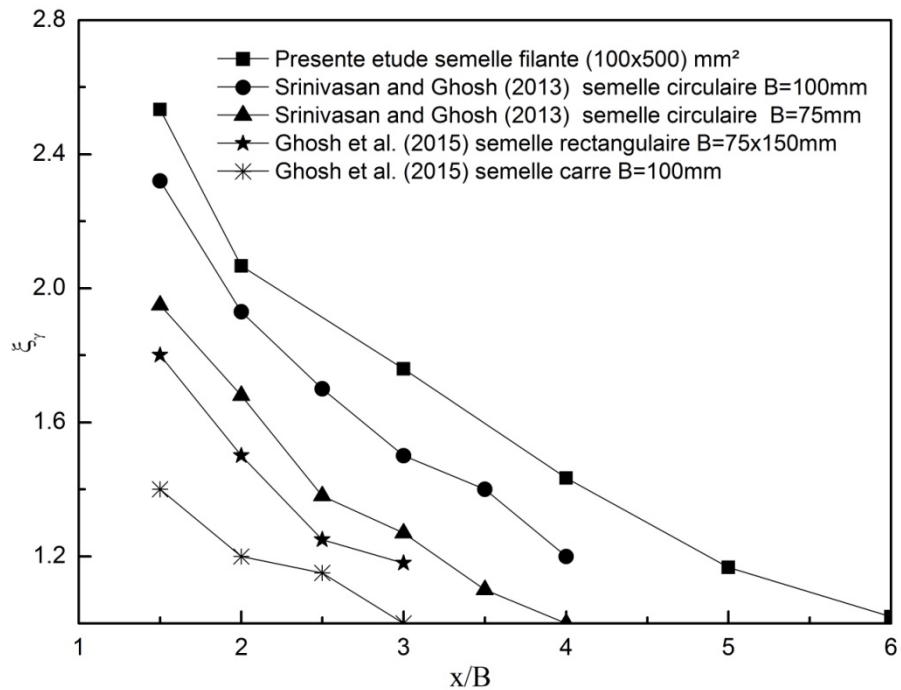


Figure 3.17 Comparaison des valeurs (ζ_γ) pour différentes semelles circulaires, carrées et rectangulaires sur un sable en bicouche pour ($H/B = 1$ et la couche supérieure a un angle de frottement inférieur à celui de la deuxième couche).

Les valeurs de ζ_γ obtenues à partir de la présente étude sont en bon accord avec les résultats rapportés par Mabrouki et al. [20] et ceux des résultats des essais expérimentaux obtenus par Das et Larbi-Cherif [51].

Comme le montre la figure 3.17, les résultats actuels du facteur d'interférence (ζ_γ) sont comparés à ceux obtenus dans la littérature [60, 70](cas de $H/B = 1$). On peut voir que la tendance obtenue à partir du présent travail est similaire à celles rapportées par les chercheurs et on peut également remarquer que les valeurs du facteur d'interférence (ζ_γ) sont liées à la forme et aux dimensions de la semelle.

8. Conclusion

Les résultats obtenus à partir de l'étude expérimentale nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La charge ultime est plus élevée pour le rapport d'espacement des $x/B = 1,25, 1,5$ et 2 qu'à $x/B = 1,0$.
- Pour les deux rapports de longueur $L/B = 3$ et $L/B = 5$, la charge ultime devient maximale à $x/B = 1,5$.
- Les grandes variations du facteur d'interférence se trouvent lorsque x/B est compris entre 1 et $1,5$; en dehors de cet intervalle, la variation est très faible.
- La valeur maximale du facteur d'interférence était d'environ $3,00$ correspondant à un espacement $x/B=1,5$.
- Pour les rapports d'espacement supérieurs à $6B$ aucun effet d'interférence n'a été observé pour les deux longueurs des fondations.
- La capacité portante q_{ult} est inversement proportionnelle à l'épaisseur de la première couche pour un profil du sol ($\varphi_1 < \varphi_2$).
- Pour un profil du sol ($\varphi_1 < \varphi_2$), la capacité portante q_{ult} est inversement proportionnelle avec l'épaisseur (H) en particulier lorsque H/B est compris entre 1 et 2 , au-delà de cet intervalle, la rupture se produit tout à fait dans la couche supérieure et la capacité portante est indépendante de la couche inférieure.
- Pour un profil du sol ($\varphi_1 > \varphi_2$), l'effet d'interférence est annulé lorsque $x/B = 4$ à 5 c'est à dire plus élevé que le profil du sol ($\varphi_1 < \varphi_2$).

CHAPITRE 4: ANALYSE NUMERIQUE DE L'EFFET D'INTERFERENCE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.

1. Introduction

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle difficile à évaluer. La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puis qu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

L'approche par la méthode des éléments finis permet de déterminer le comportement de semelles ainsi que du massif du sol en dessous. La modélisation du comportement des semelles exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des semelles ainsi que le choix d'un bon modèle et d'une loi de comportement adéquat du sol, aussi qu'elle peut être réalisée par une schématisation de révolution ou tridimensionnelle.

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

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

2. Définition de données.

Pour mener des calculs numériques corrects à l'aide du code PLAXIS, on doit lui introduire exactement toutes les données qui sont les suivantes :

2.1 Hypothèses et géométrie

La présente étude est modélisée par un modèle géométrique plan (2D) de 40 m de largeur sur 20 m de profondeur (Figure 4.1). Puisque la plupart des solutions théoriques disponibles et des données expérimentales de la littérature sont destinés uniquement pour les semelles rugueuses, les fondations sont représentées par des semelles filantes rugueuses, elles sont posées à la surface ayant chacune une largeur de 1.00 m et supposées infiniment rigides $E_b/E_{sol} = \infty$. Les deux semelles sont distantes entre elles d'une valeur égale à x entre axe. Le sol utilisé dans cette analyse

est un sable sans cohésion ayant un poids volumique sec $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, l'angle de frottement varie entre 30° et 40° par incréments de 5° et obéissant au critère de Mohr-Coulomb.

La variation de la distance entre axes des semelles : sur l'intervalle 1 à $1,5B$ un espacement de $x=0,125B$ a été fixé du fait que de grandes variations sont repérées au niveau de la charge ultime tandis qu'à partir de $1,5B$ un pas de $0,5B$ a été fixé.

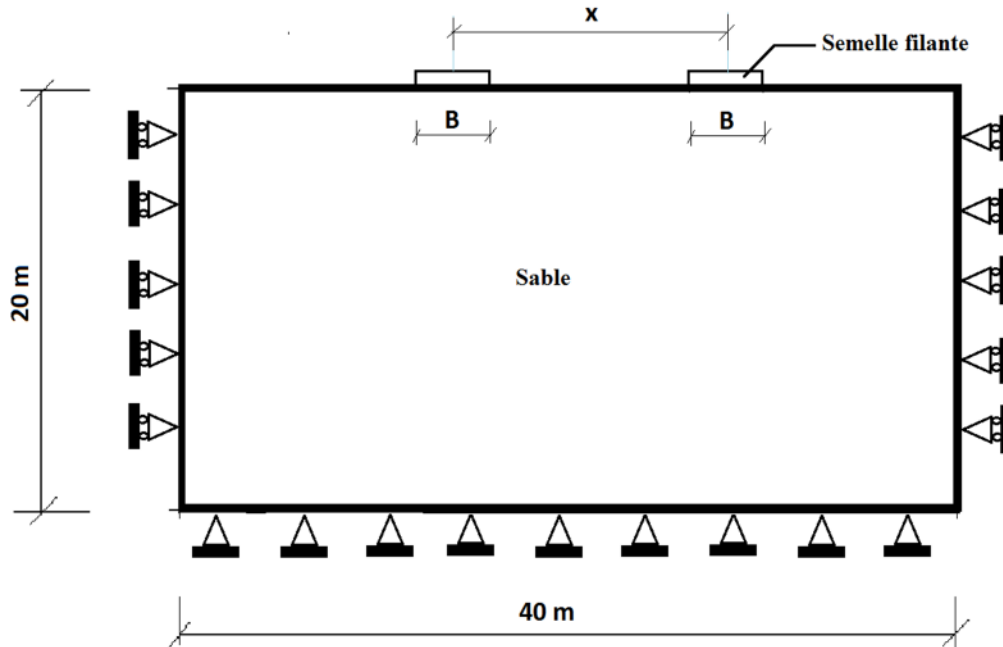


Figure 4.1 Présentation du modèle numérique.

Conditions aux limites : on choisit les conditions aux limites par défaut, déplacements bloqués sur les deux cotés verticaux et bloqués au fond.

2.2 Propriétés des couches de sols

Les propriétés des couches de sols sont résumées dans le tableau 4.1 :

Tableau 4.1 Propriétés des couches des sols.

Paramètres	Nom	Sable 1	Sable 2	Sable 3	Unité
-Modèle type	<i>Model</i>	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
-Type de comportement	<i>Type</i>	Drainé	Drainé	Drainé	-
-Poids volumique sec	γ_{unsat}	18	19	17	kN/m^3
-Poids volumique humide	γ_{sat}	20	21	19	kN/m^3
-Module d'Young	E_{ref}	$4,56 \cdot 10^4$	$3,65 \cdot 10^4$	$2,73 \cdot 10^4$	kN/m^2
-Coefficient de Poisson	ν	0,3	0,3	0,3	-
-Cohésion	c	1	1	1	kN/m^2
-Angle de frottement	φ	37°	41°	34°	$^\circ$
-Facteur de réduction des efforts à l'interface	R_{inter}	Rigide	Rigide	Rigide	-

3. Génération du maillage

Le modèle est établi en éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 1500 éléments et le nombre des nœuds est de 10164. On règle la finesse du maillage "*refine cluster*" sur "Mesh" puis, on le raffine localement au niveau de la partie du sol au-dessous des fondations, comme indiqué sur la figure 4.2.

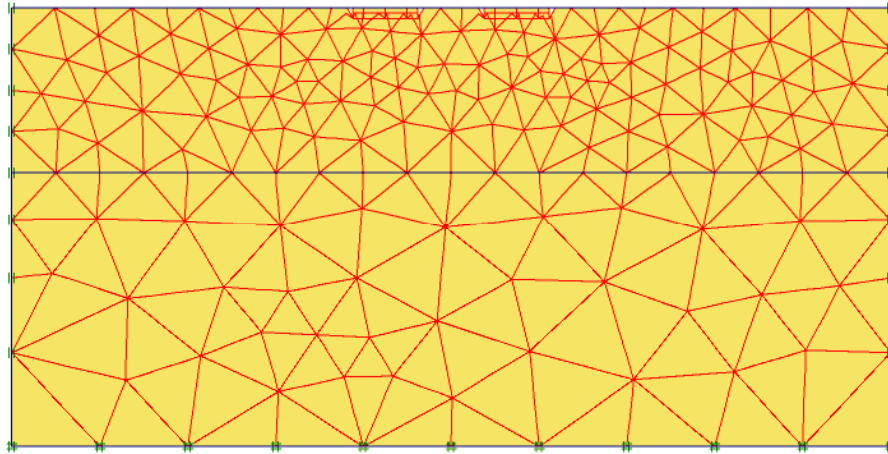


Figure 4.2 Maillage du modèle numérique.

4. Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales et cela se fait dans la phase de calcul.

5. Procédure de calculs

Le calcul se fait défini en deux phases dans l'ordre comme suit :

- **Phase 0** : Initiation des contraintes (procédure K_0), on détermine les contraintes effectives initiales.
- **Phase 1** : Mise en place des fondations et l'application du chargement.

6. Méthode de l'analyse

Dans toutes les analyses effectuées dans la présente étude, nous supposons que les semelles sont situées sur la surface du sol et le sol est pulvérulent. Ainsi, les deux coefficients N_c et N_q dans la formule de Terzaghi pour la détermination de la capacité portante sont négligeables. Le chargement est appliqué sur les deux fondations sous forme d'une charge uniformément répartie sur la largeur de chaque semelle et avec la même amplitude.

La charge pour laquelle il y a eu rupture s'appelle charge limite. Avant d'entamer l'analyse d'interférence des multiples semelles juxtaposées sur la surface libre d'un sol granulaire bicouche,

on a jugé utile d'étudier les cas usuels de semelle isolée et de deux semelles reposants sur un sol homogène. Cette étude nous a permis d'avoir une idée sur le comportement des semelles, et nous servira par la même occasion de test de validation pour notre procédure de simulation, et montre, en plus, le degré de fiabilité du code PLAXIS pour le calcul de la charge limite ultime.

Les résultats numériques obtenus nous ont permis de déterminer la valeur du facteur de portance N_γ et le facteur d'interférence ξ_γ que l'on peut comparer avec les résultats obtenus par certains auteurs.

7. Les principaux résultats

Nous allons donner les résultats de la dernière phase seulement et on s'intéressera successivement aux contraintes et aux déplacements :

7.1 Points plastique

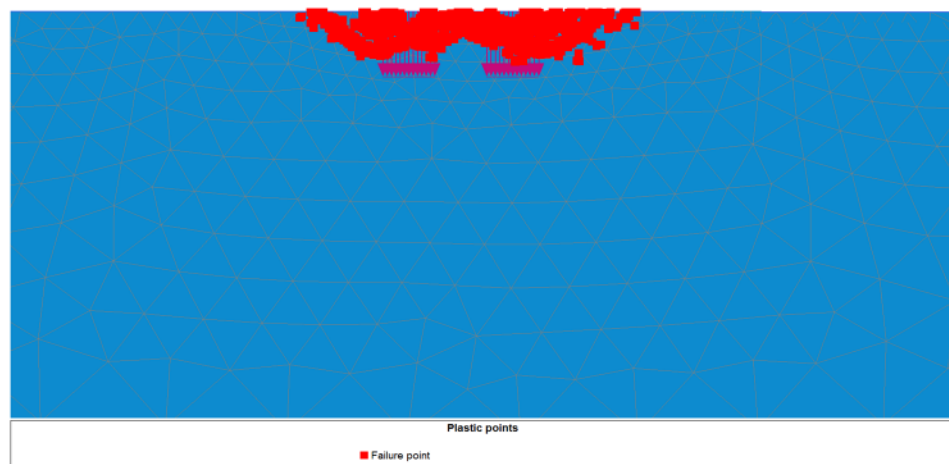


Figure 4.3 Points plastiques.

7.2 Déplacement vertical (Tassement)

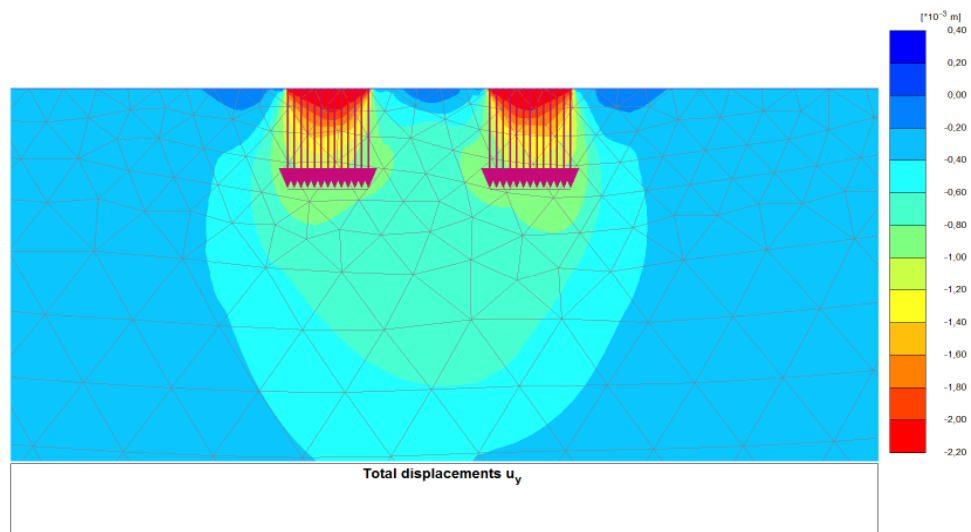


Figure 4.4 Déplacement vertical (Tassement).

