

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



Université Batna 2 – Mustapha Ben Boulaid
Faculté de Technologie
Département de Génie civil



Thèse

Préparée au sein du (LGC-ROI laboratoire de génie civil)

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

Thème :

Contribution à la modélisation numérique des fondations superficielles situées sur un sable renforcé par des géogrilles

Présentée par :

Helis Rima

Devant le jury composé de :

M ^r . Saadi Mohamed	MCA	Université de Batna 2	Président
M ^r . Abbeche Khelifa	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
M ^r Mazouz Badis	MCA	Université de Batna 2	Examineur
M ^r Mamen Belgacem	MCA	Université de Khenchela	Examineur
M ^r Boutrid Abdelaziz	MCA	Université de Khenchela	Examineur
M ^r Boufrah Rafik	MCA	Université de tebessa	Examineur
M ^r Mansouri Tarek	MCA	Université de Batna 2	Invité

Remerciements

Je remercie avant tout Dieu le tout puissant pour m'avoir aidé et donné

La force d'accomplir ce modeste travail.

Je tiens à exprimer ma gratitude à mon directeur de mémoire, monsieur

ABBECHÉ Khelifa professeur à l'Université de Batna, pour m'avoir accompagné

durant toute la période de la préparation de cette thèse.

Pour son aide, ses encouragements et sa compréhension.

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté

d'examiner mon travail.

Enfin, je remercie mes chers parents, mes sœurs et mon frère pour leur soutien

indéfectible, leur patience et leurs encouragements

tout au long de mes études.

RESUME

Dans le présent travail une analyse numérique basée sur l'approche des éléments finis a été menée, en utilisant le code de calcul Plaxis, afin d'évaluer l'impact de l'utilisation de deux systèmes de renforcement (géogridde et l'ancrage en grille) sur la capacité portante de deux types de semelles (circulaires, carrées) situées sur un sable et soumises à un chargement vertical centré. En outre l'effet des différents types de chargements excentrés et /ou inclinés sur la variation de la capacité portante de ces semelles implantées sur un sable renforcé par des couches de géogridde a été examiné. L'influence de divers paramètres, dont l'emplacement de la première couche de géogridde (u/B et u/D), l'espacement vertical entre les couches consécutives (h/B et h/D), le nombre des couches de renforcement (N), l'effet de la longueur de géogridde (L), l'excentricité (e) et l'inclinaison de la charge (α) ont été étudiés. Toutefois les résultats obtenus montrent que l'introduction des nappes de renforcement a un effet très significatif sur l'amélioration de la capacité portante des semelles reposant sur un sable quel que soit le type de chargement exercé. De plus les analyses ont montré que le sable renforcé par des ancrages en grille était plus performant que celui renforcé par des géogriddes. On note que la capacité portante croît avec la croissance du nombre des nappes de géogridde. On a illustré aussi que la capacité portante diminue avec l'augmentation de l'excentricité ainsi qu'avec l'augmentation de l'inclinaison de la charge par rapport au centre de la fondation.

Mots clés : renforcement, excentricité, géogridde, capacité portante, charge inclinée, sol granulaire.

ABSTRACT

In the present work, a numerical study based on the finite element method was carried out using Plaxis software, in order to assess the impact of the use two reinforcement systems (geogrid and grid anchor) on the bearing capacity of two types of footings (square and circular) located on sand and subjected to a vertically centered load. Furthermore, the effect of different types of eccentric and/or inclined loads on the variation of the bearing capacity of these footings implanted on sandy soil reinforced by layers of geogrid was examined. The influence of various parameters, including the location of the first geogrid layer (u/B and u/D), the vertical spacing between consecutive layers (h/B and h/D), the number of reinforcement layers (N), the length of the geogrid (L), the eccentricity (e), and the load inclination (α) were studied. However, the results indicate that the introduction of reinforcing layers has a notable impact on improving the limit load of footings placed on sand, regardless of the type of applied loading. Moreover, the assessments revealed that sand reinforced with grid anchors outperformed sand reinforced with geogrids. It is noted that the limit load increases as the number of geogrid layers grows. It was also illustrated that the bearing capacity decreases with greater eccentricity and as the load inclination relative to the foundation center increases.

Keywords: reinforcement, eccentricity, geogrid, bearing capacity, inclined load, granular soil.

ملخص

في هذا العمل ، تم إجراء دراسة عددية باستخدام طريقة العناصر المنتهية مع الاستناد على شفرة بلاكسيس ، وهذا من أجل تقييم تأثير استخدام نظامين للتعزير (الشبكة الجيوجريدية و التثبيتات البلاستيكية الشبكية) على قدرة تحمل الأساسات السطحية (دائرية ومربعة) تركز على الرمال المعرضة لأحمال مركزية من جهة ، وفحص تأثير الأنواع المختلفة من التحميل اللامركزي و / أو المائل على تباين قدرة تحمل الأسس (المربعة والدائرية) المرتكزة على رمل مقوى بطبقات جيوجريد. و من ناحية أخرى تم إجراء دراسة رقمية من أجل تقييم بعض العوامل مثل المسافة بين قاعدة الأساس و أول طبقة تدعيم $(u/B - u/D)$ ، المسافة بين العناصر المدعمة $(h/B - h/D)$ ، عدد طبقات التعزير (N) ، تأثير طول جيوجريد (L) ، موضع الحمل اللامركزي (e) و ميل الاحمال (α) .

أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن إدخال طبقات التعزير كان له تأثير كبير في تحسين قدرة تحمل الأسس الدائرية والمربعة المستندة على الرمال مهما كان نوع التحميل، كما أظهر التحليل أن الرمل المعزز بواسطة التثبيتات البلاستيكية الشبكية كان أكثر فعالية من تلك المعززة بالشبكة الجيوجريدية كما لاحظنا أن قدرة التحمل تزداد مع زيادة عدد طبقات التعزير ووجدنا أيضًا أن قدرة التحمل تقل مع زيادة الانحراف وزاوية الميل الحمل بالنسبة لمركز القاعدة.

الكلمات المفتاحية: التعزير ، الانحراف ، جيوجريد ، قدرة التحمل ، حمل مائل ، تربة حبيبية.

Sommaire

Résumé

Abstract

ملخص

Notations et abréviations

Introduction générale

1

Chapitre I : Généralité sur La portance des fondations superficielles

I.1 Introduction

5

I.2 Comportement d'une fondation superficielle chargée

5

I.3 Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle

6

I.3.1 Rupture par cisaillement généralisé

6

I.3.2 Rupture par cisaillement localisé

7

I.3.3 Une rupture par poinçonnement

8

I.4 Bases conceptuelles des calculs de stabilité

9

I.4.1 La méthode d'équilibre limite

9

I.4.2 La méthode d'analyse limite

10

I.4.3 La méthode de calculs en déformations

11

I.4.4 Les méthodes dérivées des essais en place

11

I.5 Théories classiques de calcul de la charge limite des fondations superficielles

12

I.5.1 Théorie de Rankine

12

I.5.2 Théorie de Prandtl (1920)

15

I.5.3 Théorie de Terzaghi (1943)

16

I.5.4 Théorie de Meyerhof

18

I.5.5 Théorie de Brinche Hansen (1970)

19

I.5.6 Théorie de Vesic

20

I.6 La capacité portante des fondations superficielles soumises à différents types de chargements

20

I.6.1 Chargement vertical excentré

21

I.6.1.1 Meyerhof

21

I.6.1.2 Purkayastha et Char

21

I.6.1.3 Michalowski et You 1998

22

I.6.1.4 Liang et al. (2014)	23
I.6.2 Chargement centré incliné	23
I.6.2.1 Meyerhof	23
I.6.2.2 Caquot et Kérisel	24
I.6.3 Chargement excentré incliné	25
I.6.3.1 Loukidis et al. (2008)	25
I.6.3.2 Atalar et al. (2013)	25
I.6.3.3 Ganesh et al. (2016)	26
I.7 Conclusion	27
Chapitre II : Comportement des fondations superficielles situées sur sol renforcé	
II.1 Introduction	28
II.2 La Capacité portante des fondations superficielles reposant sur sol renforcé	28
II.2.1 Fondations implantées sur un sol renforcé par géogrilles	28
II.2.2 Mécanismes de rupture	36
II.2.2.1 Méthode de Biquet et Lee	37
II.2.2.2 Méthode de Huang et Tatsuoka	39
II.2.2.3 Méthode de Huang et Menq	40
II.2.2.4 Méthode de Wayne et al	41
II.2.2.5 Méthode de Michalowski	44
II.2.3 Fondations superficielles implantées sur un sol renforcé par géogrilles et soumises à différentes charges	45
II.3 Conclusion	50
Chapitre III : Présentation de l’outil numérique utilisé	
III.1 Introduction	51
III.2 Présentation de logiciel Plaxis	52
III.2.1 Paramètres par défaut et solutions approchées	53
III.3 Les types de comportements modélisés dans Plaxis.	54
III.3 .1 Introduction	54
III.3 .2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles	55
III.3 .3 Comportement élastoplastique	56
III.3.4 Modèle élastique linéaire	57
III.3.5 Modèle de Mohr-Coulomb	59
III.3.6 Modèle de sol avec écoulement (HSM)	63

III.3.7 Modèle pour sols mous (SSM)	67
III.3.8 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (SSCM)	70
III.4 Conclusion	74

Chapitre IV : Etude numérique de la capacité portante des fondations superficielles situées sur un sable renforcé

IV.1 Introduction	75
IV.2 Procédure de la simulation numérique	75
IV. 2.1 Présentation du modèle	75
IV.2.2 Propriétés des matériaux	76
IV.2.3 Maillage et conditions aux limites	77
IV.2.4 Conditions initiales	78
IV.2.5 Procédure de calculs	78
IV.3 Programme d'essais	79
IV.4 Résultats et discussions	79
IV.4.1 Fondation circulaire	79
IV.4.2 Effet de la profondeur de la nappe initiale de renforcement	79
IV.4.3 Effet de la distance verticale entre les couches de renforcement	81
IV.4.4 Effet de nombre des couches de renforcement (N)	83
IV.4.5 Effet de la longueur de renforcement	84
IV. 4.6 Mécanisme de rupture	85
IV.5. Fondation carrée	88
IV.5.1 Effet de la profondeur de la nappe initiale de renforcement	88
IV.5.2 Effet de la distance verticale entre les couches de renforcement	89
IV.5.3 Effet de nombre des couches de renforcement (N)	89
IV.5.4 Effet de la longueur de renforcement	90
IV.6. Conclusion	91

Chapitre V : Analyse numérique de la capacité portante des fondations superficielles soumises à une charge excentrée et /ou inclinée

V.1 Introduction	93
V.2 Procédure de la simulation numérique	93
V.3 Programme d'essais	96
V.4 Résultats et discussions	96
V.4.1 Effet de l'excentricité de la charge	96

V.4.2 Effet de l'inclinaison de la charge	97
V.4.3 Effet de la charge combinée	98
V.4.4 Effet du nombre des éléments de renforcement (N)	101
V.5. Conclusion	103
Conclusion générale	104
Références bibliographiques	106

Liste des figures

FIGURE	TITRE	
I.1	Courbe chargement –tassement d’une semelle (Frank 1999)	6
I.2	Rupture par cisaillement générale. (Vesic 1973)	6
I.3	Rupture local par cisaillement dans le sol (Vesic 1973)	7
I.4	Rupture par poinçonnement. (Vesic 1973)	8
I.5	Nature de la rupture d’un sol sableux en fonction de D_r et D_f/R (Vesic 1973)	9
I.6	Caractéristiques spécifiques d’estimation de la stabilité dans la méthode d’analyse limite	11
I.7	Cas étudié par Rankine	13
I.8	Les coins de Rankine.	13
I.9	Mécanisme de rupture d’une semelle filante Prandtl (1920).	15
I.10	Mécanisme de rupture d’une semelle filante Terzaghi (1943)	17
I.11	Mécanisme de rupture modifiée d’une semelle sous charge ultime Terzaghi (1943)	18
I.12	Mécanisme de rupture d’une fondation filante sous charge ultime Meyerhof, (1951)	19
I.13	Méthode de la largeur réduite Meyerhof	21
I.14	Mécanismes de rupture de sol cohérent-frottant, (a) semelle lisse, (b) semelle rugueuse (Michalowski et You 1998)	23
I.15	Surface de rupture d’une semelle filante sous charge oblique Meyerhof (1953)	24
II.1	Type de géogrille.	29
II.2	Variation de BCR en fonction u/B Das et Omar (1994).	30
II.3	Description de modèle d’étude d’après Prasad et al. 2016.	31
II.4	Configuration et disposition de géogrilles 3D Makkar et al. (2017).	32
II.5	Types des géogrilles 3D.	32
II.6	Variation du facteur d’amélioration en fonction : (a) la rigidité de renforcement, (b) la largeur de renforcement, (c) la profondeur de la zone renforcée, (d) la distance entre les couches de renforcement Latha et Somwanshi (2009)	33
II.7	Comparaison des résultats de Plaxis et des tests de laboratoire du facteur d’interférence (IF) cas semelles étroitement espacées pour les deux cas non renforcé et renforcé.	34
II.8	Variation du BCR u en fonction du (u/B) (a) $\phi=25^\circ$, (b) $\phi=27.5^\circ$, (c) $\phi=30^\circ$, (d) $\phi=32.5^\circ$ et (e) $\phi=35^\circ$ (Shadi Aria et al. 2017).	35
II.9	Frontière rigide.	36
II.10	Effet de membrane.	36
II.11	Effet de confinement.	37
II.12	Mécanismes de rupture des sols renforcés. (Binquet et Lee, 1975b).	38
II.13	Distribution des contraintes au-dessous d’une semelle filante implantée sur un sol	39

	renforcé (Binquet et Lee, 1975b).	
II.14	Modes de rupture des sols renforcés (Huang et Tatsuoka, 1990)	39
II.15	Mécanisme de rupture des sols renforcés (Huang et Menq, 1997)	40
II.16	Dimensions de la géogridde	41
II.17	Modes de rupture des sols renforcés (Wayne et al, 1998)	43
II.18	Mécanisme de rupture des sols renforcés (Michalowski, 2004).	45
II.19	Déformation d'une semelle posée sur sol renforcé sous l'effet d'une charge excentrée	46
II.20	Mode de rupture d'une semelle filante posée sur un sol sableux renforcé par géogriddes (a- cas d'une charge centrée, b- cas d'une charge excentrée).	47
II.21	Variation de N_γ en fonction de la largeur de fondation B cas sable renforcé par géogridde	48
II.22	Présentation schématique d'une fondation carrée avec (a) confinement (b) confinement avec renforcements sous charge inclinée centrée.	49
III.1	Modélisation du comportement élastoplastique unidimensionnel	56
III.2	Comportement élastique parfaitement plastique	56
III.3	Comportement élastoplastique avec écrouissage.	57
III.4	Comportement élastique linéaire	57
III.5	Paramètres d'un modèle élastique linéaire	58
III.6	Paramètres avancés du modèle élastique linéaire.	58
III.7	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	59
III.8	Surface de rupture du modèle Mohr-Coulomb avec $c=0$	60
III.9	Essai de compression triaxiale avec le modèle de Mohr-coulomb.	60
III.10	Paramètres de Mohr-Coulomb	62
III.11	Paramètres avancés du modèle Mohr-Coulomb.	62
III.12	Paramètres du HSM	63
III.13	Paramètres avancés du HSM	64
III.14	Modèle HSM dans un repère chargement-déformation.	65
III.15	Module œdométrique	65
III.16	Identification de l'angle de dilatance	66
III.17	Configuration des surfaces de charge du HSM	66
III.18	Configuration de la surface de rupture pour un sol non cohérent du HSM	67
III.19	Représentations des paramètres lors d'un essai œdométrique.	68
III.20	Paramètres du SSM.	69
III.21	Paramètres avancés du SSM.	70
III.22	Effet du temps sur les essais œdométriques	71
III.23	Diagramme des cercles p_{eq} dans le plan $p-q$.	71
III.24	Paramètres du SSCM.	73
III.25	Paramètres avancés du SSCM	73
IV.1	Présentation du cas étudié.	76
IV.2	Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.	77
IV.3	Maillage et conditions aux limites.	78
IV.4	Variation du BCR en fonction u/D	80
IV.5	Variation du BCR en fonction h/D cas $u/D=0,3$ $N=2$	81

IV.6	Variation du BCR en fonction h/D cas $u/D=0,42$ $N=2$	81
IV.7	Variation du BCR en fonction h/D cas $u/D=0,6$ $N=2$	82
IV.8	Variation du BCR en fonction h/D cas $u/D=0,3$ $N=3$	82
IV.9	Variation du BCR en fonction h/D cas $u/D=0,42$ $N=3$	82
IV.10	Variation du BCR en fonction avec h/D cas $u/D=0,6$ $N=3$	82
IV.11	Variation du BCR en fonction N	83
IV.12	Variation du BCR en fonction L/D	84
IV.13	Maillage déformé (a) : GG (b) : AG	85
IV.14	Mécanisme de rupture cas (a) non renforcé, (b, c, d, e) renforcé avec différents nombres de renforcement.	86
IV.15	Mécanisme de rupture correspond à la profondeur de la couche initiale de renforcement.	87
IV.16	Variation du BCR en fonction u/B	88
IV.17	Variation du BCR en fonction h/B	89
IV.18	Variation du BCR en fonction N.	90
IV.19	Variation du BCR en fonction L/B	90
V.1	Présentation du cas étudié (a) charge excentrée, (b) charge incliné centré charge, (c) excentrée inclinée	95
V.2	Variation du RFe en fonction e/D et e/B .	97
V.3	Variation du RFi en fonction d'inclinaison de la charge α .	98
V.4	Variation du RFi en fonction d'inclinaison de la charge α cas e/D et $e/B=0,05$.	99
V.5	Variation du RFi en fonction d'inclinaison de la charge α cas e/D et $e/B=0,1$.	99
V.6	Variation du RFi en fonction d'inclinaison de la charge α cas e/D et $e/B=0,15$.	100
V.7	Variation du RFe en fonction e/D semelle circulaire.	100
V.8	Variation du RFe en fonction e/B semelle carrée	101
V.9	Variation du BCR en fonction du N Pour chargement excentré (Semelle carrée).	102
V.10	Variation du BCR en fonction du N Pour chargement excentré (Semelle circulaire).	102
V.11	Variation du BCR en fonction du N Pour chargement incliné (Semelle carrée).	102
V.12	Variation du BCR en fonction du N Pour chargement incliné (Semelle circulaire).	102

Liste des tableaux

I.1	Les valeurs de a et k , Purkayastha et Char (1977).	22
I.2	Les coefficients de réduction i_q , i_γ (Caquot et Kérisel).	25
II.1	Factures de la charge limite dus au renforcement (Michalowski, 2004)	45
III.1	Relations entre les paramètres du modèle SSM et du modèle Cam-Clay.	68
IV.1	Propriétés Physico-mécaniques du sol étudié.	76
IV.2	Caractéristiques de renforcement.	77
IV.3	Programme d'essais réalisé.	79
V.1	Caractéristique de la fondation.	95
V2	Programme d'essais réalisé.	96

Notations et abréviations

B	Largeur de la semelle
D	Diamètre de la semelle
u	Profondeur de la nappe initiale du renforcement
h	La distance verticale entre les couches de renforcement
L	Longueur de geogrid
N	Nombre des couches de geogrid
D _f	Encastrement de la semelle
q	Charge
q _u	Charge ultime
q _{adm}	Charge admissible
c	Cohésion
D _r	Densité relative
N _γ	Facteur de portance due au poids volumique
N _c	Facteur de portance due à la cohésion
N _q	Facteur de portance due à la surcharge
E	Module d'Young.
EA	Rigidité normale
EI	Rigidité de flexion
e	Excentricité de la charge
α	Inclinaison de la charge
E ₅₀ ^{ref}	Module sécant dans un essai triaxial.
K ₀	Coefficient des terres au repos
U	Déplacement
γ	Poids volumique du sol.
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
V_L	la composante verticale de la charge ultime

INTRODUCTION GENERALE

Dans les dernières décennies, des méthodes innovantes d'amélioration des sols ont été étendues à résoudre le problème de la pression limite des sols. La technique de renforcement par des géosynthétiques est l'une des meilleures méthodes qui ont été largement utilisées dans les ouvrages géotechniques, y compris les remblais, les chaussées d'autoroutes et d'aéroports, les sols de fondation, les talus et les murs de soutènement. Ces méthodes sont généralement considérées comme les moyens les plus économiques d'amélioration du sol par rapport à une conception conventionnelle.

Plusieurs chercheurs ont étudié la charge limite des sols de fondation renforcés par des géosynthétiques, utilisant des méthodes expérimentales, analytiques et numériques. Binquet et al (1975), ont été les premiers qui ont réalisé des études expérimentales pour analyser la charge limite des sols renforcés par des bandes métalliques. Depuis lors, de nombreux résultats d'essais sur modèles de laboratoire ont été étudiés avec différents matériaux tels que des barres métalliques Huang et Tatsuoka (1988,1990), des fibres de corde Akinmusuru et Akinbolade (1981), géotextile Guido et al (1985), Lee et Manjunath (2000), Tafreshi et Dawson (2010) et géocell Adams et Collin (1997), Dash et al (2003), Hegde et Sitharam (2015), Tafreshi et al (2015). De plus, de nombreuses études ont été menées pour estimer la charge limite des sols renforcés par des géogrilles (Guido et al 1986, Yetimoglu et al 1994, Patra et al 2005, Lavasan et Ghazavi 2012, Bhowmik et al 2019, Abdi 2019, Bildik et Laman 2020, Wang et al 2020, Mazouz et al 2022). Ces études ont confirmé l'effet bénéfique du renforcement sur l'amélioration de la pression limite et la réduction du tassement de la semelle. Récemment, l'utilisation de la géogrille dans les applications d'ingénierie géotechnique a été considérablement augmentée en raison de ses divers avantages notamment la réduction des dépenses, la simplicité et la facilité de sa mise en œuvre (Boushehrian et al 2011, Lazizi et al 2014, Touahmia 2017).

Abu-Farsakh et al (2013) ont étudié expérimentalement la portance de deux types de fondations circulaire et rectangulaire situées sur un sol sableux renforcés par des géosynthétiques, Leurs résultats ont montré que le tassement peut être réduit de 20 % pour toutes les pressions appliquées sur la semelle, avec deux ou plusieurs couches de géogrille.

En (2021), Hajitaheriha et al ont examiné le comportement d'une fondation filante reposant sur un sol de faible portance qui a été remplacé par une tranchée granulaire renforcée par une

géogrille. Ils ont conclu que la pression limite de cette fondation pourrait être considérablement améliorée en remplaçant le sable par des matériaux granulaires jusqu'à trois fois. De plus, après avoir placée la géogrille dans la tranchée, une augmentation de la capacité portante a été constatée.

Chakraborty et J. Kumar (2014) ont choisi l'utilisation de la méthode d'analyse limite en conjonction avec les éléments finis afin de déterminer la charge limite d'une fondation circulaire renforcée par des couches horizontales de géogrille. Ils ont constaté que l'amélioration de la charge limite est évidente lorsque deux nappes de géogrille sont utilisées par rapport à l'emploi d'une seule nappe de géogrille. De plus ils ont trouvé que la position de la nappe initiale joue un rôle essentiel sur le comportement du sol renforcé, et que la capacité de charge atteint son maximum lorsque le renforcement est placé à une profondeur critique spécifique.

Saha Roy et Deb (2020) ont étudié la portance de deux fondations interférentes situées sur un sol pulvérulent renforcé par des couches de géogrille, en effectuant un essai sur un modèle réduit. Ils ont constaté que la profondeur optimale de la couche de géogrille pour les semelles interférentes et isolées correspond à un tiers de la largeur de la semelle, ainsi que l'interférence de la semelle a eu un effet négligeable ou nul sur la profondeur optimale de renforcement d'un sable renforcé par une seule nappe.

Boushehrian et Hataf, (2003) ont étudié expérimentalement et numériquement le comportement des fondations offshore et circulaires situées sur un sable renforcé, ils ont signalé que la pression limite croît avec la croissance du nombre des couches de géogrille, si les renforcements étaient placés dans une plage de profondeurs effectives. Ils ont noté que l'accroissement de la rigidité des armatures n'avait pas toujours un meilleur effet sur la capacité de charge des fondations.

Phanikumar et al (2009) ont effectué des essais expérimentaux sur différents types de sable renforcé par des géogrilles, ils ont rapporté qu'une amélioration substantielle du comportement de charge-tassement peut être obtenue avec l'accroissement du nombre de géogrilles (N) et la réduction de l'espacement entre elles. Ils ont conclu que le taux d'amélioration de la charge pour le sable grossier renforcé était supérieur à celui du sable fin et moyen renforcé.

En plus au renforcement ordinaire, une nouvelle génération de renforcement appelée ancrage en grille a été introduite par Alamshahi et Hataf (2009), Boushehrian et al (2009), Mosalnezhad et al (2016). Sachant que celle indique son effet important sur l'augmentation de la capacité de charge des fondations superficielles.

Cependant, la plupart des études qui ont été effectuées se sont basées sur le cas d'une fondation soumise à une charge verticale centrée. Par ailleurs, peu de travaux ont été consacrés à l'analyse du comportement des fondations superficielles soumises à des charges excentrées et inclinées.

Dans cet aspect, Loukidis et al (2008), Mansouri (2019), Stehy et al (2020), ont examiné l'effet du chargement excentré et incliné sur la capacité de charge des fondations superficielles situées sur un sol non renforcé. Ils ont signalé qu'une réduction significative de la charge limite a été obtenue lorsque l'excentricité et l'inclinaison de la charge augmente.

Sahu et al (2016 -2020), ont étudié expérimentalement et numériquement la charge limite des semelles filantes soumises à des charges inclinées et placées sur un sol sableux renforcé par des géogrilles. Leurs résultats ont révélé que la performance de la semelle peut être sensiblement améliorée par l'inclusion des couches de géogrille conduisant à une conception économique de la semelle.

L'effet de l'excentricité et de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante ultime d'une semelle rectangulaire implantée sur un sol pulvérulent renforcé par des géogrilles ont été étudiés par Gupta et Mital (2021). Ils ont constaté que lorsque le sol est renforcé par plusieurs nappes de géogrille la capacité de charge ultime augmente d'environ 75 %.

En effet, l'objectif principal de ce travail est l'évaluation de la performance d'utilisation le renforcement pour améliorer la charge limite des fondations superficielles et d'étudier l'effet des différents types de chargements excentrés et / ou inclinés sur la variation de la charge limite des fondations (carrées et circulaires) situées sur un sol renforcé. Pour atteindre notre but, un modèle numérique a été exécuté en utilisant le code de calcul Plaxis. En outre, la recherche vise à mieux comprendre l'effet des divers paramètres qui affectent le comportement de la fondation tel que la position et le nombre des nappes de renforcement, les différents types de chargements (centré, excentré et incliné).

Ce travail est présenté sous forme d'une introduction générale, de cinq chapitres et d'une conclusion générale.

Le premier chapitre est consacré à la présentation du comportement des fondations superficielles, ainsi que les méthodes de calcul de leurs capacités de charge.

Le deuxième chapitre présente une synthèse des travaux de recherche existants portant sur la charge limite des semelles superficielles situées sur des sols renforcés, en tenant compte des différents types de charge.

Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté l'outil de modélisation numérique employé qui est le code Plaxis, ainsi que les lois de comportements associés.

Le quatrième chapitre est consacré à l'établissement d'un modèle numérique pour évaluer la pression limite des deux types de fondations superficielles reposant sur un sol renforcé, ainsi que des analyses et interprétations des résultats sont présentées.

Le cinquième chapitre montre une seconde contribution numérique concernant l'étude de comportement des fondations superficielles soumises à différents types de chargements (centré, excentré et incliné) et plaçant sur un sol renforcé. Les résultats obtenus sont également discutés.

Enfin une conclusion générale qui résume les principales constatations retenues de ce travail a été donnée.

CHAPITRE I

Généralité sur la portance des fondations superficielles

I.1 Introduction

Tout ouvrage de génie civil, qu'il s'agisse d'un bâtiment, d'un pont, d'une chaussée d'autoroute ou d'une voie ferrée ect, comportera en général une superstructure et une fondation. La fondation présente une partie importante d'un projet qui transmet les charges provenant de la structure au sol sur lequel elle est construite sans dépasser sa capacité portante de sécurité, la capacité de charge d'une semelle est la pression maximale que la structure peut exercer sur le sol sans subir de tassement excessif ou d'effondrement.

Dans cette partie de ce travail une synthèse des recherches les plus significatives réalisées jusqu'à présent sur le comportement des fondations superficielles et les approches pour calculer leurs pressions limite sont présentées.

I.2 Comportement d'une fondation superficielle chargée

Pour illustrer le comportement des fondations superficielles, on considère une semelle ayant une largeur B et placée à une profondeur D soumise à une charge q qui est progressivement augmentée. La (figure I.1) présente la courbe de chargement-déplacement obtenue lors l'application de la charge q , au début du chargement, on remarque que le tassement croît de manière proportionnelle au chargement appliqué. Cependant, une fois que la charge atteint un certain niveau, noté q_d , le tassement devient non proportionnel, indiquant la formation d'une zone de sol plastifié sous la semelle. Finalement, lorsque la charge q dépasse la capacité de charge maximale de la semelle, on observe un tassement incontrôlé qui signifie que la couche de sol ne peut pas de supporter plus de chargement.

Il est essentiel de considérer à la fois la capacité de charge maximale et le tassement lorsqu'on effectue le dimensionnement des fondations des structures. Tout fois, le but est de garantir que la charge appliquée reste inférieure au chargement limite, et le tassement résultant doit être acceptable.

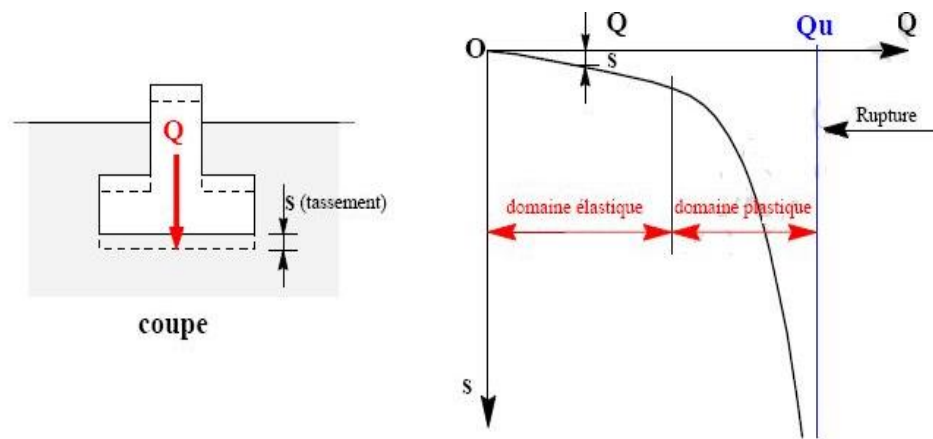


Figure I.1 Courbe chargement-tassement d'une semelle (Franc 1999)

I.3 Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle

Les fondations superficielles qui sont généralement employées dans la construction des ouvrages de génie civil peuvent subir différents types de mécanismes de rupture voir (figure I.2, I.3, I.4). Comprendre ces mécanismes est important pour concevoir des fondations stables et durables.

I.3.1 Rupture par cisaillement généralisé :

Lorsque la fondation située sur un sol ferme, et qu'une charge est appliquée, un coin se forme directement sous la fondation, refoulant le sol latéralement le long des lignes de glissement jusqu'à la surface.

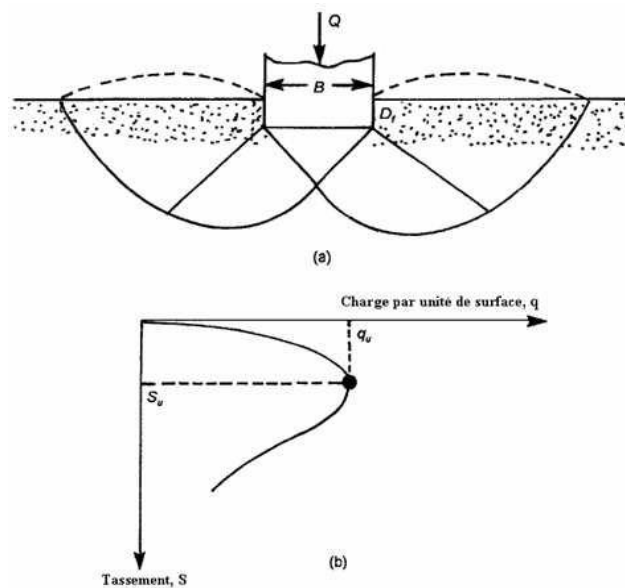


Figure I.2. Rupture par cisaillement générale. (Vesic 1973)

En général, lorsque la fondation s'enfonce, le sol se soulève, en particulier pour les structures ayant une faible capacité de déformation. Ce phénomène est observé dans les sols relativement résistants, où un tassement se produit jusqu'à atteindre une limite ($q = q_u$). Après cette limite, le tassement continue sans accroissement de la charge, et le sol subit une rupture brusque par cisaillement, comme illustré dans la (Figure I.2).

I.3.2 Rupture par cisaillement localisé :

Ce mécanisme concerne uniquement la zone avoisinante immédiate de la fondation, On observe également un soulèvement du sol, mais après un enfoncement considérable de la fondation. Ce phénomène se produit principalement dans les sols de grandes compressibilités, tels que les sables lâches. Sur la courbe chargement-déplacement présentée dans la (figure I.3.b), on peut observer que la charge croît avec le déplacement jusqu'à atteindre la charge limite. Dans ce cas, la surface de rupture qui se forme ressemblera à celle présentée par la courbe continue de (figure I.3.a). À mesure que la charge est progressivement augmentée, la courbe chargement-déplacement deviendra raide et irrégulière, et la surface de rupture sera discontinue comme montrée la (figure I.3.a) et quand la charge q atteint sa valeur maximale, la surface de rupture atteint la surface du sol. Au-delà de ce point, la courbe chargement-déplacement adopte une forme quasiment linéaire.

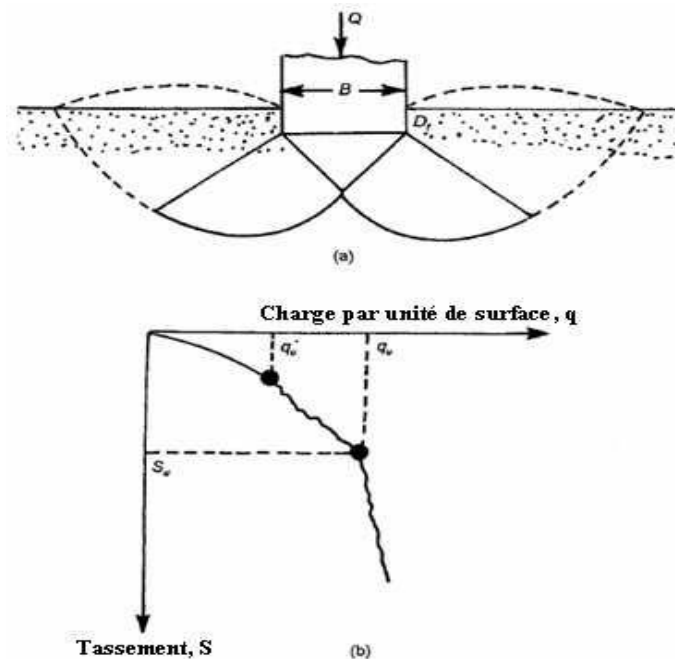


Figure.I.3 Rupture local par cisaillement dans le sol (Vesic 1973)

I.3.3 Rupture par poinçonnement :

La (figure I.4.b) illustre la courbe chargement-déplacement d'une fondation située sur un sol argileux ou un sable meuble. L'enfoncement vertical de la semelle dans le sol se fait sans perturbation de la zone située directement sous sa base, ce qui évite d'atteindre la contrainte admissible. La capacité de charge ultime est atteinte quand $\Delta S/\Delta q$ est plus grand et reste presque invariant. Ce mécanisme est nommé défaillance par poinçonnement et les lignes de rupture ne se propagent plus jusqu'à la surface du sol.

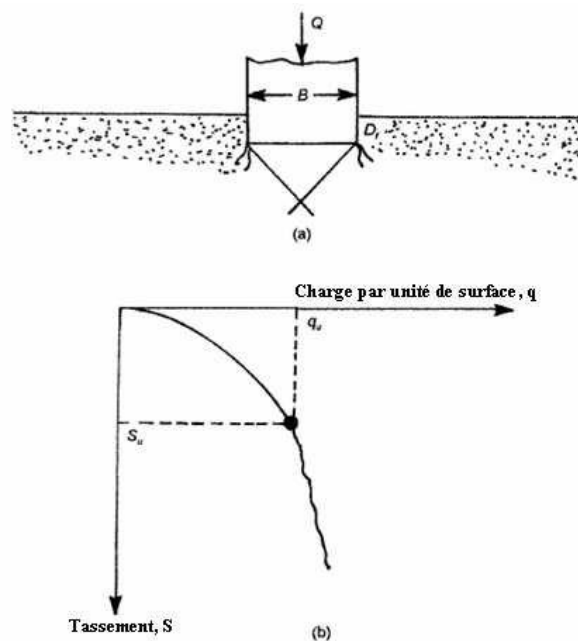


Figure. I.4 Rupture par poinçonnement (Vesic 1973)

La rupture des sols sous chargement maximale dépend de la rigidité et la compressibilité relative des sols, la profondeur d'encastrement de la semelle (D_f) par rapport à la largeur de la semelle B , ainsi que le rapport B/L . (Vesic, 1973) a étudié ces interactions à travers des essais réalisés sur un modèle réduit de sol sableux en laboratoire. Les conclusions sont présentées dans la figure suivante :

Où :

R : le rayon hydraulique de la fondation

$$R = \frac{A}{P}$$

A : surface de la semelle

P : périmètre de la semelle

Selon la figure ci-dessous, on remarque que pour des valeurs de $D_f / R \geq 18$ la rupture par poinçonnement se produit indépendamment de D_r

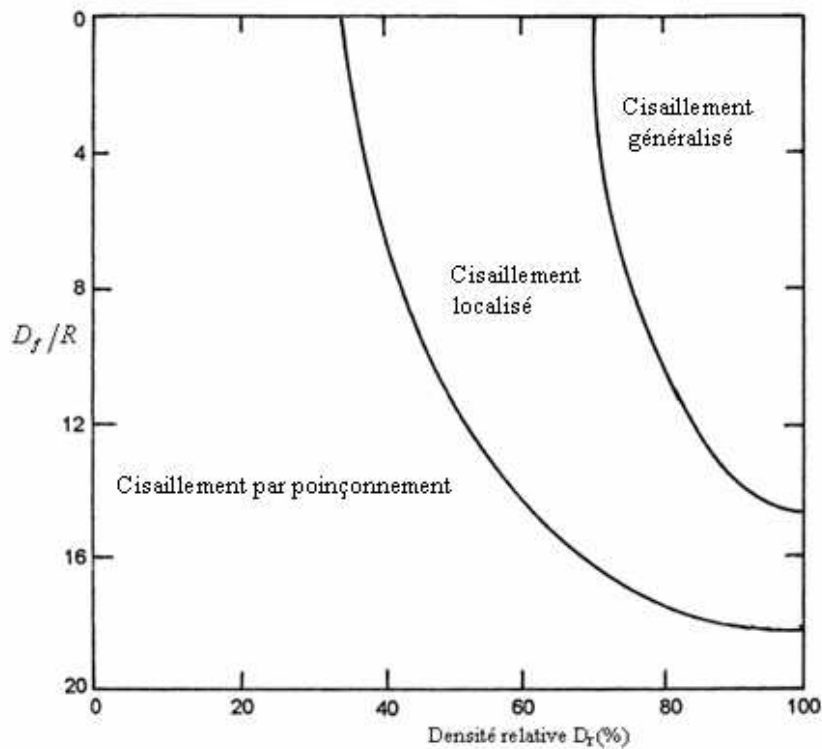


Figure. I.5 Nature de la rupture d'un sol sableux en fonction de D_r et D_f / R (Vesic 1973)

I.4 Bases conceptuelles des calculs de stabilité :

L'étude de la stabilité des fondations superficielles et d'autres constructions géotechniques peut être réalisée en se basant sur les approches suivantes :

I.4.1 Méthode d'équilibre limite :

Cette méthode est souvent utilisée pour l'analyse de la stabilité des fondations superficielles et d'autres structures géotechniques, puisqu'elle permet d'évaluer la charge maximale qu'une structure peut supporter avant sa rupture. Selon cette méthode un solide ou une partie de solide est en équilibre tant que les forces internes sont en équilibre avec les forces externes appliquées sur la structure. Cette méthode permet de considérer les contraintes internes, c'est-à-dire les forces qui agissent à l'intérieur d'un matériau, et de formuler deux principes importants : le principe de Mohr-Coulomb et le principe d'effort tranchant maximum. En utilisant ces principes, il devient envisageable d'évaluer la résistance d'un matériau et la capacité de charge d'une

structure en prenant en compte les forces internes. Cette approche revêt une importance cruciale pour garantir la sécurité et la stabilité de la structure.

I.4.2 Méthode d'analyse limite :

Cette méthode est utilisée dans la conception des structures et la mécanique des sols, pour étudier le comportement des structures sous des charges extrêmes et déterminer la charge maximale qu'une structure peut supporter sans subir de rupture ou de déformation excessive. L'analyse limite repose sur des hypothèses simplificatrices concernant le comportement des sols pour déterminer la charge limite de glissement. En particulier, elle suppose que le sol se comporte comme un matériau plastique parfait et que la rupture se produit lorsque la résistance au cisaillement du sol est dépassée. Deux théorèmes limites ont été définis, qui présentent deux méthodes différentes pour déterminer les charges limites en utilisant des valeurs supérieures et inférieures.

D'après le principe de la borne supérieure, si la somme du travail des forces externes associées à une cinématique de rupture est plus élevée que le travail des forces internes pour cette même cinématique, alors cette force dépasse la charge limite de rupture. Cette approche, appelée cinématique, implique la création des mécanismes de rupture qui respectent les conditions aux limites sur le déplacement, puis de la recherche des forces ou combinaisons de forces maximales nécessaires pour résister à la défaillance du matériau.

D'après le principe de la borne inférieure, la charge extérieure appliquée ne peut dépasser la charge limite de rupture si un champ des contraintes équilibre cette charge et compatible avec les résistances des différents matériaux peut être trouvé dans les matériaux (sols et structures). Cette méthode, connue sous le nom d'approche statique, consiste à trouver un champ des contraintes qui respecte les conditions d'équilibre statique, les critères de résistance des matériaux, et qui permet de supporter la charge extérieure maximale.

L'approche cinématique a été préférée à l'approche statique et plusieurs bornes supérieures ont été suggérées pour la charge limite du sol. Le mécanisme de rupture associé à ces limites inclue des surfaces de discontinuité, où la vitesse de déplacement instantané forme un angle ϕ par rapport à la surface de contact (comme illustré dans la Figure I.6a), ainsi que des régions de déformation plastique où la géométrie et l'étendue de la rupture sont déterminées par la loi d'écoulement plastique correspondante (Figure I.6b).

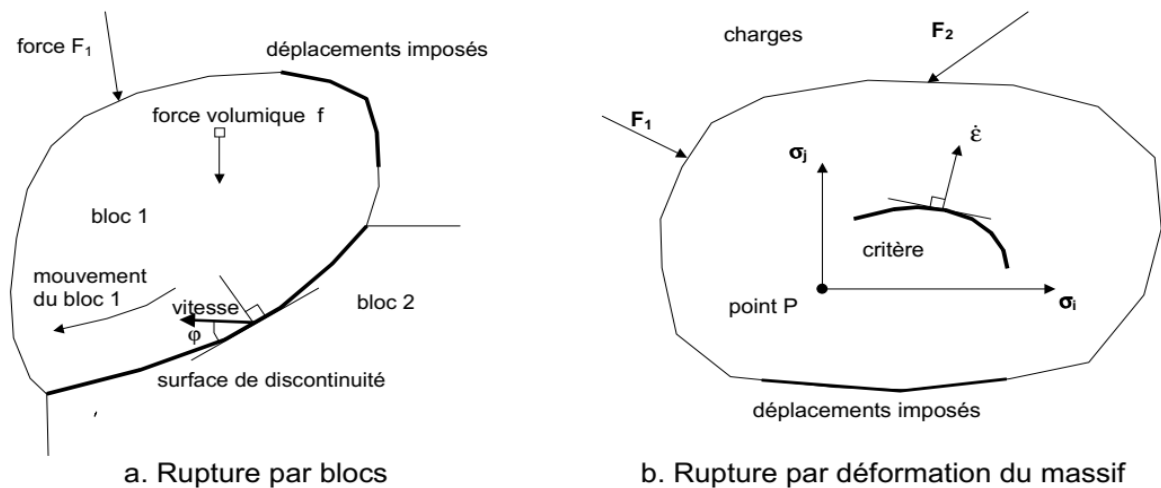


Figure. I.6 Caractéristiques spécifiques d'estimation de la stabilité dans la méthode d'analyse limite

I.4.3 Méthode de calcul en déformation

La méthode de calcul en déformation est également utilisée en mécanique des sols pour la conception et l'analyse des fondations, des soutènements et des pentes. Elle permet de prédire les déformations et les contraintes subies par les sols et les roches soumis à des forces, ce qui peut aider à optimiser la conception et à prévenir les ruptures. Cette méthode repose sur les lois de la mécanique des matériaux tout en prenant en considération les caractéristiques particulières des sols et des roches, telles que la porosité et la compressibilité. Elle est souvent utilisée en conjonction avec la méthode des éléments finis, qui permet de modéliser numériquement le comportement des sols et des structures.

Dans les calculs d'analyse limite et d'équilibre limite, l'instabilité est considérée indépendante des conditions initiales du sol et de sa réponse à des faibles charges. En revanche, les calculs de déplacement définissent la rupture en se basant sur une courbe qui indique comment les déplacements varient en fonction de la charge et/ou du temps.

I.4.4 Méthode dérivée des essais en place :

Depuis plus de cinquante ans, les essais in situ notamment les essais de pénétration dynamique et statique, les essais de charge statique, le scissomètre, etc., sont utilisés en complément des essais de laboratoire pour estimer les propriétés mécaniques des sols. Les résultats de ces essais peuvent être exploités pour obtenir des paramètres de résistance tels que c_u , c' et ϕ' , qui sont

utilisées dans l'approche limite ou l'approche d'équilibre limite, soit par des corrélations ou par des transformations analytiques. Cependant, ces mesures d'essais en place sont souvent utilisées directement pour estimer la capacité portante maximale du sol en utilisant des formules simples, comme celle utilisée pour déterminer la portance à partir de la pression limite pressiométrique (Ménard).

$$q_{max} = k (p_l - p_o) + q_o \quad (I.1)$$

La méthode dérivée des essais en place est largement utilisée dans le secteur de la construction afin de concevoir des fondations, des soutènements et des pentes. Elle permet aux ingénieurs d'obtenir rapidement des estimations des propriétés mécaniques des sols in situ, contribuant ainsi à prendre des décisions éclairées concernant la conception et la construction des structures de génie civil.

I.5 Théories classiques de calcul de la charge limite des fondations superficielles

La capacité portante limite correspond à la charge maximale qu'une fondation peut supporter avant que sa résistance ne soit dépassée et qu'elle commence à s'affaisser ou à se déformer de manière permanente. Cette limite dépend de plusieurs facteurs tels que la nature et la résistance du sol, la géométrie et les dimensions de la fondation, ainsi que les charges qui seront appliquées sur la structure. Il existe plusieurs méthodes pour estimer la charge maximale que la fondation peut supporter en toute sécurité, parmi lesquelles on peut citer :

I.5.1 Théorie de Rankine :

Pour étudier la stabilité d'une fondation, Rankine est utilisé une méthode simplifiée pour calculer la portance d'une fondation filante reposant directement sur un sol caractérisé par une cohésion c et un angle de frottement φ (figure I. 7)

En utilisant la symétrie par rapport à l'axe de la semelle, Rankine a supposé qu'il existe deux coins sous la base de la fondation, le premier situé directement sous la demi-semelle et le second situé à l'extérieur (Figure I.8). Le coin I est supposé être en équilibre passif, agissant comme un écran de butée et de poussée. Le coin II est en équilibre actif et exerce une poussée sur la fondation. En considérant ces deux coins, il est possible de calculer la force de butée le long de la ligne qui sépare les deux blocs.

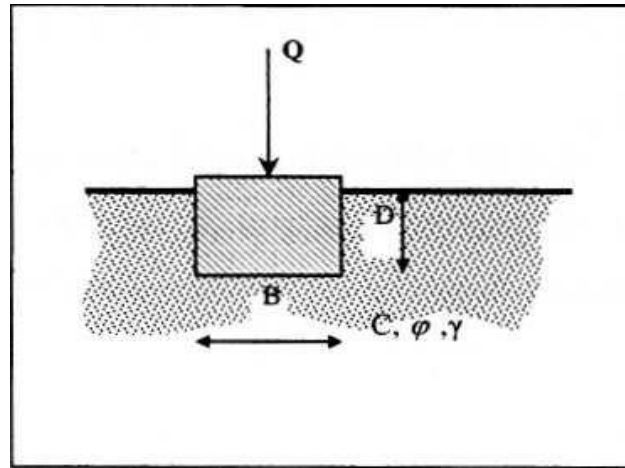


Figure. I.7 Cas étudié par Rankine

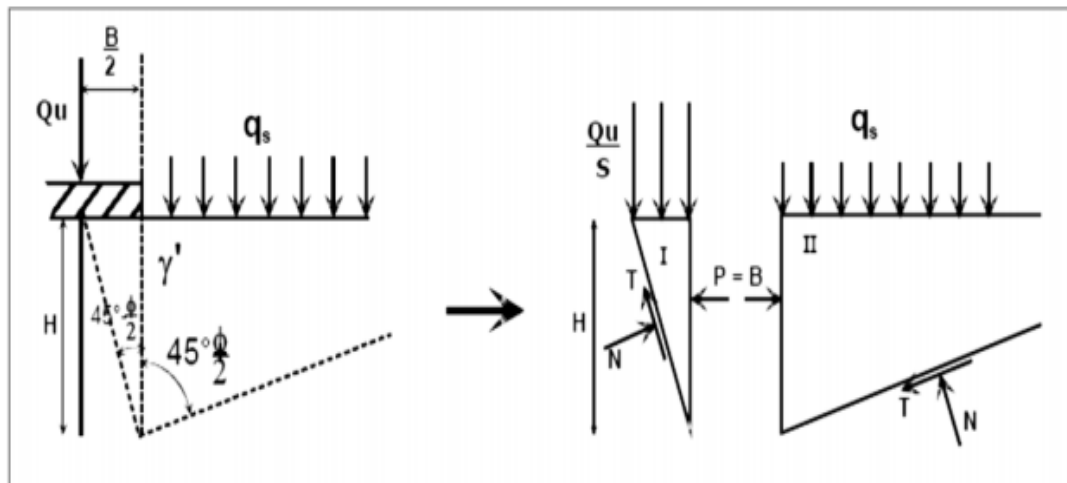


Figure. I.8 Les coins de Rankine (1857)

Les forces de résistance qui se manifestent le long de l'interface entre les deux coins sont identifiées par « P ». Elles ont la même magnitude mais s'exercent en sens contraire.

- dans le cas passif :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p} + q \cdot K_p \cdot H \quad (\text{I.2})$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{I.3})$$

- dans le cas actif :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} + q \cdot K_a \cdot H \quad (\text{I.4})$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{I.5})$$

Il est supposé que les deux résultantes ont une intensité équivalente, ce qui nous permet d'exprimer :

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p} + q \cdot K_p \cdot H + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} + q \cdot K_a \cdot H \quad (\text{I.6})$$

L'expression qui indique la charge maximale que la semelle peut supporter est la suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \left(\frac{1}{K_a} \right) \cdot (K_a - K_p) + \frac{2 \cdot c}{K_a} \cdot (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) + q \cdot K_p^2 \quad (\text{I.7})$$

Où

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

D'après la figure (I.8)

$$H = \frac{B}{2 \cdot \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)} = \frac{B}{2 \cdot \sqrt{K_a}} \quad (\text{I.8})$$

Donc q_u devient :

$$q_u = \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot B \cdot K_p^{\frac{3}{2}} \cdot (K_p - K_p^{-1}) + 2 \cdot c K_p \cdot (K_p^{-1/2} + K_p^{-1/2}) + q \cdot K_p^2 \quad (\text{I.9})$$

Ou bien ;

$$q_u = \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot B \cdot \left(K_p^{\frac{5}{2}} - K_p^{1/2} \right) + 2 \cdot c \cdot (K_p^{3/2} + K_p^{1/2}) + q \cdot K_p^2 \quad (\text{I.10})$$

La capacité portante :

$$q_u = qN_q + cN_c + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma \quad (\text{I.11})$$

Où :

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \cdot \left(K_p^{\frac{5}{2}} - K_p^{\frac{1}{2}} \right) \quad (\text{I.12})$$

$$N_c = 2 \cdot \left(K_p^{\frac{3}{2}} + K_p^{\frac{1}{2}} \right) \quad (\text{I.13})$$

$$N_q = K_p^2 \quad (\text{I.14})$$

I.5.2 Théorie de Prandtl (1920)

La théorie de Prandtl est une méthode simplifiée basée sur des formules mathématiques, qui est largement utilisée dans la mécanique des sols afin d'étudier le comportement des sols sous des charges appliquées. Cette approche repose sur les principes de la mécanique des milieux continus et considère les sols comme des matériaux élastoplastiques, ce qui signifie qu'ils présentent à la fois des caractéristiques élastiques et plastiques en réponse aux charges exercées. Cette théorie a eu un impact significatif dans la géotechnique. Elle a été utilisée dans la conception et l'analyse des infrastructures, y compris les fondations de bâtiments, les ponts et d'autres structures, ainsi que dans la modélisation du comportement des sols sous diverses charges. Cette approche a permis d'anticiper les déformations du sol et de concevoir des fondations robustes pour éviter des problèmes tels que l'affaissement ou le tassement excessif. Cependant, la théorie de Prandtl continue d'être une référence importante et constitue une base solide pour la compréhension de comportement des sols sous l'effet de charges, ce qui en fait un élément essentiel de l'ingénierie géotechnique moderne.

Un mécanisme de rupture est illustré dans la (Figure I.9). Selon Prandtl ce mécanisme est divisé en trois zones.

Zone 1 présente une création d'un triangle situé immédiatement sous la semelle, qui se distingue par des contraintes principales verticales et horizontales.

Zone 2 Il s'agit de formation de deux spirales logarithmiques centrés dans les points A et A'.

Zone 3 Il s'agit une zone triangulaire ou, après une rotation de 90° par rapport à la première zone, la plus grande contrainte dans cette zone est orientée horizontalement.

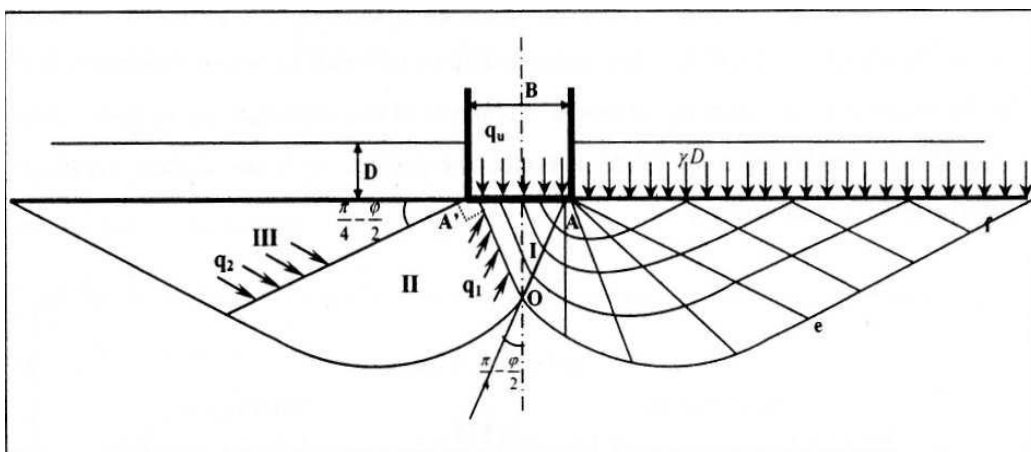


Figure. I.9 Mécanisme de rupture d'une semelle filante Prandtl (1920)

Le problème consiste à analyser l'équilibre du bloc (AOe) en écrivant que le moment en A de l'ensemble des forces est nul.

En 1920, Prandtl fut le premier à résoudre le problème en deux dimensions d'un matériau pulvérulent soumis à une charge normale uniformément répartie sur sa surface par deux distributions.

Les contraintes maximales exercées sur les rayons polaires AO et Ae seront notées q_1 et q_2 , respectivement :

$$q_1 = q_u \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{et} \quad q_2 = \gamma \cdot D \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

On peut traduire l'équilibre du bloc AOe en écrivant que le moment en A de l'ensemble des forces appliquées est nul.

$$\text{Soit, } \frac{AO}{2} \cdot AO \cdot q_1 \cdot \tan \varphi - \frac{Ae}{2} \cdot Ae \cdot q_2 \cdot \tan \varphi = 0$$

$$\frac{AO}{Ae} = e^{-\varepsilon \tan \varphi}$$

Ainsi, dans l'équilibre de Prandtl, q_1 et q_2 sont liés par la relation suivante :

$$\frac{q_1}{q_2} = \left(\frac{AO}{Ae}\right)^2 = e^{-\varepsilon \tan \varphi} = e^{-\pi \tan \varphi}$$

Puisque l'angle ε que fait AO et Ae est égale à $\frac{\pi}{2}$

Donc ;

$$q_u = \gamma \cdot D \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan \varphi} \quad \text{càd :} \quad N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan \varphi}$$

I.5.3 Théorie de Terzaghi (1943)

Terzaghi, a apporté des améliorations à la solution de Prandtl en y incluant la rugosité de la semelle, le surchargement et le poids propre du sol, ce qui lui a permis de développer la première théorie pour évaluer la pression ultime des fondations superficielles. Selon cette théorie, la résistance d'un sol dépend de sa cohésion, de l'angle de frottement interne, ainsi que de la contrainte effective exercée sur le sol. Cette théorie est souvent utilisée pour analyser les fondations de bâtiments, les barrages, les digues et les tunnels, elle est considérée comme un pilier de la géotechnique moderne. Terzaghi a proposé une surface de rupture pour une semelle filante comme illustré dans la (figure I.10).

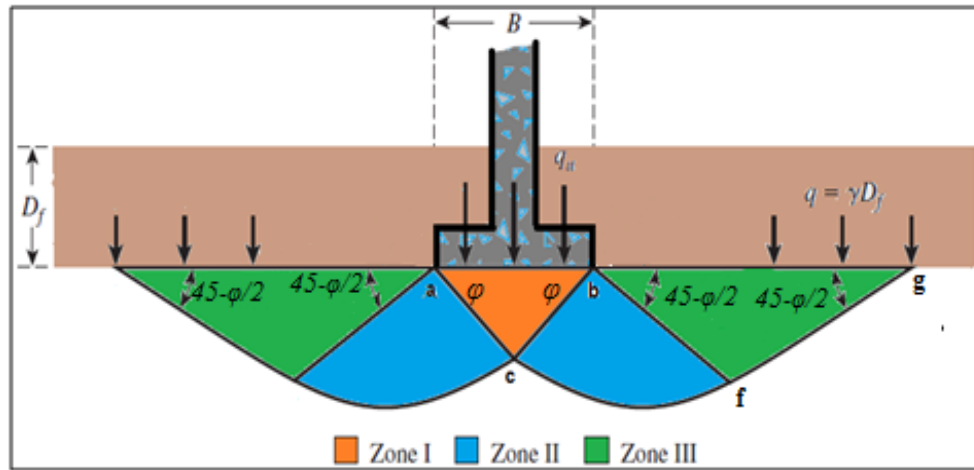


Figure. I.10 Mécanisme de rupture d'une semelle filante Terzaghi (1943)

La pression limite d'une fondation filante sous une charge centrée est présentée par la formule suivante :

$$Q_u = qN_q + cN_c + 0,5 B\gamma N_\gamma \quad (\text{I.15})$$

Avec :

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (\text{I.16})$$

$$N_c = \cot\varphi(N_q - 1) \quad (\text{I.17})$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2\varphi - \frac{\tan\varphi}{2} \quad (\text{I.18})$$

Où

Q_u : la charge ultime de la fondation

N_c : facteur de la pression limite cohérent

q : surcharge exercée sur la semelle

N_q : facteur de la charge limite surcharge

γ : la densité de sol

N_γ : facteur de la charge limite de la profondeur

Toutefois, dans le cas des fondations rectangulaires ou carrées, l'état de déformation plane n'est pas applicable. Terzaghi propose les formules suivantes :

$$Q_u = 1.3c N_c + q N_q + 0.4\gamma B N_\gamma \quad (\text{semelle rectangulaire}) \quad (\text{I.19})$$

$$Q_u = 1.3c N_c + q N_q + 0.3\gamma B N_\gamma \quad (\text{semelle circulaire}) \quad (\text{I.20})$$

Depuis les travaux de Terzaghi, plusieurs recherches basées sur des essais au laboratoire ont été menées pour évaluer la portance des semelles superficielles. Ces études ont confirmé la validité des hypothèses de Terzaghi sur la rupture du sol. Cependant, les côtés ab et bc du triangle (figure I.10) forment un angle de $45 + \phi/2$ avec l'horizontale défini par Terzaghi. Un mécanisme de rupture est illustré dans la (figure I.11).

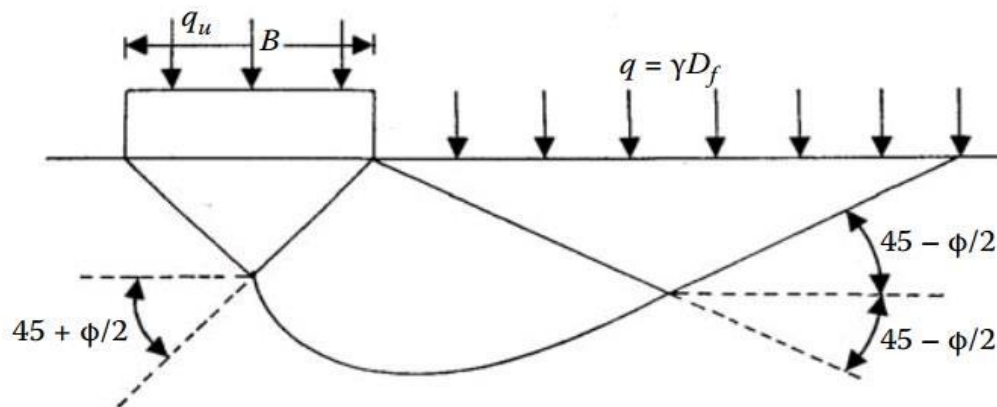


Figure. I.11 Mécanisme de rupture modifiée d'une semelle sous charge ultime Terzaghi (1943)

I.5.4 Théorie de Meyerhof (1951) :

C'est une approche classique en mécanique des sols, vise à déterminer la résistance au cisaillement d'un sol. Elle tient compte de divers facteurs tels que la cohésion, l'angle de frottement interne, le poids propre du sol et l'encastrement de la semelle. Cette théorie repose sur plusieurs hypothèses simplificatrices, notamment l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire des sols et l'hypothèse d'une distribution uniforme de la contrainte sur la surface de la fondation. La (figure I.12) présente les lignes de rupture à la pression limite sous une fondation filante proposée par Meyerhof. En effet, la théorie de Meyerhof reste un élément important dans la mécanique des sols et également été utilisée comme base pour le développement de théories plus avancées.

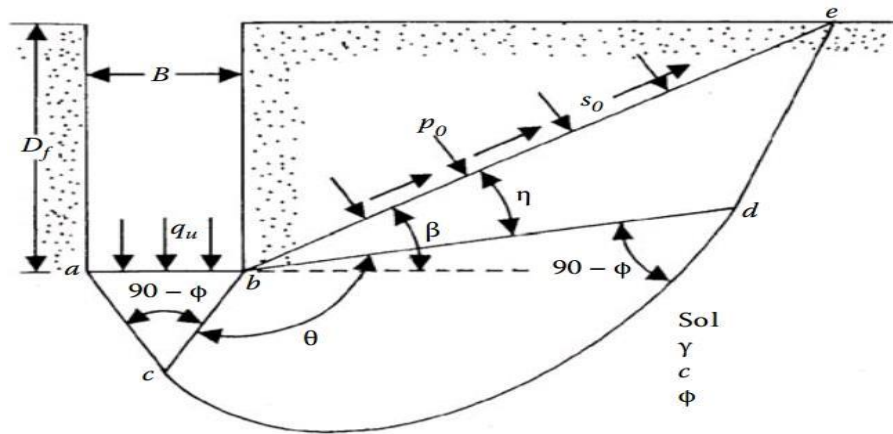


Figure. I.12 Mécanisme de rupture d'une fondation filante sous charge ultime Meyerhof (1951)

Meyerhof (1961) explique que le calcul de la capacité portante des fondations filantes suit la forme générale décrite par Terzaghi, en utilisant les équations développées par Prandl (1921) pour N_c , N_q par Reissner (1924), et une valeur approximative de N_γ proposée par Meyerhof lui-même en (1961). Toutefois, il convient de souligner que ces facteurs ne prennent pas en considération la résistance au cisaillement du sol situé au-dessus de la base de la fondation.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (\text{I.21})$$

$$N_q = e^{(\pi \tan \varphi)} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{I.22})$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\varphi) \quad (\text{I.23})$$

I.5.5 Théorie de Brinche Hansen (1970)

Hansen (1970) a proposé des directives pour estimer la capacité de charge des fondations superficielles en utilisant la même équation fondamentale de Terzaghi. Cependant, contrairement à Terzaghi, il a considéré la largeur de la fondation comme étant pris B au lieu de $2B$. Trois facteurs ont été identifiés par Hansen pour calculer la charge limite de la semelle sont les suivantes :

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (\text{I.24})$$

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{(\pi \tan \varphi)} \quad (\text{I.25})$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \varphi \quad (\text{I.26})$$

I.5.6 Théorie de Vesic

Vesic (1973) 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 de Caquot et Kérisel (1953), peut être représentée avec moins de 10% d'erreur sur l'intervalle $15^\circ < \varphi < 45^\circ$ (moins de 5% d'erreur entre 20 et 40 degrés) par l'expression :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\varphi \quad (I.27)$$

Ensuite, Vesic a été le premier à prendre en compte la compressibilité du sol et a proposé d'utiliser un coefficient de réduction. Cependant, ce facteur est un paramètre qui permet d'évaluer la compressibilité du sol en tenant en compte plusieurs facteurs tels que, l'angle de frottement, la densité relative et l'amplitude des contraintes appliquées.