7.3 Incrément total

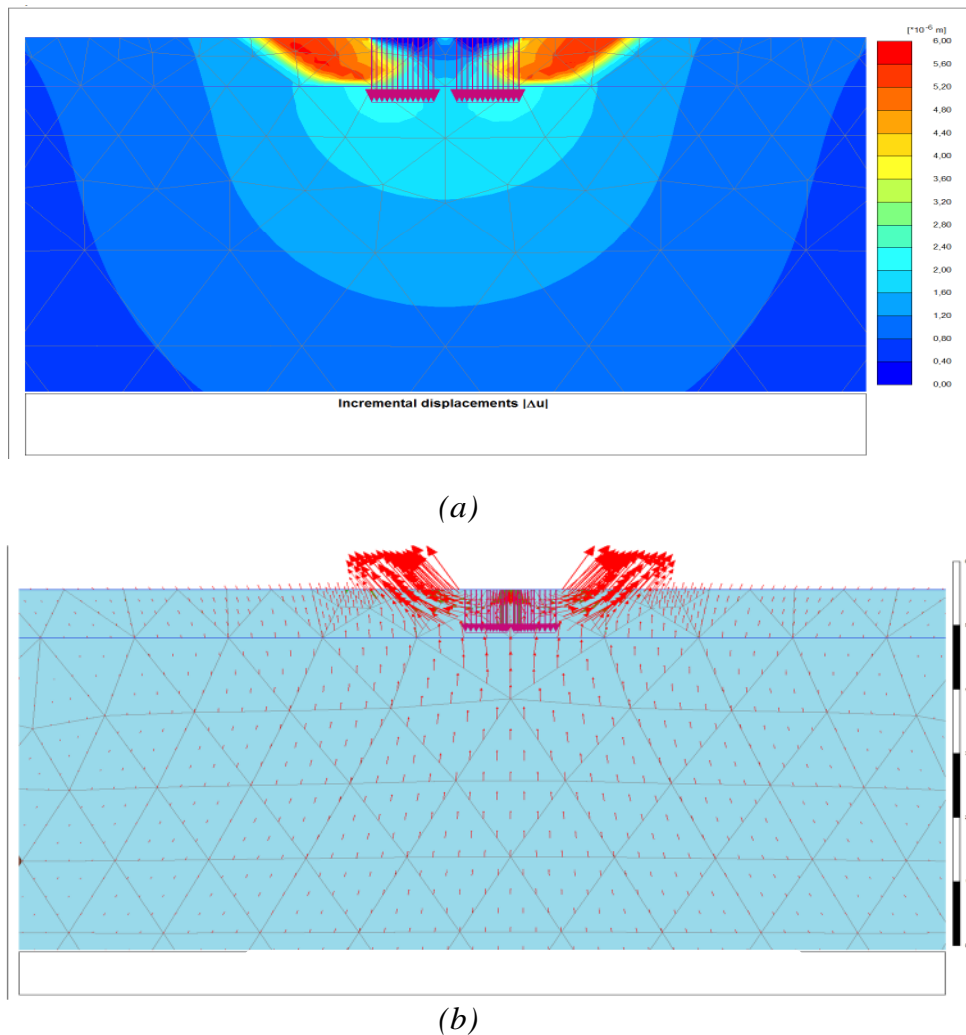


Figure 4.5 Incrément total.

7.4 Mécanismes de rupture

Les résultats obtenus ont permis de déterminer les lignes de rupture de deux semelles filantes à la surface d'un sol homogène pour plusieurs configurations, ces mécanismes de rupture sont conformes à ceux proposés par la théorie de Stuart[15]:

- Etat de contact des semelles cas où $x/B = 1$ (Figure 4.6a) : lorsque la distance entre les deux semelles est très petite ou nulle, le comportement est analogue à celui d'une seule semelle de largeur $2B$.
- Etat intermédiaire (Figure 4.6b et Figure 4.6c) : on remarque l'apparition du chevauchement des zones passives situées entre les deux semelles, dans ce cas la capacité portante est contrôlée par l'effet d'interférence.
- Etat isolée (Figure 4.6d) : on remarque, qu'il n'y a pas chevauchement des surfaces de rupture. A ce fait, on peut constater que l'effet d'interférence est nul et la capacité portante de chaque fondation est indépendante de l'autre.

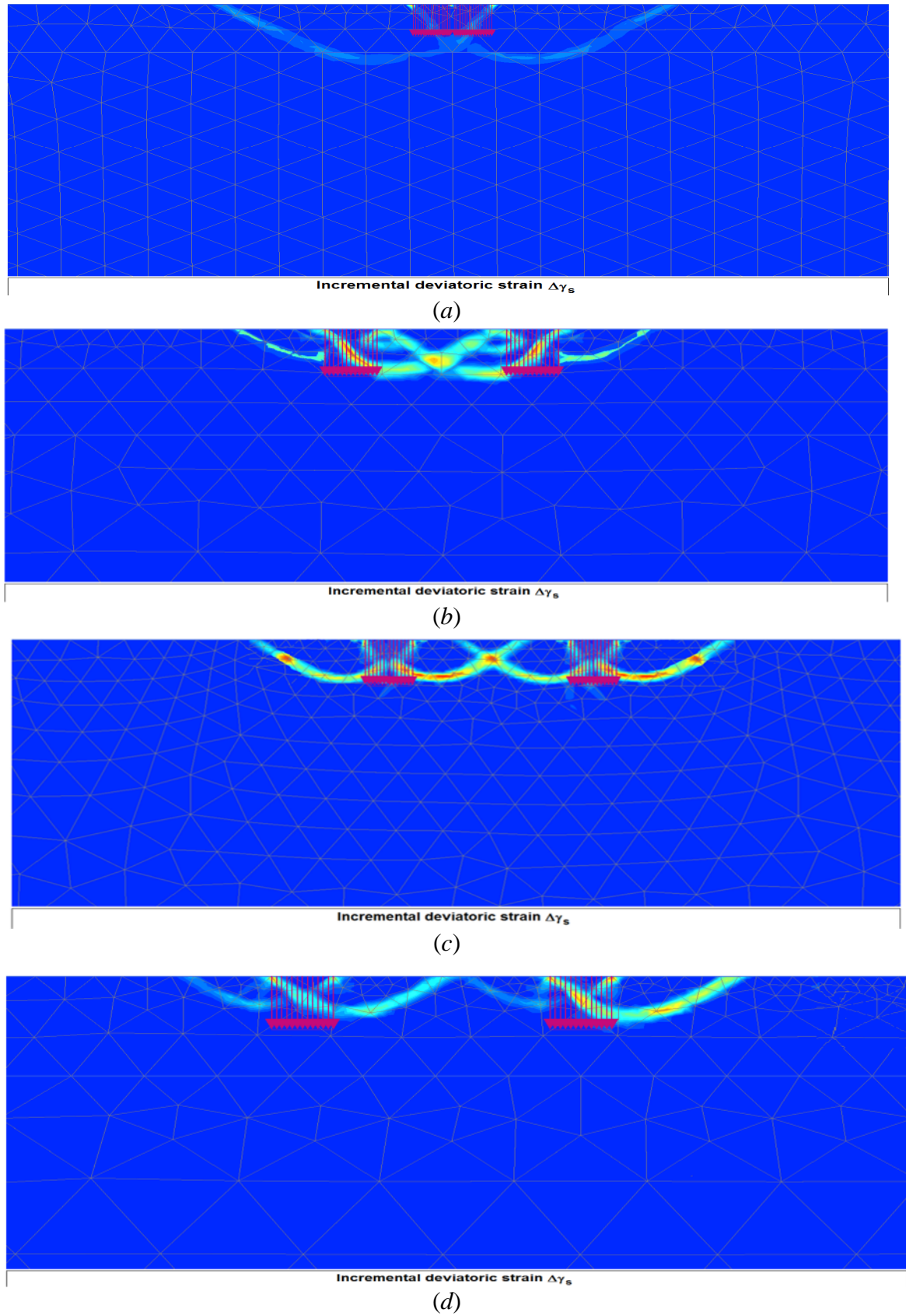


Figure 4.6 Mécanismes de rupture de deux semelles filantes à la surface d'un sol homogène pour plusieurs configurations des semelles (a) en contact, (b) état intermédiaire, (c) état intermédiaire, et (d) état isolé.

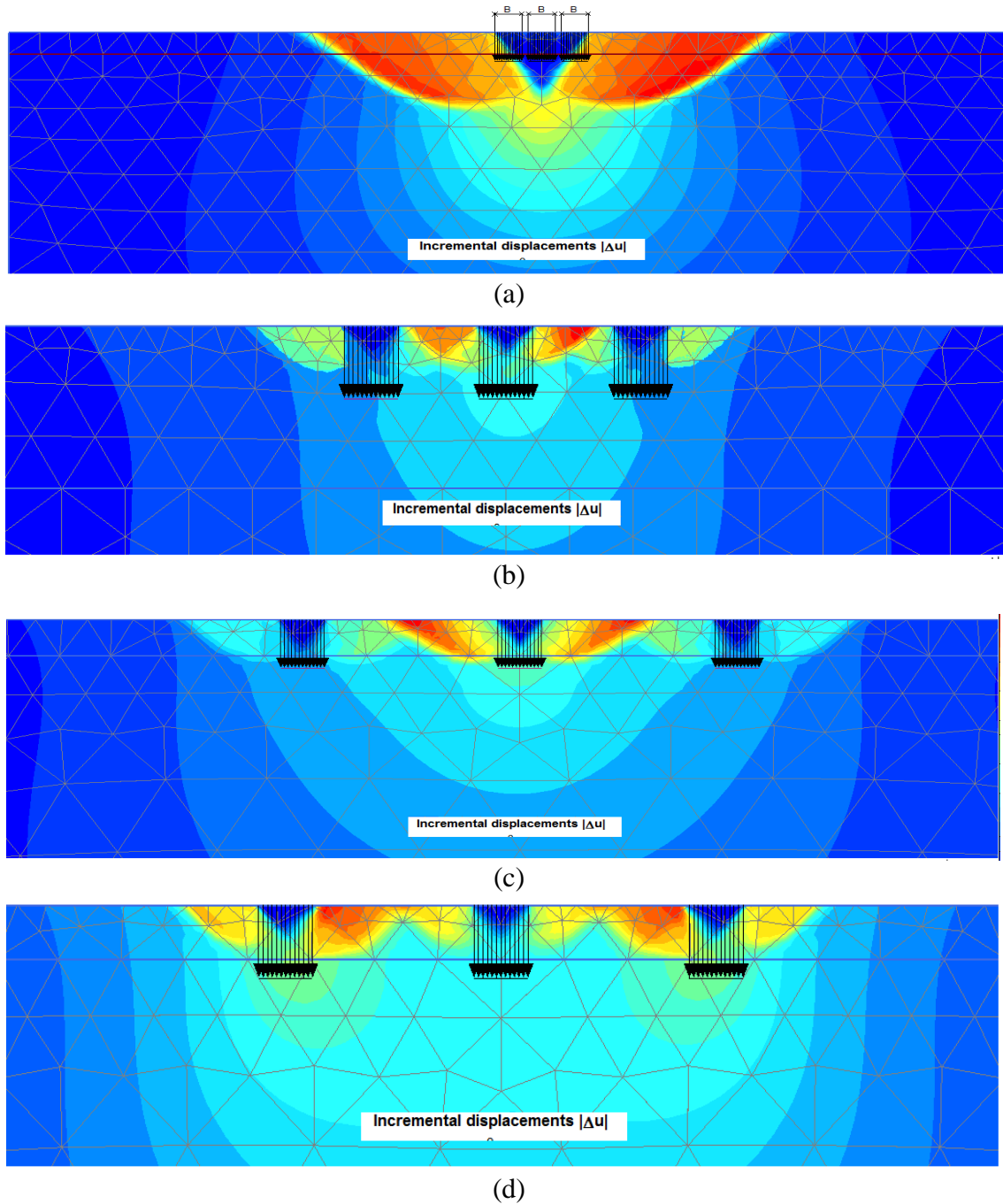


Figure 4.7 Mécanismes de rupture de trois semelles filantes à la surface d'un sol homogène pour plusieurs configurations des semelles (a) en contact, (b) état intermédiaire, (c) état intermédiaire, et (d) état isolé.

8. Test de validation

Avant d'entamer l'analyse d'interférence des semelles juxtaposées sur la surface libre d'un sol granulaire bicouche, on a jugé utile d'étudier les cas usuels de semelle isolée et de deux semelles reposant sur un sol homogène. Cette étude nous permet d'avoir une idée sur le comportement des semelles, et nous servira par la même occasion de test de validation pour notre

procédure de simulation, on montre, en plus, le degré de fiabilité du code PLAXIS pour le calcul de la charge limite ultime.

Les résultats numériques obtenus nous ont permis de déterminer la valeur du facteur de portance N_γ et le facteur d'interférence ξ_γ que l'on peut comparer avec les résultats obtenus par certains auteurs.

8.1 Définition du facteur d'interférence ξ_γ (interférence)

Le facteur d'interférence ξ_γ est défini comme étant le rapport de la valeur de la charge de rupture d'une semelle filante, ayant une largeur B, en présence d'une seconde semelle, sur la valeur de la charge de rupture de la semelle prise isolée, et possédant la même largeur.

Tableau 4.2 Comparaison des valeurs N_γ pour une semelle isolée à base rugueuse avec ceux disponibles à partir de la littérature.

φ (degré)	Présente étude	Terzaghi (1943)[3]	Meyerhof (1974)[7]	Kumar et Kouzer (2010)[54]	Kumar et Ghosh (2007)[17]
30	22.35	19,13	15,67	17.02	21.42
35	45.29	45,41	37,15	39.82	-
40	101.76	115,31	93,69	99.93	119.14

Le tableau 4.2 présente une comparaison des valeurs N_γ pour une semelle isolée à base rugueuse posée sur un sable ayant un angle de frottement interne $\varphi=30^\circ$, 35° et $\varphi=40^\circ$, avec ceux de la littérature. Les résultats obtenus montrent que la présente étude se confronte assez bien avec les résultats donnés par ces auteurs.

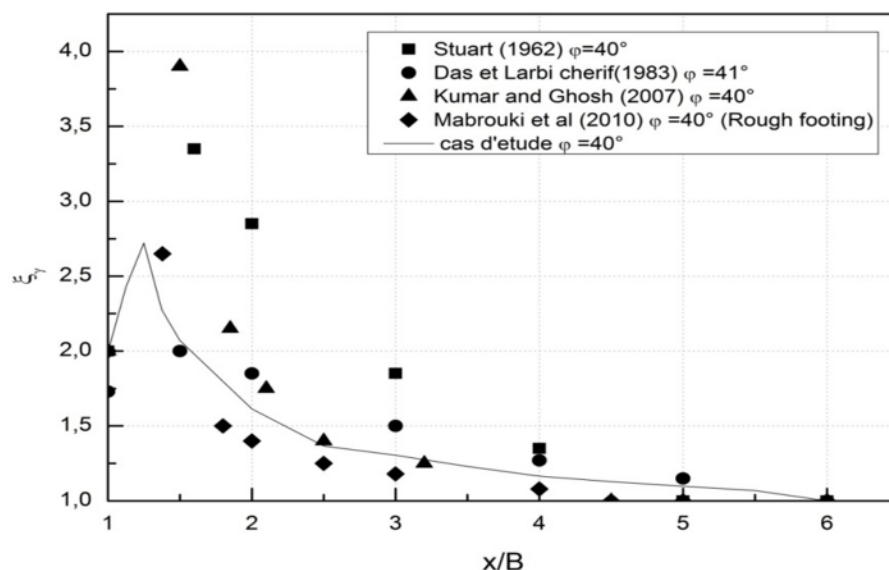


Figure 4.8 Comparaison des résultats obtenus avec ceux de la littérature.

La Figure 4.8 compare le facteur d'interférence ζ_γ obtenu à partir de nos calculs avec les résultats de certains auteurs. On constate que les courbes du facteur d'interférence ζ_γ ont la même allure, aussi que les valeurs de ζ_γ obtenues à partir de la présente étude sont en bon accord avec les résultats rapportés par Mabrouki et al [20] et ceux des résultats des essais expérimentaux par Das et Larbi-Cherif[69].

9. Résultats et Discussions

9.1 Effets des paramètres de calcul

L'utilisateur de *PLAXIS* doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume (voir Fig. 4.9). L'élément par défaut est le triangle à 6 nœuds Il fournit des interpolations du second ordre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant au total trois points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 15 nœuds, l'interpolation est d'ordre quatre, et l'intégration nécessite douze points de contrainte.

Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi (Brinkgereve R.B.J[71]).

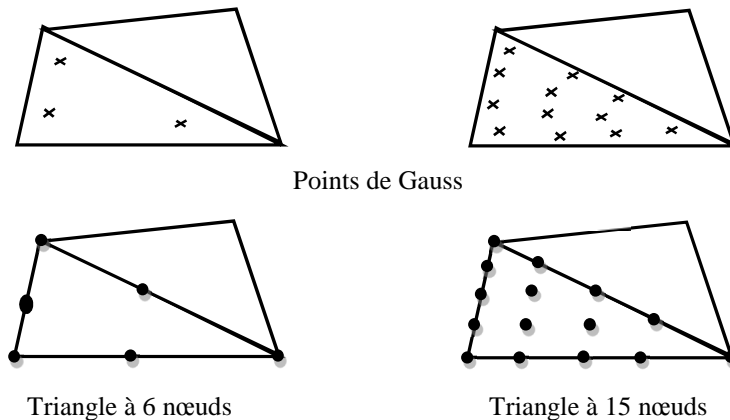


Figure 4.9 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. Ceci implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible à savoir celui à 6 nœuds.