Vesic (1973) a examiné comment la taille d'une semelle affecte sa capacité de charge. Il a constaté que lorsque les dimensions de cette semelle sont augmentées, la compressibilité relative du sol augmente tandis que la valeur de N_γ diminue. Ces effets sont particulièrement importants pour les fondations superficielles de largeur inférieure à 100 mm. Cependant, les résultats obtenus d'un modèle réduit implanté sur un sable ne sont pas fiables par rapport à prototype d'échelle réelle en raison de la variation des quantités de sable utilisées pour chaque cas. Cet écart devient plus évident à mesure que l'encastrement de la semelle est pris en considération, comme l'a noté Bowles en 1988. Il convient de noter que l'effet d'échelle n'est pas pris en compte dans la formule générale de la charge limite.

I.6 La capacité portante des fondations superficielles soumises à différents types de chargement

Quelque type des fondations peut être parfois réalisé sous des chargements excentrés ou inclinés, cela est dû à ses caractéristiques géométriques et à certaines des charges qui peuvent y être exposées (charge sismique, ou charge due au vent.. etc). Cependant des études ont été réalisées pour évaluer la charge limite des fondations soumises à différents types de chargement (excentré et/ou incliné).

I.6.1 Chargement vertical excentré :

I.6.1.1 Meyerhof

Meyerhof (1951) a développé une théorie sur la charge ultime d'une fondation superficielle pour le cas d'un chargement vertical. Cependant en 1953, il a étendu cette théorie pour prendre en compte l'influence des chargements excentrés et inclinés. Il a réalisé des essais sur un modèle réduit au laboratoire d'une semelle filante sous l'effet d'une charge excentrée placée sur un sable. Meyerhof a suggéré d'attribuer à la fondation une largeur réduite, voir (figure I.13).

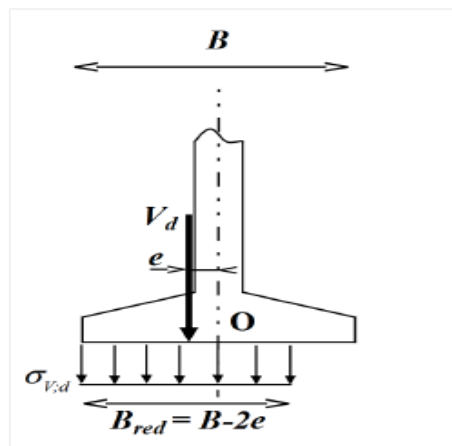


Figure. I.13 Méthode de la largeur réduite Meyerhof (1953)

I.6.1.2 Purkayastha et Char

En 1977, Purkayastha et Char ont utilisé la méthode des tranches pour mener des études de stabilité d'une semelle superficielle sous l'effet d'une charge excentrée placée sur un sable. Ils ont employé un coefficient de réduction sans dimension RF pour évaluer la charge limite d'une charge excentrée en comparaison avec une charge centrée similaire.

$$RF = 1 - \frac{q_e}{q_{centré}} \quad (I.28)$$

q_e : charge limite d'une semelle sous charge excentré

$q_{centré}$: charge limite d'une semelle sous charge centré

La valeur de RF est présentée par :

$$RF = a \left(\frac{e}{B} \right)^k \quad (I.29)$$

Tableau I.1 les valeurs de a et k, Purkayastha et Char (1977).

D_f/B	a	k
0	1.862	0.73
0.25	1.811	0.785
0.5	1.754	0.8
1	1.820	1.820

Par conséquent, en combinant les équations (I.29) et (I.30) :

$$q_{ue} = q_c \left[1 - a \left(\frac{e}{B} \right)^k \right] \quad (I.30)$$

I.6.1.3 Michalowski et You 1998

Michalowski et You ont appliqué l'approche d'analyse limite pour déterminer la charge limite des fondations superficielles sous l'impact des charges excentrées, en prenant en compte différents types d'interface sol-fondation. Ils ont obtenu que la méthode de la largeur réduite proposée par Meyerhof est en accord avec l'approche d'analyse limite pour des semelles lisses, et sous-évalue la charge limite des fondations placées sur un sol cohérent lorsqu'il y a une liaison significative entre la fondation et le sol, et que les excentricités sont importantes, et pour les sols cohésifs frottants, la sous-évaluation de la pression maximale réduit avec l'augmentation de l'angle de frottement interne.

Les mécanismes de rupture proposés ont été influencés par le type de sol et la rugosité de la semelle, voir (figure I.14).

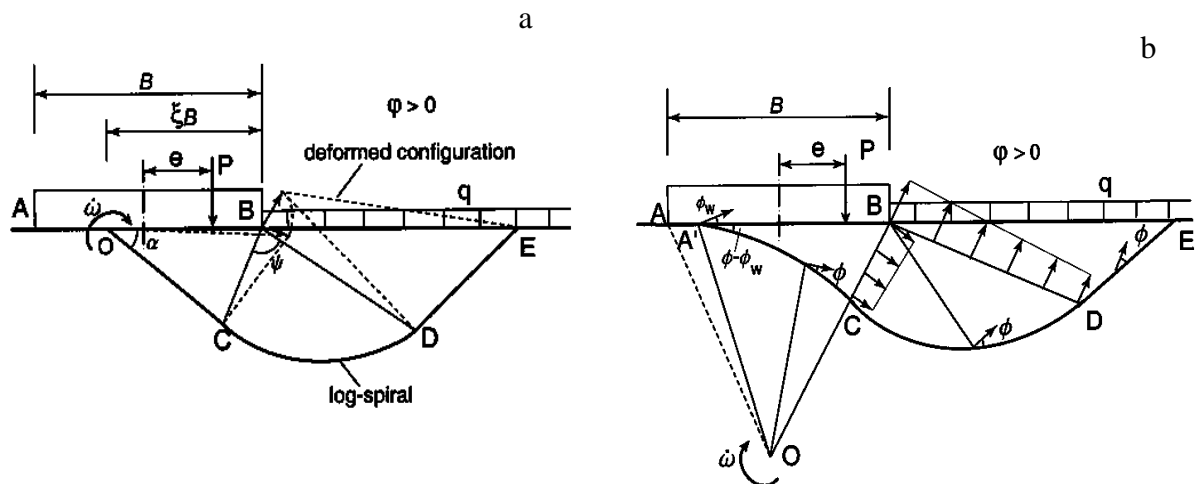


Figure. I.14 Mécanismes de rupture de sol cohérent-frottant, (a) semelle lisse, (b) semelle rugueuse (Michalowski et you 1998)

I.6.1.4 Liang et al. (2014)

Des simulations numériques ont été présentées par Liang et al (2014) pour évaluer la pression limite d'une semelle superficielle soumise à une charge verticale excentrée, en utilisant le critère de Mohr-Coulomb et une règle simple d'écoulement plastique non associée pour le mode de rupture formé. Ils ont validé cette méthode en comparant les résultats avec les solutions conventionnelles et les tests de laboratoire. Selon eux, cette méthode numérique peut être directement appliquée aux travaux et aux conceptions pratiques.

I.6.2 Chargement centré incliné :

I.6.2.1 Meyerhof

En 1953 Meyerhof a apporté des améliorations à sa théorie de la charge limite d'un sol sous une charge verticale en y incluant les cas des charges inclinées. Il a également proposé une solution approximative à ce problème. A partir les résultats obtenus des essais effectués au laboratoire, Meyerhof a formulé deux mécanismes de rupture du sol pour les faibles et fortes inclinaisons des charges, dix ans plus tard, en 1963, ces résultats ont été utilisés pour déduire de nouveaux coefficients d'inclinaison.

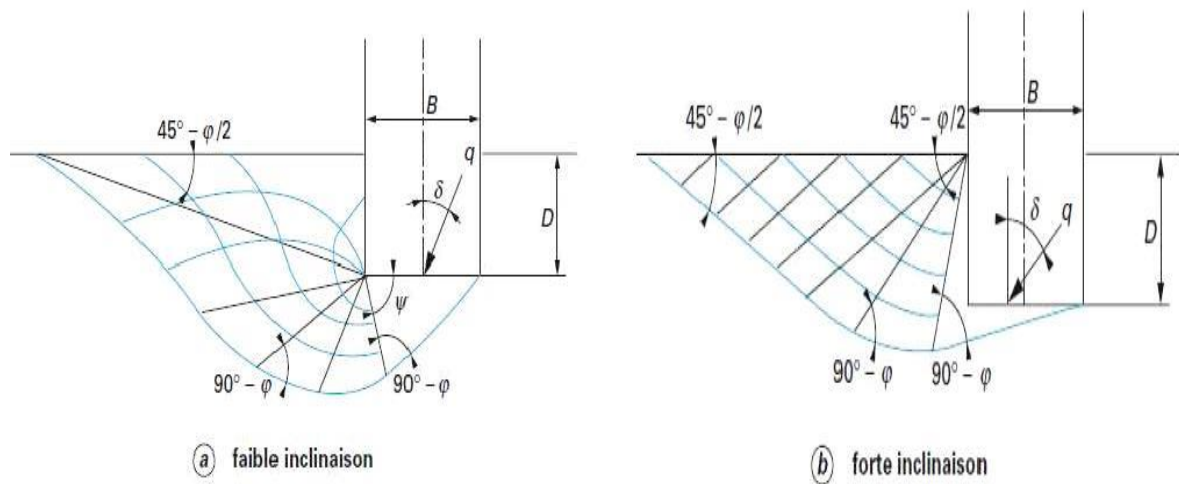


Figure. I.15 Surface de rupture d'une fondation filante sous charge oblique Meyerhof (1953)

I.6.2.2 Caquot et Kérisel

Caquot et Kérisel ont proposé des formules pour les facteurs de la charge limite comme suit :

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (\text{I. 31})$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{I. 32})$$

$$N_q = \frac{\cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{2 \cdot \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} \left[k_p - \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad (\text{I. 33})$$

Une formule empirique est proposée pour décrire l'effet de la forme.

$$q_{\max} = \frac{\gamma A}{2L} \left(1 + \frac{B}{2L} \right) N_\gamma \quad (\text{I. 34})$$

A : la surface d'une semelle rectangulaire

Les auteurs proposent une correction de la forme en tenant compte l'inclinaison de la charge appliquée sur la fondation.

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\text{I. 35})$$

$$i_q = \frac{\cos \delta + \sin \varphi \cos \eta}{1 + \sin \varphi} \exp[-(\eta + \delta) \tan \varphi] \quad (\text{I. 36})$$

$$\text{Avec : } \sin \eta = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (\text{I. 37})$$

Le coefficient de réduction du terme de surface N_γ a été calculé à partir des résultats obtenus et les valeurs des deux coefficients de réduction sont présentées dans le tableau I.2

Tableau I.2 les coefficients de réduction i_q, i_γ (Caquot et Kérisel).

δ (degrés)	$\delta = 20$ degrés		$\delta = 30$ degrés		$\delta = 40$ degrés		$\delta = 50$ degrés	
	i_γ	i_q	i_γ	i_q	i_γ	i_q	i_γ	i_q
0	1	1	1	1	1	1	1	1
5	0.86	0.88	0.86	0.86	0.85	0.82	0.80	0.78
10	0.70	0.74	0.70	0.72	0.68	0.67	0.63	0.62
15	0.49	0.60	0.57	0.58	0.55	0.54	0.50	0.46
20	0	0.35	0.40	0.46	0.44	0.42	0.35	0.35
30	-	-	0	0.17	0.18	0.25	0.16	0.19
40	-	-	-	.	0	0.07	0.03	0.08
50	-	-	-	.	-	-	0	0.02

I.6.3 Chargement excentré incliné :

I.6.3.1 Loukidis et al. (2008)

Ils ont étudié numériquement, en utilisant la MEF le comportement d'une semelle filante située sur un sol pulvérulent et soumise à une charge excentrée inclinée. Afin d'estimer la portance de cette semelle, l'analyse a abouti à l'équation suivante :

$$q_{u(\frac{e}{B}, \alpha)} = \frac{V_L}{B \cos \alpha} = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \frac{f_{ie}}{\cos \alpha} \quad (I.38)$$

Où f_{ie} : le coefficient d'inclinaison-excentricité

$$\frac{f_{ie}}{\cos \alpha} = \frac{\left[1 - \sqrt{3.7 \left(\frac{e}{B}\right)^2 + 2.1 (\tan \alpha)^2 + 1.5 \left(\frac{e}{B}\right) \tan \alpha} \right]^2}{\cos \alpha} \quad (I.39)$$

I.6.3.2 Atalar et al. (2013)

En (2013), une étude expérimentale a été réalisée par Atalar et al sur différents modèles de fondations filantes reposant sur un sable dense, afin d'estimer la charge limite de ces semelles sous une charge excentrée inclinée. D'après les résultats obtenus, ils ont créé un coefficient de réduction empirique et sans dimension (Eq I.40)

$$RF = \left[1 - a \left(\frac{e}{B}\right)^m \right] \left(1 - \frac{\alpha}{\varphi} \right)^n \quad (I.40)$$

I.6.3.3 Ganesh et al. (2016)

Ganesh et al ont utilisé une étude de régression pour examiner les amplitudes de la charge limite obtenues à partir des tests effectués en laboratoire rapportés par divers chercheurs. Ils ont ensuite développé une formule empirique (Eq.I.41) pour le coefficient de réduction (RF), qui permet d'estimer la charge ultime des fondations superficielles situées sur un sable et soumises à des charges excentrées et obliques.

$$R = \left[\left(1 - \frac{2e}{B} \right) \right]^n \quad (\text{I. 41})$$

$$\text{Où } n = 2 \text{ pour } \frac{Df}{B} = 0 \quad (\text{I. 42})$$

$$\text{Et } n = 1,15 \left(\frac{Df}{B} \right)^{-0,15} \text{ pour } \frac{Df}{B} > 0 \quad (\text{I. 43})$$

I.7 Conclusion

Les fondations superficielles sont susceptibles à subir des problèmes structurels dus aux déformations qui souvent causées par plusieurs facteurs tels que la nature du terrain, la charge appliquée, la profondeur de la semelle, les conditions environnementales, etc. Par conséquent, l'estimation de la portance des semelles est considérée comme étant une importance cruciale pour assurer la stabilité de la construction. De nombreux chercheurs ont proposé plusieurs méthodes pour estimer les facteurs de portance. Cependant, afin d'étudier la stabilité des fondations superficielles, les méthodes les plus fréquemment utilisées sont celles qui se fondent sur la théorie de Terzaghi. Ces méthodes offrent la possibilité de choisir librement les facteurs de portance. Pour les autres types de fondations, tels que carrées, rectangulaires, circulaires, etc. Les méthodes classiques ne permettent pas une estimation précise de la pression limite qu'à travers certains facteurs de formes empiriques.

Chapitre II

Comportement des fondations superficielles situées sur sol renforcé

II.1 Introduction

Les méthodes de renforcement des sols ont connu un développement significatif dans le secteur de la construction géotechnique à travers le monde. Elles ont acquis une grande popularité en raison de leur facilité de construction et de leur rentabilité par rapport aux solutions traditionnelles telles que les murs de soutènement, le clouage, le traitement par colonnes et les palplanches. Ces techniques sont utilisées pour optimiser les propriétés mécaniques de sols selon les exigences particulières de chaque projet de construction.

Le renforcement du sol est une méthode utilisée pour améliorer la pression limite ou la stabilité des sols dans diverses applications de génie civil, telles que les ponts, les routes, les bâtiments et les tunnels etc. Cette technique peut être réalisée en utilisant des géosynthétiques (géotextiles, des géogrilles, des géocomposites), des pieux, ou en appliquant des techniques d'injection de sols. Le choix de la technique du renforcement de sol dépendra des caractéristiques spécifiques du sol, des charges et des contraintes auxquelles la structure sera soumise, ainsi que des coûts et des délais associés au projet.

Les géosynthétiques ont une grande utilité dans le domaine de la construction car ils offrent une résistance au sol qui permet d'augmenter la stabilité d'un ouvrage. Ces produits sont largement utilisés dans l'ingénierie géotechnique et les projets d'infrastructure pour des applications telles que la séparation des couches de sol, le renforcement et la protection contre l'érosion.

Le présent chapitre montre une synthèse bibliographique sur la portance des fondations superficielles situées sur des sols renforcés, en tenant compte les différents types de charges.

II.2 la Capacité portante des fondations superficielles reposant sur sol renforcé

II.2.1 Fondations implantées sur un sol renforcé par des géogrilles

Une géogrille est un matériau géosynthétique en polymère constitué d'un réseau régulier de fils ou de bandes résistants à la traction, interconnectés selon une structure régulière. Les ouvertures entre les fils permettent au sol de pénétrer à travers la géogrille, renforçant ainsi la résistance et la stabilité du sol. Les géogrilles sont fréquemment employées pour renforcer les fondations, les

remblais, les murs de soutènement et autres ouvrages en contact avec le sol. On distingue deux principaux types de géogrilles :

- ❖ Les géogrilles uniaxiales sont constituées de fils ou de bandes résistants à la traction disposés parallèlement dans une direction, ce qui les rend particulièrement efficaces pour renforcer le sol dans une direction donnée.
- ❖ Les géogrilles biaxiales sont constituées de fils ou de bandes disposés perpendiculairement les uns aux autres, ce qui leur confère une résistance à la traction dans deux directions perpendiculaires (figure II.1)



Figure. II.1 Type de géogrille.

Plusieurs travaux de recherche ont été publiés dans la littérature pour examiner l'impact du renforcement et les différents facteurs qui influent sur la portance des sols des fondations superficielles renforcés par des géogrilles.

Das et Omar (1994) ont étudié expérimentalement la charge limite d'une fondation filante placée sur des sols (sable et argile saturée) renforcés par géogrille. Les résultats ont montré que la géogrille a un effet important quand était placée à une profondeur totale égale d'environ $2B$ pour le sable et de $1,75B$ pour l'argile, et lorsque la première couche de géogrille était placée à une profondeur de $0,3B$, $0,4B$ pour le sable et l'argile respectivement. Ce qui suggère que le type de sol influence sur l'emplacement du renforcement. De plus ils ont trouvé que la valeur de BCR obtenu à partir d'un système sable-géogrille est considérablement plus élevée que celui d'un système argile-géogrille (figure II.2).

Boushehrian et Hataf (2003) ont étudié expérimentalement et numériquement le comportement des fondations circulaires et offshore reposées sur un sable renforcé. Ils ont obtenu que la pression limite de sol augmente avec l'ajout des couches de géogrilles à condition que celles-ci soient placées à des profondeurs critiques.

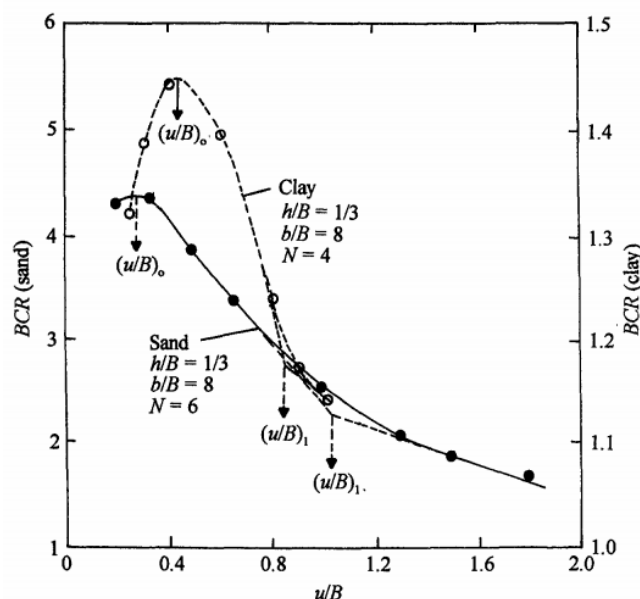


Figure. II.2 Variation du BCR en fonction u/B d'après Das et Omar (1994)

Sitharam et Sireesh (2004) ont mené une série des essais expérimentale afin d'estimer la charge limite d'une fondation circulaire encastrée et située sur un lit de sol pulvérulent renforcé par plusieurs couches de renforcement. Ils ont trouvé que l'ajout des couches de géogrilles a un effet bénéfique sur l'amélioration de la capacité portante et la réduction du tassement de la semelle. de plus ils ont constaté que la charge ultime augmente avec l'augmentation de la profondeur d'encastrement de la fondation.

Abu-Farsakh (2013) a réalisé des essais expérimentaux sur deux semelles, l'une circulaire et l'autre rectangulaire, situées sur un sable renforcé par des géosynthétiques, pour évaluer leurs pressions limite. Les résultats ont révélé que le tassement peut être réduit de 20 % pour toutes les pressions appliquées sur la semelle, avec deux ou plusieurs couches de géogrille.

Des tests au laboratoire ont été effectués par Cicek *et al.* (2015), pour déterminer l'effet de la longueur des fondations superficielles implantées sur un sol renforcé. Ils ont révélé qu'une amélioration peut être apportée sur la capacité portante lorsque la longueur du renforcement et la largeur de la semelle sont égaux, et aucun changement significatif de la capacité portante ne se produit lorsque la longueur du renforcement $L/B > 5$. De plus Ils ont montré que le type et le nombre des nappes de renforcement ont une influence sur la longueur du renforcement. Cependant, les auteurs ont trouvé que les valeurs du BCR de géogrilles sont plus élevées que celles de géotextiles, ainsi que le rapport L/B augmente, le taux du BCR augmente avec des valeurs de s/B plus élevées.

Prasad et al. En 2016 ont mené des essais en laboratoire sur un modèle réduit pour déterminer la réponse en terme de chargement-déplacement d'une fondation située sur un sable qu'il soit renforcé ou non, ils ont étudié deux cas l'une nappe du sable renforcée par géogrilles et l'autre nappe d'agrégat surmontant une nappe du sable renforcée par géogrilles comme montre la (figure II.3). Une étude paramétrique est prise en compte pour évaluer l'effet des différents paramètres sur la portance de la fondation. Les résultats trouvés indiquent que l'augmentation de l'épaisseur de la nappe d'agrégat entraîne une augmentation de la pression limite du sol. Par ailleurs pour le cas d'un sable, le renforcement a un effet bénéfique lorsque il est placé à une profondeur optimale est égale 0,45 fois la largeur de la fondation ce qui donne une augmentation de 66% de la pression limite comparativement au cas non renforcé. Mais pour le cas d'une nappe d'agrégat renforcé la profondeur critique de la géogrille est d'une valeur de 0,3 fois la largeur de la semelle, et cela a entraîné une augmentation de 27% de la pression limite comparativement au cas non renforcé.

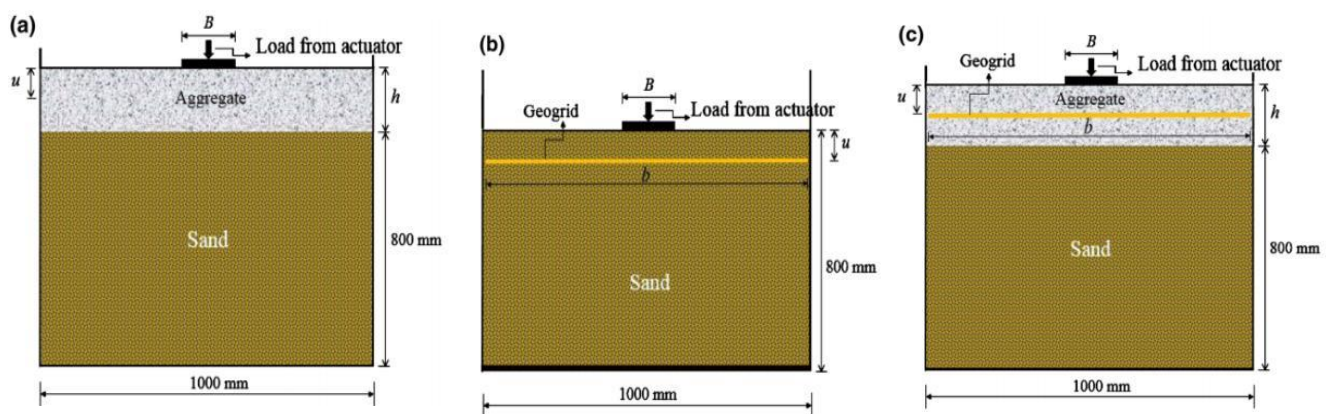


Figure. II.3 Description de modèle d'étude d'après *Prasad et al. 2016*.

Un nouveau matériau de renforcement sous la forme d'une géogrille tridimensionnelle est proposé par Makkar et al (2017) comme montre la (figure II.4). Cependant pour étudier la capacité portante d'une semelle carrée située sur un sable renforcé par ce géogrille, des essais de charge de plaque ont été effectués au laboratoire. Ils ont révélé qu'en utilisant une seule nappe de géogrille ordinaire, l'amélioration de la charge limite de la fondation est obtenue égale 1,85 fois. En revanche avec l'utilisation de deux types de géogrille 3D triangulaire et rectangulaire (figure II.5) à une profondeur critique de $0,25B$ a entraîné des augmentations respectives de 2,7 et 3,1 fois.

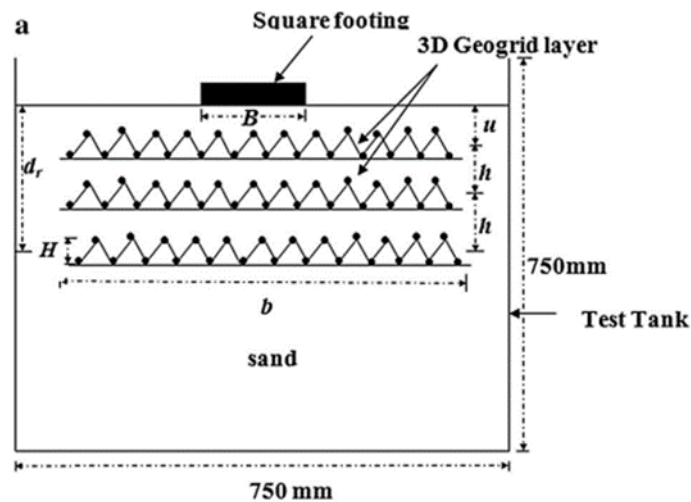


Figure. II.4 Configuration et disposition de géogrilles 3D

Makkar et al. (2017)



Figure. II.5 Types de géogrilles 3D

De plus plusieurs travaux de recherche ont été réalisés, en utilisant la MEF pour examiner le comportement des sols renforcés.

En (2009), Latha et Somwanshi ont publié les résultats de leurs essais en laboratoire et de simulations numériques portant sur la portance d'une semelle carrée placée sur un sable renforcé par des géosynthétiques. Ils ont examiné différents facteurs, tels que la profondeur et la largeur du renforcement, le type et la rigidité axiale du renforcement, ainsi que l'espacement entre les couches de renforcement (figure II.6). Les résultats des essais ont révélé que la profondeur effective de la zone renforcée située sous la semelle carrée est deux fois la largeur de la semelle, la distance verticale entre les couches de renforcement est égale 0,4 fois la largeur de la fondation, et la largeur optimale du renforcement est quatre fois la largeur de la fondation.

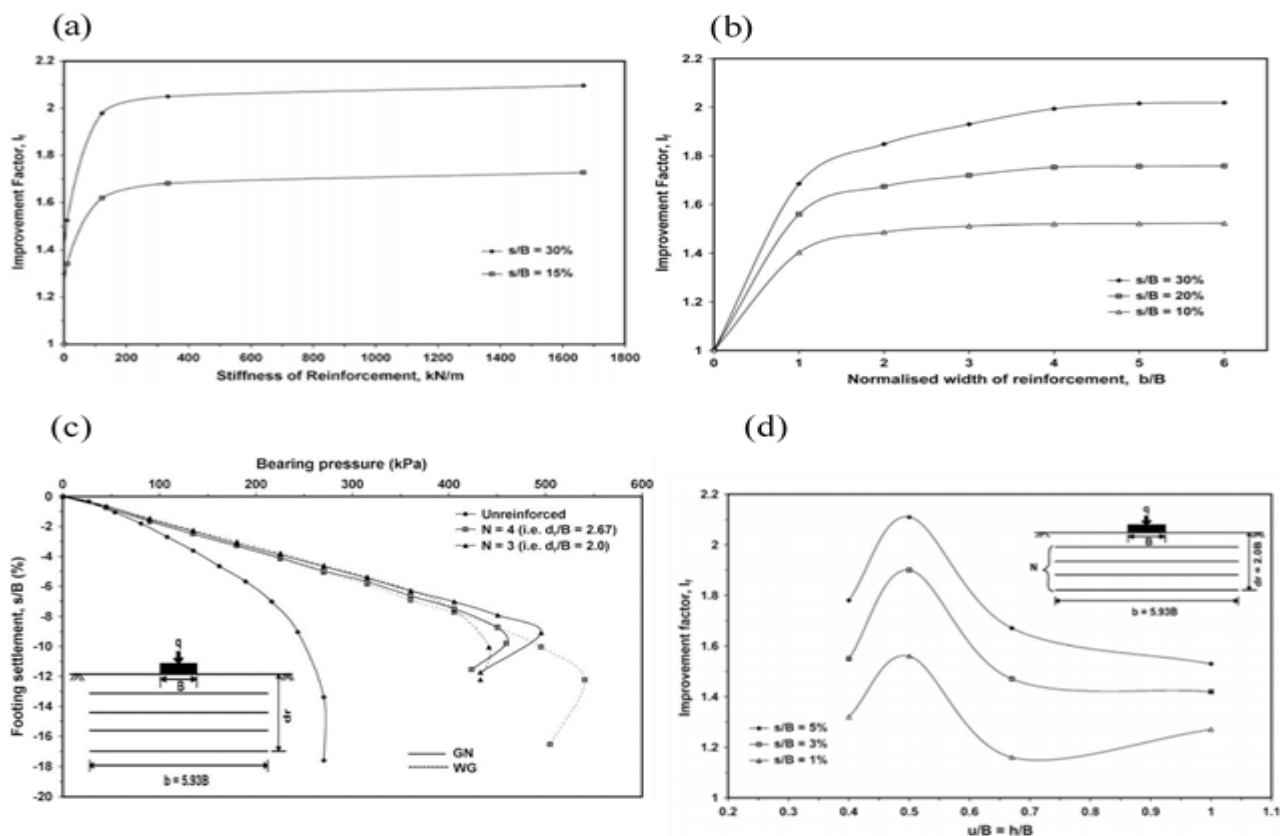


Figure. II.6 Variation du facteur d'amélioration en fonction : (a) la rigidité de renforcement, (b) la largeur de renforcement, (c) la profondeur de la zone renforcée, (d) la distance entre les couches de renforcement
Latha et Somwanshi (2009)

Zidan (2012) a étudié numériquement le comportement d'une fondation circulaire située sur un sol renforcé sous l'effet des charges statiques et dynamiques. Il a révélé que la réduction du taux de tassement de la fondation était proportionnelle à l'accroissement du nombre des cycles de chargement. En outre il a constaté que les valeurs optimales de la profondeur de la nappe initiale de géogridde et de l'espacement entre les couches de renforcement se trouvent à 20 % du diamètre de la fondation.

Chakraborty et Kumar (2014) ont évalué la capacité portante d'une semelle circulaire placée sur une masse de sol renforcé par des couches de géogridde pour différentes valeurs d'angle de frottement interne φ , en utilisant l'approche d'analyse limite (limite supérieure) en conjonction avec les éléments finis. Des coefficients d'efficacité $\eta\gamma$ et ηc ont été déterminés dans cette étude pour prendre en compte l'inclusion des renforcements, en les multipliant par les facteurs de la capacité portante $N\gamma$ et Nc . Les auteurs ont constaté que l'augmentation de la charge limite avec l'utilisation de géogridde augmente continuellement avec une augmentation de φ , et l'amélioration

de la charge limite devient assez importante pour deux couches de géogrille par rapport à une seule couche de géogrille avec la valeur de ϕ variant entre 30 et 45, quand le renforcement est placé à une profondeur critique.

En 2014 Naderi et Hataf ont réalisé des études expérimentales et une analyse numérique en utilisant la (MEF) à la fois pour estimer la charge limite des fondations annulaires et circulaires adjacentes placées sur un sable renforcé. Dans Cette recherche, l'effet de différents facteurs, tels que l'interférence des semelles, la forme de la semelle, l'espacement entre les semelles et également l'effet de la couche du renforcement sur la charge limite ont été étudiés. Les résultats obtenus montrent que la capacité portante ultime de deux fondations circulaires et annulaires étroitement espacées est maximale lorsqu'elles sont placées exactement l'une à côté de l'autre et décroît avec l'accroissement du rapport d'espacement au diamètre de la semelle (Δ/D). Tandis que pour $\Delta/D > 4$, la capacité portante de chaque semelle adjacente est presque la même que celle d'une seule semelle. Cela signifie que lorsque la distance entre les centres dépasse $4D$, aucune interférence notable n'a été observée, et chaque semelle a fonctionné de manière relativement autonome, similaire à une seule semelle. De plus ils ont constaté que la charge limite des semelles étroitement espacées augmente avec l'ajout d'une nappe du renforcement dans le sol de la fondation, et le renforcement a un effet important dans le cas des fondations circulaires que celles des fondations annulaires voir (Figure II.7)

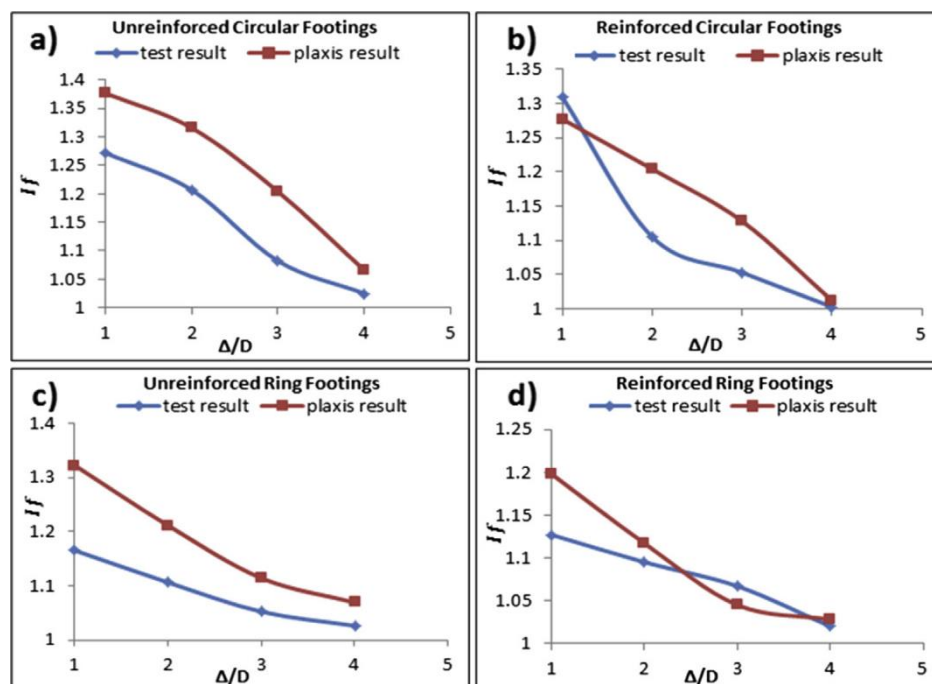


Figure. II.7 Comparaison des résultats de Plaxis et des tests de laboratoire du facteur d'interférence (I_f) cas des semelles étroitement espacées pour les deux cas non renforcé et renforcé

Shadi Aria et al (2017) ont mené des calculs élasto-plastiques en utilisant le logiciel PLAXIS en EF en 2D, afin d'étudier l'influence de l'angle de frottement interne du sable sur la profondeur optimale du renforcement. La (figure II.8) présente la variation de BCR_u en fonction de la profondeur du renforcement, en prenant en considération différentes valeurs de ϕ . Les résultats des simulations numériques montrent que la profondeur optimale varie de manière significative en fonction de l'angle de frottement interne du sable, en particulier lorsque celui-ci est supérieur à 30° .

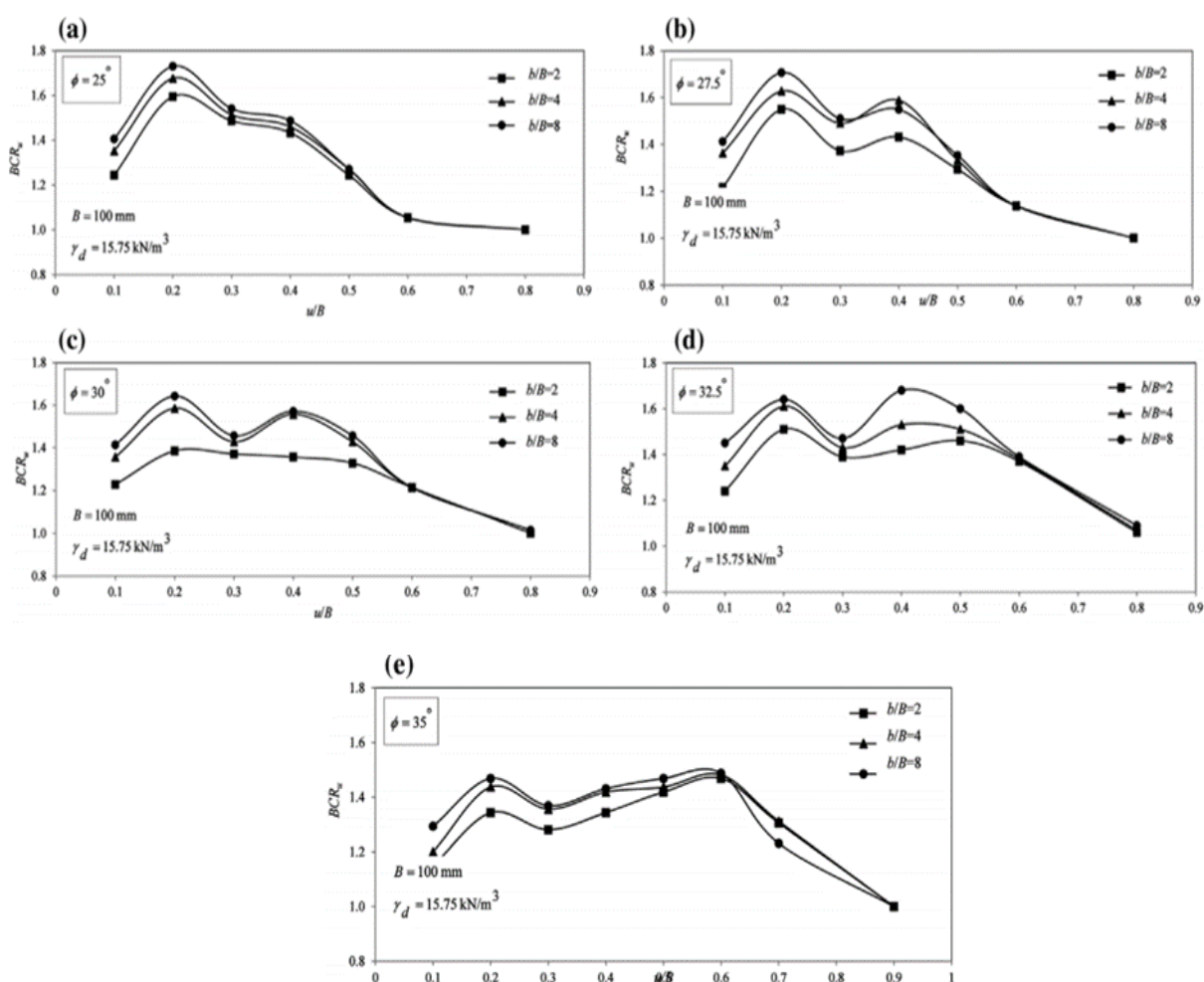


Figure. II.8 Variation du BCR_u en fonction de (u/B) (a) $\phi=25^\circ$, (b) $\phi=27.5^\circ$, (c) $\phi=30^\circ$, (d) $\phi=32.5^\circ$ et (e) $\phi=35^\circ$ (Shadi Aria et al. 2017).

II.2.2 Mécanismes de rupture

Les mécanismes de rupture des sols renforcés proposés dans la littérature peuvent être classés par catégorie comme suit :

Frontière rigide : Lorsque profondeur entre la première couche de renforcement et la base de la semelle dépasse un seuil spécifique, la nappe de renforcement se comportera comme une frontière rigide, ce qui provoquera la rupture au-dessus des nappes de renforcement (figure II.9).

Effet de membrane : Lorsque la charge est appliquée, le sol sous la fondation se tasse, tandis que les couches de renforcement sont tendues et déformées. En raison de leur rigidité, les couches de renforcement fléchissent, créant ainsi une force orientée vers le haut afin de supporter la charge exercée. Dans le but d'activer l'effet de membrane, il est essentiel d'avoir un certain d'affaissement et les couches de renforcement doivent posséder une longueur et une rigidité suffisantes pour éviter la rupture par traction voir (figure II.10).

Effet de confinement (effet latéral de contrainte) : Lorsque le sol et les couches de renforcement se déplacent de manière relative, cela engendre une force de frottement à l'interface entre les deux. Cette force entraîne également un enchevêtrement entre le sol et les couches de renforcement, qui empêche la déformation latérale du sol renforcé causé par traction. Par conséquent, cela conduit à une diminution de la déformation verticale du sol. En outre, l'augmentation de la contrainte latérale peut entraîner une augmentation du module de compressibilité du sol, contribuant ainsi à améliorer sa charge limite voir (figure II.11).

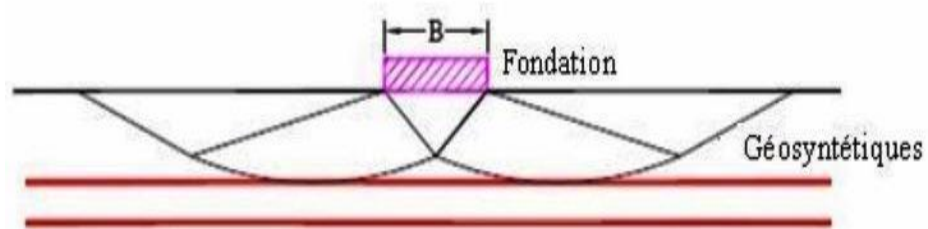


Figure. II.9 Frontière rigide.

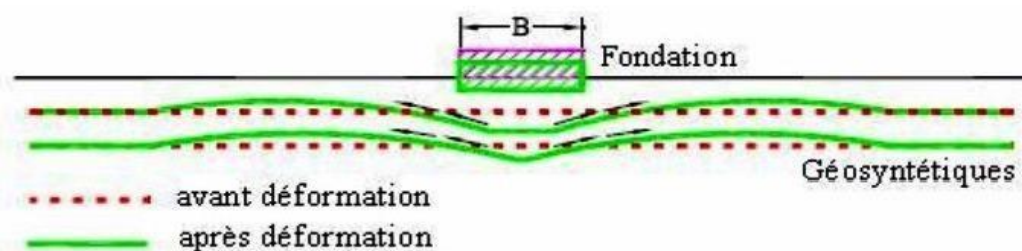


Figure. II.10 Effet de membrane.

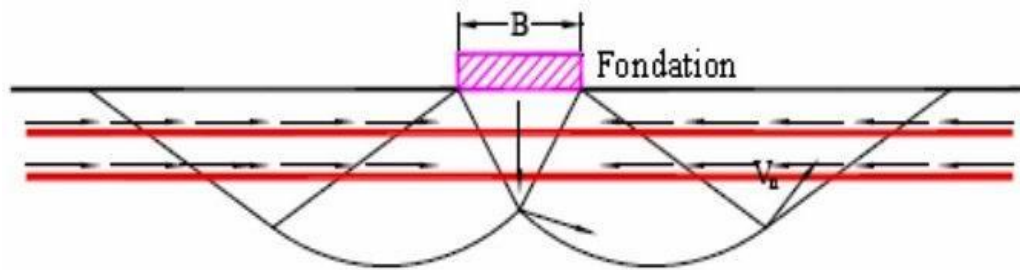
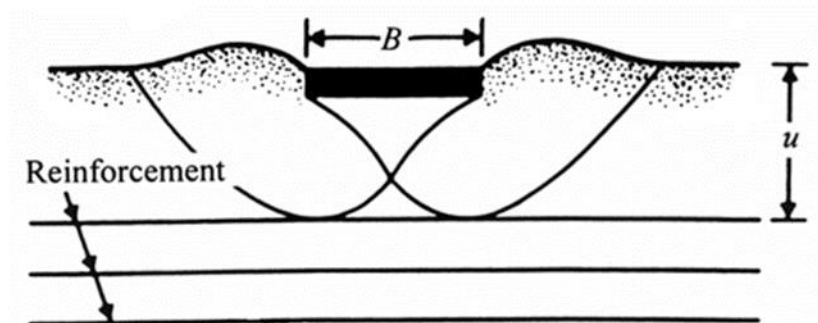


Figure. II.11 Effet de confinement.

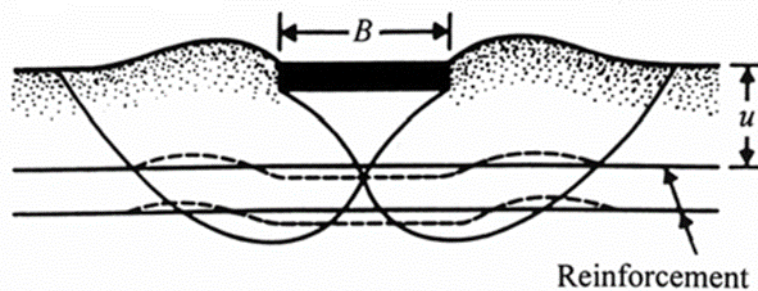
II.2.2.1 Méthode de Binquet et Lee

En se basant sur les résultats et les observations des essais effectués sur des modèles réduits en laboratoire, Binquet et Lee (1975b) ont décrit trois mécanismes possibles de rupture des sols renforcés, en fonction de la résistance à la traction et de l'emplacement des couches de renforcement.

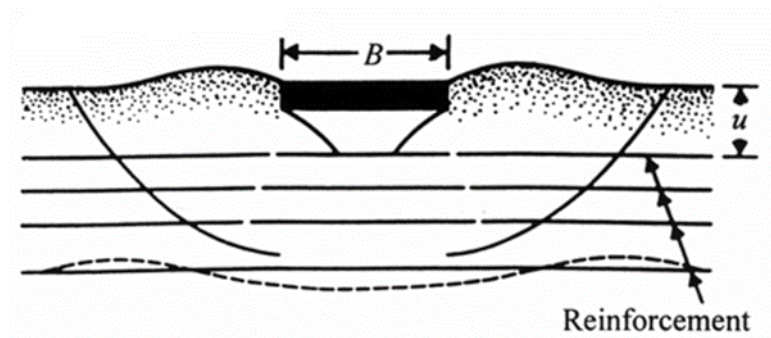
- ✚ Rupture par cisaillement au-dessus de la première couche de renforcement qui est susceptible de se produire quand la distance entre la couche initiale et la base de la semelle dépasse les $2/3$ de la largeur de fondation voir la (figure II.12.a).



a) $u > 2 B/3$ Rupture au- dessus des couches de renforcement.



b) $u < 2 B/3$ & $N < 2$ ou 3 , rupture par extraction des couches.



c) $u < 2 B/3$, longues couches et $N > 4$: Rupture par traction

Figure. II.12 mécanismes de rupture des sols renforcés.

(Binquet et Lee, 1975b).

- ✚ Une rupture due à l'extraction des barres qui est susceptible de se produire pour le cas où la distance verticale entre la couche initiale de renforcement et la base de la semelle est inférieure à $2B/3$, et que le nombre des couches de renforcement est inférieur à 2 ou 3 ou la longueur des nappes de renforcement est très courte, voir la (figure II.12.b).
- ✚ Rupture par traction qui se produit probablement quand la distance entre la couche initiale et la base de la semelle est inférieure à $2B/3$, le nombre des couches de renforcement étant égal ou supérieur à 4 et de longues nappes de renforcement, voir (figure II.12.c).

Une méthode de conception de semelles filantes placées sur des sols renforcés a été développée par Binquet et Lee (1975b), en prenant en compte les ruptures dues à l'extraction et à la traction.

Selon la méthode de Binquet et Lee les distributions des contraintes dans le sol sont représentées sur la (figure II.13).

On suppose que la couche de sol située directement sous la fondation, désignée par la zone (1), subit un tassement simultané avec la fondation lorsque la charge est exercée. Le sol situé de chaque côté de cette zone, est alors poussé vers l'extérieur et vers le haut. Pour obtenir les points a, c, a' et c', qui délimitent les zones (1) et (2), on peut relier les points situés à différentes positions dans le sol où l'effort de cisaillement τ_{xz} est maximal.

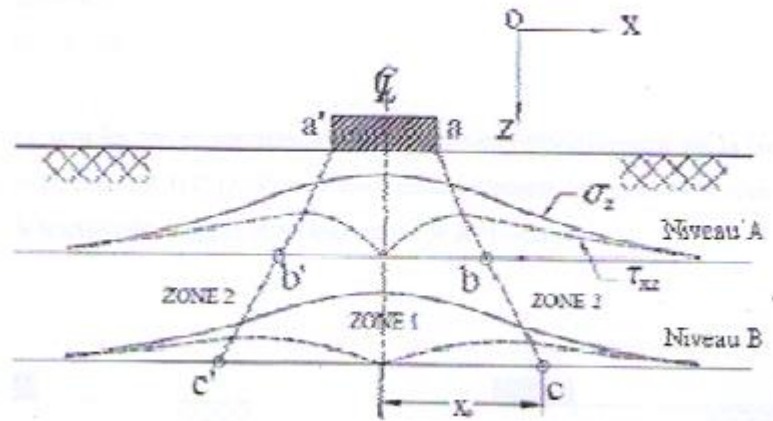


Figure. II.13 Distribution des contraintes au-dessous d'une semelle filante implantée sur un sol renforcé (Binquet et Lee, 1975b).

II.2.2.2 Méthode de Huang et Tatsuoka

Huang et Tatsuoka, (1990) ont effectué des essais expérimentaux sur des fondations filantes situées sur un sol renforcé, ils ont identifié deux modes de rupture :

- ✚ Une rupture locale se produit dans la zone non renforcée, située en dessous de la zone renforcée (figure II.14.a)
- ✚ Une rupture locale au sein de la zone renforcée (figure II.14. b).

Ce genre de rupture est couramment associé à la rupture des couches par extraction, traction ou compression dans le sol.

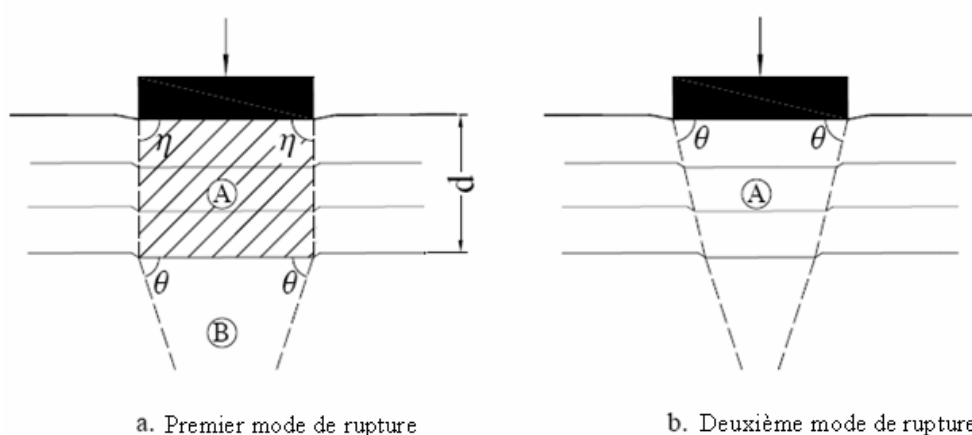


Figure. II.14 Les modes de rupture des sables renforcés

(Huang et Tatsuoka, 1990)

II.2.2.3 Méthode de Huang et Menq

En utilisant les mécanismes de rupture suggérés par Schlosser et al (1983), Huang et Menq en (1997), ont mené une étude sur un sol renforcé voir la (figure II.15). D'après ce mécanisme de rupture, la charge limite est augmentée grâce à l'impact de la fondation elle-même et la dalle étendue. Le principe fondamental de ce modèle de rupture stipule que la charge limite d'une semelle ayant une largeur B placée sur un sol renforcé est identique à celle d'une semelle plus large ayant une largeur $B + \Delta B$ placée sur un sol non renforcé, dont la profondeur totale de renforcement (d) correspond à la profondeur d'enfoncement.

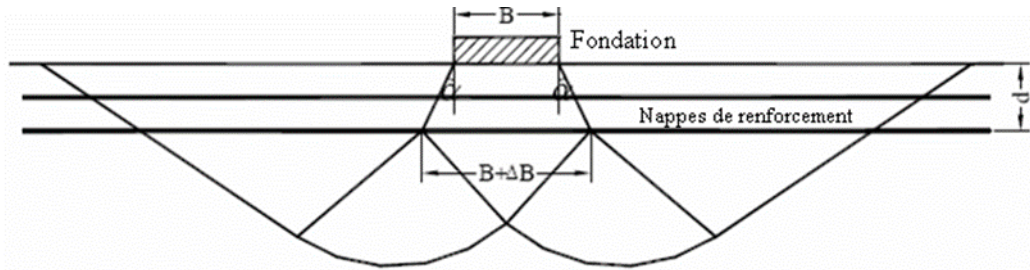


Figure. II.15 Mécanisme de rupture des sols renforcés (Huang et Menq, 1997)

Cas du sol non renforcé

$$q_{u(D_f=0)} = \eta \times \gamma \times B \times N_\gamma \quad (\text{II.1})$$

Pour le sol renforcé

$$q_{u(R)} = q_{u(D_f=0)} = \eta \times \gamma \times (B + \Delta B) \times N_\gamma + \gamma \times d \times N_q \quad (\text{II.2})$$

Où :

$q_{u(D_f=0)}$: charge limite du sol non renforcé

$q_{u(R)}$: charge limite du sol renforcé

η : facteur dépend de la géométrie de la semelle

ΔB : augmentation de la largeur de la semelle

$$\Delta B = (2 \times d) \tan \alpha$$

α : angle de distribution des contraintes

À partir de différentes études de chercheurs, Huang et Menq (1997) ont développé une formule permettant d'estimer l'angle de dispersion des contraintes dans le sol en se fondant sur des données empiriques.

$$\tan\alpha = 0,680 - 2,071 h / B + 0,743 CR + 0,3 l B + 0,076 N \quad (\text{II.3})$$

Avec :

CR: rapport de couverture

$$CR = \frac{w}{W} \quad (\text{II.4})$$

w : largeur de la bande de renforcement

W : l'espacement horizontal entre axes des bandes

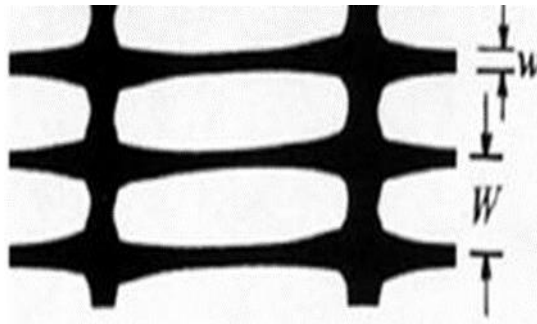


Figure. II.16 Dimensions de la géogrid

II.2.2.4 Méthode de Wayne et al

La (figure II.17) montre les mécanismes de rupture des semelles situées sur des sols renforcés, qui ont été proposés par Wayne et al (1998). La position des couches de renforcement et les propriétés du sol sont des facteurs déterminants du mode de rupture. Lorsque la nappe initiale de renforcement est placée à une profondeur (u) dépasse une certaine valeur, le renforcement se comporte comme une frontière rigide, entraînant une rupture au-dessus du renforcement voir (figure II.17.a). Pour éviter ce type de rupture, il est recommandé de placer la couche de renforcement supérieure plus près de la semelle.

Si l'espacement entre les couches de renforcement (h) est important, cela entraînera une rupture se formant au sein des couches de renforcement comme illustré dans la (figure II.17.b). Pour

éviter ce genre de rupture, il est essentiel de maintenir un espacement vertical approprié entre les couches de renforcement.

Lorsque les couches de renforcement sont insuffisamment étendues et que la zone renforcée présente une grande rigidité, peut survenir une rupture par poinçonnement le long de la zone renforcée voir (figure II.17.c). Dans ce cas, le sol renforcé joue le rôle d'une semelle profonde rigide, et l'épaisseur de la zone renforcée peut être considérée comme la profondeur d'encastrement de la semelle. Les formules classiques de la capacité portante, telles que celles présentées par Vesic (1973) et d'autres chercheurs, peuvent être utilisées pour calculer la capacité portante du sol renforcé.

En général, la rupture par poinçonnement à travers la zone renforcée (figure II.17.d) se produit lorsque les couches sont placées de manière appropriée. D'après ce mode de rupture, le sol renforcé est considéré comme un système à deux nappes, avec une nappe de sol résistante située au-dessus d'une nappe de sol plus faible, conformément à la proposition de Wayne et al (1998). Ils ont ainsi modifié la formule de Meyerhof et Hanna pour tenir en compte l'impact du renforcement sur l'augmentation de la charge limite, comme indiqué par l'équation (II.5).

$$q_{u(R)} = q_b + 2c_t(B + L) \frac{d}{BL} + \gamma_t H^2 \left[1 + 2 \frac{D_f}{d} \right] K_s (B + L) \frac{\tan \phi_t}{BL} + 2(B + L) \frac{T}{BL} - \gamma_t d \quad (\text{II.5})$$

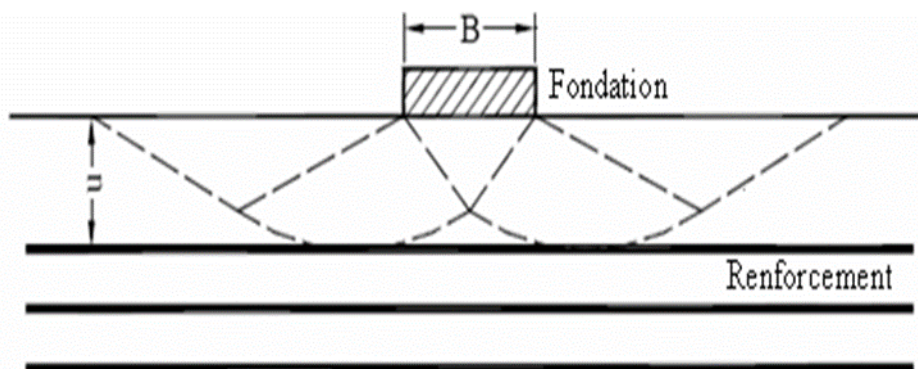
Avec :

q_b : charge limite du sol sous la zone renforcée

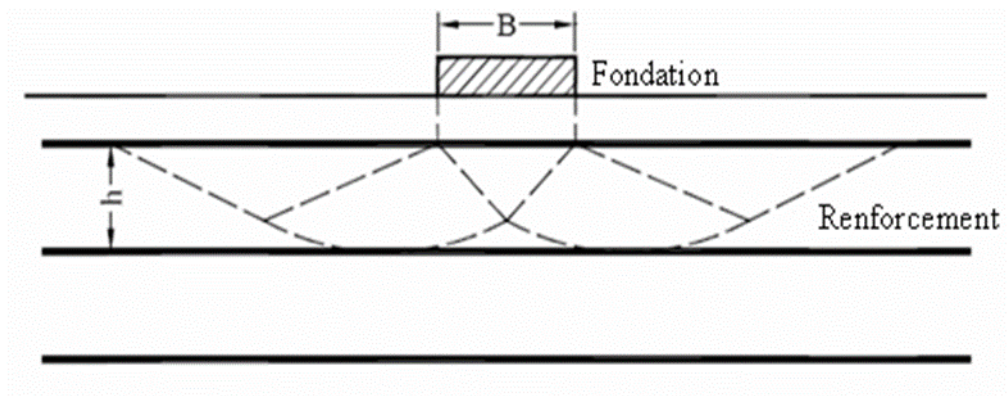
d : épaisseur de la nappe initiale

K_s : facteur de poinçonnement de la nappe initiale

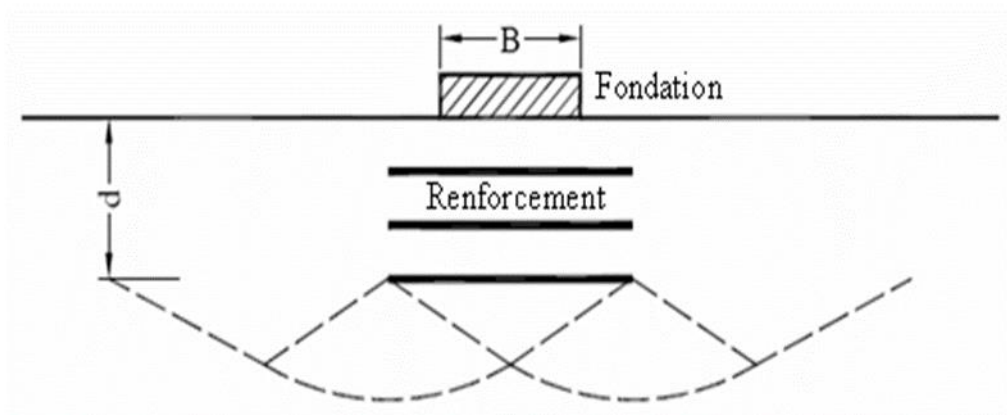
T : force de soulèvement des couches de renforcement



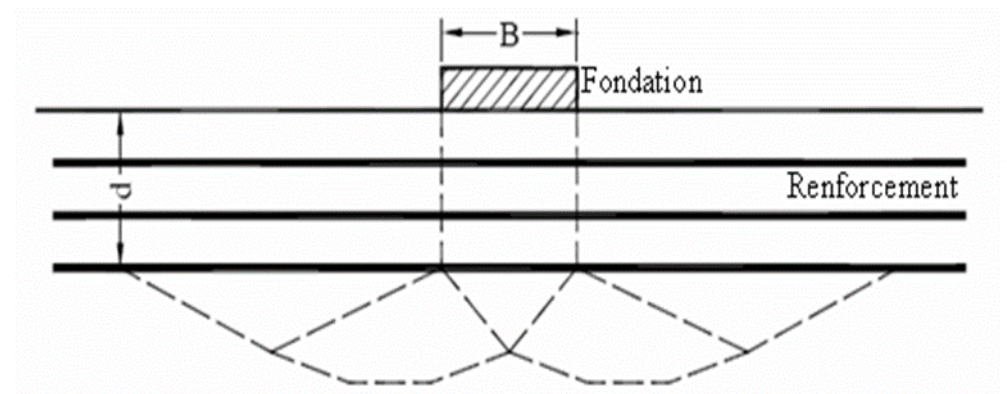
(a) Rupture au-dessus des couches de renforcement.



(b) Rupture entre les couches de renforcement.



(c) Rupture le long de la zone renforcée.



(d) Rupture à travers la zone renforcée.

Figure. II.17 Modes de rupture des sols renforcés (Wayne et al, 1998)

II.2.2.5 Méthode de Michalowski

Des analyses de stabilité des sols renforcés ont été menées par Michalowski (2004). Cette étude a pris en compte deux modes de rupture, la rupture par extraction et la rupture par traction. En utilisant le principe de superposition. Les formules ci-dessous sont proposées par Michalowski (2004) pour évaluer la portance des semelles filantes situées sur sol renforcé.

1-cas d'une rupture par traction :

$$p = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + K_t M'_r \quad (\text{II.6})$$

$$K_t = \frac{T_t}{h} \quad M'_r = (1 + \sin\varphi)e^{\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right)\tan\varphi}$$

Où,

T_t : la résistance à la traction de renforcement

h : l'espacement vertical entre les couches de renforcement

2-cas d'une rupture par extraction :

a. Une seule couche de renforcement

$$P = \frac{1}{1 - \mu \frac{u}{B} M_p} \left[c(N_c + f_c M_c) + q(N_q + \mu M_q) + \gamma B \left(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu \frac{d}{B} M_\gamma \right) \right] \quad (\text{II.7})$$

Où,

$$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi, \quad N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{(\pi\tan\varphi)}, \quad N_\gamma = e^{0,66+5,11\tan\varphi} \tan\varphi$$

M_c, M_p, M_q et M_γ : facteurs de la charge limite dus au renforcement

μ : facteur de frottement à l'interface sol-renforcement.

f_c : le rapport de la cohésion d'interface sol-renforcement à la cohésion du sol.

2. Plusieurs couches de renforcement

$$P = \frac{1}{1 - \mu M_p \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B}} \left[c(N_c + f_c M_c) + q(N_q + \mu M_q) + \gamma B \left(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu M_\gamma \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B} \right) \right] \quad (\text{II.8})$$

Avec :

d_i : la profondeur de renforcement de i couches avec $d_i = n(i - 1) h$

h : l'espacement vertical entre les couches de renforcement

Selon les résultats obtenus numériquement par Michalowski (2004), les couches de renforcement situées au-dessus des points B et C de la (Figure II.18) sont soumises à une mobilisation maximale. Les formules des facteurs de la charge limite ont été approximativement données dans le tableau II.1 de l'étude de Michalowski (2004).

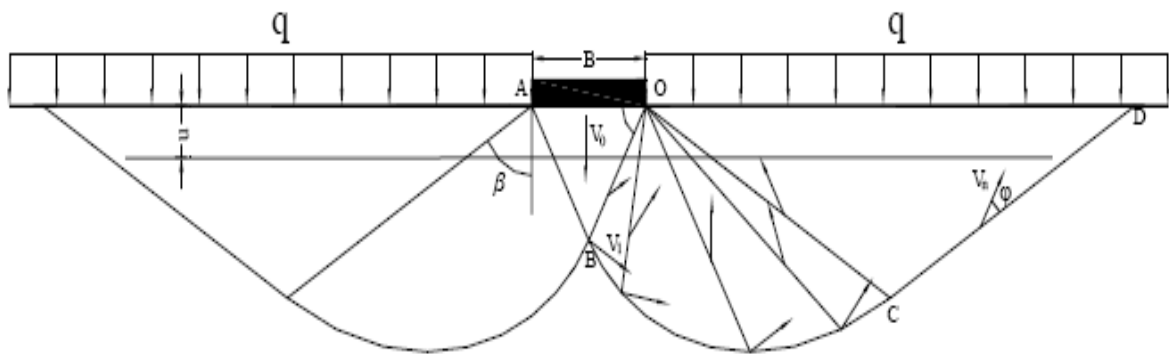


Figure. II.18 Mécanisme de rupture des sols renforcés (Michalowski, 2004).

Tableau II.1 facteurs de la charge limite dus au renforcement (Michalowski, 2004).