Ce dernier est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut

être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de phi-c réduction.

On change le maillage des éléments de 6 nœuds à 15 nœuds et on compare les résultats qui sont présentés par les courbes sur les figures suivantes :

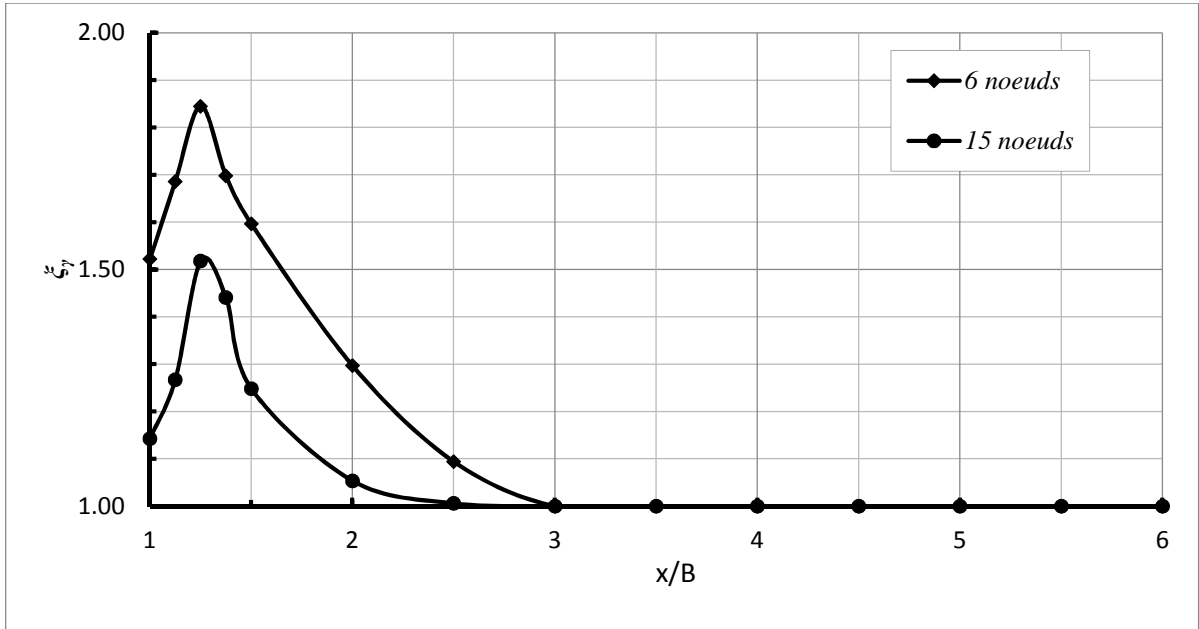


Figure 4.10 Variation de facteur d'interférence ξ_γ en fonction de x/B pour le maillage -15 nœuds et 6 nœuds-sable $\varphi=30^\circ$.

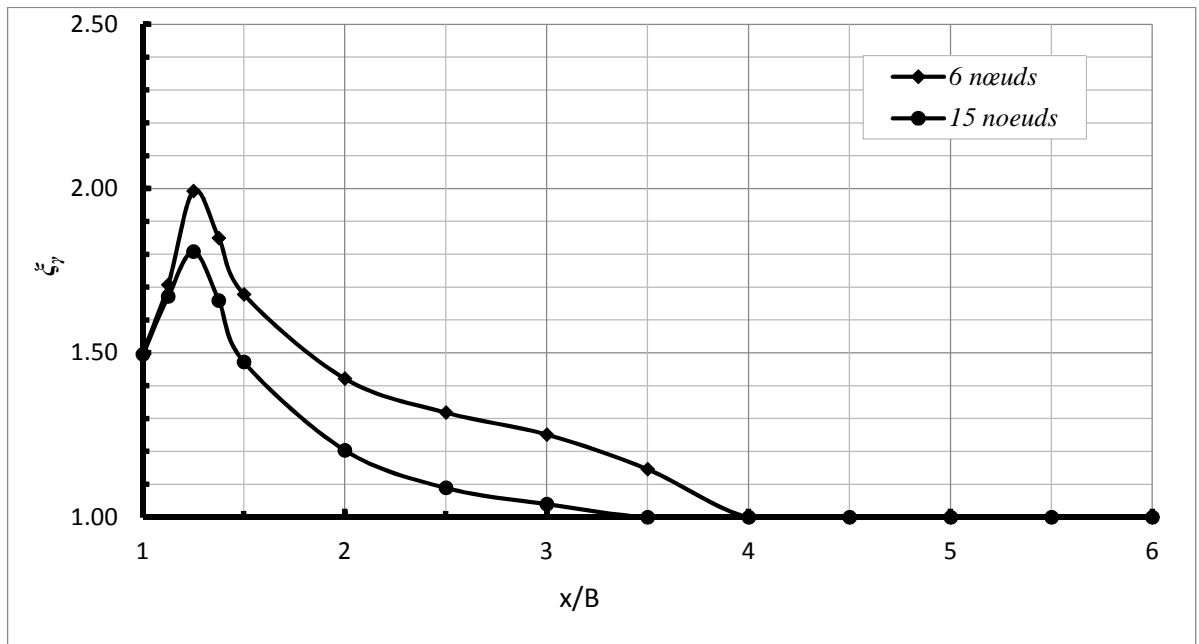


Figure 4.11 Variation de facteur d'interférence ξ_γ en fonction de x/B pour le maillage -15 nœuds et 6 nœuds-sable $\varphi=35^\circ$.

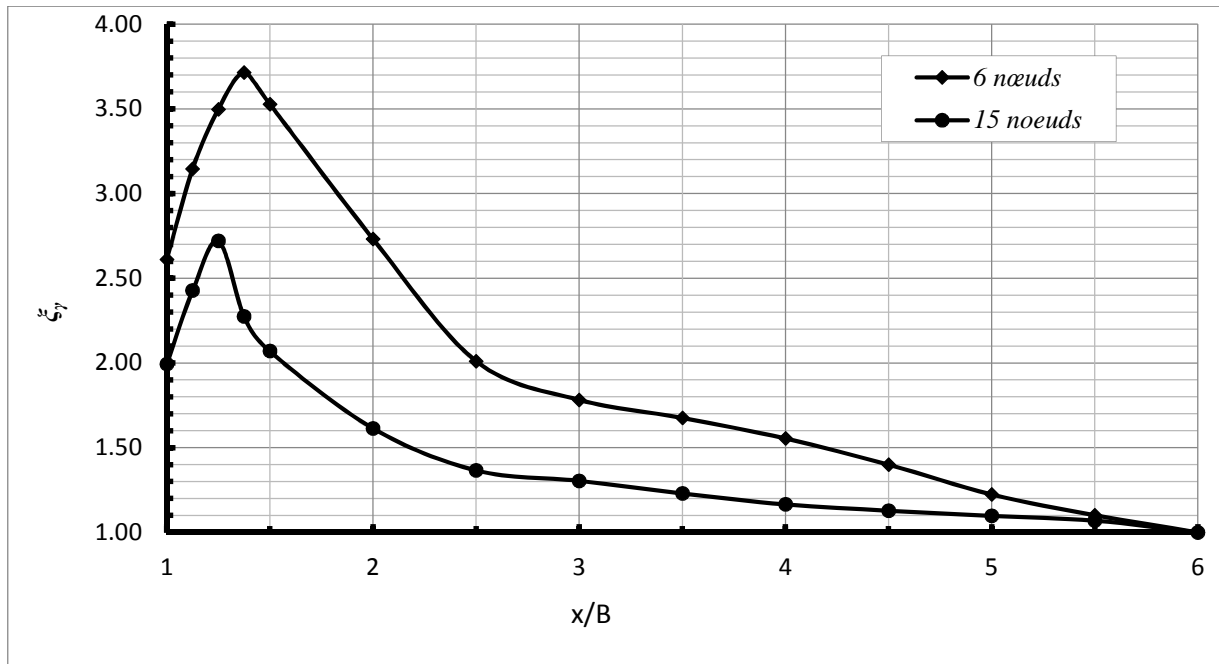


Figure 4.12 Variation de facteur d'interférence ξ_γ en fonction de x/B pour le maillage -15 nœuds et 6 nœuds-sable $\varphi=40^\circ$

Les résultats donnés dans les figures ci-dessus (Figures 4.10, 4.11 et 4.12) montrent après avoir de l'élément à 6 nœuds à l'élément à 15 nœuds que la tendance générale des variations de facteur d'interférence trouvées est similaire à celles prédites par les deux types de maillage, mais il y'a une grande variation dans les amplitudes entre les maillages 6 nœuds et 15 nœuds.

Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds (Brinkgereve R.B.J [71]).

9.2 Effets des paramètres du sol

Dans cette partie, L'étude paramétrique est consacrée sur l'angle de frottement et le module d'Young (module d'élasticité).

9.2.1 Angle de frottement φ

L'angle de frottement φ' est saisi en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques (Brinkgereve R.B.J.[71]). Pour l'étude paramétrique, on fait les calculs pour :

- $\varphi' - 5^\circ$.
- $\varphi' + 5^\circ$.

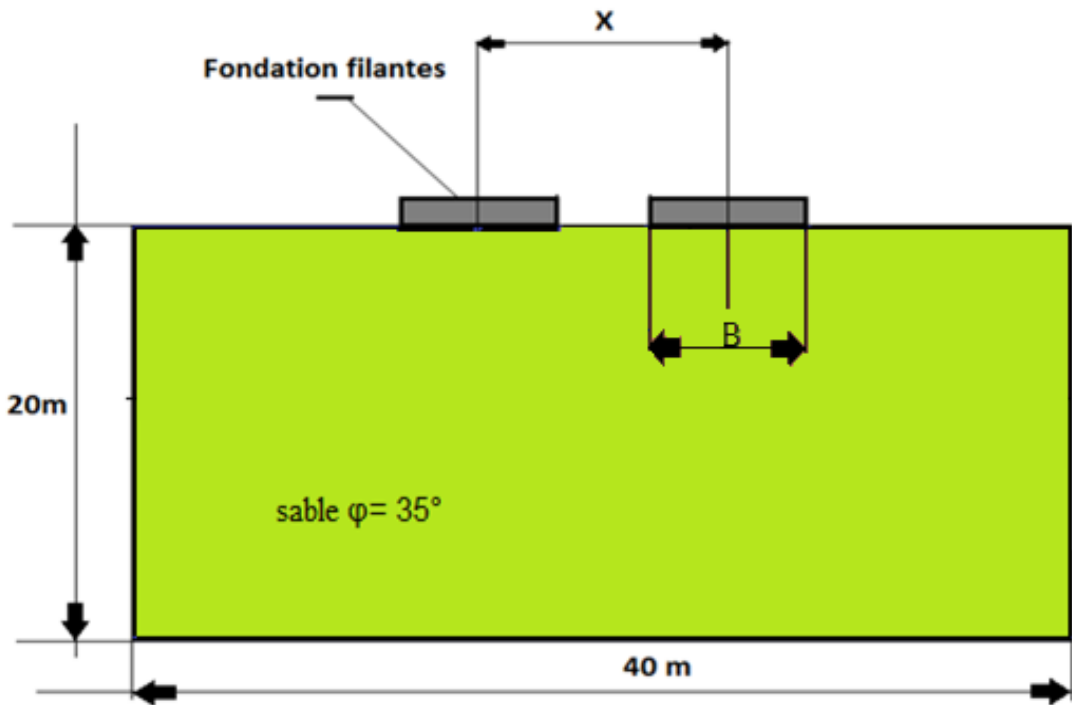


Figure 4.13 Définition de problème.

La comparaison des résultats est synthétisée dans les courbes sur les figures suivantes :

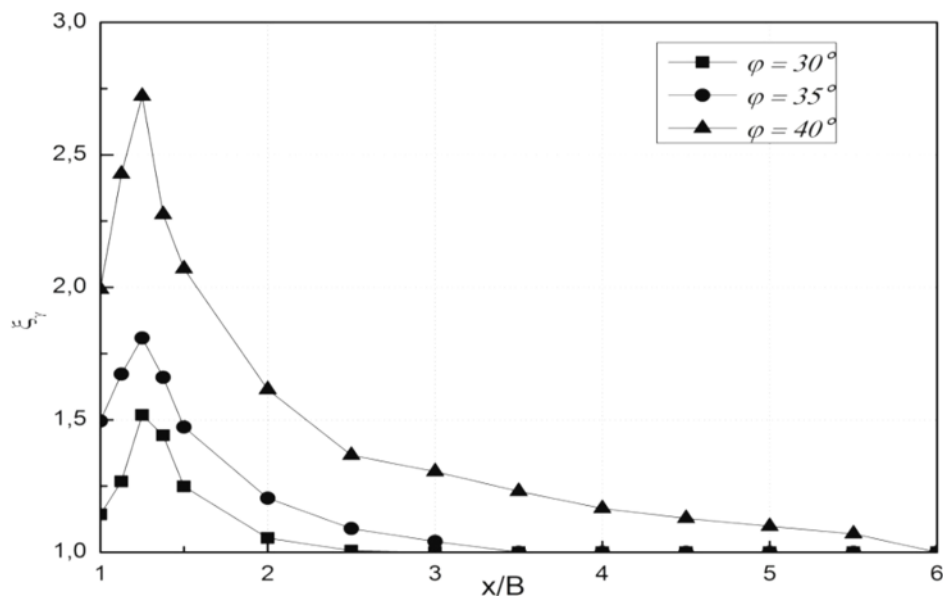


Figure 4.14 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour trois types de sable $\varphi = 30^\circ$, 35° et 40° .

La figure 4.14 représente la variation de ξ_γ en fonction de x/B pour différentes valeurs d'angle de frottement. On remarque que l'augmentation d'angle de frottement entraîne une augmentation du facteur d'interférence en particulier lorsque x/B est compris entre 1 et 2, en dehors de cet intervalle, l'augmentation devienne moins importante.

Pour des rapports d'espacement supérieur à $2.5B$, $3.5B$ et $6B$, aucun effet d'interférence n'a été observé pour les angles de frottement $\varphi = 30^\circ$, 35° et 40° respectivement et chaque semelle agit

comme une seule semelle.

Une augmentation de l'angle de frottement de 5° a une influence beaucoup plus importante qu'une diminution de ceux-ci de 5° .

Le temps de calcul varie exponentiellement avec l'angle de frottement. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35° sont utilisés.

9.2.2 Module d'Young E

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présente un comportement non linéaire dès le début du chargement (Brinkgereve R.B.J[71]). En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} . Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est préférable d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

Pour les sols, le module initial et le module sécant tendent à augmenter avec la pression de confinement. Par conséquent, les couches de sol en profondeur ont souvent une raideur plus élevée que les couches en surface. De plus, la raideur apparente dépend du chemin de contrainte suivi. La raideur durant les cycles charge-décharge est supérieure à celle durant un chargement primaire.

En outre, la raideur observée pour un sol en termes de module d'Young est généralement plus petite pour des compressions drainées que pour du cisaillement. Donc, en choisissant un module de déformation constant pour représenter le comportement du sol, on devra retenir une valeur qui prenne à la fois en compte le niveau de contrainte et le chemin de contrainte.

Remarquons que des comportements de sols dépendant des contraintes sont pris en compte dans les modèles avancés de PLAXIS. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, PLAXIS propose une option spéciale pour définir une rigidité variable avec la profondeur.

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

- $0,75 E$.
- $1,25 E$.

La comparaison des résultats est présentée dans les courbes sur les figures suivantes :

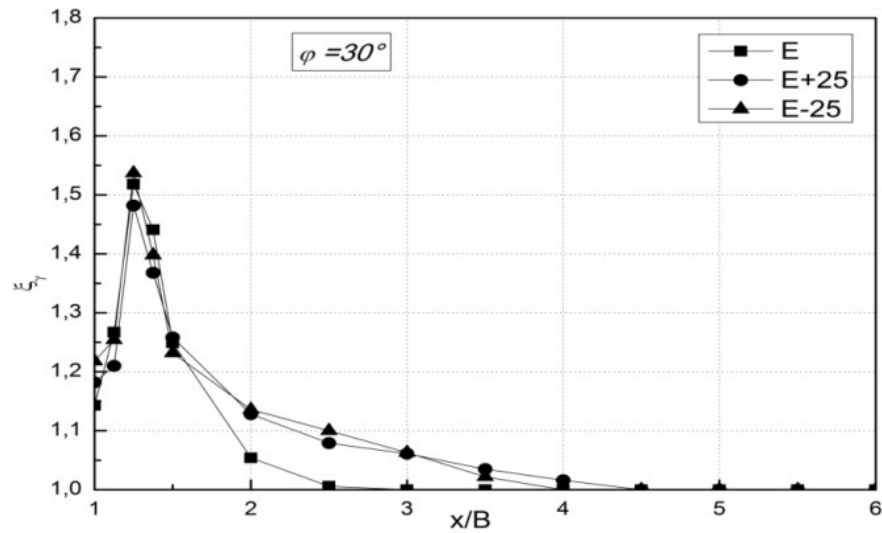


Figure 4.15 Effets de variation du module d'Young sur ζ_γ pour sable $\varphi = 30^\circ$.

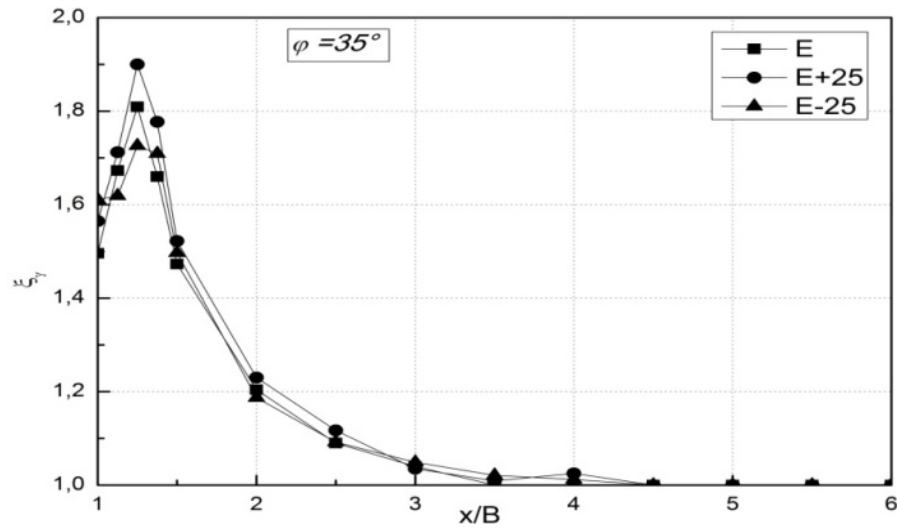


Figure 4.16 Effets de variation du module d'Young sur ζ_γ pour sable $\varphi = 35^\circ$.

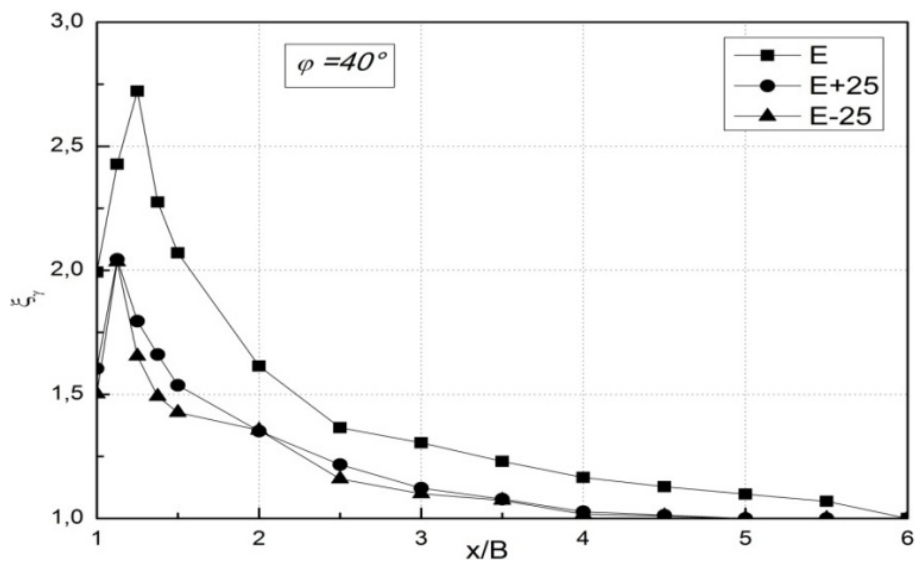


Figure 4.17 Effets de variation du module d'Young sur ζ_γ pour sable $\varphi = 40^\circ$.

Les figures 4.15, 4.16 et 4.17, montre clairement que l'influence de ce paramètre est d'autant plus importante que l'angle de frottement est plus important.

9.2.3 Effets de la stratification du sol

9.2.3.1 Configuration des deux semelles

- Cas 1 : sol bicouche $\varphi_1 < \varphi_2$ (voir tableau 4.1 propriétés des couches des sols)

Pour pouvoir distinguer l'influence de l'épaisseur de la première couche du sable H sur la capacité portante on a tracé une série de courbes qui sont représentées sur les figures ci-dessous.

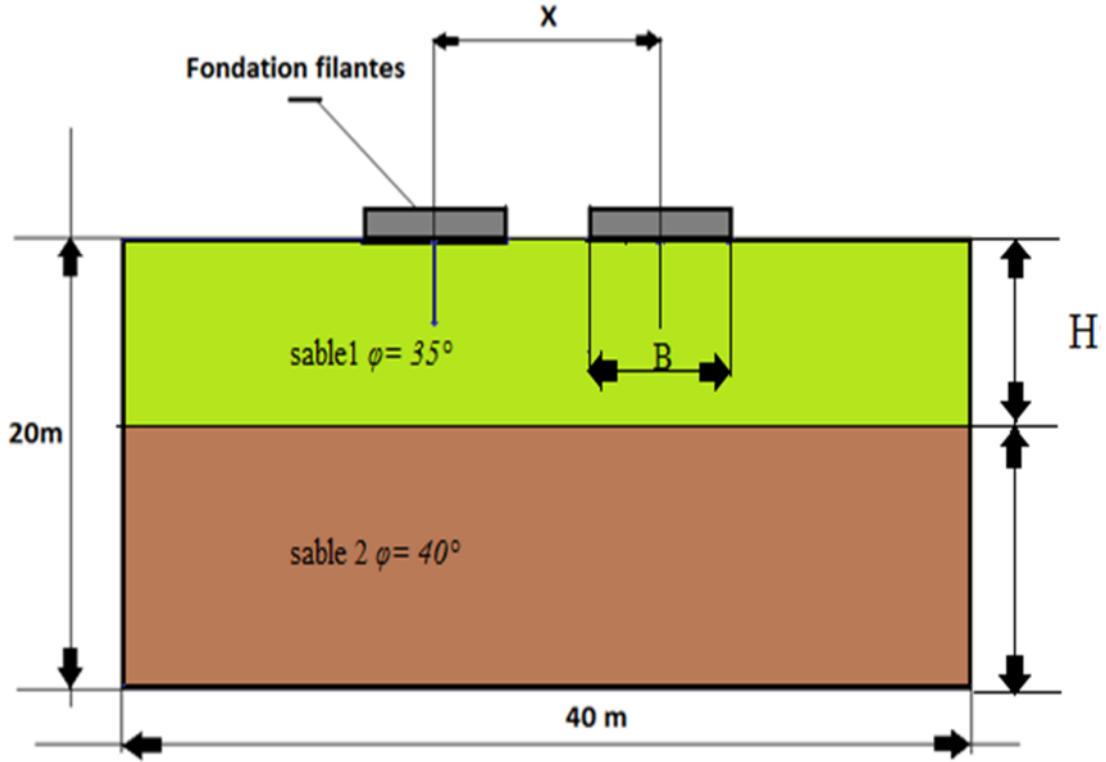


Figure 4.18 Présentation du modèle géométrique (sol bicouche).

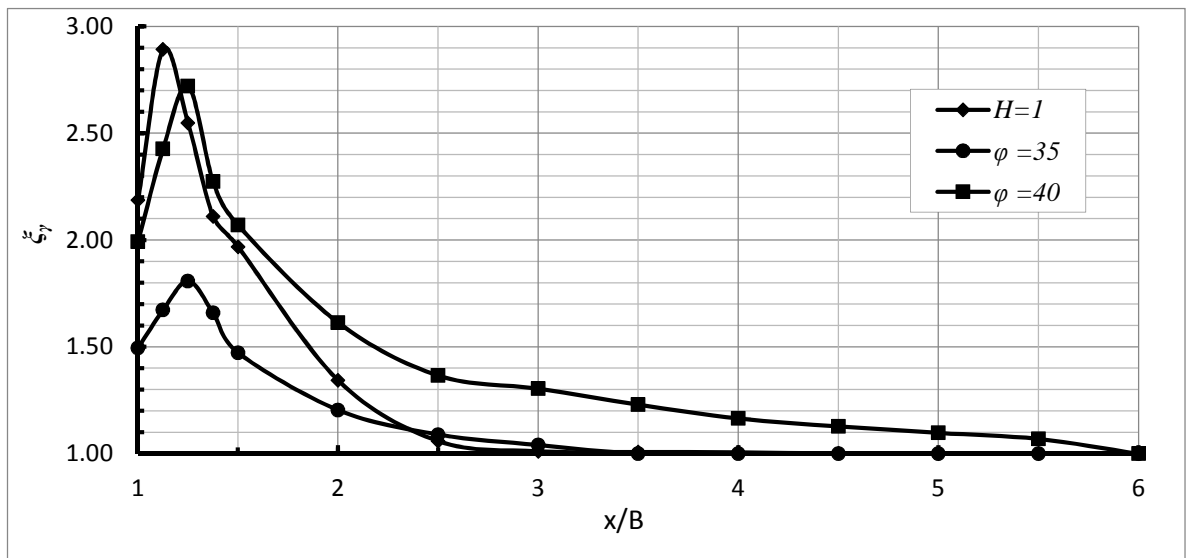


Figure 4.19 Variation de ζ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=1$.

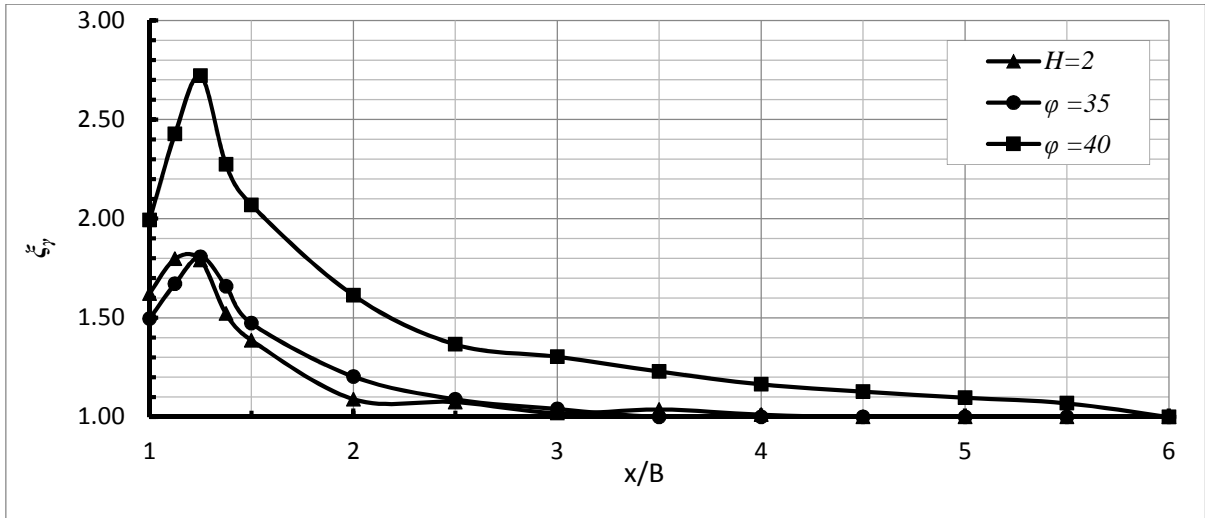


Figure 4.20 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=2$.

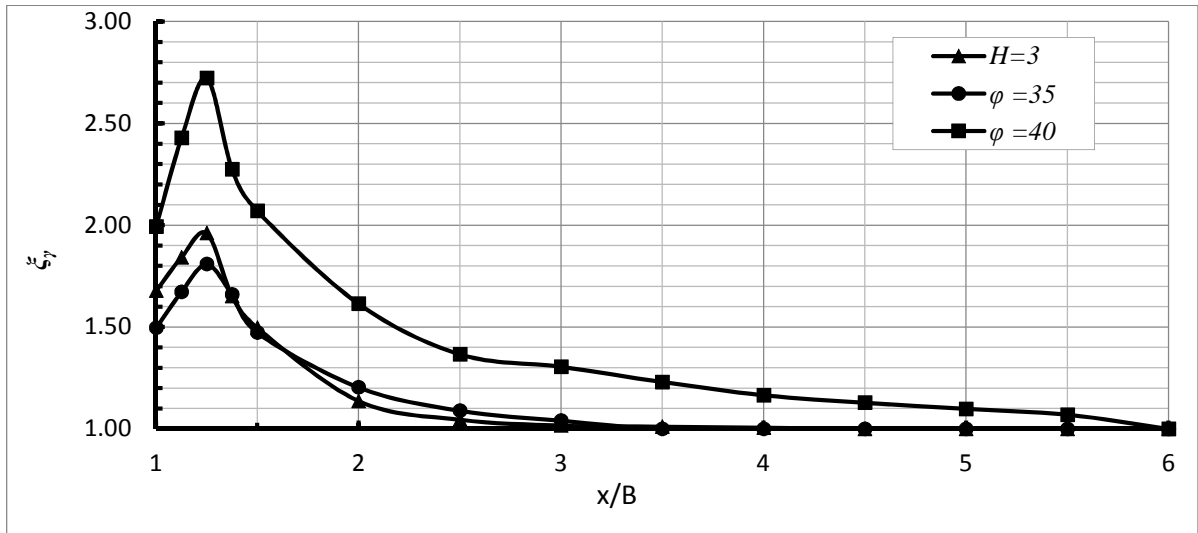


Figure 4.21 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=3$.

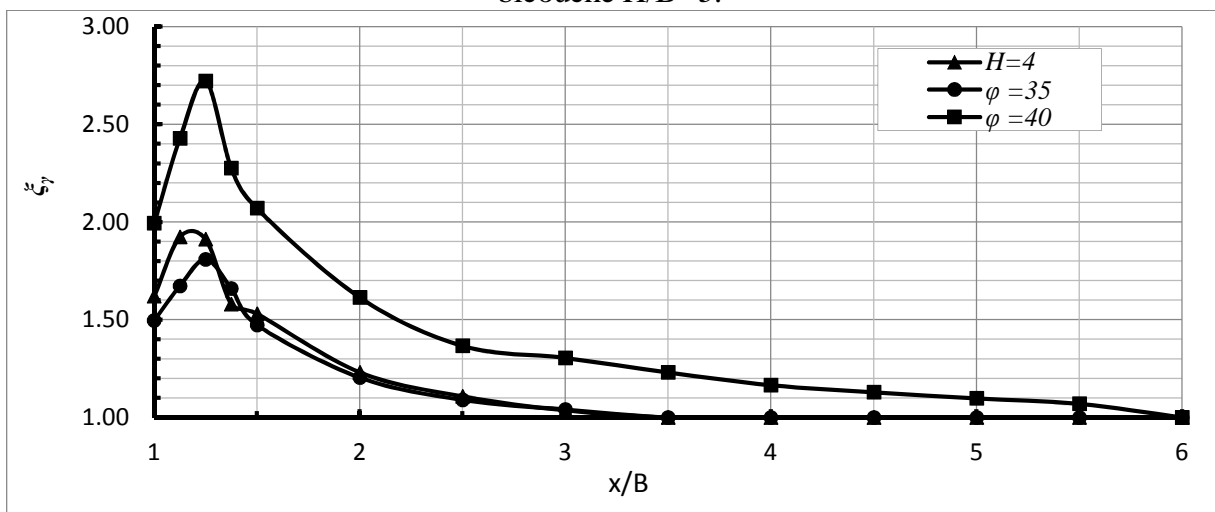


Figure 4.22 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=4$.