Nombre de nappes	$M_c = M_q = M_\gamma$	M_p
Une seule nappe	$1,6(1 + 8,5 \tan^{1,3} \varphi)$	$1,5 - 1,25 \times 10 - 2\varphi$
Deux nappes	$1,1(1 + 10,6 \tan^{1,3} \varphi)$	$40,75 - 6,25 \times 10 - 3\varphi$
Trois nappes	$0,9(1 + 10,6 \tan^{1,3} \varphi)$	$0,5 - 6,25 \times 10 - 2\varphi$

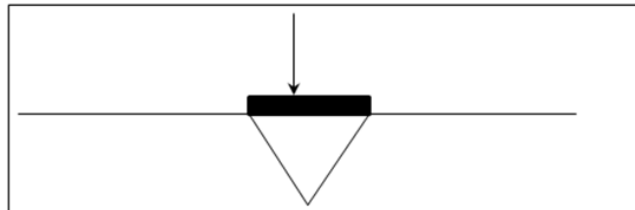
II.2.3 Fondations situées sur un sol renforcé par des géogrilles et soumises à différentes charges

On peut identifier deux types distincts de ruptures : rupture par cisaillement générale et par cisaillement locale. Lors d'une rupture générale par cisaillement, des surfaces de rupture se forment de manière continue entre les limites de la fondation et la surface du sol. Le sol adjacent aux limites de la fondation se déplace progressivement vers le bas et s'étend latéralement à mesure que la pression augmente. Le soulèvement du sol se manifeste symétriquement de chaque côté de la fondation, la courbe chargement-tassement présente un point de pic bien défini, permettant ainsi de déterminer clairement la capacité portante maximale. En revanche,

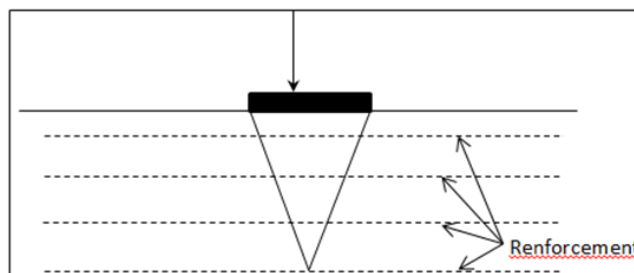
lors d'une rupture par cisaillement locale, une compression significative du sol sous la fondation se produit. Cette rupture se caractérise par des tassements relativement importants, des déformations légères des surfaces et l'incapacité à définir de manière précise la capacité portante maximale.

D'après la (Figure II.19), lorsqu'on renforce le sol, la profondeur maximale de propagation du coin de rupture est limitée par rapport à celle des sols non renforcés. En cas de chargement centré, Yetimoglu et al. (1994), Adams et al (1997) ainsi que Boushehrian et al (2003) ont tous rapporté des résultats similaires.

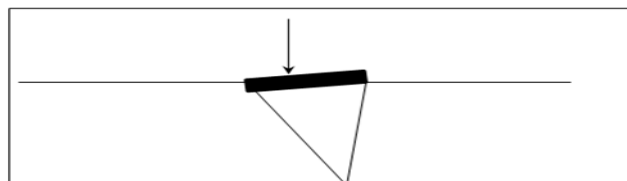
Déplacement verticale
sous la fondation pour un
sol non renforcé



Déplacement verticale
sous la fondation pour un
sol renforcé



Rotation sous la
fondation pour un sol non
renforcé



Rotation sous la
fondation pour un sol
renforcé

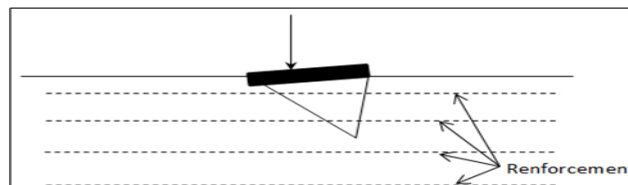


Figure. II.19 Déformation d'une semelle posée sur sol renforcé sous l'effet d'une charge excentrée

Des tests en laboratoire ont été menés par Patra et al (2006) pour évaluer la portance d'une fondation filante située sur un sol sableux renforcé par des géogrilles sous l'influence d'une charge excentrée. Ils ont suggéré une relation empirique appelée "facteur de réduction" qui permet de mettre en relation la charge maximale supportée par une semelle excentrée avec celle d'une semelle soumise à une charge centrée.

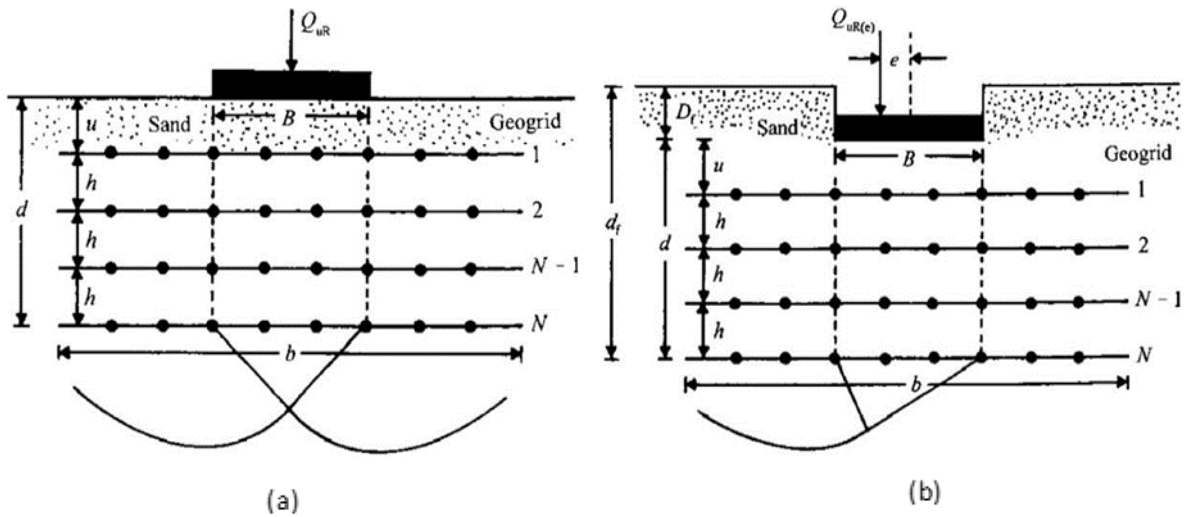


Figure. II.20 Mode de rupture d'une semelle filante située sur un sol renforcé
(a- Cas d'une charge centrée, b- Cas d'une charge excentrée).

D'après le mode de rupture illustré dans la (figure II.20 a), la capacité portante ultime d'une semelle située sur un sol renforcé $q_{u(R)}$ est exprimée comme suit :

$$q_{u(R)} = d\gamma N_\gamma + \frac{1}{2}\gamma b N_\gamma \quad (\text{II.9})$$

et la capacité portante ultime due à la charge excentrée $q_{uR(e)}$ (figure II.20 b) est donnée par :

$$\frac{q_{uR(e)}}{q_{u(R)}} = 1 - R_{KR} \quad (\text{II.10})$$

Où

R_{KR} : facteur de réduction

$$R_{KR} = \alpha_1 \left(\frac{d_f}{B}\right)^{\alpha_2} \cdot \left(\frac{e}{B}\right)^{\alpha_3} \quad (\text{II.11})$$

Avec α_1 , α_2 et α_3 sont des constantes, et $d_f = D_f + d$.

L'impact d'une charge excentrée sur le comportement d'une fondation filante située sur un sol renforcé a été étudié expérimentalement et numériquement par Nassr et azzam (2016). Par ailleurs, ils ont examiné l'effet de différents facteurs, tels que la largeur de la fondation, l'excentricité de charge, le renforcement utilisé et la densité relative du sable. Les auteurs ont constaté que l'inclusion du renforcement améliore significativement la capacité portante de la semelle lorsque celle-ci est soumise à une charge excentrée. Ils ont également signalé que dans le cas d'une excentricité de la charge (e/B) égale à 0,1, la capacité portante ultime a augmenté d'environ 38% et 67 % lorsque le sable a été renforcé avec des géotextiles et des géogrilles, respectivement. L'efficacité de la géogrille est attribuée à ses caractéristiques principales notamment la rigidité axiale et la résistance à la traction. De plus, ils ont révélé que la largeur de la semelle et la charge excentrée ont un effet important sur les valeurs de facteur de la capacité portante N_γ (figure II.21).

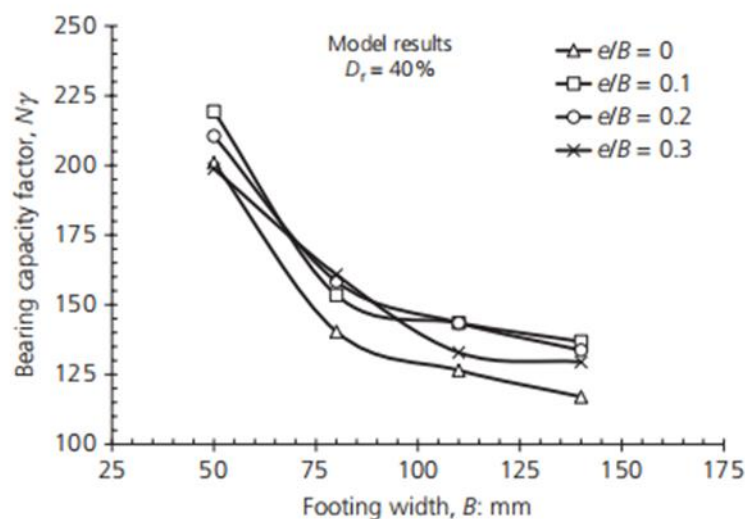


Figure II.21 Variation de N_γ en fonction de la largeur de fondation B
cas sable renforcé par géogrille

Gupta et Mital (2021) ont réalisé des essais sur un modèle réduit en laboratoire d'une fondation rectangulaire reposant sur un sable renforcé et non renforcé soumise à différentes conditions de chargement (incliné et excentrée). Les paramètres étudiés dans cette étude incluent le nombre des couches renforcées, le rapport d'encastrement, le rapport d'excentricité et d'inclinaison. Ils ont révélé que la charge limite diminue avec l'augmentation de l'excentricité axiale et l'inclinaison des charges appliquées. Tandis que l'ajout des couches de géogrille conduit à

augmenter la charge ultime d'environ 75 %, avec le nombre optimal des nappes de renforcement est ($N = 3$), et au-delà de cette valeur, le taux d'augmentation de la charge devient négligeable.

Kirtimayee et al (2022) ont effectué des tests en laboratoire pour comprendre le comportement d'une fondation carrée verticalement confinée soumise à une charge inclinée centrée figure (II.22). L'impact du confinement avec et sans renforcement ont été étudiés avec différentes variations paramétriques pour toutes les configurations de semelles. Les résultats montrent que l'effet combiné de confinement et de renforcement horizontal augmente considérablement la charge ultime de la fondation par rapport au confinement seul, pour tous les angles d'inclinaison. De plus ils ont également observé que la pression limite réduit avec l'augmentation des angles d'inclinaison et atteint la plus faible amélioration à un angle d'inclinaison de 20° . Cependant, Ils ont révélé que le confinement avec renforcement peut être considéré comme une technique économique d'amélioration des sols pour les fondations superficielles sous l'effet d'une charge inclinée. De plus ils ont trouvé que l'augmentation de la longueur des couches de renforcement horizontal assure une meilleure stabilité de la fondation à un angle d'inclinaison croissant, améliorant ainsi le comportement de la fondation.

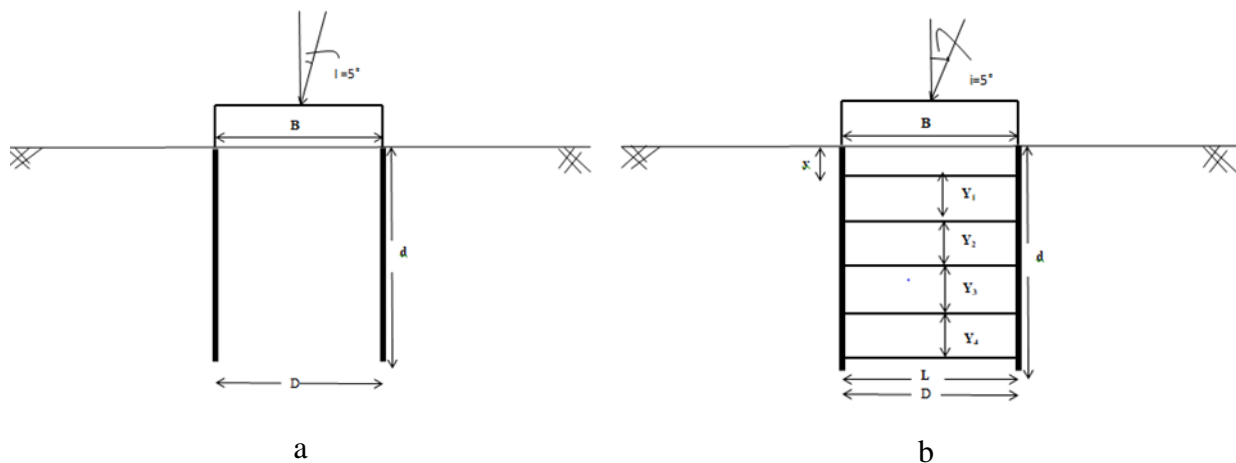


Figure II.22 Présentation schématique d'une fondation carrée avec (a) confinement
(b) confinement avec renforcement sous charge inclinée centrée

II.3 Conclusion

Ce chapitre, présente un aperçu bibliographique sur la capacité portante des fondations superficielles reposant sur un sol renforcé, en tenant compte l'effet des différents types de charges (verticale centrée, excentrée et inclinée). Les méthodes du calcul de la capacité portante des fondations implantées sur un sol renforcé peuvent être compliquée et varie en fonction de plusieurs facteurs notamment la nature du sol, la profondeur de l'excavation, le type du renforcement utilisé et les charges appliquées à la fondation. Le renforcement de la fondation peut améliorer considérablement sa capacité portante, en augmentant la résistance et la rigidité du sol, en réduisant les tassements différentiels, et en augmentant la résistance au cisaillement. Toutefois, il est essentiel de noter que la conception et la mise en place correctes du renforcement sont cruciales pour garantir l'efficacité de la fondation renforcée et sa durabilité à long terme.

Chapitre III

Présentation de l'outil numérique utilisé

III.1 Introduction

La méthode des éléments finis (MEF) est une approche numérique puissante, fréquemment employée dans l'exploration de divers problèmes en ingénierie et dans le domaine scientifique, et elle continue d'évoluer grâce aux progrès de la technologie informatique et des algorithmes numériques. La MEF est devenue une méthode essentielle pour la modélisation et l'analyse de systèmes complexes, et elle permet de résoudre des équations différentielles et des problèmes d'optimisation.

Depuis plus de quarante ans, la MEF a été largement adoptée dans le domaine de l'ingénierie. Toutefois, ce n'est que récemment qu'elle a commencé à être appliquée de manière plus courante pour l'analyse des problèmes géotechniques. Cela peut s'expliquer par le fait qu'il existe de nombreuses questions complexes et particulières, pour lesquelles des solutions n'ont été découvertes que récemment. Une mise en œuvre adéquate de cette méthode peut fournir des résultats réalistes qui contribuent à la résolution de problèmes liés à l'ingénierie des sols. En effet, une analyse précise capable de simuler le comportement réel du sol qui aide l'ingénieur à obtenir une meilleure compréhension de ces problèmes.

Dans la géotechnique, la MEF est couramment utilisée afin de modéliser des aspects liés à la mécanique des sols et de la roche tels que la stabilité des pentes, le comportement des semelles, la consolidation et la dynamique des sols, etc. Le processus de modélisation par éléments finis implique la discrétisation du domaine géométrique en petits éléments finis, chacun d'entre eux ayant des propriétés physiques et mécaniques spécifiques. Les propriétés des éléments finis sont regroupées en une matrice globale qui représente l'ensemble du domaine géométrique. Les équations mathématiques qui décrivent le comportement mécanique des éléments finis sont résolues en utilisant des méthodes numériques. Cependant les résultats obtenus grâce à la MEF dans la géotechnique peuvent aider à comprendre le comportement mécanique des sols et des structures souterraines, à évaluer les performances des fondations, et les risques géotechniques liés à la construction et à prévoir le comportement des structures souterraines en cas de séismes ou d'autres événements naturels.

Dans ce chapitre, on présente de manière générale le code Plaxis, qui est utilisé pour effectuer des analyses basées sur la MEF. On aborde également les différents types de modèles et d'éléments de maillage utilisés, puis montre quelques définitions des modèles du comportement utilisés dans ce programme.

III.2 Présentation de logiciel Plaxis

Plaxis est un logiciel de simulation numérique basé sur la MEF, qui est spécialisé dans l'analyse de déformation et de stabilité dans divers domaines de la géotechnique. Il permet la modélisation des structures en matériaux tels que le sol, la roche et autres matériaux qui montrent une déformation plastique sous l'influence d'une charge. Les modèles peuvent être représentés en deux dimensions ou en trois dimensions avec une symétrie axiale. Grâce à son interface graphique intuitive, les utilisateurs peuvent rapidement créer des modèles géométriques et des maillages d'éléments finis basés sur des coupes verticales des structures à analyser.

Plaxis, un logiciel développé par des géotechniciens numériques, il est généralement perçu comme un choix optimal tant sur le plan scientifique que pratique pour l'analyse pseudo-statique avancé. Il propose un outil d'analyse permettant de traiter la non linéarité dans le contexte de l'élasto- plasticité en tenant compte de modèle non standards, prenant en considération les contraintes de l'eau dans le sol et aussi la consolidation. Ce logiciel dispose des méthodes de résolution et des algorithmes fiables, ainsi que des procédures de sélection automatique qui simplifient les décisions pour les utilisateurs inexpérimentés. Plaxis se distingue par une interface utilisateur conviviale et facile à utiliser, grâce à son système de menus arborescents. Les options par défaut pour les conditions aux limites facilitent l'entrée rapide des données. De plus, les fonctionnalités simplifiées d'initialisation des contraintes et des pressions interstitielles permettent de prédire le comportement d'une structure de manière plus accessible.

Enfin, Plaxis représente une solution sophistiquée destinée à la modélisation des cas complexes en géotechnique et de l'ingénierie civile. Avec une interface graphique intuitive et une grande adaptabilité, cet outil permet aux utilisateurs de concevoir des modèles précis et approfondis afin d'analyser la stabilité et les déformations des ouvrages géotechniques.

III.2.1 paramètres par défaut et solutions approchées

Le système de choix par défaut et de solutions approximatives est essentiel pour faciliter les calculs numériques des projets de géotechnique. Ce système permet d'économiser du temps en évitant à l'utilisateur de prendre des décisions complexes tout en améliorant l'efficacité du logiciel. Il est étroitement lié à l'utilisation d'un menu arborescent pour faciliter le traitement des données. Chaque branche du menu est conçue pour effectuer une tâche spécifique et bien définie, ce qui rend l'ensemble très flexible malgré la diversité des options disponibles.

Les opérations par défaut sont disponibles dès la phase de maillage, permettant ainsi à l'opérateur de choisir un maillage extrêmement précis. Cependant, si seules les caractéristiques principales du maillage sont importantes, le logiciel générera automatiquement les éléments les plus détaillés en se basant sur un nombre limité de nœuds-clé, tout en tenant compte des considérations numériques. L'opérateur a également la possibilité de suivre le processus de génération à l'écran. Actuellement, le système est en cours de révision pour améliorer son efficacité.

Lorsque les conditions aux limites concernant les déplacements sont complexes, l'ingénieur doit spécifier avec précision le détail. Cependant, si elles sont de nature standard, comme un vecteur de déplacement égale à zéro à la base du modèle étudié et un vecteur de déplacement horizontal égale à zéro sur les côtés latéraux, on peut l'appliquer de manière automatique depuis le menu, offrant ainsi une vérification immédiate des résultats à l'écran.

Si l'on veut appliquer avec précision les contraintes initiales engendrées par le poids des terres, on peut activer le multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Cependant, en géotechnique, il est souvent possible d'estimer l'état K0. Dans ce cas, il peut être spécifié directement, même si cela peut conduire à un léger déséquilibre du massif en raison de l'incompatibilité entre K0 et les autres propriétés mécaniques. Si cela se produit, le menu permet de rééquilibrer le massif en effectuant un changement fictif nul. Ensuite, il est envisageable de remettre le champ de déplacement à sa position initiale, ce qui permet de considérer l'état du matériau après l'effet de la gravité comme la nouvelle référence. L'option K0 est spécialement pertinente (et réaliste) pour les modèles de surface libre presque horizontale qui sont hétérogènes (par exemple, un mur moulée dans un sol mou).

Le logiciel Plaxis accorde une attention particulière aux pressions interstitielles. Si l'on souhaite calculer avec précision le champ de pression en régime permanent ou transitoire, cela peut être

réalisé à l'aide du module d'écoulement en milieu poreux, cependant il convient de noter que cette opération peut demander du temps de la part de l'opérateur et de la machine. Si la nappe phréatique se situe à une profondeur similaire dans ses conditions initiales et finales, il est possible d'adopter une approximation basée sur la pression hydrostatique, étant donné que la différence de pression est généralement négligeable.

III.3 Les types de comportements modélisés dans Plaxis.

III.3 .1 Introduction

Il existe de nombreux modèles de comportement des sols, allant du modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb à des lois de comportement plus compliquées qui décrivent pratiquement la plupart des aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, que ce soit en cas de charge monotone ou cyclique. Ces modèles ont été conçues pour être utilisées dans des calculs par la MEF, où cette dernière offre la possibilité de trouver une solution au problème aux limites en considérant le comportement réel du sol, grâce à l'incorporation de loi de comportement réaliste.

Cependant, deux principaux obstacles ont entravé la réalisation complète de ce modèle. Tout d'abord, les lois de comportement qui décrivent de manière précise le comportement des sols sont complexes et nécessitent des études spécifiques approfondies pour déterminer les paramètres qu'elles impliquent, souvent au-delà du champ d'application des projets d'ingénierie même les plus complexes. Plusieurs ateliers ont été tenus pour comparer les performances des différents modèles de lois de comportement, sur différents chemins de sollicitation, afin de valider leur utilisation. Cependant, l'incorporation de ces modèles sophistiquées dans des logiciels utilisant la MEF, qu'ils soient en deux ou trois dimensions, a été une seconde difficulté importante. Actuellement, seuls quelques codes sont capables de les utiliser, et les coûts de calcul associés sont généralement élevés.

La procédure adoptée pour l'amélioration du PLAXIS est variée. L'objectif majeur de ce logiciel est de permettre la résolution rapide des problèmes rencontrés dans les projets réels, en utilisant des paramètres obtenus par des tests conventionnels. Ainsi, PLAXIS peut être considéré comme un outil de calcul destiné aux ingénieurs géotechniciens, remplaçant les règles de calcul. C'est pourquoi les divers modèles de comportement employés dans ce logiciel peuvent apparaître simple qui démontrent une grande efficacité lorsqu'ils sont utilisés dans des situations appropriées.

Par exemple, un cas de soutènement (comme une palplanche ou une paroi moulée), On considère le sol comme étant élastoplastique et on ajuste la loi de Mohr-Coulomb. Cette adaptation conduit à l'utilisation des approches de calcul des soutènements en utilisant les coefficients de raideur élastoplastique. En revanche, lorsqu'on aborde la construction d'un remblai sur des sols mous par chargements incrémentales et la consolidation du sol, on prend en compte l'écroutissement du sol pour refléter son évolution. Dans ce cas, il est possible d'utiliser un modèle élastique (Soft Soil Model), mais il peut également être justifié d'adopter un modèle élastoplastique si l'écoulement et la déformation doivent être couplés.

III.3 .2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Un comportement de sol est influencé de ses caractéristiques intrinsèques, ce qui nécessite l'utilisation de contraintes effectives et l'établissement de lois de comportement basées sur ces contraintes. La pression interstitielle générée dans les structures est causée par l'absence de variation de volume, et elle dépend également de la perméabilité du sol. Par exemple, un sol argileux est non drainé à court terme en raison de sa faible perméabilité, et comme un sol granuleux peut se comporter de manière non drainé sous l'effet des charges sismiques rapides. Les variations de volume sont empêchées par la perméabilité du sol, ce qui provoque la génération de pressions interstitielles. En élasticité, si les particules de sol sont considérées comme incompressibles, il a été démontré que les pressions interstitielles dépendent directement des variations de volume de ce sol.

$$\Delta u_w = \frac{K_w}{n} \Delta \varepsilon_v \quad (\text{III.1})$$

Δu_w : la surpression interstitielle

K_w : le module volumique de l'eau

n : la porosité

$\Delta \varepsilon_v$: l'incrément de déformation volumique

On peut effectuer des calculs en utilisant les contraintes totales, ce qui permet, par exemple, d'estimer les tassements et la stabilité d'un remblai après leur construction. Ces calculs ne prennent pas en compte la génération de pressions interstitielles, Ils présentent l'avantage d'être simples et de s'aligner sur des calculs de stabilité à court terme plus traditionnels. Cependant, leur principal inconvénient est qu'ils négligent l'importance des pressions interstitielles, qui jouent un rôle crucial dans la stabilité des remblais.

III.3 .3 Comportement élastoplastique

Le matériau élastoplastique présente un seuil d'écoulement, en dessous duquel son comportement est purement élastique, mais une fois ce seuil atteint, la déformation devient irréversible. Il convient de noter que cette déformation ne dépend pas du temps, elle ne change pas si la charge reste constante et ne disparaît pas progressivement après le relâchement de la contrainte. On peut modéliser le comportement élastoplastique à l'aide d'un modèle unidimensionnel composé d'un ressort de raideur K en série avec un patin de seuil S_0 pour représenter l'élasticité du matériau voir (figure III.1).

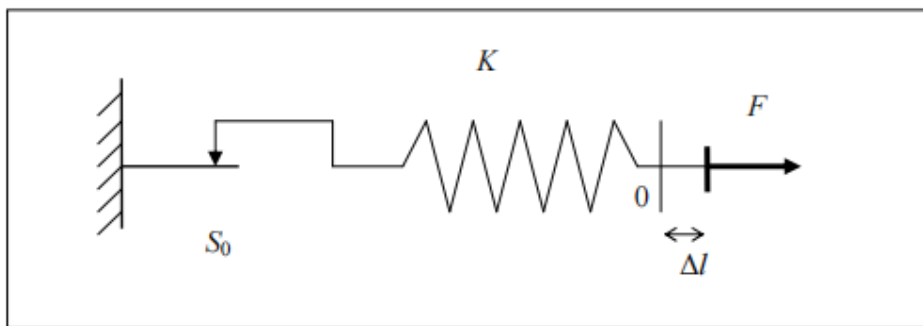


Figure III.1 Modélisation du comportement élastoplastique unidimensionnel

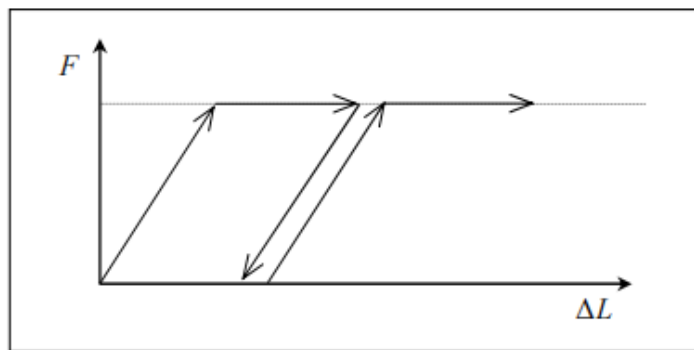


Figure III.2 Comportement élastique parfaitement plastique

La courbe de relation entre le chargement et le déplacement, ou entre la courbe contrainte-déformation est présentée dans la (figure III.2)

Quand le déchargement est effectué, le matériau a un comportement élastique réversible, Cependant, la longueur de la déformation plastique qui survient pendant ce processus peut être difficile à déterminer à l'avance.

Les (figures III.1 et III.2) montrent un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, tandis que la (figure III.3) illustre un comportement élasto-plastique avec écrouissage.

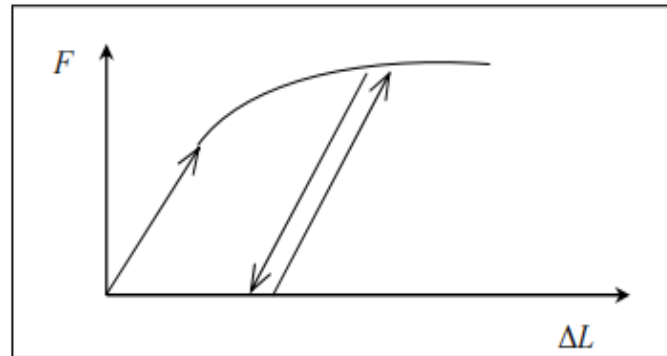


Figure III.3 Comportement élastoplastique avec écrouissage

III.3 .4 Modèle élastique linéaire

Le comportement élastique linéaire se traduit par une relation proportionnelle entre le tenseur de déformation et contrainte lors d'un chargement. Selon la loi de Hooke, cette relation est linéaire et caractérisée par ces paramètres : le module d'élasticité axial de Young E pour les essais de compression ou de traction simples, le module de cisaillement G pour les essais de cisaillement simples (Figure III.4) et le coefficient de Poisson ν .

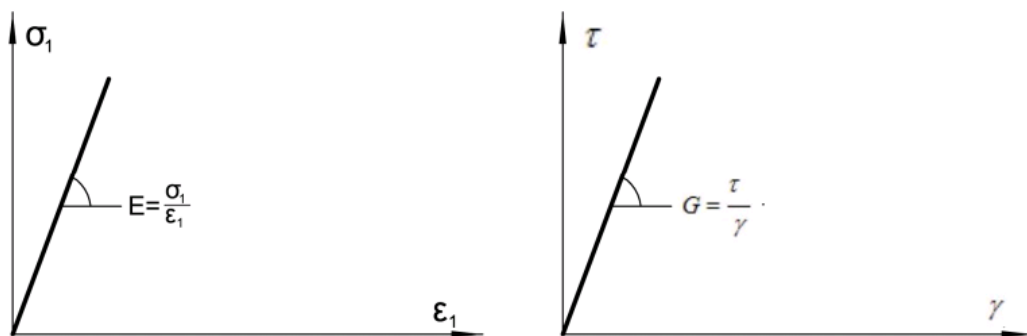


Figure III.4 Comportement élastique linéaire

Un matériau est considéré comme isotrope lorsque ses caractéristiques demeurent constantes, quelle que soit la direction de sollicitation. En conséquence, le matériau isotrope peut être caractérisé par : le module de Young (E), le coefficient de Poisson (ν), ou bien le module de cisaillement (G), le module volumique (K).

En cas d'élasticité linéaire isotrope, la relation de Hooke est souvent utilisée, avec les équations III.2 et III.3 qui fournissent les expressions les plus courantes.

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

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (\text{III.3})$$

Les paramètres de ce modèle inclus dans le Plaxis sont présentés dans la (figure III.5) :

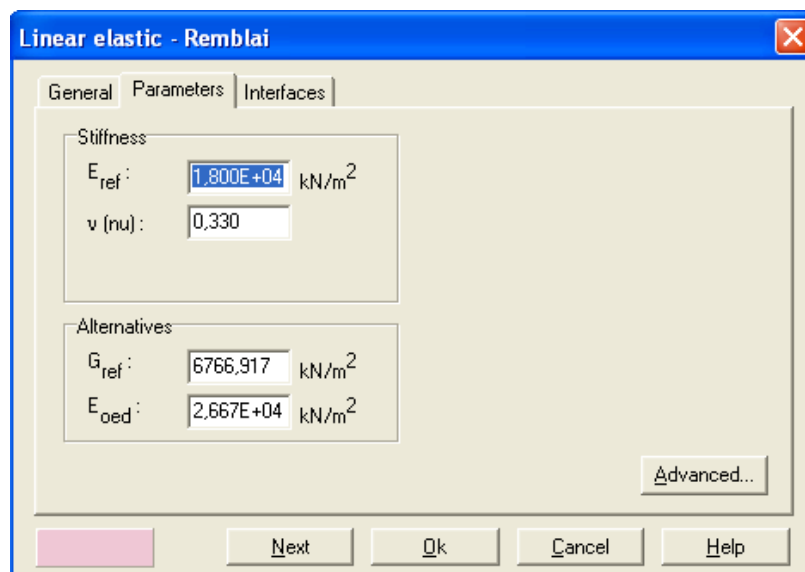


Figure III.5 Paramètres d'un modèle élastique linéaire

La figure (III.6) présente les paramètres avancés de ce modèle

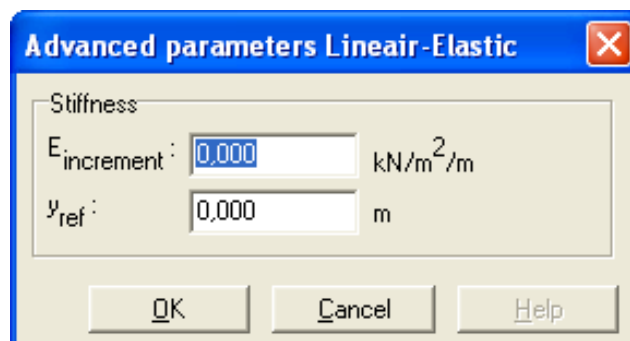


Figure III.6 Paramètres avancés du modèle élastique linéaire

III.3 .5 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Plaxis est connu pour sa simplicité et sa robustesse en termes de comportement. Cependant il offre une approximation de premier ordre du comportement réel des sols. Ce qui en fait une approche largement adoptée pour l'analyse de divers problèmes géotechniques, notamment la rupture par cisaillement des sols et des roches tendres, la stabilité des fondations, des pentes, des tunnels et des soutènements. Les ingénieurs apprécient ce modèle pour sa capacité à fournir des résultats satisfaisants de calculs.