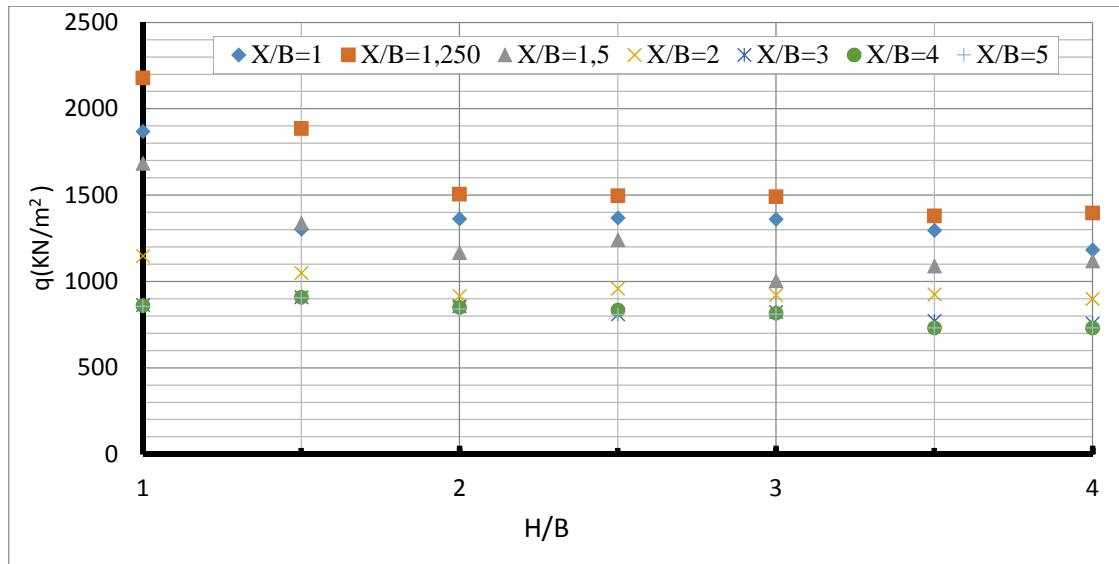


Figure 4.23 Variation de q_{ult} en fonction de H/B .

D'après les graphes des figures (4.19 à 4.23), et quand la première couche dont l'épaisseur est (H) a un angle de frottement interne inférieur à celui de la deuxième couche ($\varphi_1 < \varphi_2$), on remarque que la capacité portante q_{ult} décroît quand l'épaisseur (H) augmente en particulier lorsque H/B est compris entre 1 et 2 ; en dehors de cet intervalle, il n'y a pas une diminution importante.

L'effet de l'angle de frottement interne des deux couches sur la capacité portante est bien illustré dans ces figures, on constate que la capacité portante est proportionnelle à l'angle de frottement interne φ des deux couches.

- **Cas 2 : sol bicouche ($\varphi_2 > \varphi_1$)**

Pour pouvoir distinguer l'influence de l'épaisseur de la première couche du sable H sur la capacité portante on a tracé une série de courbes qui sont représentées sur les figures ci-dessous (Figure 4.24).

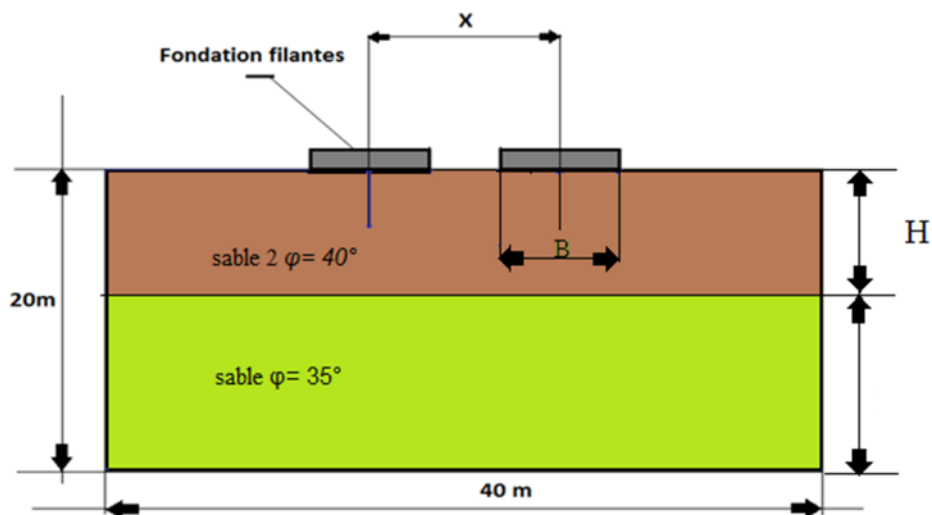


Figure 4.24 Présentation du modèle numérique.

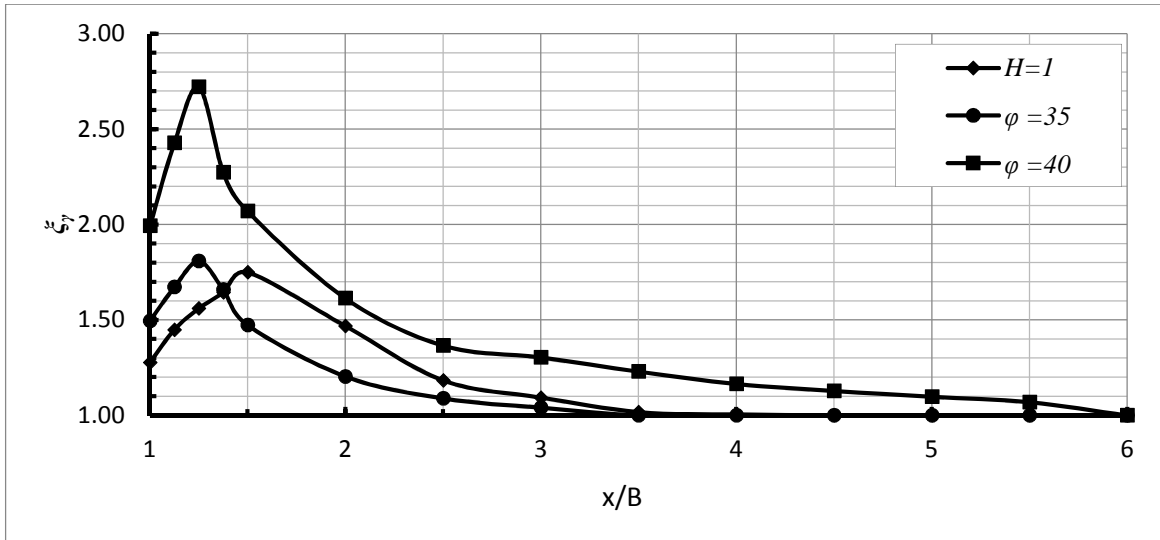


Figure 4.25 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=1$.

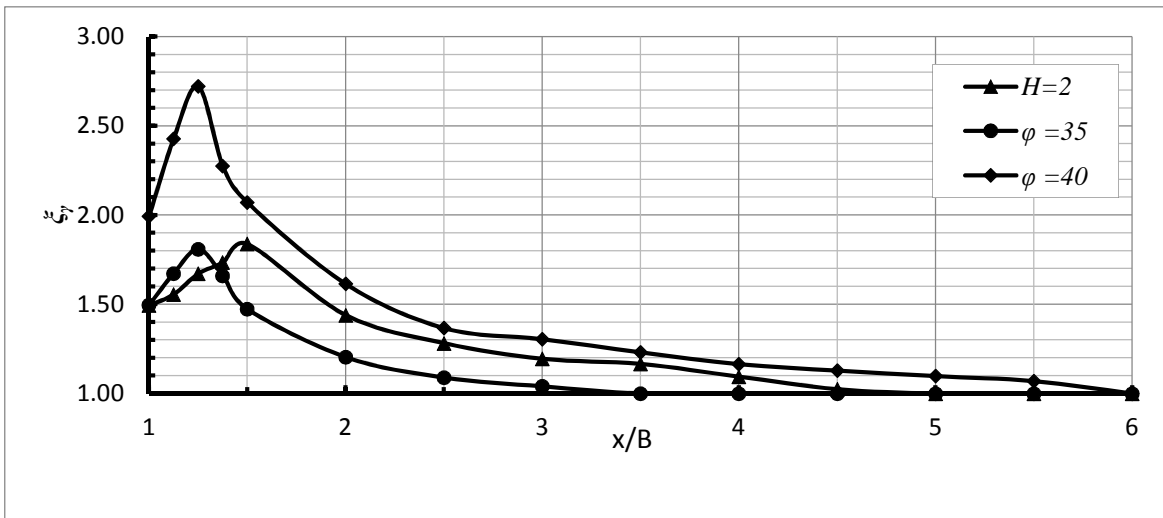


Figure 4.26 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=2$.

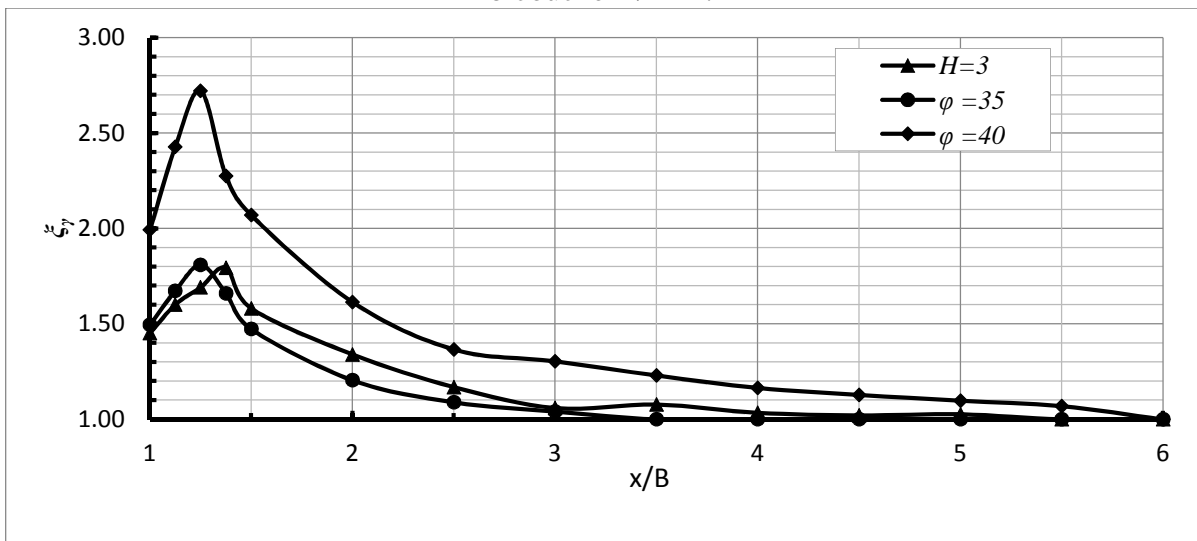


Figure 4.27 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=3$.

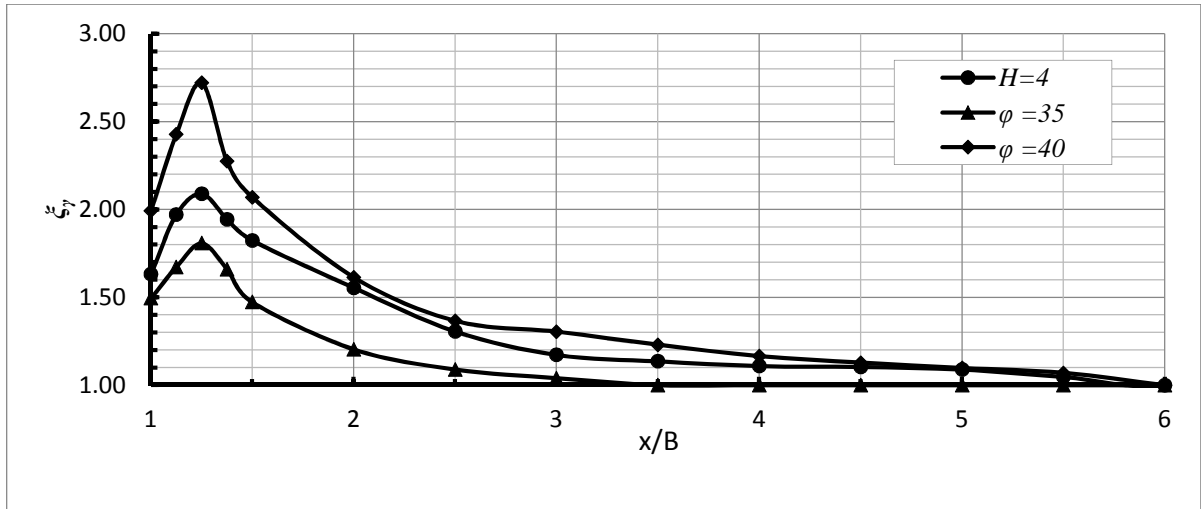


Figure 4.28 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=4$.

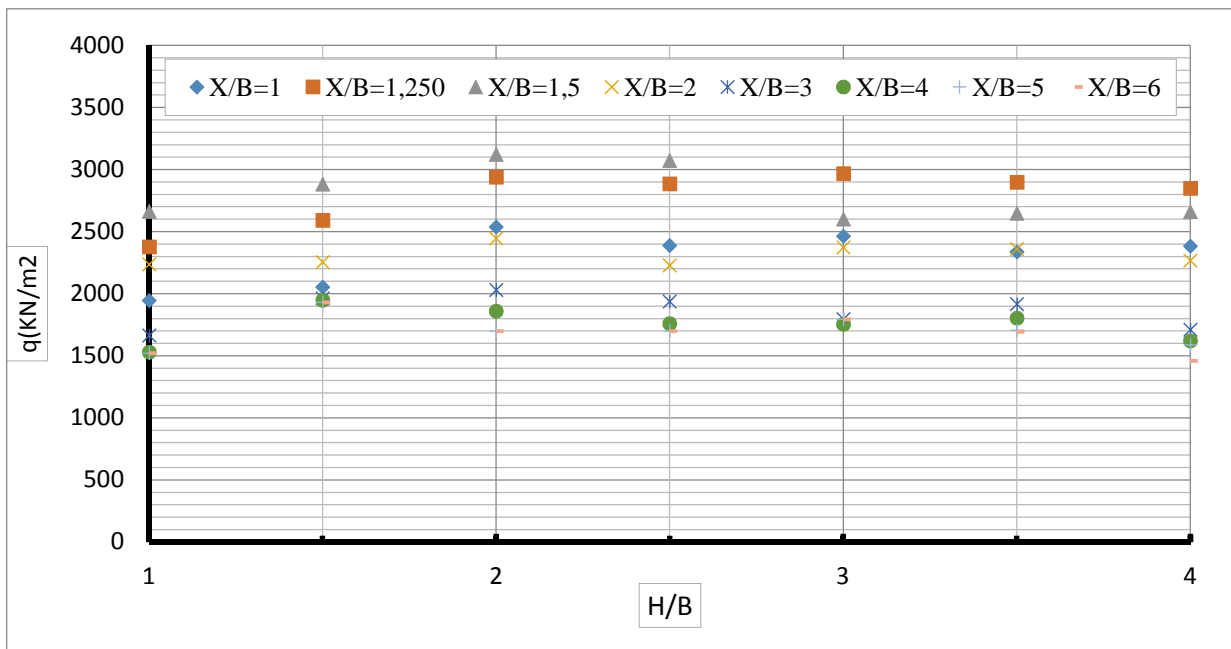


Figure 4.29 Variation de q_{ult} en fonction de H/B .

D'après les graphes des figures (4.25 à 4.29), et quand la première couche dont l'épaisseur est (H) a un angle de frottement interne supérieur à celui de la deuxième couche ($\varphi_1 > \varphi_2$) on remarque que la capacité portante q_{ult} croît quand l'épaisseur (H) augmente en particulier lorsque H/B est compris entre 1 et 2 ; en dehors de cet intervalle, il n'y a pas une augmentation importante.

9.2.3.2 Configuration des trois semelles

- *Cas du sol homogène*

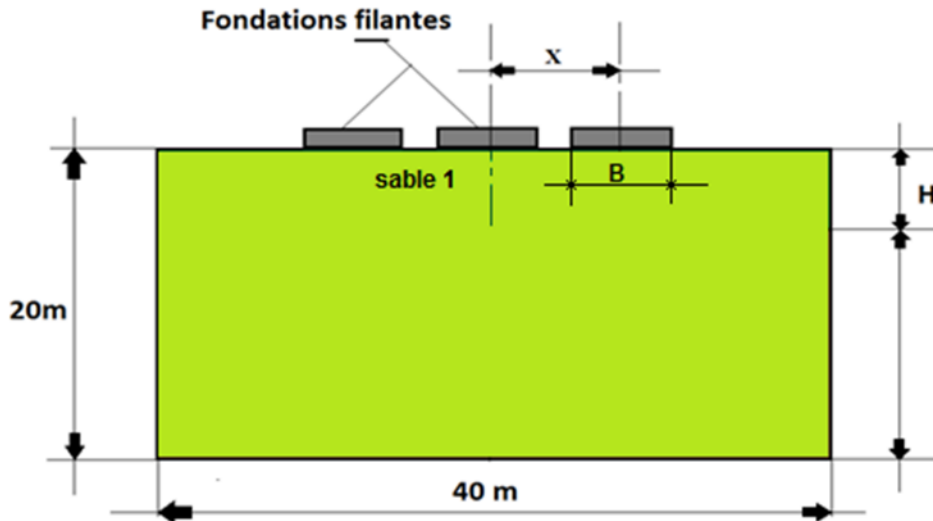


Figure 4.30 Présentation de modèle numérique.