Sur le diagramme de Mohr, la droite intrinsèque est illustrée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (\text{III.4})$$

Dans la Figure (III.7), on peut observer les paramètres σ_n et τ qui représentent les contraintes normales et de cisaillement, ainsi que c et φ

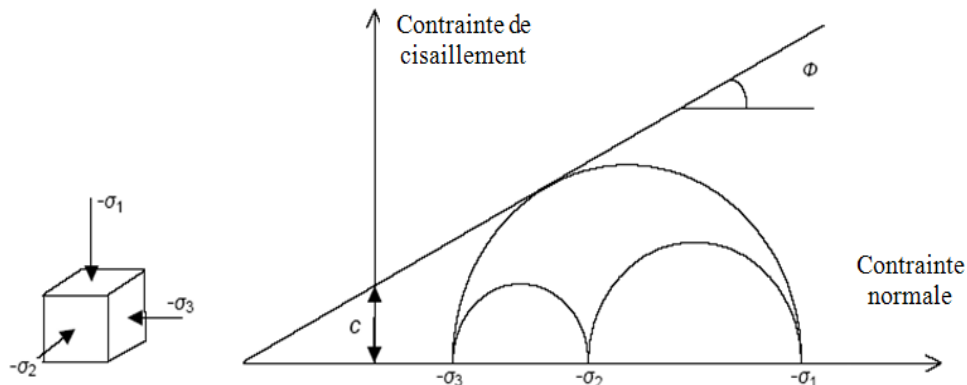


Figure III.7 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

À l'intérieur de la zone de déformation, il est présumé que le matériau présente un comportement élastique linéaire, que ce soit de manière isotrope ou anisotrope. En revanche, à l'interface de cette zone de déformation, le comportement du matériau est considéré être parfaitement plastique.

L'équation de l'aire de rupture est définie par :

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \quad (\text{III.5})$$

Les contraintes σ_1 et σ_3 indiquent les contraintes extrêmes où $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. La pyramide représentée dans la (Figure III.8) est centrée dans le repère des contraintes principales.

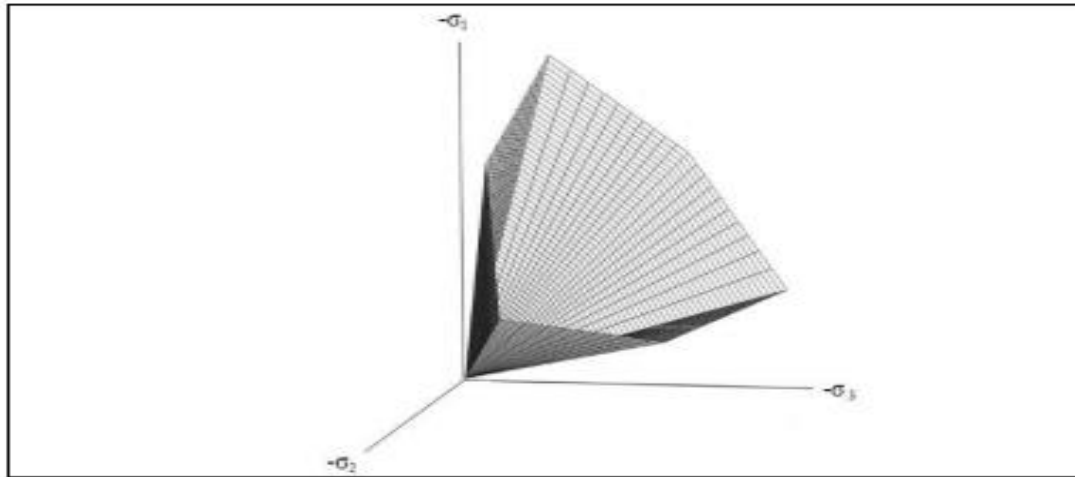


Figure III.8 Surface de rupture du modèle Mohr-Coulomb avec $c=0$

Le modèle de Mohr-Coulomb est caractérisé par cinq paramètres principaux :

- Paramètres élastiques : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν
- paramètres liés aux conditions de rupture : la cohésion c et l'angle de frottement φ
- un paramètre associé à la règle d'écoulement plastique, qui est l'angle de dilatance ψ

Ces paramètres sont identifiés à partir d'essais de laboratoire, essais triaxiaux ou œdométriques, voir (figure III.9).

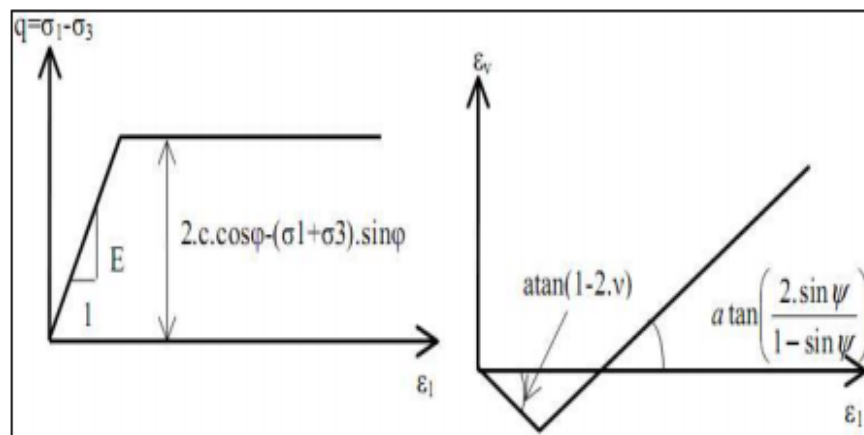


Figure III.9 Essai de compression triaxiale modèle Mohr-coulomb.

Le paramètre de coefficient des terres au repos K_0 est introduit pour mieux caractériser le comportement du sol. En condition œdométrique, ce coefficient K_0 est directement lié avec le coefficient de poisson de manière univoque, comme suit :

$$K_0 = \nu / (1 - \nu) \quad (\text{III.6})$$

Toutefois, il est possible d'imposer la valeur de K_0 de manière indépendante dans certains logiciels tels que Plaxis, afin de prendre en compte la surconsolidation.

De nombreuses recherches ont été réalisées pour étudier l'effet de plusieurs facteurs sur ces paramètres. En général, la valeur de (φ) est comprise entre 15 et 45 degrés ou les argiles sont typiquement associées à des valeurs inférieures ou avoisinant les 30 degrés, tandis que les sables ont des valeurs supérieures, entre 25 et 45 degrés. L'angle de frottement reste pratiquement constant pour une densité donnée, indépendamment de la teneur en eau du sol, Cependant, il augmente avec la taille moyenne des particules du sol.

Les sols pulvérulents présentent généralement une cohésion très faible de l'ordre de quelques kiloPascals due à la cohésion capillaire ou à la cimentation présente dans le sol. En revanche, les sols cohérents présentent une cohésion qui varie entre quelques kiloPascals et plusieurs centaines de kiloPascals.

Pour les besoins de la modélisation numérique, il peut être avantageux d'assigner une très faible cohésion (de 0,2 à 1 kPa) pour les sols pulvérulents. Si l'on souhaite effectuer des analyses non drainées avec un φ nul, le code de simulation Plaxis offre la capacité de modifier la cohésion non drainée en fonction de la profondeur en employant le paramètre "c-depth". Cette option reflète l'accroissement linéaire de la cohésion observée dans les profils obtenus à partir de scissomètres ou de pénétromètres à pointe.

L'angle de dilatance (ψ) est déterminé en se basant sur des essais triaxiaux, en utilisant la pente de dilatance voir (figure III.9). Dans le cas de sables denses, il y'a une formule empirique couramment utilisée qui relie ces deux angles ψ et φ . Cette relation est généralement bien vérifiée et peut s'écrire comme suit :

$$\psi = \varphi - 30 \quad (\text{III.7})$$

Et pour les sables meubles et les argiles présentent des niveaux de dilatance extrêmement bas.

Il convient de noter que pour les sables très lâches, il est possible que l'angle de dilatance prenne des valeurs négatives.

Les paramètres du Mohr-Coulomb inclus dans le Plaxis sont présentés dans les (figure III.10) et (figure III.11).

Figure III.10 Paramètres du Mohr-Coulomb

Figure III.11 Paramètres avancés du modèle Mohr-Coulomb

III.3.6 Modèle de sol avec écrouissage (HSM)

Le modèle HSM vise principalement à améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur plusieurs aspects notamment :

Prendre en considération la variation non linéaire du module de déformation avec l'accroissement de la pression. Les courbes œdométriques en contrainte-déformation ne présentent généralement pas une forme linéaire.

Considérer la non-linéarité variable du module de cisaillement avec l'accroissement de la contrainte. Le module E_{50} ne représente pas cette réalité car il existe une courbure dans les courbes de chargement-déformation avant d'aboutir le point de plasticité.

Une distinction claire entre le processus d'un chargement et celui de déchargement

Prendre en considération la dilatance qui n'est pas indéfinie.

Les paramètres du HSM inclus dans le Plaxis sont illustrés dans les (figure III.12), (figure III.13)

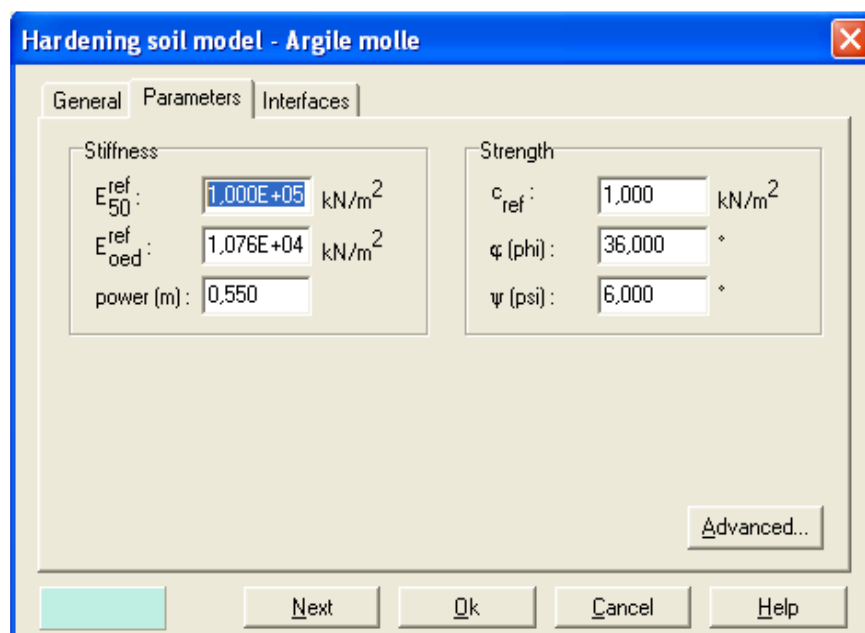


Figure III.12 Paramètres du HSM

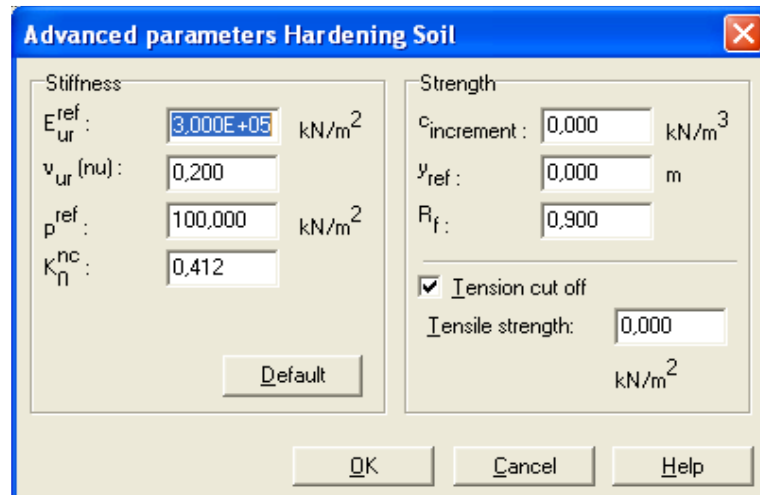


Figure III.13 Paramètres avancés du HSM

Courbe chargement – tassement

L'un des concepts essentiels dans la détermination du modèle de sol hyperbolique est la corrélation hyperbolique entre le chargement deviatorique q et la déformation axiale ϵ_1 lors du chargement en trois axes primaire. Les courbes de rendement des essais triaxiaux standard avec drainage peuvent être caractérisées de la manière suivante :

$$-\epsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a} \quad \text{Pour } q < q_f \quad (\text{III.8})$$

$$\text{Avec : } q_f = (ccot\varphi - \sigma_3') \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et } q = \frac{q_f}{R_f} \quad (\text{III.9})$$

La résistance au cisaillement, notée q_a , est représentée par le paramètre R_f , qui est similaire à celui trouvé par Duncan.

Les modules

La formule pour déterminer le module sécant pour l'essai triaxial est :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec } p^{ref} = 100 \frac{KN}{m^2} \quad (\text{III.10})$$

Pour le cas décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad (\text{III.11})$$

La (figure III.14) montre ces modules :

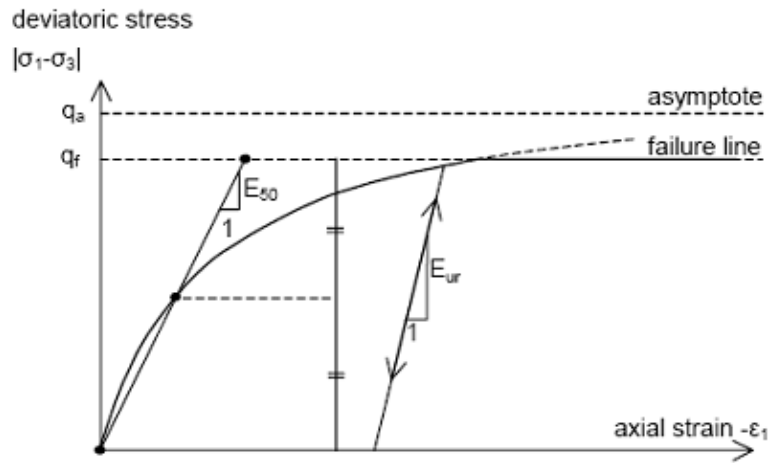


Figure III.14 Modèle HSM dans un repère chargement-déformation.

Le module œdométrique tangent est donnée par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1}{p^{ref}} \right)^m \tag{III.12}$$

La (figure III.15) présente la définition du module œdométrique tangent et la (figure III.16) montre celle de la dilatance

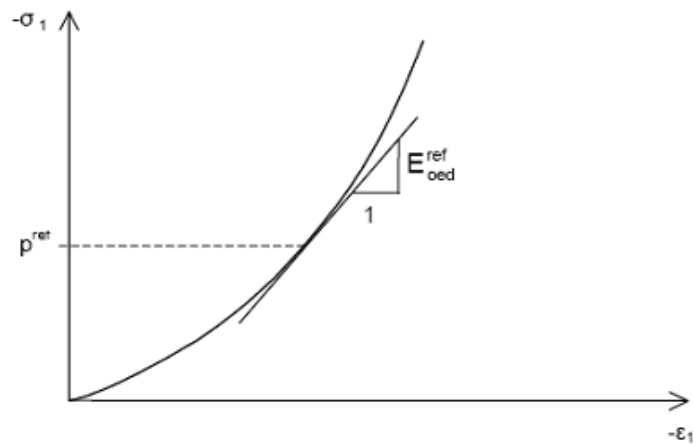


Figure III.15 Module œdométrique

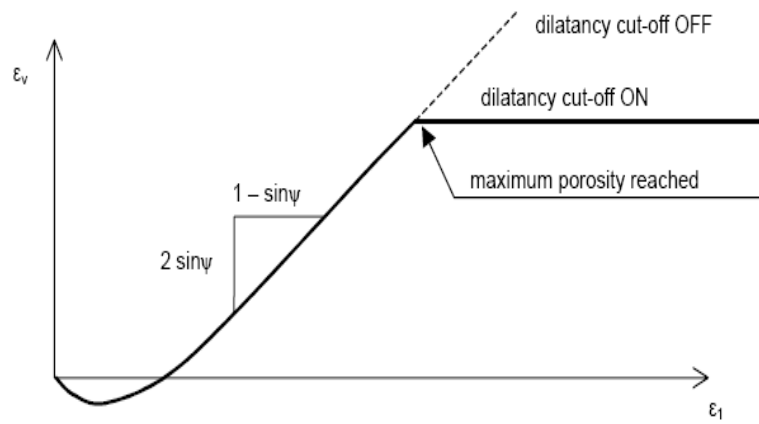


Figure III.16 Identification de l'angle de dilatance

Surface de surcharge

En fonction du paramètre d'écroissage, on peut observer la forme de la surface de charge, comme illustrée dans la (III.17).

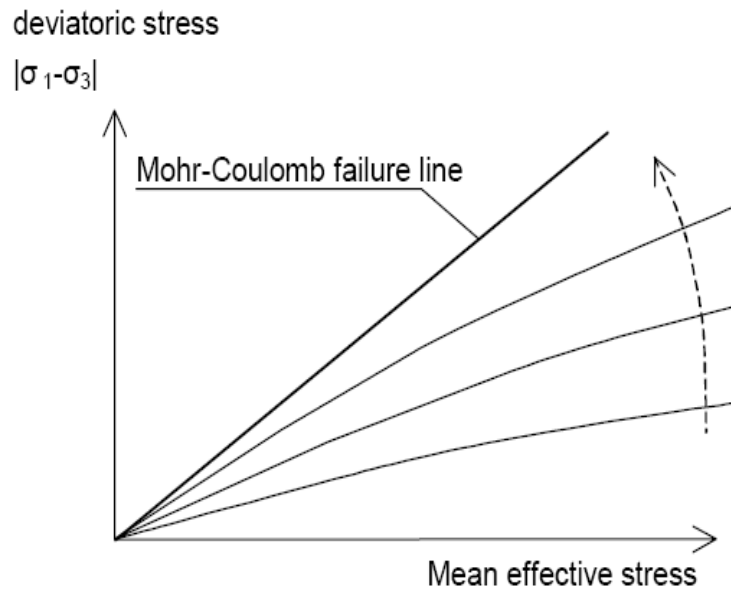


Figure III.17 Configuration des surfaces de charge du HSM

Surface de rupture

La (figure III.18) montre la surface de rupture d'un sol non cohérent.

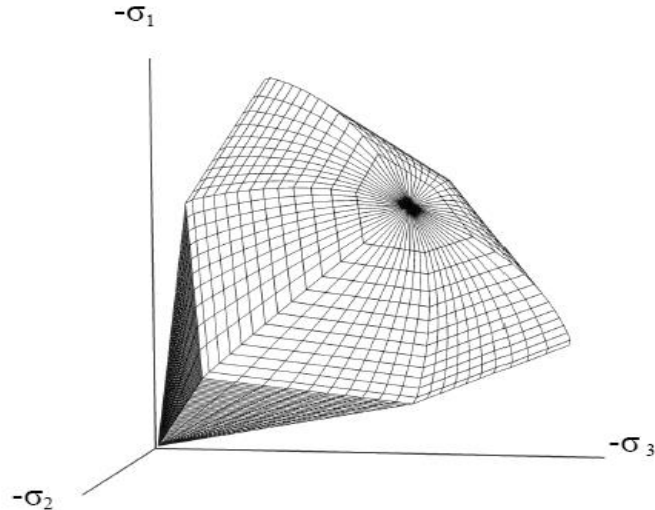


Figure III.18 Configuration de la surface de rupture pour un sol non cohérent du HSM

III.3.7 Modèle pour sols mous (soft soil model)

Le modèle SSM a été développé à partir du modèle Cam-Clay qui est utilisé afin de modéliser le comportement des sols mous. Dont le principe fondamental de ce dernier est de tenir en considération de l'écroutissement des argiles sous l'effet d'une contrainte moyenne. Lorsque la contrainte moyenne croît, la résistance de l'argile augmente et sa teneur en eau réduite. Cela se traduit par un comportement élasto-plastique caractérisé avec une surface de charge. Quand le point représentant l'état de contrainte effectif atteint la plasticité, le comportement du sol devient irréversible.

- **Paramètres de compressibilité** : représentés par les paramètres C_c et C_s , qui sont utilisés pour décrire l'isotropie examinée au laboratoire. Ils jouent un rôle fondamental en ajustant l'emplacement des lignes de consolidation vierge ou ceux de gonflement sur un axe horizontal $\ln \sigma$, cela entraîne de redéfinir C_c et C_s en termes de λ et κ . Il peut s'avérer bénéfique de substituer l'indice des vides par la déformation volumétrique qui présente des similitudes avec la déformation axiale couramment employée dans les essais œdométriques, en utilisant les paramètres λ^* et κ^* . Pour la plupart des cas, on peut supposer que la valeur de e reste constante et égale à sa valeur initiale.

Les corrélations entre les paramètres du modèle SSM et ceux du modèle Cam-Clay sont indiquées dans le Tableau III.1.

Tableau III.1 : Relations entre les paramètres du modèle SSM et du modèle Cam-Clay

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$
Relation avec les paramètres « Hollandais »	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $\kappa^* \approx \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$	(6) $\kappa^* \approx 1,3 \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

La figure (III.19) présente différents paramètres de ce dernier modèle :

Pour obtenir les courbes de consolidation vierge ou de gonflement dans le modèle SSM, il est courant de dessiner la déformation axiale en fonction de $\text{Ln } p'$

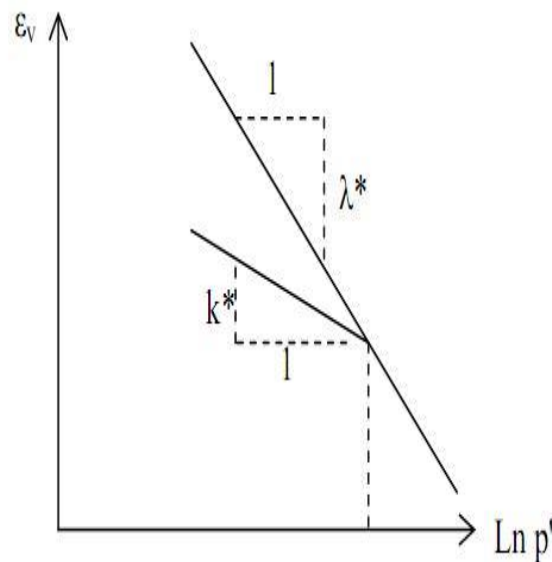


Figure III.19 Représentations des paramètres lors d'un essai œdométrique.

- **Paramètre de contrainte K_0** : K_0 est déterminé par du paramètre M dans le modèle SSM en utilisant la formule suivante :

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1-K_0^{NC})^2}{(1+2K_0^{NC})^2}} + \frac{(1-K_0^{NC})(1-2\nu_{ur})(\lambda^*/K^*-1)}{(1+2K_0^{NC})(1-2\nu_{ur})\lambda^*/K^*(1-K_0^{NC})(1+\nu_{ur})} \quad (\text{III.13})$$

$$M \approx 3 - 2.8K_0^{NC}$$

Cela admet de déterminer la forme de l'aire d'écroûissage.

- **Coefficient de Poisson** : Ce coefficient est considéré comme un paramètre élastique essentiel pour les modèles de Cam-Clay et ses variantes. Lors d'un essai œdométrique en chargement-déchargement, ce coefficient est responsable de la décroissance plus lente des contraintes horizontales par rapport aux contraintes verticales. Ainsi, le coefficient de Poisson ne devrait pas être utilisé pour évaluer la valeur de K_0 , mais plutôt une valeur plus basse, généralement autour de 0,1 ou 0,2.

PLAXIS, prend par défaut $\nu_{ur} = 0,15$

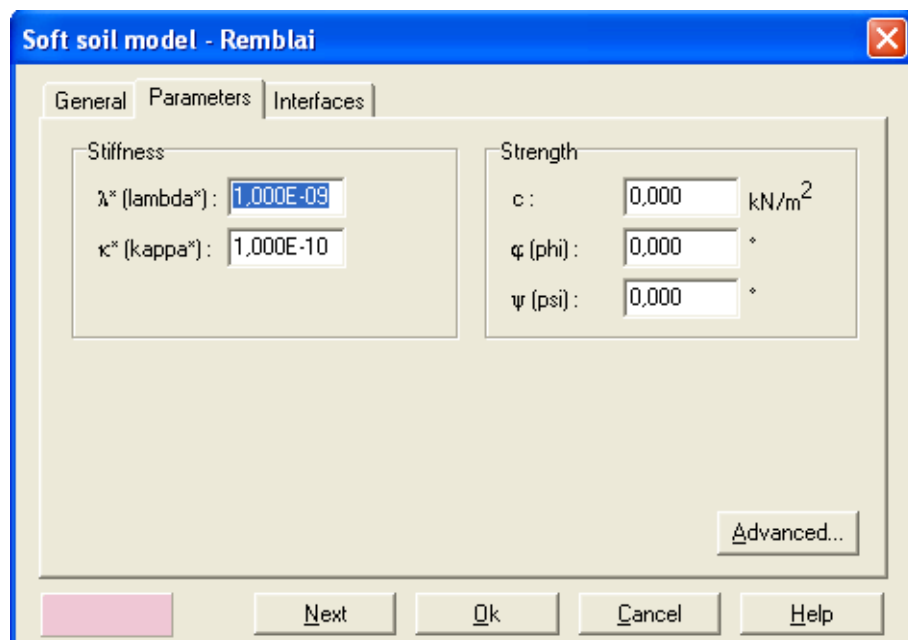


Figure III.20 Paramètres du SSM

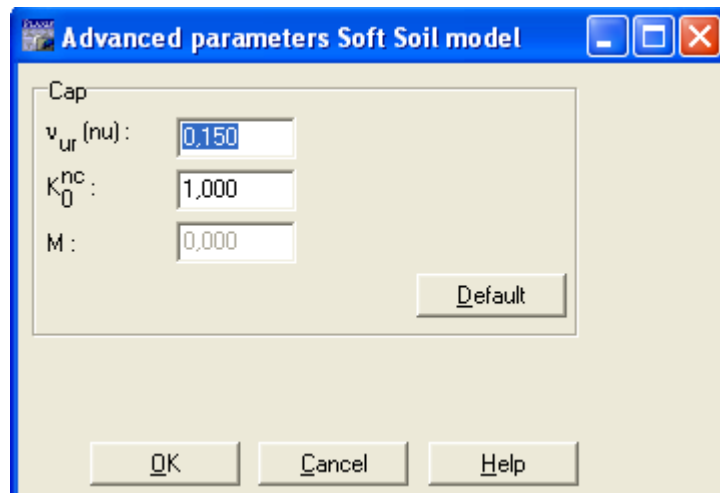


Figure III.21 Paramètres avancés du SSM

III.3.8 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)

Le modèle SSCM est employé pour examiner le phénomène d'écrouissage des argiles molles lors de la modélisation des déformations du sol. Cependant, il ne tient pas compte de la consolidation secondaire. Celle-ci correspond à une évolution de la déformation axiale en fonction de temps observée pour l'essai œdométrique, une fois la consolidation primaire terminée. La consolidation secondaire peut être caractérisée par un paramètre appelé $C\alpha$, qui représente la quasi-préconsolidation du sol déposé depuis longtemps.

La figure (III.22) présente une synthèse de ce phénomène. Les déformations secondaires sont souvent observées lors de tassements différés, en particulier sur des sols argileux mous.

Le modèle de (SSCM) des sols mous étend ses résultats dans le plan p-q (comme présenté dans la figure III.23) avec l'introduction de surfaces de charge. Ces surfaces de charge sont déterminées en se basant sur les modifications observées de la consolidation secondaire le long de l'axe isotrope.

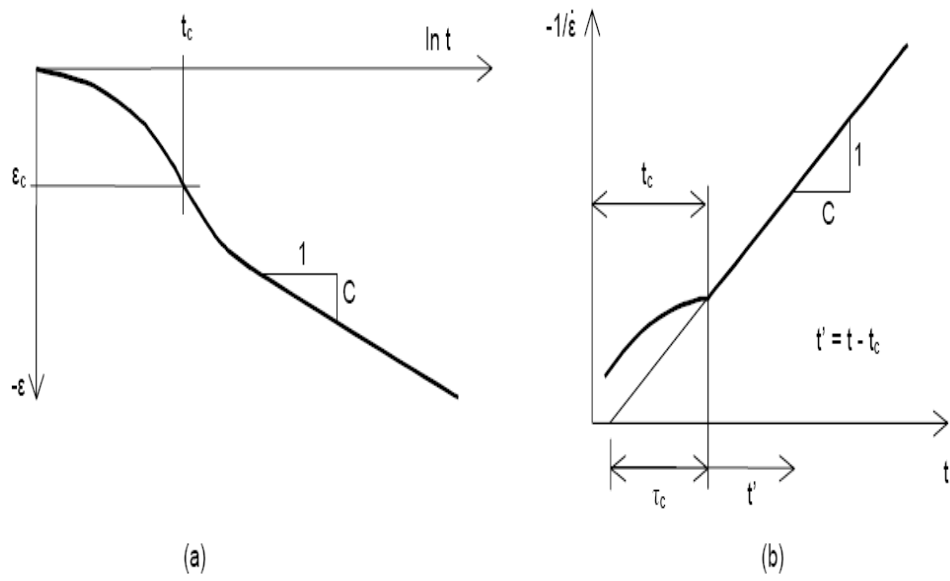


Figure III.22 Effet du temps sur les essais œdométriques

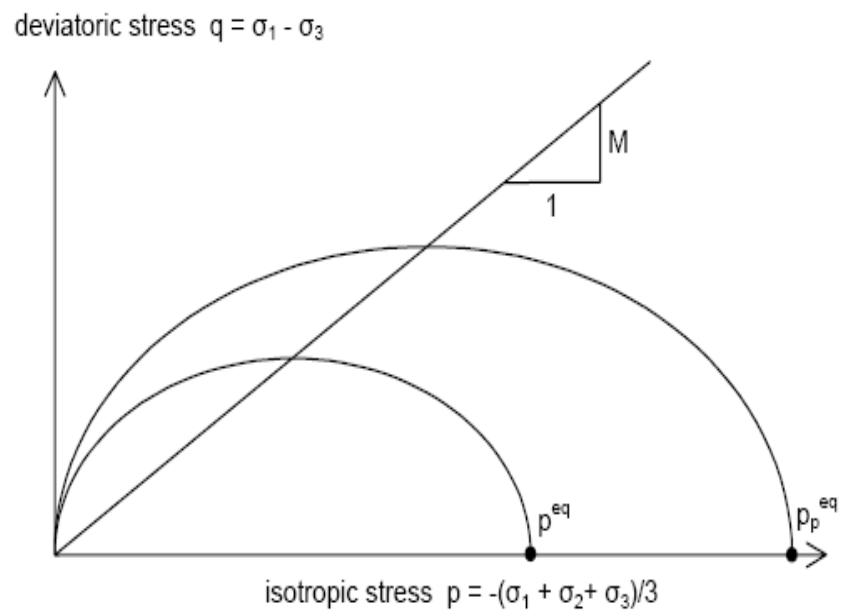


Figure III.23 Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p - q .

Où, leurs paramètres sont :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} ; \quad (\text{III.14})$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2 (1 + 2K_0^{NC})} \right]. \quad (\text{III.15})$$

Les paramètres de modèle SSCM :

Le coefficient de fluage est déterminé par μ^* , et sa définition est la suivante :

$$\mu^* = \frac{C \alpha_v}{2,3(1 + e)}. \quad (\text{III.16})$$

Les Paramètres de Mohr-Coulomb :

c	: cohésion ;	[K/m ²]
φ	: angle de frottement ;	[°]
ψ	: angle de dilatance.	[°]

Les paramètres avancés :

ν_{ur}	: coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0,15) ;	[-]
K_0^{NC}	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient K_0 relié à M	[-]
M	: paramètre en fonction de K_0^{NC}	[-]

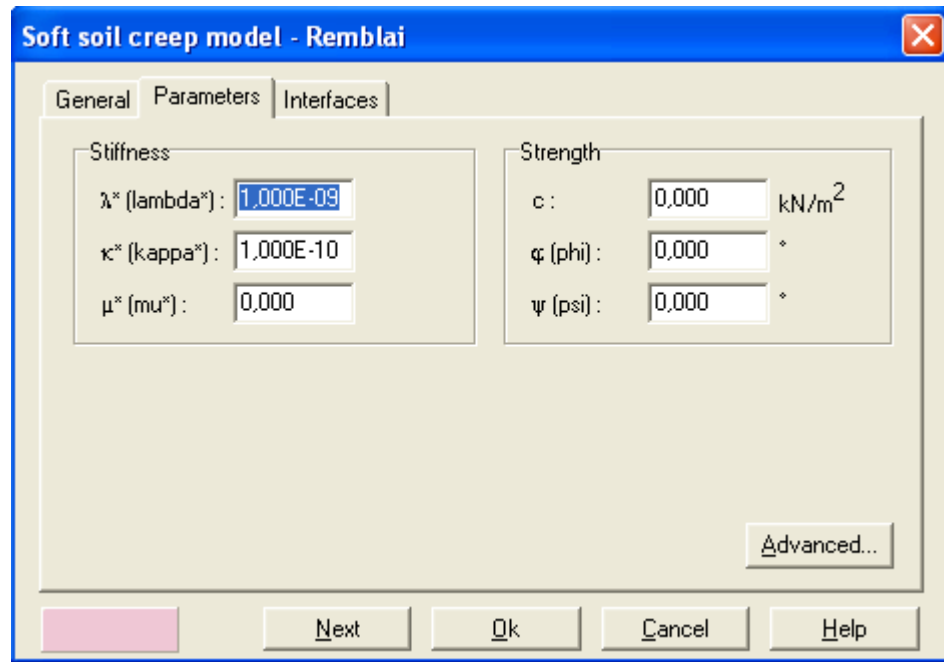


Figure III.24 Paramètres du SSCM

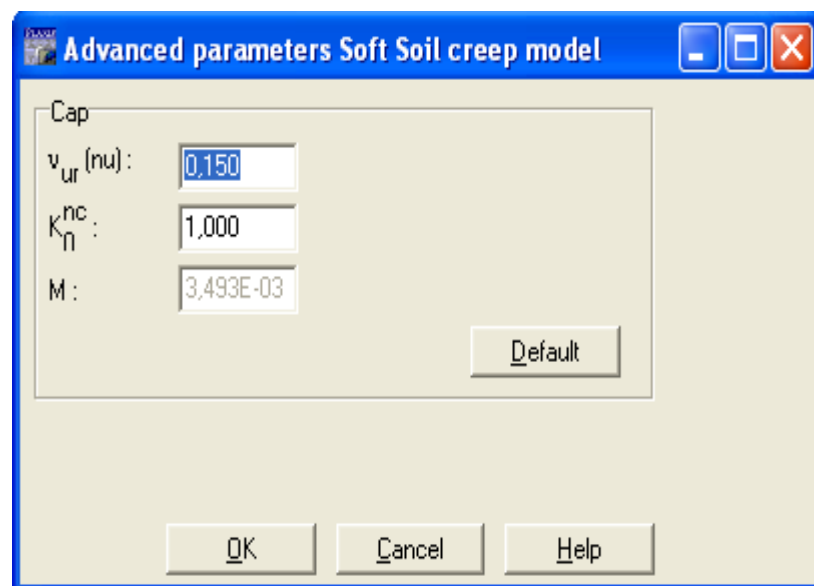


Figure III.25 Paramètres avancés du SSCM.

III.4 Conclusion

Les différents modèles employés dans PLAXIS révèlent leur simplicité suffisante, permettant ainsi de définir leurs paramètres en effectuant une étude géotechnique conventionnelle ou en utilisant des corrélations. Contrairement à de nombreux modèles sophistiqués, ces modèles ne contiennent aucun paramètre d'ajustement ou sans signification physique. L'obtention des paramètres requiert l'application des méthodes d'optimisation. L'attention de l'utilisateur doit être dirigée vers deux décisions : l'une concerne des aspects généraux de la géotechnique, tandis que l'autre porte sur la modélisation numérique.

Le choix du modèle de comportement à utiliser dépend du type de problème géotechnique à résoudre, qu'il s'agisse de soutènement, de tunnel, de semelle sur un sol en pente, ou de tassement de remblai. Cependant, il n'y a pas de modèle de comportement universel adapté à tous les types de problèmes, ce qui rend la question compliquée.

CHAPITRE IV

Etude numérique de la capacité portante des fondations superficielles situées sur un sable renforcé

IV.1 Introduction

Le problème de la capacité portante est l'un des sujets les plus intéressants en mécanique des sols et des fondations. Le calcul de la capacité portante des fondations filantes implantées sur un sol renforcé a été largement traité dans la littérature par des méthodes théoriques, expérimentales, et numériques. Cependant, peu de travaux ont été effectués pour le cas d'une fondation de différente géométrie reposant sur un sol granulaire renforcé par des géosynthétiques.

Ce travail a pour but d'étudier numériquement, en utilisant la MEF, le comportement des fondations superficielles circulaires et carrées qui ont la même section et placées sur un sable renforcé par l'introduction de deux systèmes de renforcement, des géogrilles et des ancrages en grille. Dans cette partie de ce travail, on examine l'impact des différents paramètres sur le calcul de la charge limite, tel que la profondeur de la nappe initiale du renforcement, l'espacement entre les couches consécutives, le nombre des couches de renforcement, l'effet de la longueur de géogrille et l'effet de la forme des fondations.

IV.2 Procédure de la simulation numérique :

IV.2.1 Présentation du modèle :

On considère une fondation circulaire rugueuse de diamètre $D = 12$ cm, placée à la surface d'un sol sableux renforcé par des géogrille et des ancrages en grille. La fondation est supposée parfaitement rigide. On applique un vecteur de déplacement vertical à tous les points du sol au-dessous de la fondation jusqu'à ce que le sol atteigne l'état de rupture. Les charges correspondantes sont déduites à partir des calculs par éléments finis. La (figure IV.1) montre la coupe géotechnique choisie pour le calcul.

IV.2.2 Propriétés des matériaux :

Les matériaux utilisés dans cette analyse sont : un sable non cohésif qui suit le critère de Mohr-Coulomb et soumis à une loi d'écoulement non associée ($\varphi \neq \psi$), ainsi que des renforcements qui sont caractérisés par une rigidité axiale élastique EA.

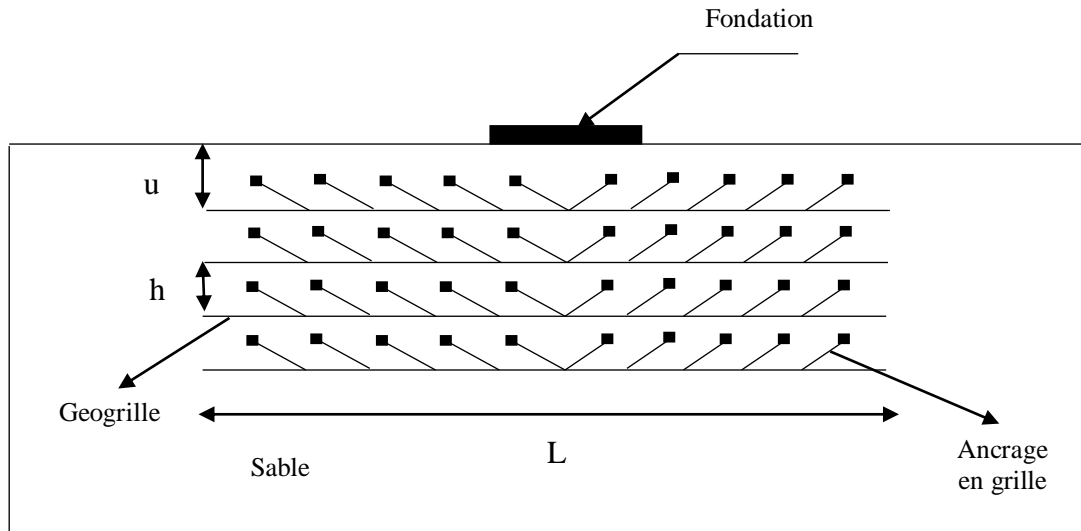


Figure IV.1 Présentation du cas étudié

u : profondeur de la première nappe du renforcement

h : l'espacement entre les couches de renforcement

L : longueur de la semelle

Les tableaux (IV-1), (IV-2) présentent les paramètres requis afin de modéliser la couche du sol et les différentes nappes de renforcement.

Tableau IV.1 : Propriétés Physico-mécaniques du sol étudié.

Paramètres	Nom	Unité	Sable
Modèle type	<i>Model</i>	-	Mohr-Coulomb
Type de comportement	<i>Type</i>	-	Drainé
Poids volumique sec	γ_{unsat}	kn/m ³	15.14
Poids volumique saturé	γ_{sat}	kn/m ³	18
Coefficient de Poisson	ν	Kpa	0.3
Cohésion	c	kn/m ²	1
Angle de frottement	φ	(°)	39
Angle de dilatation	Ψ	(°)	9

Tableau IV.2 : Caractéristiques de renforcement

Description	Géogrid CE 131
Polymère	Polyéthylène à haute densité
Forme	Feuille
Couleur	noir
Taille d'ouverture des mailles	27×27 mm
Epaisseur des mailles	5,2 mm
Poids structural (+5%)	660 g/m ²
Rigidité élastique normale du géogrid	28 kn/m
Rigidité axiale des ancrages (EA)	0.18 KN
Longueur d'ancrage (mm)	50 mm

IV.2.3 Maillage et conditions aux limites :

Dans le Plaxis, pour modéliser les couches de sol, il est possible d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds voir (figure IV.2). Dans cette étude, l'élément choisi est le triangle à 15 nœuds, qui offre une interpolation de quatrième ordre pour les déplacements. Ce triangle présente une précision remarquable qui a démontré sa capacité à produire des excellents résultats pour divers problèmes. De plus on utilise douze points de Gauss lors de l'intégration numérique (points de contrainte).

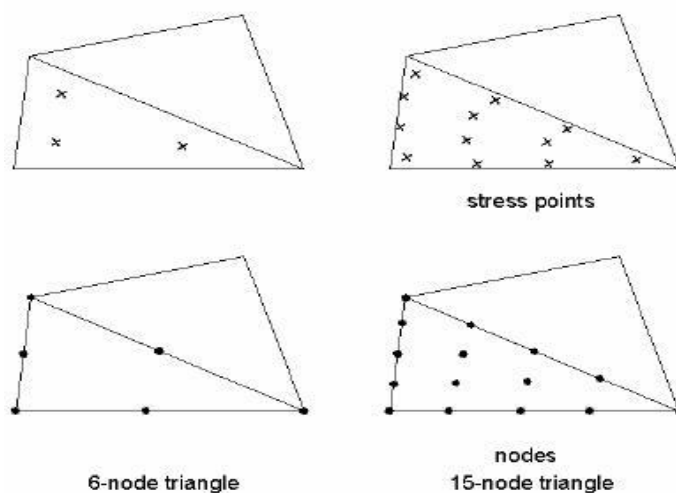


Figure. IV.2 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

Le maillage est raffiné dans la zone adjacente à la semelle et autour des nappes de renforcement où des concentrations de contrainte sont prévues, afin d'obtenir une précision dans les résultats numériques. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux sur les parois verticales et en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure. Voir (figure IV.3).

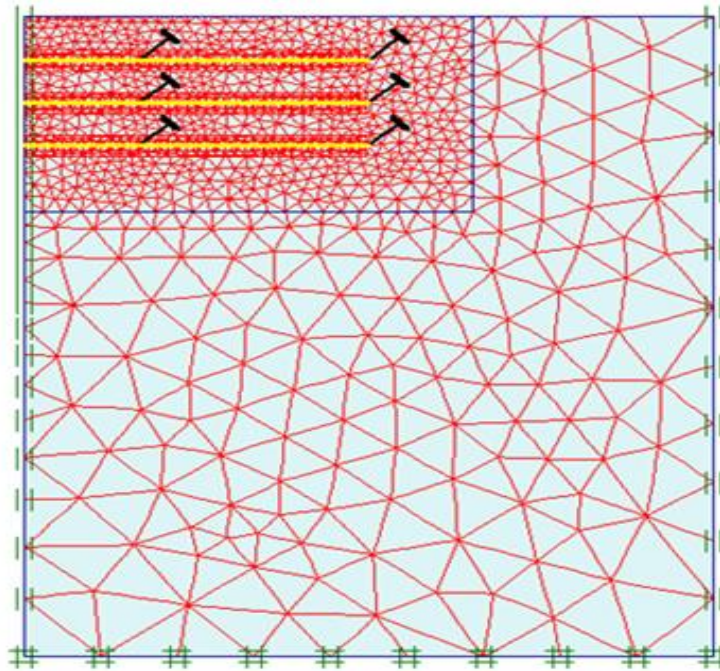


Figure. IV.3 Maillage et conditions aux limites.

IV.2.4 Conditions initiales :

Après avoir établie la géométrie du modèle et créé le maillage d'éléments finis, il est nécessaire de spécifier l'état initial des contraintes et de la configuration. Cela se fait à travers deux modes distincts de conditions initiales : l'une destinée à engendrer les pressions interstitielles initiales tandis que l'autre sert à définir la configuration géométrique initiale et à créer le champ initial des contraintes effectives.

IV.2.5 Procédure de calculs :

Le modèle de la présente étude est calculé en trois phases distinctes. Initialement, dans la première phase, un état initial a été créé, et comme dans notre étude la surface de l'ouvrage est horizontale, les contraintes initiales sont générées en utilisant le coefficient de pression de la

terre au repos K_0 , ensuite, la deuxième étape de calcul consiste à construire la couche de sable en installant les nappes de renforcement nécessaires. Enfin, la dernière étape implique d'exercer un vecteur de déplacement vertical à l'ensemble des points situés au-dessous de la fondation.

IV.3 Programme d'essais :

Le tableau (IV.3) présente une série des essais paramétriques qui ont été réalisés sur la portance d'une fondation circulaire implantée sur un sable renforcé.

Tableau IV.3 : Programme d'essais réalisés

Séries	Paramètres constants	Paramètres variables
1	L/D=5 N=1	u/D=0.2 - u/D=0.3 - u/D=0.42 - u/D=0.6 - u/D=0.8 - u/D=1
2	L/D=5 u/D=0.3 N=2	h/D=0.2 - h/D=0.3 - h/D=0.42 - h/D=0.6 - h/D=0.8
	L/D=5 u/D=0.42 N=2	h/D=0.2 - h/D=0.3 - h/D=0.42 - h/D=0.6 - h/D=0.8
	L/D=5 u/D=0.6 N=2	h/D=0.2 - h/D=0.3 - h/D=0.42 - h/D=0.6 - h/D=0.8
3	L/D=5 u/D=0.3 N=3	h/D=0.2 - h/D=0.3 - h/D=0.42 - h/D=0.6 - h/D=0.8
	L/D=5 u/D=0.42 N=3	h/D=0.2 - h/D=0.3 - h/D=0.42 - h/D=0.6 - h/D=0.8
	L/D=5 u/D=0.6 N=3	h/D=0.2 - h/D=0.3 - h/D=0.42 - h/D=0.6 - h/D=0.8
4	u/D=0,42 h/D=0.3 N=2	L/D=4 – L/D=4.5 – L/D=5 – L/D=6

IV.4 Résultats et discussions :

IV.4.1 Fondation circulaire :

Pour étudier l'effet de l'utilisation des nappes de renforcement sur le comportement de la fondation et estimer l'amélioration de la capacité portante, un facteur non dimensionnel BCR (Bearing Capacity Ratio) appelé facteur d'amélioration de la charge limite est introduit en (IV1), qui est défini comme le rapport entre la valeur de la charge limite de sol renforcé et celle de sol non renforcé.

$$BCR = \frac{q_{u(\text{renforcé})}}{q_{u(\text{non renforcé})}} \quad (\text{IV } 1)$$

IV.4.2 Effet de la profondeur de la nappe initiale du renforcement :

Dans le but d'examiner l'effet de l'emplacement des renforcements dans le sol sur la charge limite d'une fondation circulaire, des tests ont été menés sur un sol renforcé par deux systèmes

de renforcement, les géogrilles (GG) et les ancrages en grille (AG) pour différentes valeurs du rapport de la profondeur (u/D) avec une seule nappe du renforcement.

Pour obtenir la profondeur d'ancrage optimale, la (figure IV.4) illustre la variation du facteur d'amélioration de la charge limite du sol BCR en fonction des différents rapports de la profondeur du renforcement u/D . Dans le cas de (GG), on peut noter que lorsque le rapport de profondeur u/D augmente de 0,2 jusqu'à 0,42, le rapport BCR augmente également. Cependant, entre 0,42 et 0,8, une diminution de la charge limite de la semelle a été constatée pour les deux types (GG) et (GA). Des résultats identiques ont été trouvés par Useche-Infante et al (2019), montrant qu'il n'y a pas d'augmentation de la capacité portante du sol lorsque la valeur de u/D devient supérieure à 0,75 ($u/D > 0,75$). Ainsi, la valeur maximale du facteur d'amélioration BCR est obtenue quand la couche de géogrille est positionnée à une profondeur optimale $u/D = 0,42$ pour les deux systèmes de renforcement. Par conséquent, on peut déduire que pour le renforcement de type géogrille, les résultats obtenus, sont identiques avec ceux trouvés par Badakhshan et al (2017). A partir de la même figure il prouve que l'effet de l'ajout des nappes de renforcement dans le sol sur la valeur de la charge limite de la semelle circulaire devient important lorsqu'un renforcement de type ancrage en grille est employé, en comparaison avec celui obtenu avec une géogrille. De plus, une amélioration considérable de l'ordre de 52% pour l'ancrage en grille a été observée.

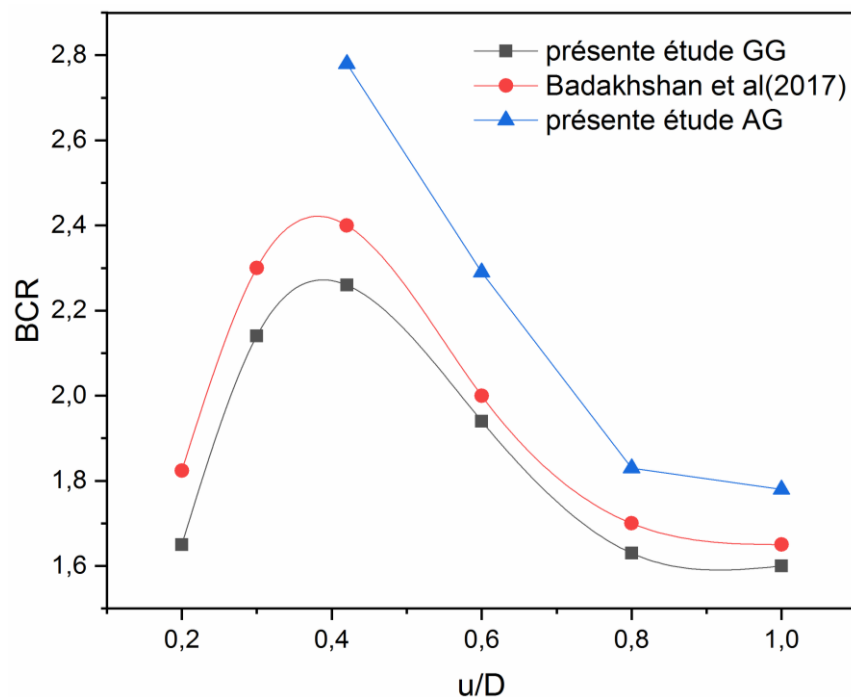


Figure. IV.4 Variation du BCR en fonction u/D

IV.4.3 Effet de la distance verticale entre les couches de renforcement :

Afin d'estimer l'influence de l'espacement entre les couches de renforcement sur la performance du sable renforcé par des GG et des AG, trois cas des tests ont été effectués pour deux et trois nappes de renforcement. On a fixé les valeurs de u/D à (0.3- 0.42 et 0.6) respectivement et ainsi de suite on varie la distance verticale entre les éléments de renforcements consécutifs (h/D).

Les figures (IV.5 - IV.10) illustrent la variation du rapport de la capacité portante (BCR) en fonction du rapport de la distance entre les couches de renforcement (h/D). Les résultats obtenus montrent que lorsqu'on renforce le sable en utilisant des géogrilles, le rapport de la charge limite (BCR) accroît de manière proportionnelle à l'accroissement de h/D jusqu'à atteindre une valeur maximale de $0,3D$, Cependant, dans le cas des ancrages en grille une valeur critique a été obtenue à $u=0,42D$. Ensuite, une réduction dans la valeur de (BCR) a été observée jusqu'à $u=0.6D$ pour les deux types de renforcement. Au-delà de cette valeur une stabilité de la valeur du BCR a été remarquée, ceci nous amène à conclure que l'ajout du renforcement est insignifiant dans cette région.

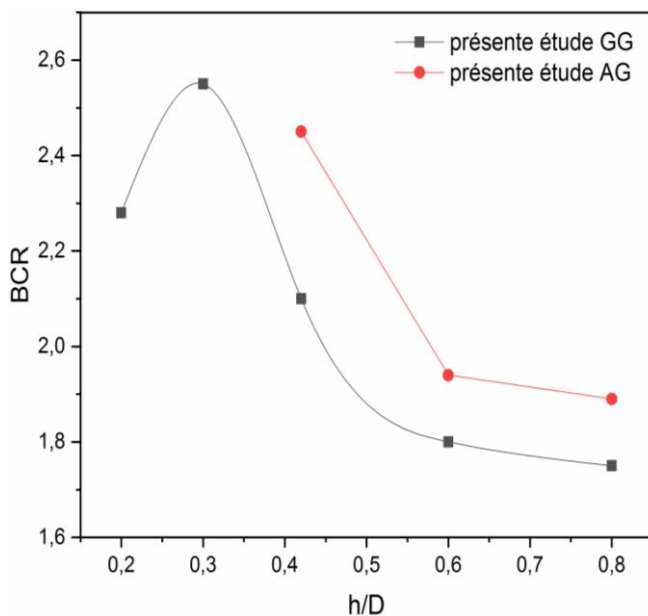


Figure. IV.5 Variation du BCR en fonction h/D cas $u/D=0,3$ $N=2$

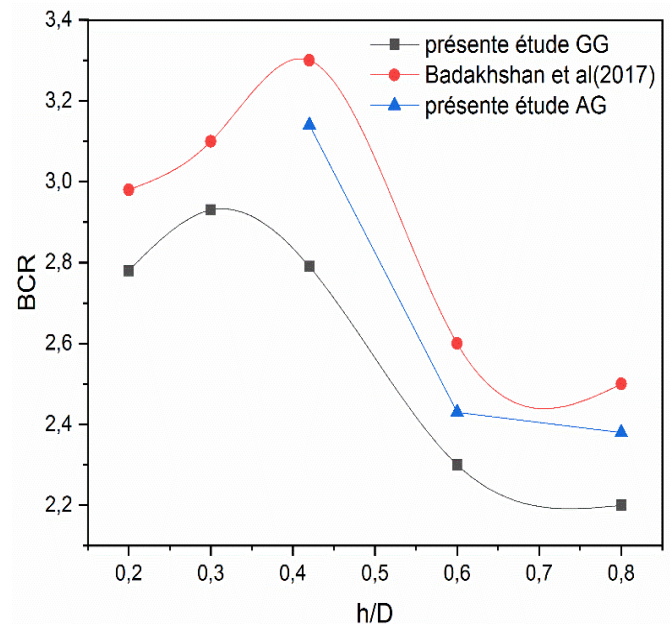


Figure. IV.6 Variation du BCR en fonction h/D cas $u/D=0,42$ $N=2$

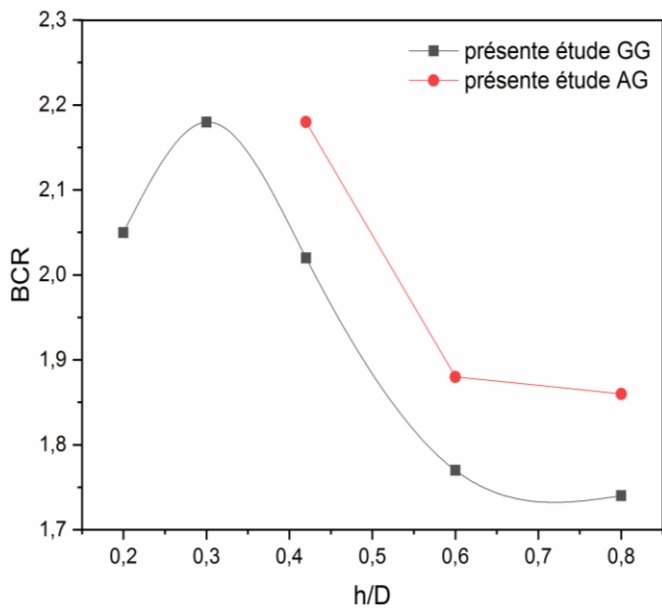


Figure. IV.7 Variation du BCR en fonction h/D cas $u/D=0,6$ $N=2$

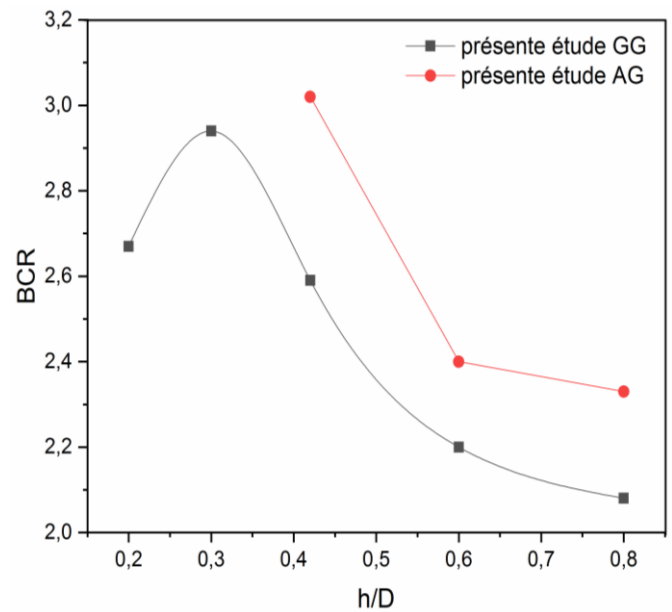


Figure. IV.8 Variation du BCR en fonction h/D cas $u/D=0,3$ $N=3$

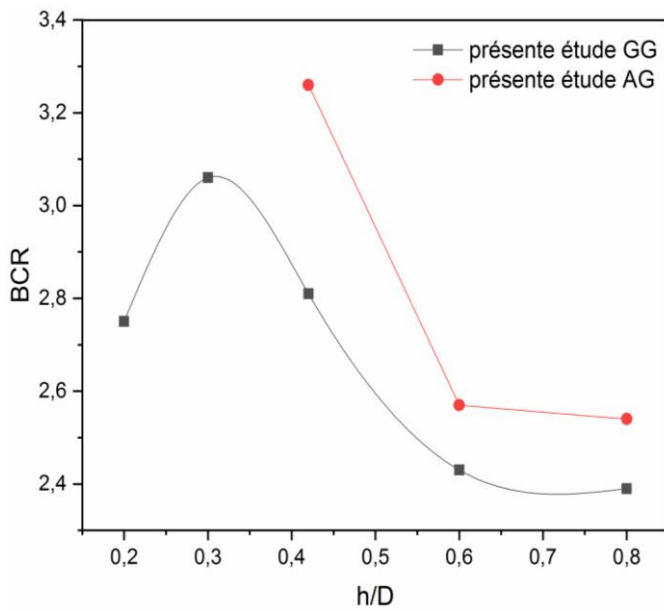


Figure. IV.9 Variation du BCR en fonction h/D cas $u/D=0,42$ $N=3$

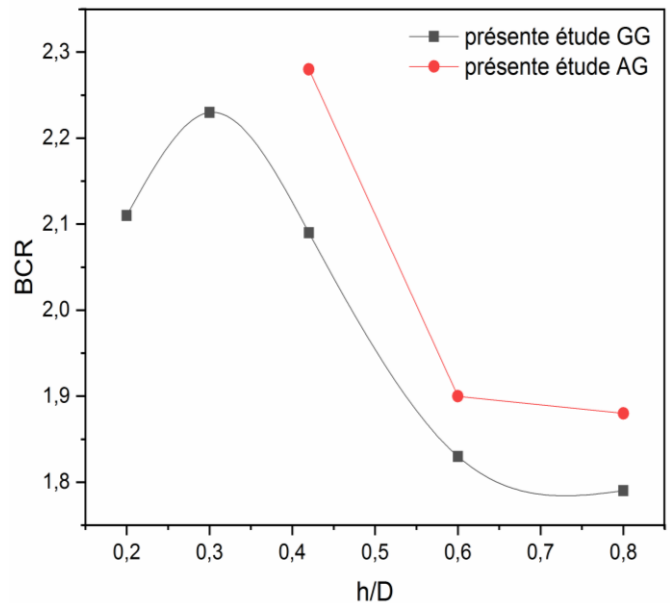


Figure. IV.10 Variation du BCR en fonction h/D cas $u/D=0,6$ $N=3$

La tendance des courbes obtenues à partir de ces résultats est identique à celles de Badakhshan et al (2017). De plus, les littératures Chakraborty et Kumar (2014), Useche-Infante et al (2019) montrant que la capacité portante maximale est obtenue lorsque la distance verticale entre les nappes de renforcement était compris entre $0,25$ et $0,40D$, ce qui justifie le choix de la géométrie

dédié. Par conséquent, cet écart et la variation dans les amplitudes entre les résultats peuvent être attribués à l'effet de modèle géométrique choisi, les caractéristiques géotechniques selon le modèle du comportement utilisé et le type de renforcement adopté.

IV.4.4 Effet de nombre des couches de renforcement (N) :

L'impact de la variation du nombre des nappes de renforcement (N) sur la charge limite d'une semelle circulaire reposant sur un sable renforcé a été examiné dans ce travail. Une série des essais numériques a été menée, où la première nappe de géogrille est placée à une profondeur (u) est égale à $0,42D$ tandis que l'espacement entre les différentes couches de renforcement (h) a été fixé à $0,3D$ pour la géogrille et $0,42D$ pour l'ancrage en grille. La (figure IV.11) montre la variation du rapport de la capacité portante (BCR) en fonction du nombre des couches de renforcement. On peut remarquer que l'augmentation de la valeur du BCR résultant d'une augmentation considérable du nombre des éléments de renforcement, jusqu'à une valeur optimale $N = 3$ au-delà de cette valeur on constate une légère augmentation de la valeur du BCR. Ces résultats sont identiques à ceux rapportés par Boushehrian (2003), Gupta et Mital (2021), Alamshahi et Hataf (2009) qui ont trouvé que l'augmentation du nombre des couches de renforcement au-delà d'un certain seuil ne contribue pas à augmenter le facteur d'amélioration BCR.

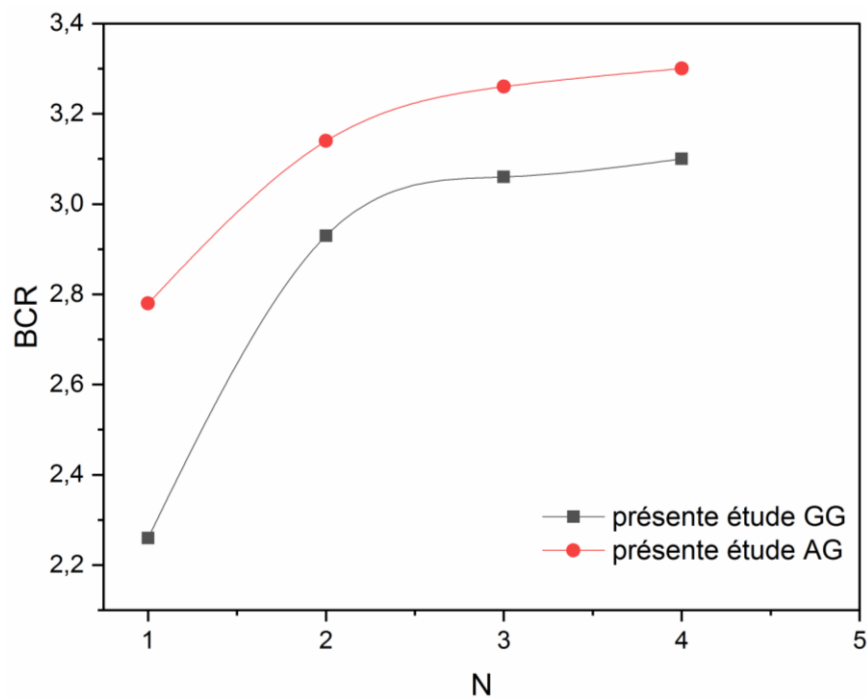


Figure. IV.11 Variation du BCR en fonction N

IV.4.5 Effet de la longueur de renforcement :

L'effet de la longueur de renforcement sur la capacité portante d'une semelle circulaire implantée sur un sol sableux a été étudié, en gardant le nombre des couches de géogrille $N=1$ et la nappe initiale du renforcement est placée à une profondeur optimale de $0,42D$, tandis que la longueur de la couche de renforcement (L) est variée entre $4d$, $4,5d$, $5d$ et $6d$ voir (figure IV.12)

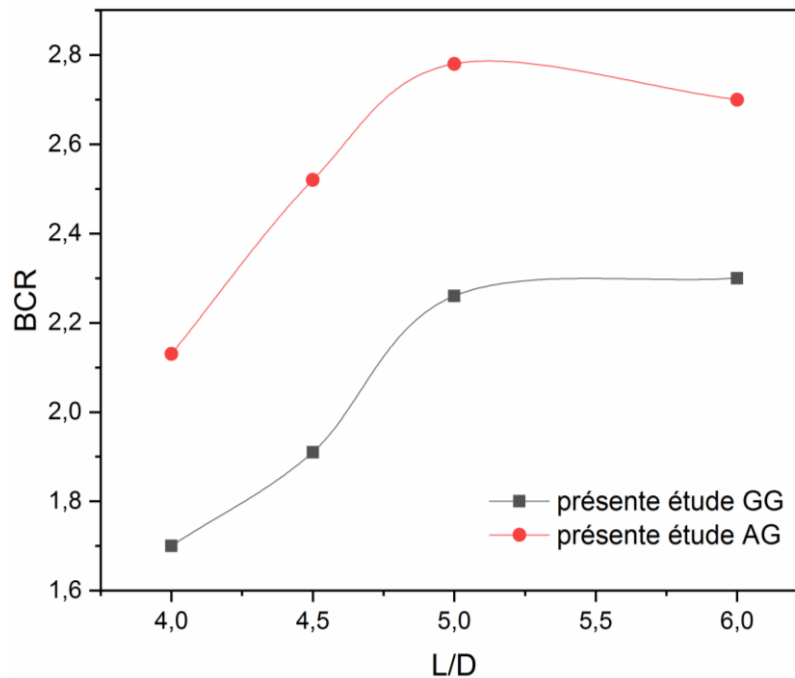


Figure. IV.12 Variation du BCR en fonction L/D

D'après la (figure IV.12) on constate que le facteur d'amélioration de la capacité portante (BCR) augmente avec l'augmentation de la longueur du renforcement jusqu'elle atteint une valeur de $L/D=5$, au-delà de cette valeur, il est notable que la longueur de renforcement n'a aucun effet sur la variation du facteur d'amélioration de la portance (BCR) pour les deux types de renforcement (GG et AG). Donc, on peut conclure que la longueur optimale du renforcement est considérée comme étant environ 5 fois le diamètre de la fondation ($L/D=5$), Ces résultats sont identiques à ceux rapportés par Lee et al (1999).