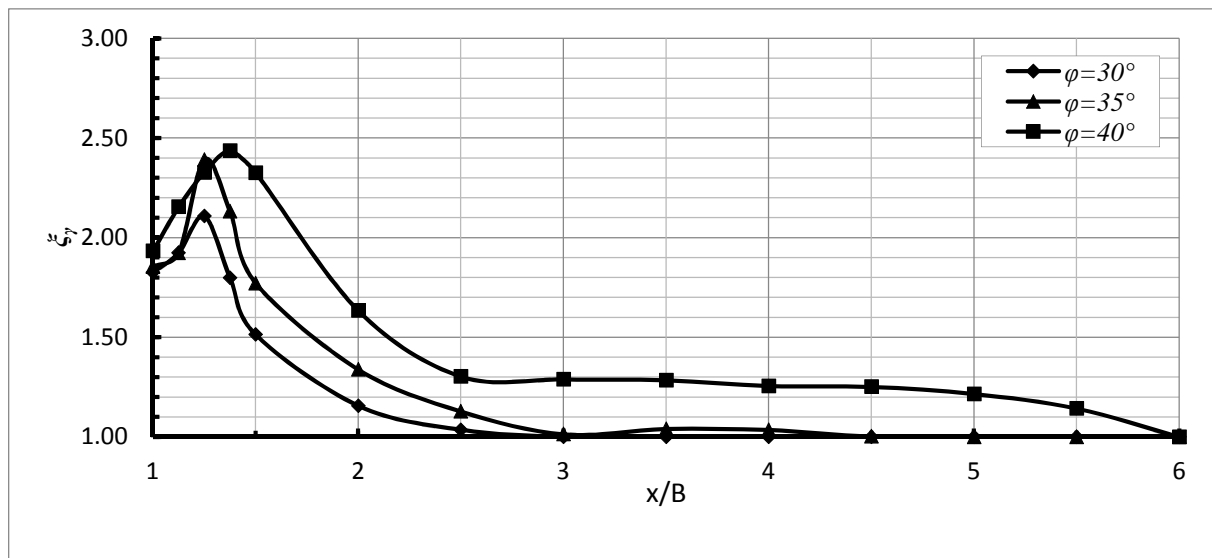


Figure 4.31 Variation de ζ_γ en fonction de x/B pour trois types du sable $\varphi = 30^\circ$, 35° et 40° .

La figure 4.31 représente la variation de ζ_γ en fonction de x/B pour différentes valeurs d'angle de frottement dans la configuration des trois semelles. On remarque que l'augmentation d'angle de frottement entraîne une augmentation du facteur d'interférence en particulier lorsque x/B est compris entre 1 et 2.5; en dehors de cet intervalle, il n'y a pas une augmentation importante.

Pour des rapports d'espacement supérieur à $3B$, $3.5B$ et $6B$, aucun effet d'interférence n'a été observé pour les angles de frottement $\varphi = 30^\circ$; 35° et 40° respectivement et chaque semelle agit comme une seule semelle.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec l'angle de frottement. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

- cas du sol bicouche: $\varphi_1 < \varphi_2$

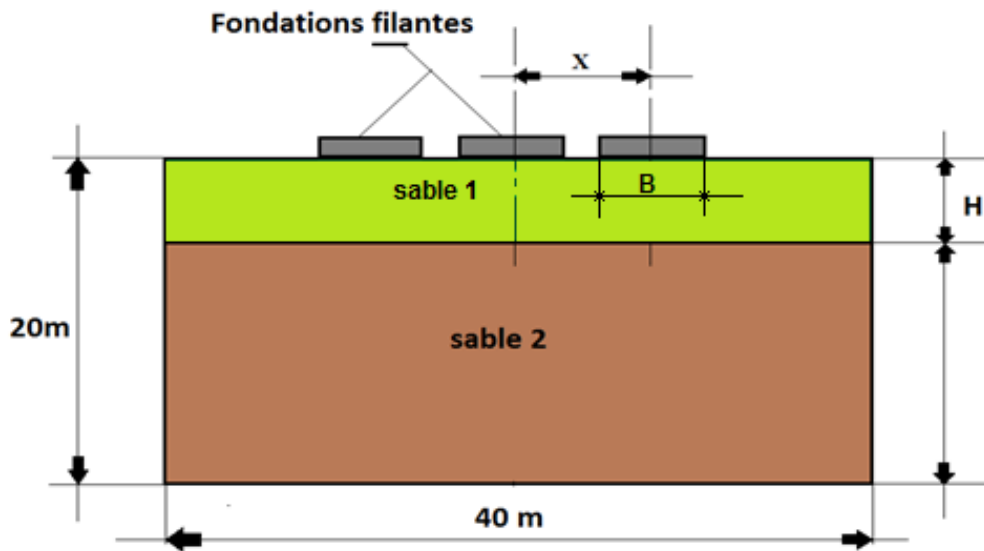


Figure 4.32 Présentation de modèle numérique.

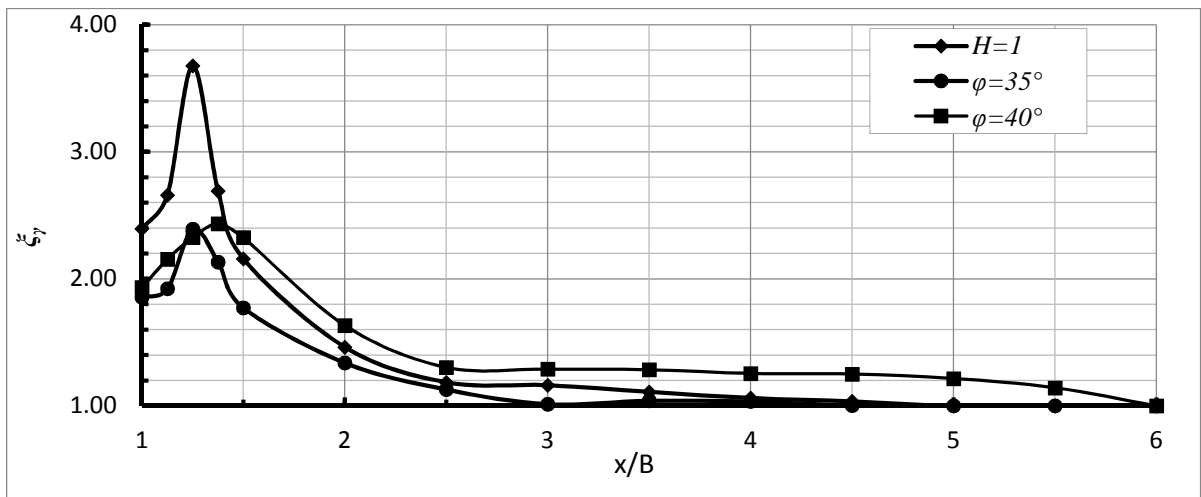


Figure 4.33 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=1$.

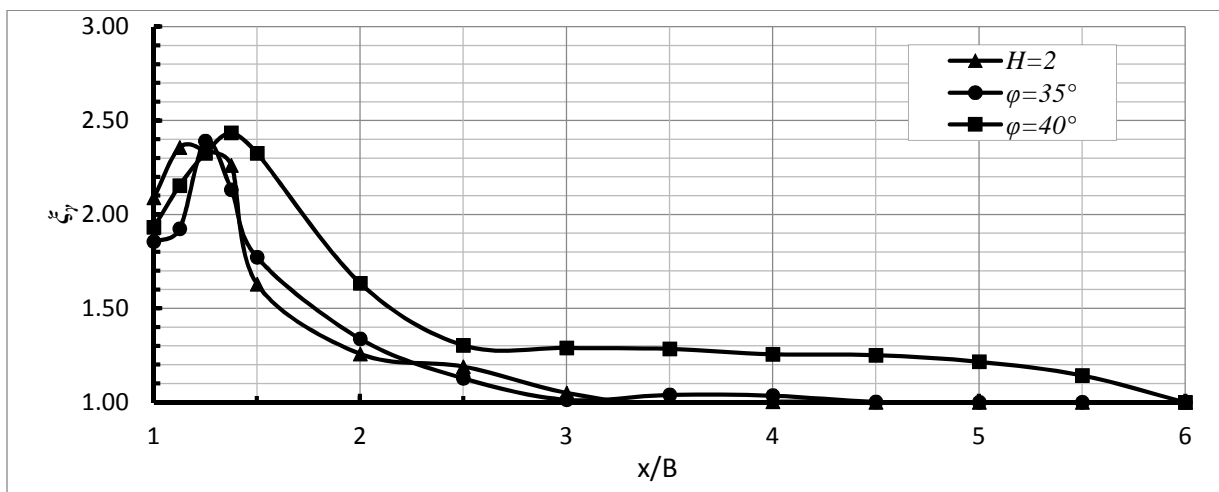


Figure 4.34 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=2$.

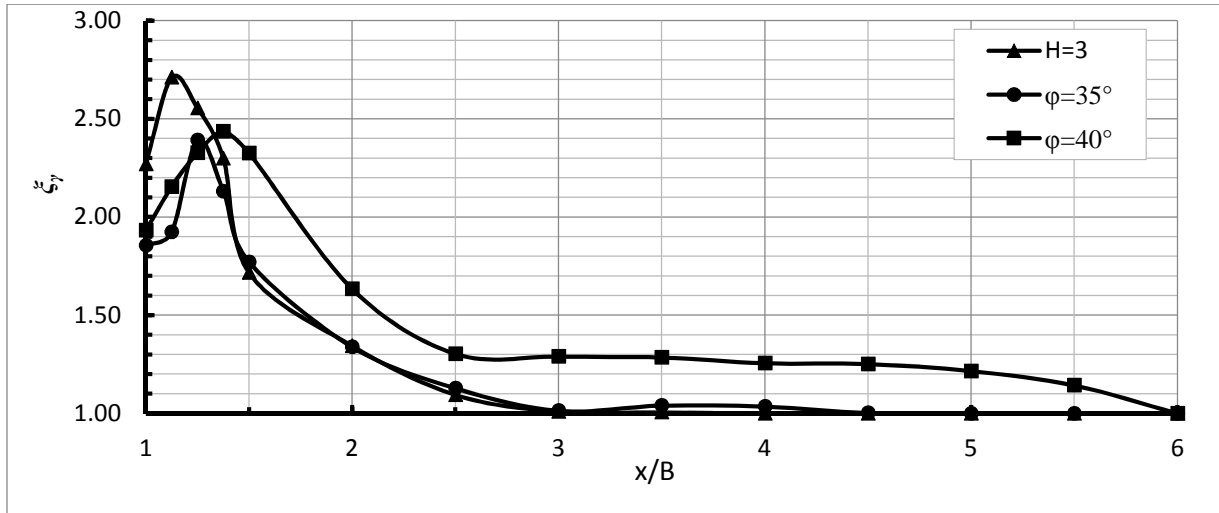


Figure 4.35 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=3$.

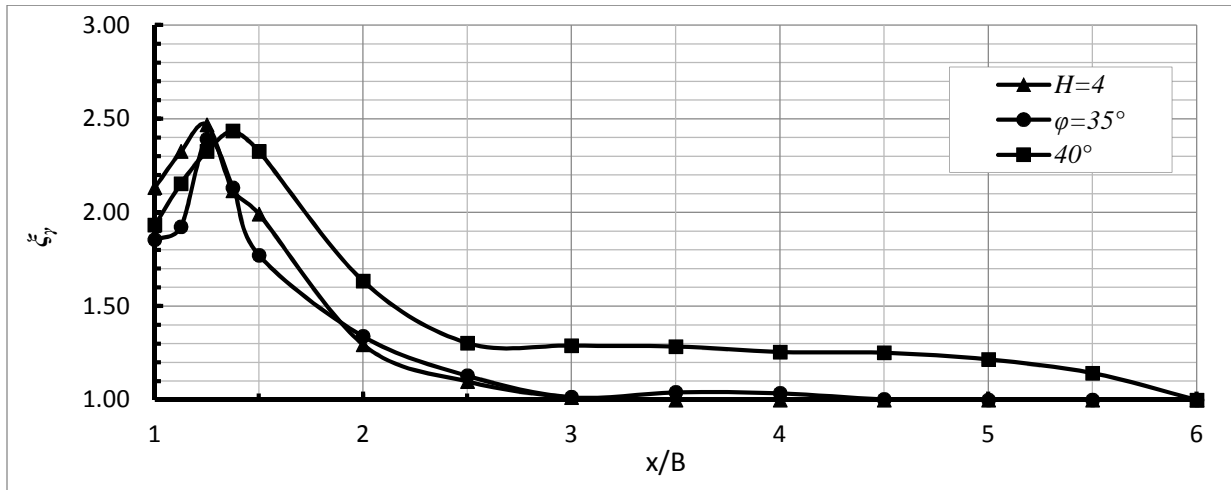


Figure 4.36 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=4$.

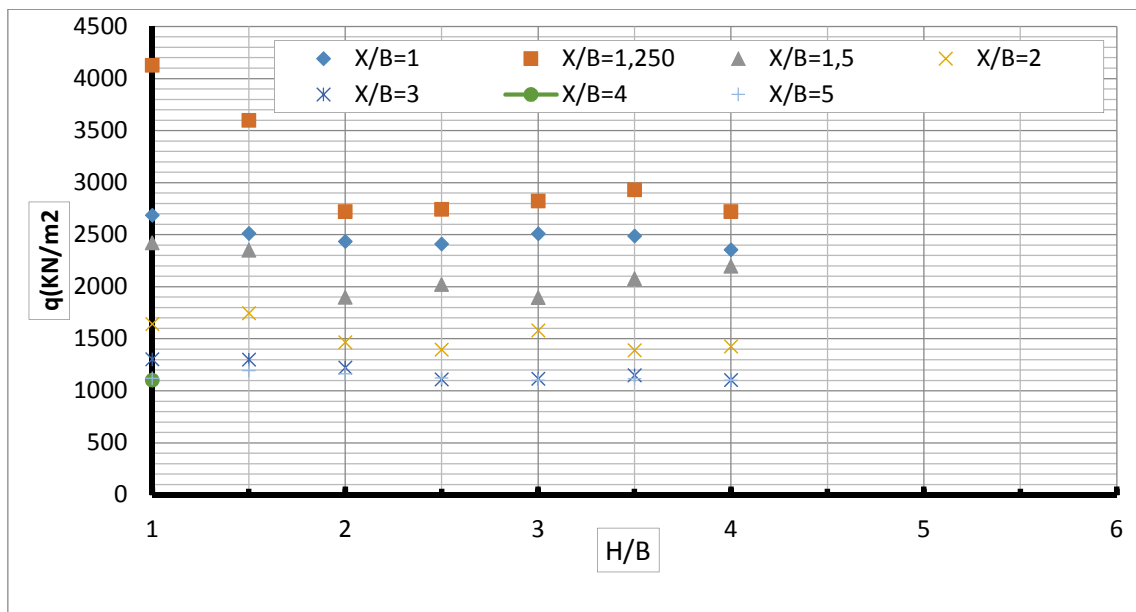


Figure 4.37 Variation de q_{ult} en fonction de H/B .

D'après les graphes des figures (4.33 à 4.37), et quand la première couche dont l'épaisseur est (H) a un angle de frottement interne inférieur à celui de la deuxième couche ($\varphi_1 < \varphi_2$) on remarque que la capacité portante q_{ult} décroît quand l'épaisseur (H) augmente en particulier lorsque H/B est compris entre 1 et 3 ; en dehors de cet intervalle, il n'y a pas une augmentation importante.

- **Cas du sol bicouche : $\varphi_1 > \varphi_2$**

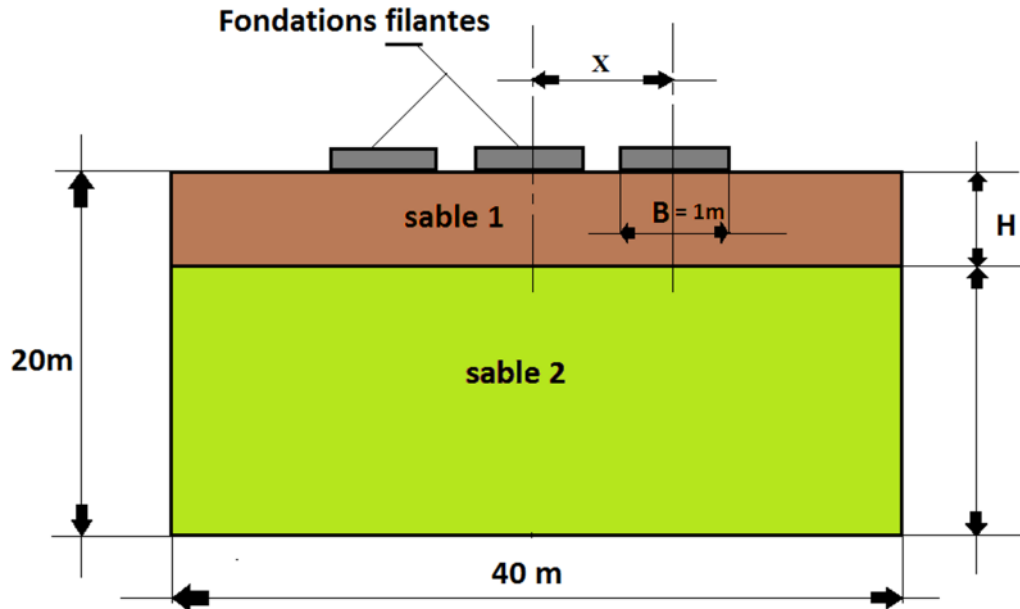


Figure 4.38 Présentation de modèle numérique.

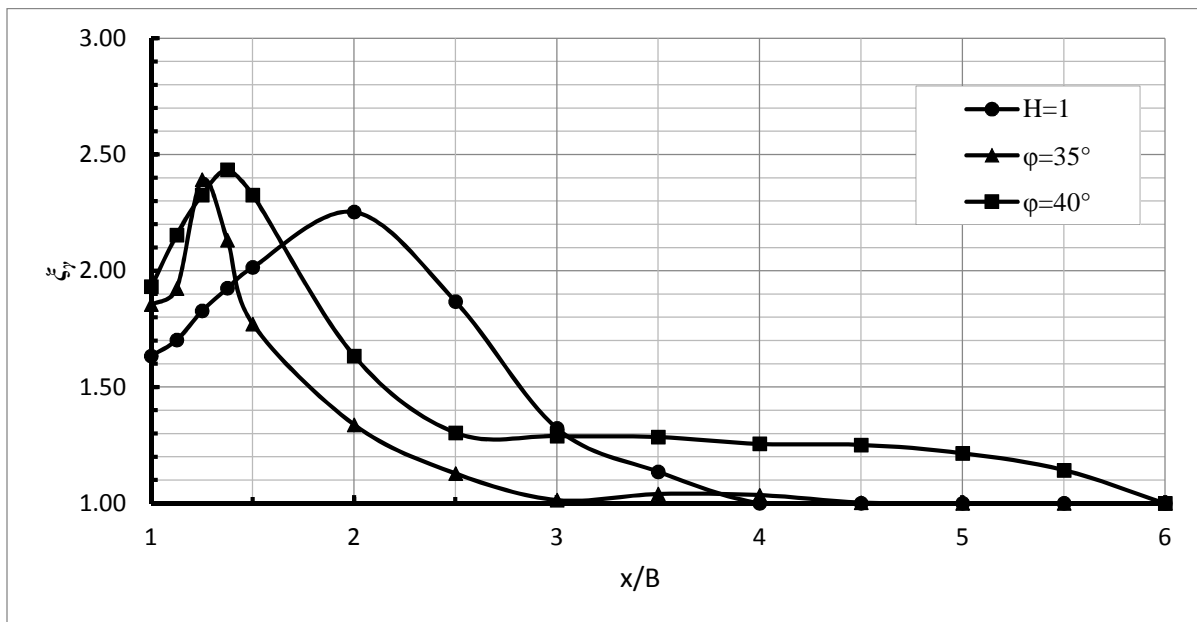


Figure 4.39 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=1$.

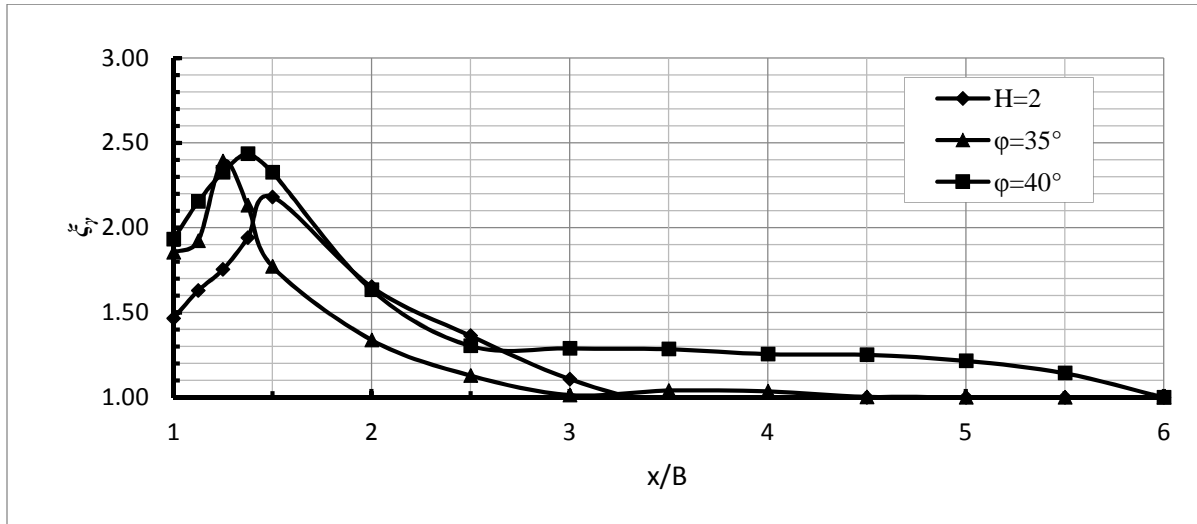


Figure 4.40 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=2$.

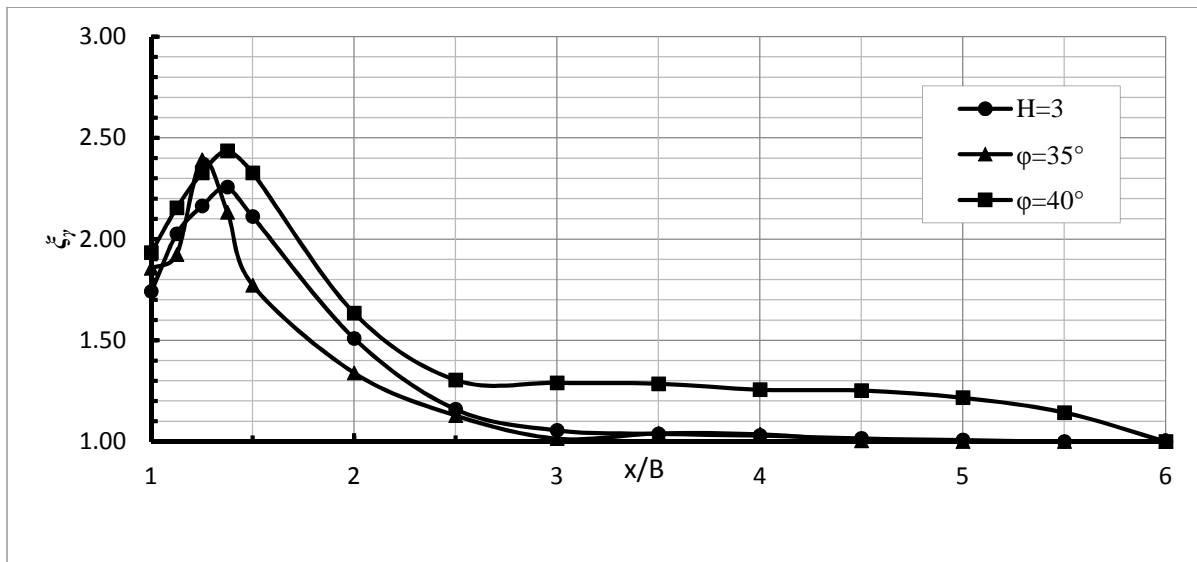


Figure 4.41 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=3$.

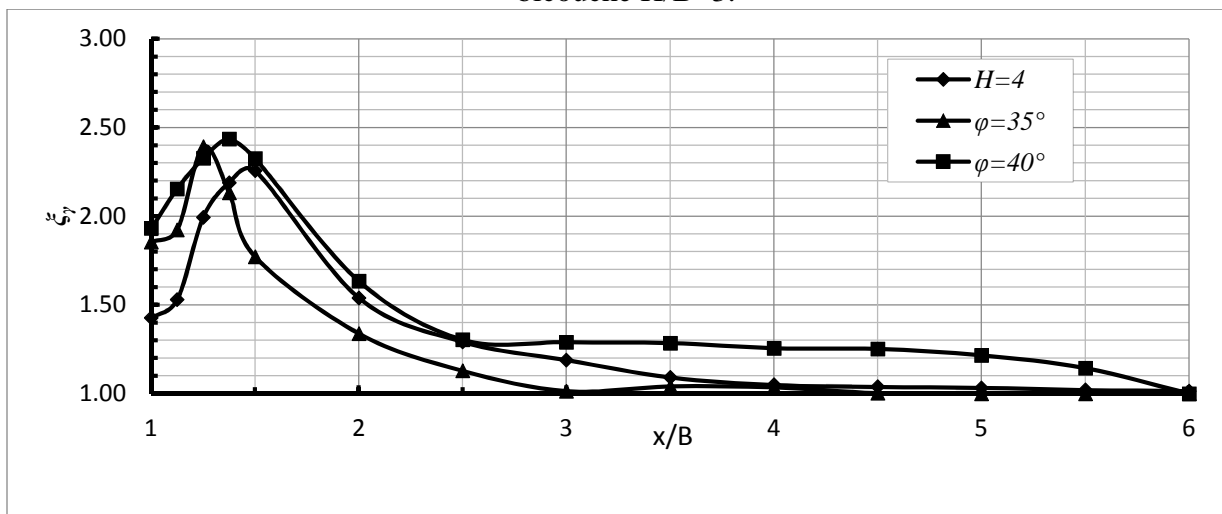


Figure 4.42 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour sol homogène ($\varphi = 35^\circ$ et 40°) et sol bicouche $H/B=4$.

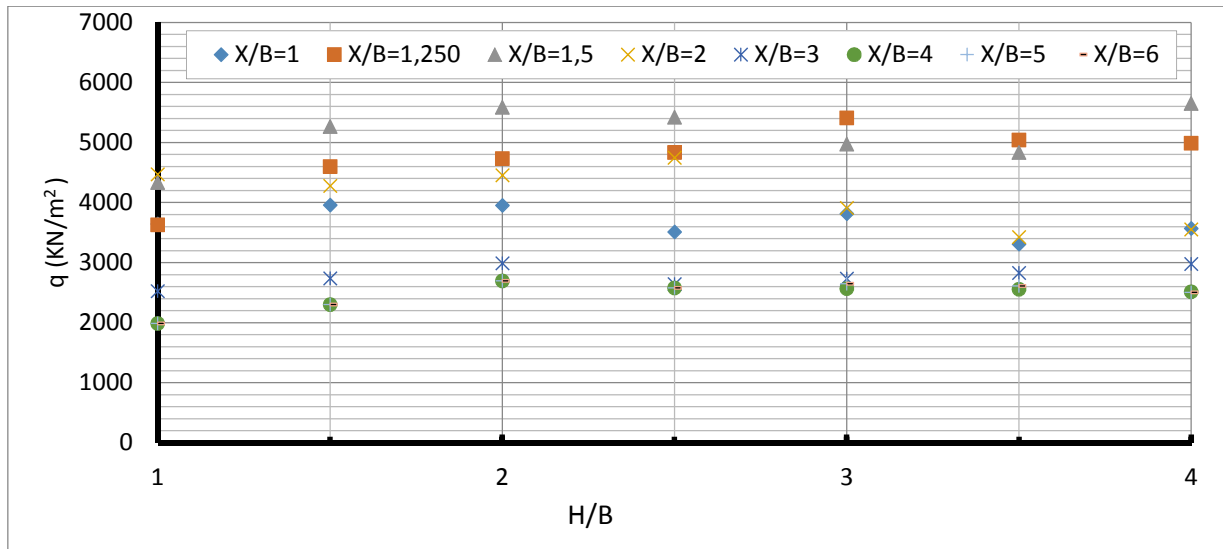


Figure 4.43 Variation de q_{ult} en fonction de H/B .

D'après les graphes des figures (4.39 à 4.43), et quand la première couche dont l'épaisseur est (H) a un angle de frottement interne supérieur à celui de la deuxième couche ($\varphi_1 > \varphi_2$) on remarque que la capacité portante q_{ult} croît quand l'épaisseur (H) augmente en particulier lorsque H/B est compris entre 1 et 3 ; en dehors de cet intervalle, il n'y a pas une augmentation importante.

10. Comparaisons des résultants

La figure 4.44 représente la confrontation l'évaluation expérimentale et numérique de ξ_γ pour deux semelles interférées reposant sur la surface libre d'un sable.

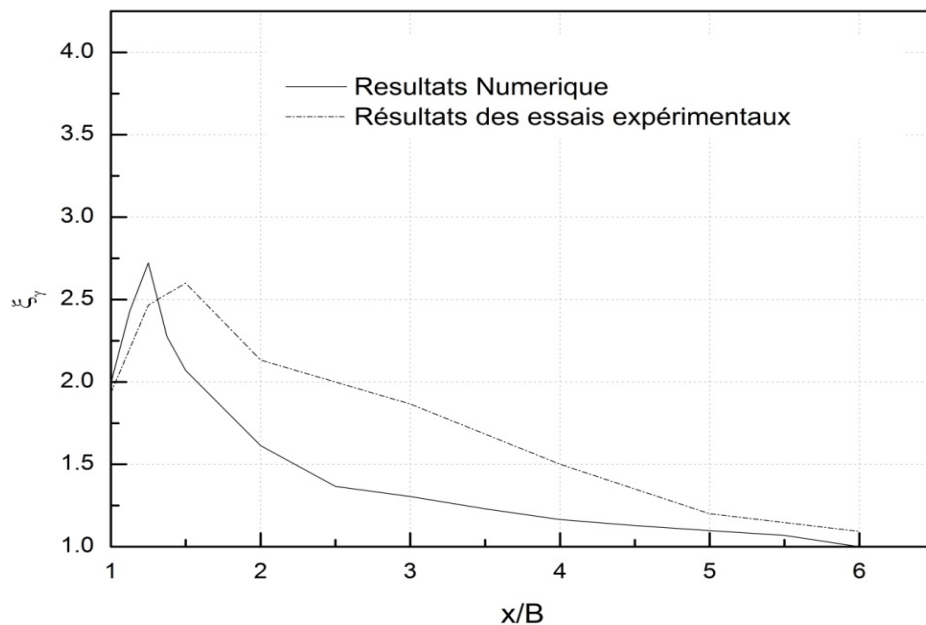


Figure 4.44 Comparaison entre les valeurs expérimentales et numériques de ξ_γ pour le cas du sol homogène.

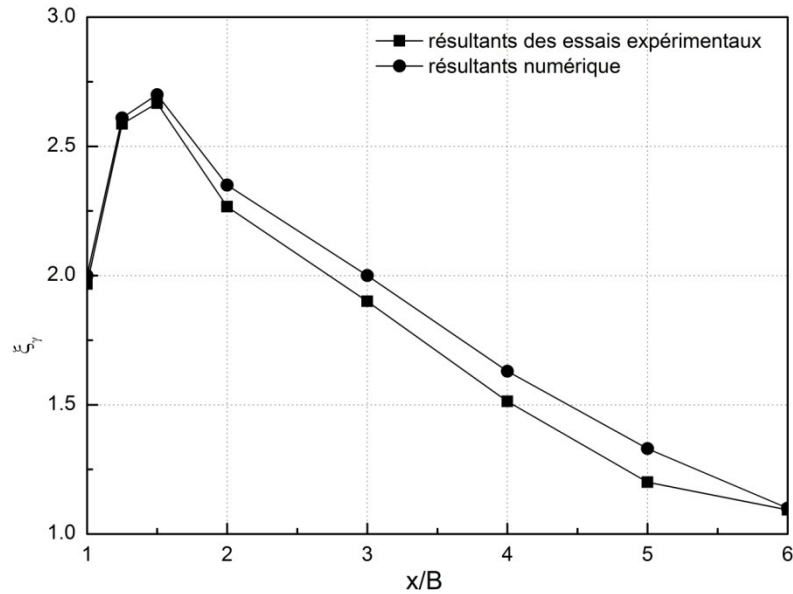


Figure 4.45 Comparaison entre les valeurs expérimentales et numériques de ζ_γ pour le cas du sol bicouche $H/B=1$ ($\varphi_1 > \varphi_2$).

Cependant, on constate que la tendance de la courbe $\zeta_\gamma = f(x/B)$ obtenue à partir des résultats expérimentaux est presque similaire à celles de résultats numériques. En outre, une variation dans les amplitudes entre les résultats expérimentaux et celles de résultats numériques. Cet écart entre les résultats peut être attribué au l'effet d'échelle, le modèle géométrique choisi et les caractéristiques géotechniques selon le modèle du comportement utilisé.

11. Conclusion

La modélisation numérique nous a permis l'examen de l'effet d'interférence de multiples semelles construites à la surface d'un sol granulaire bicouche, en analysant le facteur d'interférence ζ_γ . A l'issu de cette étude, quelques conclusions peuvent être formulées :

La modélisation numérique, en utilisant le code des éléments finis (Plaxis), donne des résultats acceptables concordant bien avec les résultats de la littérature.

La capacité portante d'une semelle interférée est plus grande que celle d'une semelle isolée.

Le facteur d'interférence est proportionnel à l'angle de frottement interne φ en particulier lorsque les semelles sont très proches.

Le facteur d'interférence croit jusqu'à un pic puis diminue avec l'augmentation de rapport d'espacement, lorsque les deux semelles sont suffisamment éloignées l'une de l'autre, le facteur d'interférence tend vers l'unité.

On peut conclure que pour les rapports d'espacement supérieur à $2.5B$; $3.5B$ et $6B$, l'effet d'interférence est annulé pour les angles de frottement $\varphi=30^\circ$; 35° et 40° respectivement.

La variation du facteur d'interférence ζ_γ dépend fortement de l'épaisseur de la couche supérieure et son paramètre géotechnique.

Pour le profil de sol bicouche où la couche supérieure ayant un angle de frottement interne supérieur à celui de la deuxième couche ($\phi_1 > \phi_2$), on constate une augmentation importante de facteur d'interférence c'est à dire que ce profile de sol provoque plus l'effet d'interférence.

Les deux configurations de 2 et 3 semelles avoisinantes sur un sol granulaire bicouche ont été particulièrement mises en évidence. En effet, on constate une différence importante des valeurs de facteur d'interférence entre les cas, ce qui n'a pas été suffisamment étudié par les différents auteurs cités.

Pour la configuration de trois semelles filantes à la surface d'un sol bicouche, La capacité portante d'une semelle avoisinante est plus grande que celle de deux semelles interférées.

Pour améliorer la capacité portante des semelles filantes implantées sur une bicouche granuleuse il est recommandé de faire augmenter l'angle de frottement de la couche supérieur à celle de la deuxième couche.

CONCLUSIONS, RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES

Le travail présenté dans cette thèse est une contribution à l'étude de l'effet d'interférence des semelles filantes, construites à la surface d'un sol bicouche sur, leurs capacités portantes. En effet, un protocole d'essais expérimental a été tracé et réalisé à l'aide d'un banc d'essais, puis une analyse numérique a été menée à l'aide de la méthode des éléments finis. On note, que les résultats sont convertis sous forme de facteur d'interférence, ce dernier est défini comme étant le rapport de la valeur de la charge de rupture d'une semelle filante, ayant une largeur B , en présence d'une seconde semelle, sur la valeur de la charge de rupture de la semelle prise isolée, et possédant la même largeur. A l'issue des résultats obtenus les conclusions suivantes peuvent être tirées, à savoir :

Les résultats obtenus confirment que la capacité portante des semelles adjacentes est considérablement plus grande que celle des semelles isolées.

Les dimensions de la semelle à un effet significatif sur le comportement du facteur d'interférence.

La confrontation des résultats expérimentaux avec ceux de la littérature a montré que les courbes du facteur d'interférence ξ_γ ont la même allure, mais les résultats des méthodes théoriques, concernant la détermination de ce facteur d'interférence ξ_γ sont plus élevés que ceux de l'expérimentation.

Les résultats de la modélisation numérique sont compatibles avec ceux de la littérature.

Le facteur d'interférence est proportionnel à l'angle de frottement interne du sol de la première couche, particulièrement lorsque les fondations sont très proches, puisque l'augmentation de l'angle de frottement entraîne l'expansion de la zone de cisaillement sous les fondations.

Le facteur d'interférence maximum est atteint lorsque $x/B \approx 1.5$; ainsi, une augmentation ou une diminution de ce rapport entraîne une diminution de la capacité portante. Ce comportement est appelé "effet de blocage". Sur la base de ce phénomène et à $x / B \leq 1,5$, le sol entre les semelles se comporte comme un système combiné et descend comme une seule unité par application de chargement. L'aire de cette unité est supérieure à celle de la somme de deux semelles. En d'autres termes, à cette distance, les deux semelles interférentes agissent

comme une seule fondation isolée avec la largeur de $B+x$. Cependant, à une distance de $x/B > 6$, il n'y a pas d'interférence entre les semelles.

L'effet d'interférence est négligeable pour les sables ayant des angles de frottement égaux respectivement à $\varphi = 30^\circ$, 35° et 40° correspondant aux rapports d'espacement (x/B) supérieur à 2.5, 3.5 et 6 respectivement.

La variation du facteur d'interférence (ξ_γ) dépend fortement de l'épaisseur de la couche supérieure et de ses paramètres géotechniques (mécaniques).

Pour le profil du sol bicouche où la couche supérieure à un angle de frottement interne supérieur à celui de la deuxième couche ($\varphi_1 > \varphi_2$), on constate une augmentation importante du facteur d'interférence, c'est-à-dire que l'effet d'interférence est plus pertinent et plus visualisé dans ce profil.

Dans les cas d'étude où l'épaisseur de la couche d'assise est assez épaisse (supérieure à deux fois la largeur de la semelle), le mécanisme de la rupture se manifeste entièrement au sein de la couche supérieure, ainsi le sol entier doit être traité comme un sol homogène en utilisant uniquement les propriétés du sol supérieur.

La comparaison des résultats numériques avec ceux de l'expérimentation ont montré que la tendance de la courbe $\xi_\gamma = f(x/B)$ obtenue à partir des résultats expérimentaux est presque similaire à celles de résultats numériques.

Cette étude ne peut constituer une fin en soi ; elle peut être approfondie. Elle peut être assimilée, à notre sens à un des maillons d'une série de travaux de recherche complémentaires pour aboutir à une finalité scientifique et pratique.

Nous énumérons, ci-après les principales recommandations complémentaires :

- Il serait intéressant de compléter la présente étude par l'analyse de comportement des semelles vis-à-vis les déplacements (tassements et rotations)
- Etude du comportement des fondations filantes encastrées dans un sable c'est à dire ($D_f \neq 0$).
- Étude du comportement des semelles par l'introduction d'un système de renforcement du sol (pieux, palplanches, géogrilles...etc.)

- Il serait judicieux d'approfondir cette étude au cas des fondations étroitement espacées reposant sur une bicouche d'argile.
- Il serait intéressant de faire une étude tridimensionnelle à l'aide du code PLAXIS pour le cas d'une semelle carrée ou rectangulaire.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Prandtl L. Hauptaufsätze: Über die eindringungsfestigkeit (härte) plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden. *Journal of Applied Mathematics and Mechanics*. 1921;1(1):15-20.
- [2] Reissner H. Zum erddruckproblem. *Proceedings of first international congress of applied mechanics: Delft, 1924*. p. 295-311.
- [3] Terzaghi K. *Theoretical Soil Mechanics*. New York and London: John Wiley & Son, 1943.
- [4] Meyerhof GG. Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*. 1963;1(1):16-26.
- [5] Vesic AS. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div ASCE*. 1973;99(1):45-73.
- [6] Hansen JB. A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute Bull*. 1970;28(5-11).
- [7] Meyerhof GG. Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. *Canadian Geotechnical Journal*. 1974;11(2):223-229.
- [8] Michalowski RL, Shi L. Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1995;121(5):421-428.
- [9] Merifield R, Sloan S, Yu H. Rigorous plasticity solutions for the bearing capacity of two-layered clays. *Geotechnique*. 1999;49(4):471-490.
- [10] Shiau J, Lyamin A, Sloan S. Bearing capacity of a sand layer on clay by finite element limit analysis. *Canadian Geotechnical Journal*. 2003;40(5):900-915.
- [11] Meyerhof GG, Hanna A. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. *Canadian Geotechnical Journal*. 1978;15(4):565-572.
- [12] Hanna A, Meyerhof G. Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*. 1980;17(2):300-303.
- [13] Griffiths D. Computation of bearing capacity on layered soils. *Proceedings of the 4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Alberta, Canada, May Balkema, Rotterdam, The Netherlands 1982*. p. 163-170.
- [14] Burd H, Frydman S. Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils. *Canadian Geotechnical Journal*. 1997;34(2):241-253.
- [15] Stuart J. Interference between foundations, with special reference to surface footings in sand. *Geotechnique*. 1962;12(1):15-22.
- [16] West J, Stuart J. Oblique loading resulting from interference between surface footings on sand. *Proceedings of the 6th international conference on soil mechanics and foundation engineering. Montreal 1965*. p. 214-217.

- [17] Kumar J, Ghosh P. Upper bound limit analysis for finding interference effect of two nearby strip footings on sand. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2007;25(5):499-507.
- [18] Kumar J, Bhoi MK. Interference of multiple strip footings on sand using small scale model tests. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2008;26(4):469-477.
- [19] Lee J, Eun J. Estimation of bearing capacity for multiple footings in sand. *Computers and geotechnics*. 2009;36(6):1000-1008.
- [20] Mabrouki A, Benmeddour D, Frank R, Mellas M. Numerical study of the bearing capacity for two interfering strip footings on sands. *Computers and Geotechnics*. 2010;37(4):431-439.
- [21] Kumar J, Bhattacharya P. Bearing capacity of interfering multiple strip footings by using lower bound finite elements limit analysis. *Computers and Geotechnics*. 2010;37(5):731-736.
- [22] Reddy ES, Borzooei S, Reddy GN. Interference between adjacent footings on sand. *International Journal of Advanced Engineering Research and Studies*. 2012;1(4):95-98.
- [23] Javid AH, Fahimifar A, Imani M. Numerical investigation on the bearing capacity of two interfering strip footings resting on a rock mass. *Computers and Geotechnics*. 2015;69(514-528).
- [24] Hansen JB. A revised and extended formula for bearing capacity. 1970.
- [25] Caquot AI, Kérisel JL. Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations: Gauthier-Villars, 1948.
- [26] De Beer E. Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand. *Geotechnique*. 1970;20(4):387-411.
- [27] Coulomb C. In memories de mathématique et de physique. *Académie Royal des Sciences par divers sans*. 1773;7(343-382).
- [28] Couplet P. De la pousse des terres contre leurs revestements, et de la force des revestement qu'on leur doit opposer. *Histoire de l'Académie Royale des Sciences* (1726, 106), Paris.
- [29] Rankine WM. On the Stability of Loose Earth. *Proceedings of the Royal Society of London*. 1856:185-187.
- [30] Frontard J. Calculations on the stability of earth dams. *Transactions of the 2nd Congress on Large Dams* 1936. p. 288-293.
- [31] Sokolovski V. *Statics of Soil Media* (translated from Russian by DH Jones and AN Schofield). Butterworth, London, England. 1960;21(369-395).
- [32] Drucker D, Greenberg H, Prager W. The safety factor of an elastic-plastic body in plane strain. *Journal of Applied Mechanics*. 1951;18(1951):371-378.
- [33] Moreau J-J. Fonctions convexes. *Séminaire Jean Leray*. 1967(2):101-108.
- [34] Nayroles B. Essai de théorie fonctionnelle des structures rigides plastiques parfaites. *Journal de Mécanique*. 1970;9(3):491-506.

- [35] Salençon J. Introduction à l'élasto-plasticité et au calcul à la rupture. École Polytechnique, Département de mécanique, 154 pages. ISBN 2-7302-0362-2, 1996.
- [36] Chen W-F. Limit analysis and soil plasticity, developments in geotechnical engineering. Chi, KJ and Roth, VL (2010) Scaling and mechanics of carnivoran footpads reveal the. 1975.
- [37] Magnan J, Droniuc N. Stability analyses in geotechnical engineering: recent developments. Proceedings In 4 th International Geotechnical Engineering Conference2000. p. 57-90.
- [38] Vesic AS. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div. 1973;99(sm1).
- [39] Kumbhojkar A. Numerical evaluation of Terzaghi's N_{γ} . Journal of Geotechnical Engineering. 1993;119(3):598-607.
- [40] Skempton A. The bearing capacity of clays. 1951.
- [41] Hansen JB. Calculation of settlements by means of pore pressure coefficients: Denmark Acad. of Technical Sciences, 1955.
- [42] Schultze H, Schwick G. Über den Mechanismus der Thrombinbildung im isolierten System. Hoppe-Seyler's Zeitschrift für physiologische Chemie. 1952;289(1):26-43.
- [43] Meyerhof Gt. The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. Proc of 3rd ICSMFE1953. p. 440-445.
- [44] Caquot AI. Équilibre des massifs à frottement interne: stabilité des terres, pulvérulentes ou cohérentes: Gauthier-Villars, 1934.
- [45] Costet J, Sanglerat G, Biarez J, Lebel P. Cours pratique de mécanique des sols: Dunod, 1969.
- [46] Davis E, Booker J. Some adaptations of classical plasticity theory for soil stability problems. Published in the Proceedings of the Symposium on the Role of Plasticity in Soil Mechanics, September 13-15, 1973, Cambridge, England1973.
- [47] Zienkiewicz O. The finite element method and boundary solution procedures as general approximation methods for field problems. Proceedings of the World Conference on Finite Element Methods in Structural Mechanics, Bournemouth, England1975.
- [48] PRAT M, BISCH P, Millard A, Mestat P, Pijaudier-Calot G. La modélisation des ouvrages1995.
- [49] Graham J, Raymond G, Suppiah A. Bearing capacity of three closely-spaced footings on sand. Geotechnique. 1984;34(2):173-182.
- [50] Saran S AV. Interference of surface footings on sand. Indian Geotechnical Journal. 1974;4(2):129-139.

- [51] Das BM, Larbi-Cherif S. Bearing capacity of two closely-spaced shallow foundations on sand. *Soils and Foundations*. 1983;23(1):1-7.
- [52] Kumar A, Saran S. Closely spaced footings on geogrid-reinforced sand. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. 2003;129(7):660-664.
- [53] Kumar J, Ghosh P. Ultimate bearing capacity of two interfering rough strip footings. *International Journal of Geomechanics*. 2007;7(1):53-62.
- [54] Kumar J, Kouzer K. Bearing capacity of two interfering footings. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*. 2008;32(3):251-264.
- [55] Das BM. *Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement*: CRC press, 2017.
- [56] Saran S AV. Interference of surface footings on sand. *Indian Geotechnical Journal*. 1974;4(2):129–139.
- [57] Ghazavi M, Lavasan AA. Interference effect of shallow foundations constructed on sand reinforced with geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes*. 2008;26(5):404-415.
- [58] ECJ H. Interaction of closely spaced strip footings. Final year project report: Department of Engineering Science, University of Oxford, 2004.
- [59] Ghosh P, Sharma A. Interference effect of two nearby strip footings on layered soil: theory of elasticity approach. *Acta geotechnica*. 2010;5(3):189-198.
- [60] Ghosh P, Basudhar P, Srinivasan V, Kunal K. Experimental studies on interference of two angular footings resting on surface of two-layer cohesionless soil deposit. *International Journal of Geotechnical Engineering*. 2015;9(4):422-433.
- [61] Lundgren H, Mortensen K. Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand. *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1953*. p. 409-412.
- [62] Mandel J, and J. Salençon. Force portante d'un sol sur une assise rigide (étude théorique). *Geotechnique*. 1972;22(1):79-93.
- [63] Meyerhof G, Chaplin T. The compression and bearing capacity of cohesive layers. *British Journal of Applied Physics*. 1953;4(1):20.
- [64] Pfeifle TW, Das BM. Bearing capacity of surface footings on sand layer resting on a rigid rough base. *Soils and Foundations*. 1979;19(1):1-11.
- [65] Benmebarek S, Benmoussa S, Belouar L, Benmebarek N. Bearing capacity of shallow foundation on two clay layers by numerical approach. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2012;30(4):907-923.
- [66] Reddy AS, Singh AK, Karnik SS. Bearing capacity of clays whose cohesion increases linearly with depth. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1991;117(2):348-353.

- [67] Davis E, Booker J. The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays. Golden Jubilee of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering: Commemorative Volume. 1985:185.
- [68] Zhu M. Bearing capacity of strip footings on two-layer clay soil by finite element method. Proceedings of ABAQUS Users' Conference 2004. p. 787.
- [69] Das BM L-CS. Bearing capacity of two closely spaced shallow foundation on sand. Soils Found. 1983;23(1)(1-17).
- [70] Srinivasan V, Ghosh P. Experimental investigation on interaction problem of two nearby circular footings on layered cohesionless soil. Geomechanics and Geoengineering. 2013;8(2):97-106.
- [71] Brinkgreve R, Al-Khoury R, Bakker K, Bonnier P, Brand P, Broere W, et al. Version 8 Manuel de référence -Plaxis-. 2003.