IV.4.6. Mécanisme de rupture :

D'après la (figure IV.13), on constate que le sol situé au-dessous de la fondation est affaissé, tandis que les nappes de renforcement sont déformées et tendues, dues à leur rigidité, les couches de renforcement se courbent, de ce fait, une force dirigée vers le haut se développe pour maintenir la charge exercée, ce qui augmente la capacité portante du sol renforcé. Ce mécanisme de rupture du sol renforcé est similaire à celui observé par Binquet et Lee (1975b).

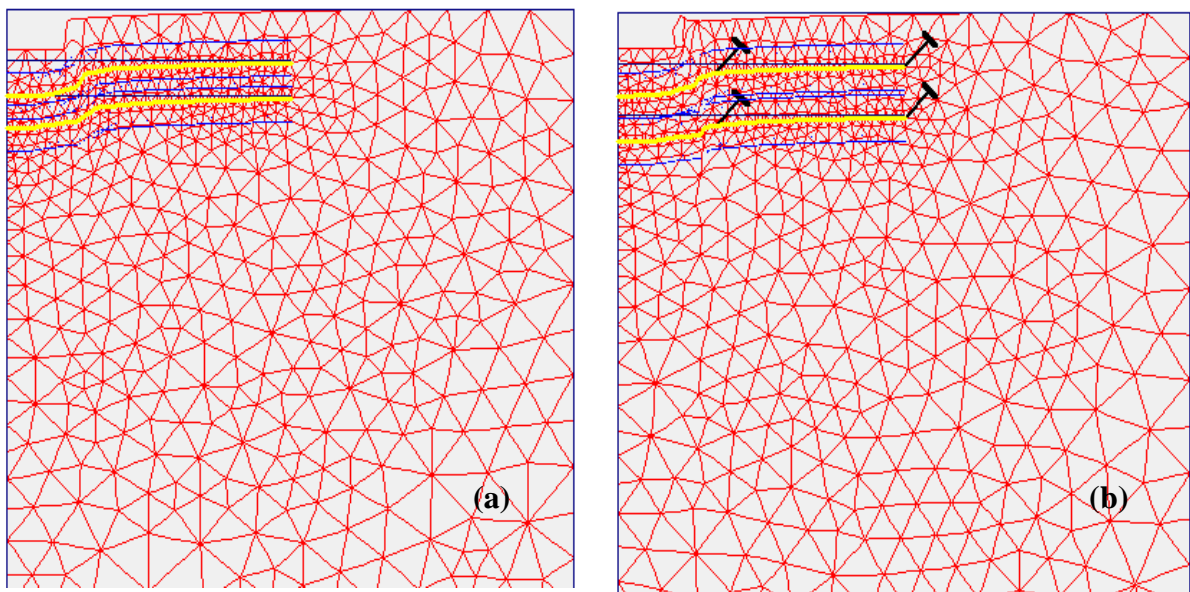


Figure. IV.13 Maillage déformé (a) : GG (b) : AG

Les figures ci-dessous (IV.14 - 15) illustrent les mécanismes de ruptures d'une semelle circulaire située sur un sol pulvérulent renforcé et non renforcé avec différents nombres des couches de renforcement.

D'après (la figure IV.14), on constate que lorsque le sable est renforcé la surface de rupture est largement étalée et plus profonde que dans le cas non renforcé. Il est clair que la présence des nappes de renforcement dans le sol entraîne une augmentation significative de la largeur et la profondeur de la surface de rupture, ce qui confère à la fondation plus de portance. Ces mécanismes de ruptures sont identiques à ceux observés par Noorzad et Manavirad (2014). Tandis que dans le cas où le nombre des couches de renforcement $N=4$ on peut noter que la rupture se produit au-dessus ces nappes, qui elles agissent en tant qu'éléments rigides, ce qui signifie qu'il n'y a aucune amélioration de la portance de la semelle.

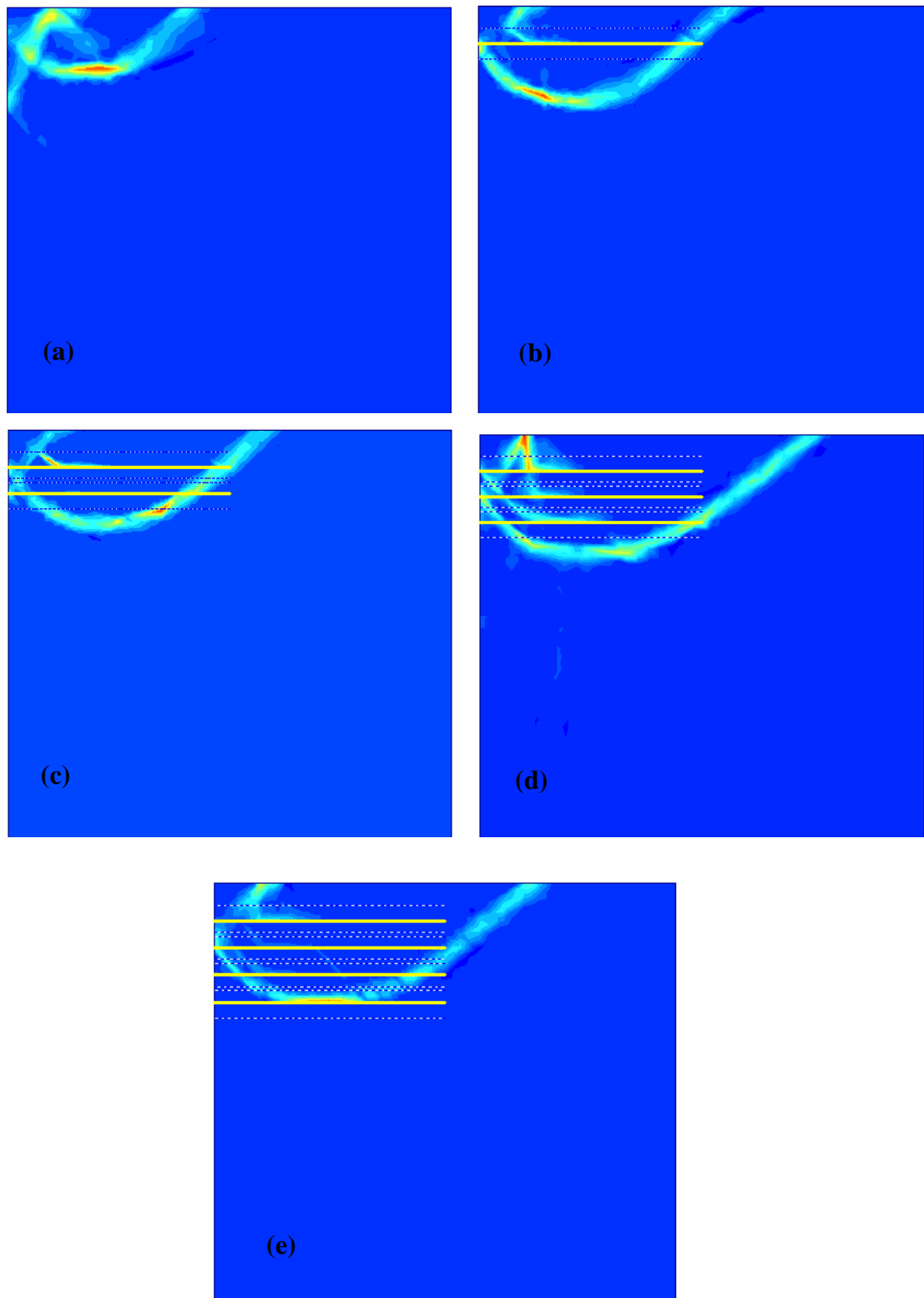


Figure. IV.14 Mécanisme de rupture (a) non renforcé, (b, c, d, e) renforcé avec différents nombres de renforcement

De plus, l'effet de la profondeur du renforcement est illustré clairement sur la (figure IV.15). On remarque que pour les deux systèmes de renforcement (géogrille et ancrage en grille), lorsque la couche initiale du renforcement située directement sous la semelle est positionnée à une profondeur $u/D=0,42$ la rupture se produit au-dessous de la nappe du renforcement, et la surface de rupture est plus profonde que celle du sol non renforcé. Cependant lorsque la couche du renforcement est placée à un niveau plus profond $u/D=0,8$ la surface de rupture se produit au-dessus de la couche du renforcement et celle-ci agit comme une frontière rigide. Dans ce cas, le système est comporté comme un cas non renforcé, ce qui indique qu'à partir un certain emplacement de la nappe du renforcement ($u/D=0,8$) n'a aucun effet sur l'amélioration de la portance de la fondation. Ces mécanismes de rupture sont similaires à ceux décrits par Binquet et Lee (1975b).

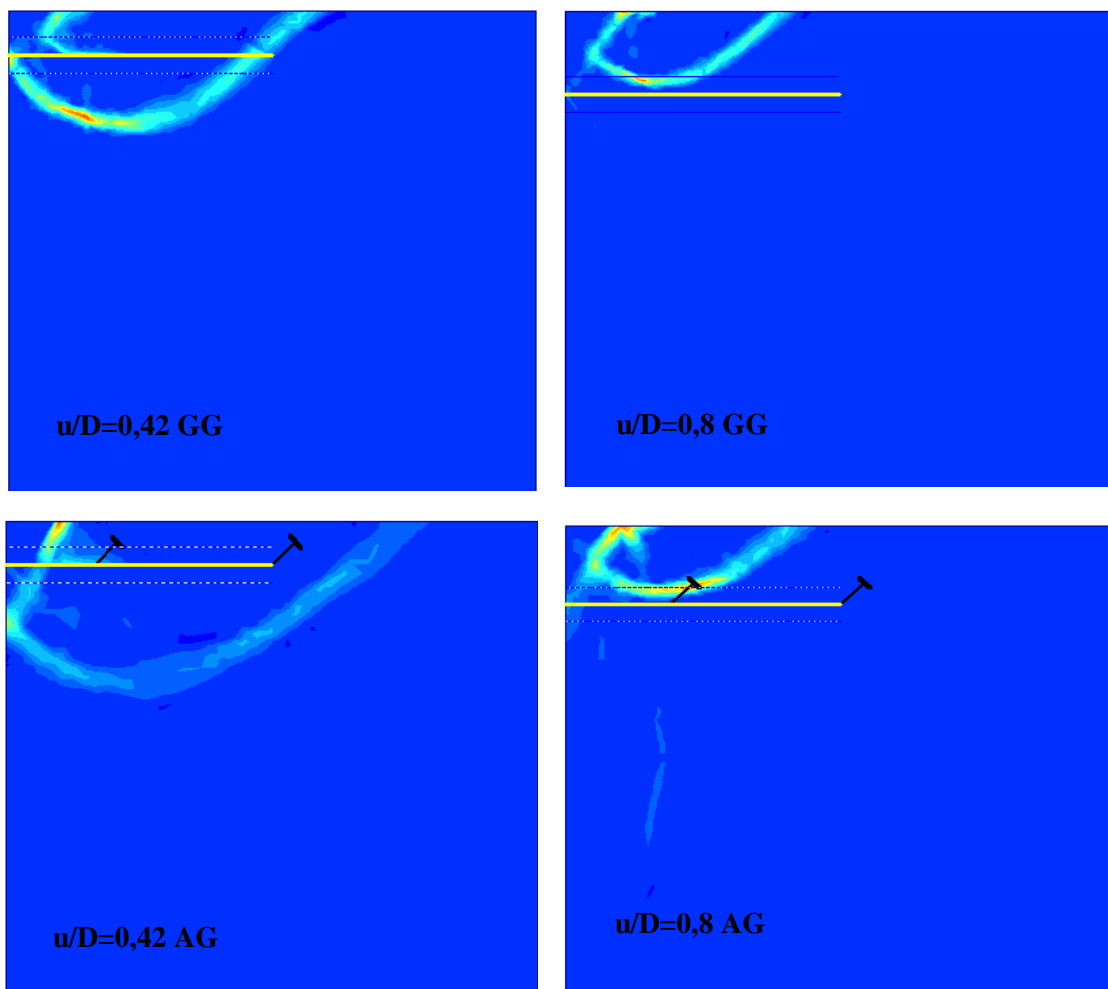


Figure. IV.15 Mécanisme de rupture correspond à la profondeur de la nappe initiale du renforcement

IV.5 Fondation carrée :

Pour étudier le comportement d'une fondation carrée implantée sur un sable renforcé par des GG et AG on a suivi les mêmes étapes que celles de la fondation circulaire.

IV.5.1 Effet de la profondeur de la nappe initiale de renforcement :

Afin de mieux comprendre l'influence de la position de la première couche du renforcement sur la capacité portante d'une fondation carrée ayant une largeur B , on a utilisé les mêmes données que celles de la fondation circulaire (sol, renforcement).

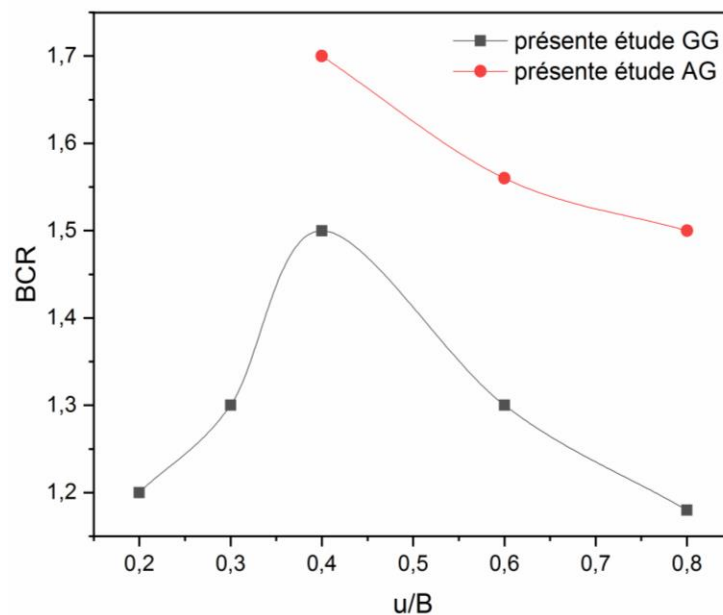


Figure. IV.16 Variation du BCR en fonction u/B

La (figure IV.16) illustre la variation du rapport de la capacité portante (BCR) en fonction des différents rapports de la profondeur du renforcement u/B . On constate que pour un renforcement de type géogrille, le facteur BCR croît avec la croissance de u/B jusqu'à une valeur critique $u/B=0,4$. Cependant, la valeur maximale de facteur d'amélioration BCR est obtenue quand la couche du renforcement de type ancrage en grille est placée à une profondeur optimale $u/B = 0,42$. Au-delà de cette valeur aucune amélioration de la portance de la fondation a été observée pour les deux types de renforcement GG et AG. Par ailleurs, il est clair d'après la même figure que la pression limite du sol renforcé par des ancrages en grille est assez importante que celle du sol renforcé par des géogrilles. Les résultats obtenus pour le renforcement de type géogrille sont semblable aux résultats trouvés par Mir et Ashraf (2019).

IV.5.2 Effet de la distance verticale entre les couches de renforcement :

La (figure IV.17) présente la variation du facteur d'amélioration de la capacité portante du sol (BCR) en fonction du rapport d'espacement vertical entre les couches de renforcement (h/B) d'une semelle carrée située sur un sol renforcé, montrant que le renforcement a un effet important sur la pression limite de la semelle lorsque la deuxième nappe de géogridde est placée à une distance optimale $h/B=0,3$, tandis que pour les ancrages en grille la valeur maximale est obtenue à $h/B=0,42$. Ainsi de suite on constate à partir de ces valeurs critiques le BCR diminue jusqu'à la stabilisation. Ceci indique que l'ajout des inclusions dans cette région a un effet négligeable sur l'amélioration de la portance de la fondation.

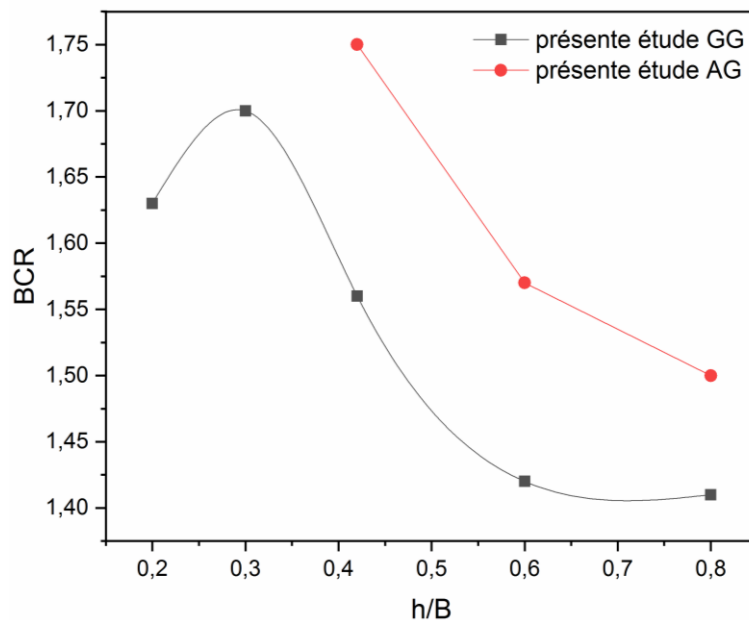


Figure. IV.17 Variation du BCR en fonction h/B

IV.5.3 Effet de nombre des éléments de renforcement (N) :

Des analyses numériques ont été menées sur une fondation carrée située sur un sable renforcé, montrant l'impact du nombre des couches de renforcement sur le facteur d'amélioration de la capacité portante du sol (BCR). D'après la figure (IV.18), une augmentation de la valeur du BCR est observée lorsque le nombre des nappes utilisées pour le renforcement du sol (GG et AG) est augmenté jusqu'à une valeur optimum $N = 3$, au-delà de cette valeur le rapport de la capacité portante BCR se stabilise, ce qui suggère que l'effet du nombre des nappes de renforcement devient négligeable. Les résultats obtenus sont identiques à ceux rapportés par Akinmusuru et Akinbolade (1981), Guido et al. (1986).

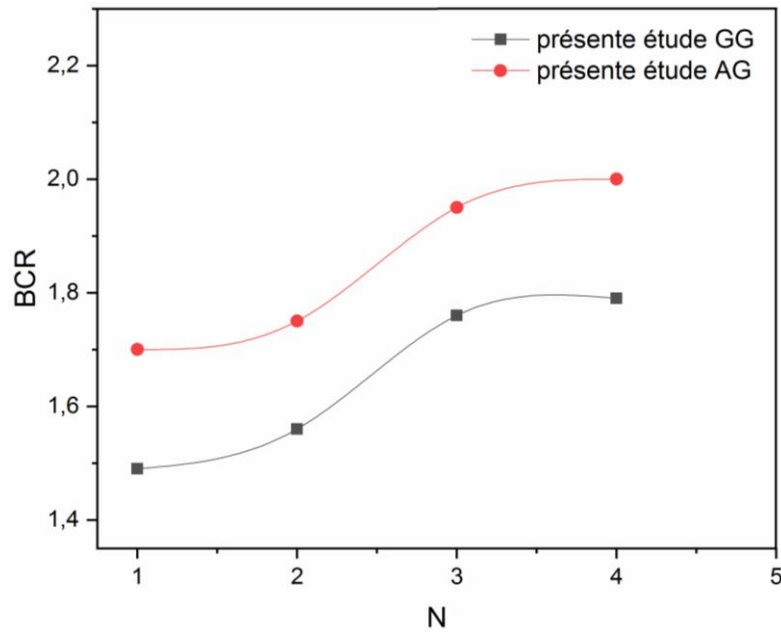


Figure. IV.18 Variation du BCR en fonction N

IV.5.4 Effet de la longueur de renforcement

Afin d'examiner l'impact de la longueur de renforcement sur la charge limite d'une fondation carrée, des tests ont été menés sur un sable renforcé en utilisant une seule nappe de géogridde avec la longueur de la couche de renforcement (L) est variée, prenant successivement les valeurs de $4d$, $4.5d$, $5d$ et $6d$.

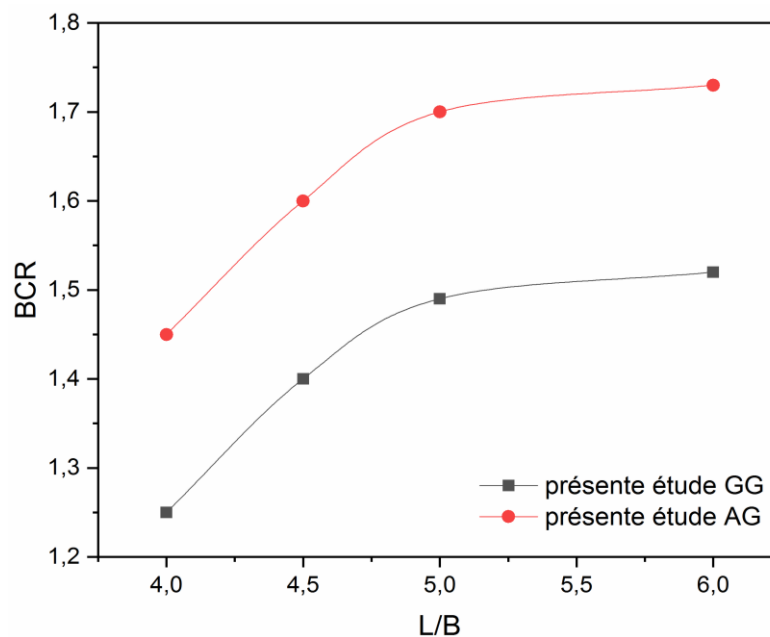


Figure. IV.19 Variation du BCR en fonction L/B

La figure (IV.19) présente la variation du rapport de la charge limite (BCR) en fonction des différents rapports de la longueur de renforcement (L/B). On peut noter qu'avec l'augmentation de la longueur du renforcement le facteur d'amélioration de la capacité portante du sol (BCR) augmente, jusqu'il atteint une magnitude de $L/B=5$. Au-delà de cette valeur, la longueur du renforcement n'a plus d'effet sur la variation du BCR pour les deux types de renforcement (GG et AG). On peut déduire que la charge ultime devient importante lorsque la longueur du renforcement est d'environ 5 fois la largeur de la fondation.

IV.6. Conclusion :

A partir les résultats obtenus d'une étude numérique des fondations superficielles (circulaires et carrées) situées sur un sable renforcé par des GG et des AG, on peut déclarer ce qui suit :

- La capacité portante des deux types de fondations circulaires et carrées implantées sur un sol sableux renforcé est plus élevée lorsque la couche initiale du renforcement est placée à une profondeur optimale.
- L'effet du renforcement est insignifiant lorsque la profondeur d'installation est supérieure à une certaine profondeur (u/D est supérieur ou égal à 0,80).
- Une valeur optimale de la distance verticale entre les couches de renforcement a été identifiée dans laquelle le BCR prend une valeur plus élevée. Cette valeur a été déterminée à 0,3D pour la géogrille et à 0,42D pour l'ancrage en grille.
- La capacité portante du sol renforcé augmente avec l'augmentation du nombre des couches de renforcement. Cette étude a révélé que le nombre optimal des nappes de renforcement est trois dans les deux systèmes de renforcement.
- L'analyse montre clairement que l'impact d'utilisation d'un ancrage en grille entraîne une amélioration notable de la capacité portante comparativement à l'utilisation d'une géogrille ordinaire pour les deux types de fondation.
- L'amélioration de la capacité portante des deux types de fondations est obtenue avec l'augmentation de la longueur des inclusions, d'où une longueur optimale a été déterminée est égale 5D ou 5B pour les deux types de renforcement.

- Le renforcement par des couches de géogridde et d'ancrage en grille a eu un effet plus bénéfique sur la portance de la semelle circulaire que celle de la semelle carrée, et le taux d'augmentation du BCR est plus important dans le cas de la semelle circulaire que dans le cas de de la semelle carrée.

CHAPITRE V

Analyse numérique de la capacité portante des fondations superficielles soumises à une charge excentrée et /ou inclinée

V.1 Introduction :

L'évaluation de la charge limite des fondations superficielles est un sujet important et d'intérêt en ingénierie géotechnique. En plus à des charges verticales centrées effectuées sur les fondations superficielles qui ont été les cas les plus étudiés. Les fondations sont souvent soumises à des moments et des efforts tranchant causés par, le vent, l'eau, les tremblements de terre etc. Ces forces et moments peuvent être remplacés par des charges excentrées et/ou inclinées sur la semelle. Ces dernières peuvent réduire considérablement la charge limite des fondations.

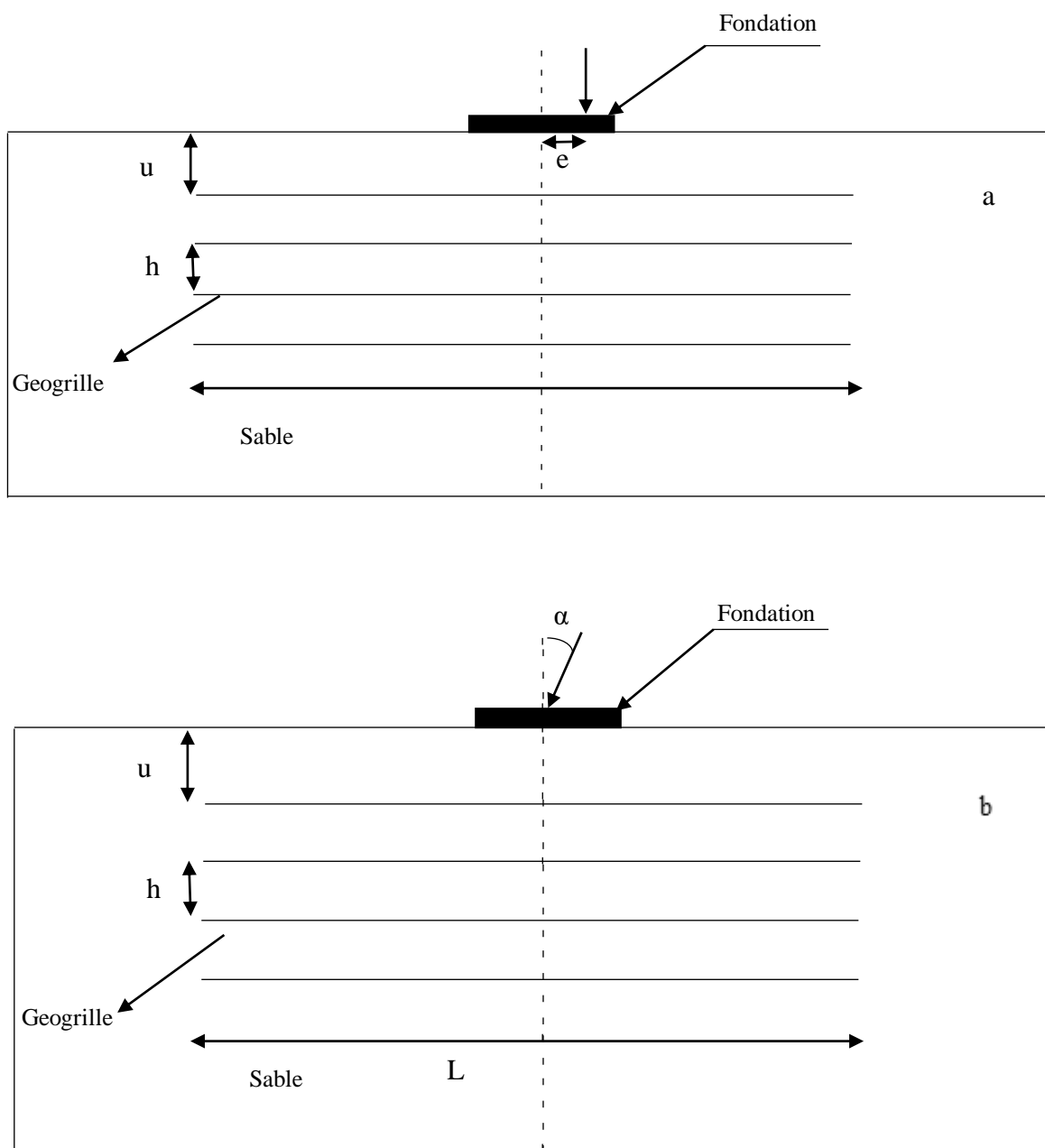
Le but de ce chapitre est d'étudier la capacité portante des fondations superficielles (circulaire et carrée) qui ont la même section, situées sur un sable renforcé et non renforcé et soumises à des charges inclinées et/ou excentrées, en utilisant une simulation numérique. En effet on s'intéresse d'examiner l'effet de l'excentricité et l'inclinaison de la charge et l'effet combiné de la charge excentrée et inclinée sur la charge limite de ces semelles. L'impact du nombre des couches de renforcement sur l'amélioration de la portance des fondations superficielles sera illustré à la fin de ce chapitre.

V.2 Procédure de la simulation numérique :

Des analyses numériques ont été menées, en utilisant la MEF afin d'examiner le comportement de deux types de fondations superficielles (circulaire et carrée), de diamètre D pour la semelle circulaire et de la largeur B pour la semelle carrée, situées sur un sol pulvérulent renforcé par des couches de géogrid, ces fondations soumises à différents types de chargement (charges excentrées, charges inclinées). Cependant pour toutes les analyses menées au sein de cette étude, on suppose que les fondations sont placées directement sur la surface du sol. Le comportement du sol est simulé numériquement en tant qu'un matériau élastique parfaitement plastique, en considérant le critère de rupture de Mohr-Coulomb en conjonction avec loi d'écoulement non associée. Dans cette étude le renforcement utilisé est caractérisé par une rigidité axiale élastique EA. Ainsi que les caractéristiques physiques et mécaniques du sol et les nappes de renforcement

utilisées sont les mêmes qui on a pris dans le chapitre IV. La fondation est représentée sous la forme d'une poutre élastique, et on y applique une charge verticale qui augmente graduellement à des excentricités e/B ou e/D (0-0,05 -0,1-0,15), tout en appliquant également une charge inclinée à des angles α (5-10-15-20), jusqu'à la rupture du sol.

Trois cas ont été analysés pour l'évaluation de l'effet du chargement (excentré et /ou incliné) sur le comportement des semelles (carrée et circulaire) plaçant directement sur un sol sableux renforcé et non renforcé (figure V.1).



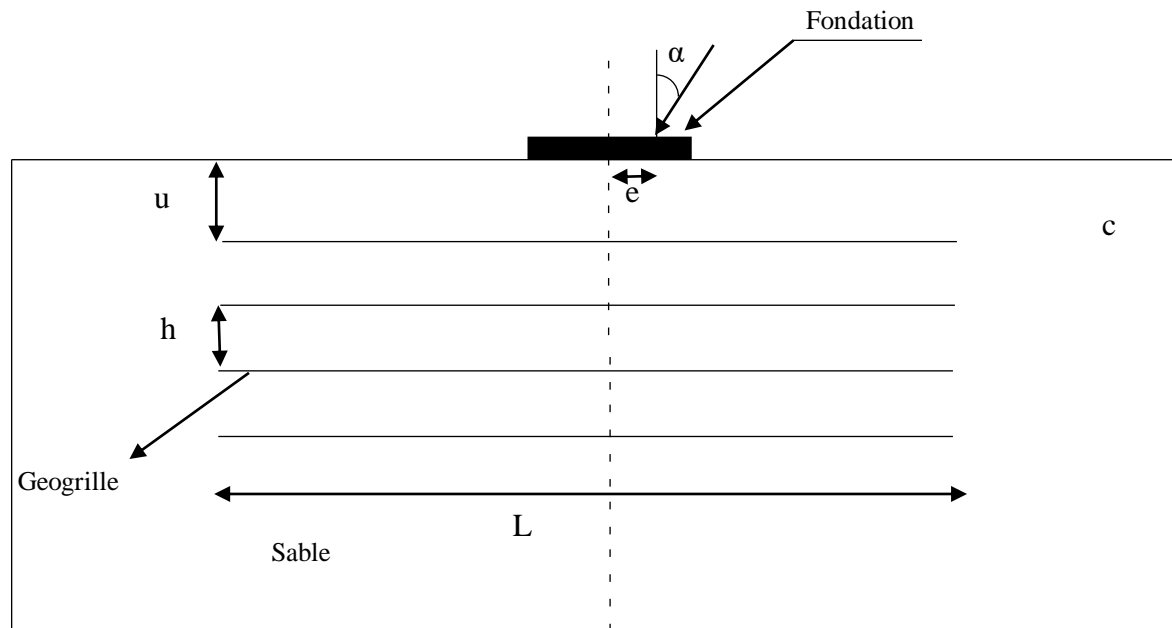


Figure.V.1 Présentation du cas étudié (a) charge excentrée, (b) charge inclinée centrée, (c) charge excentrée inclinée

Le tableau (V.1) présente les caractéristiques de fondation adoptée dans les calculs

Tableau V.1 Caractéristiques de la fondation

Paramètres	Unité	valeur	valeur
type de comportement	-	-	Elastique
Rigidité normale	EA	kn /m	10^8
Rigidité de flexion	EI	kn m ²	2×10^3
Coefficient de poisson	ν	-	0,3

Les conditions aux limites appliquées dans cette étude ont été définies, en fixant Les déplacements horizontaux et verticaux à la base du modèle étudié, tandis que seuls les déplacements horizontaux sont fixés le long des deux côtés de ce modèle. Cela implique que les mouvements horizontaux et verticaux du sol sont limités à ces frontières. Par ailleurs le maillage est raffiné dans la zone adjacente à la semelle et autour des couches de renforcement.

V.3 Programme d'essais :

Le tableau (V.2) illustre les séries de calcul effectuées pour différentes configurations testées pendant la présente étude.

Tableau V.2 : Programme d'essais réalisé

Séries	Chargement	N	e/B ou e/D	α (°)
1	Excentré	0 ,1 2,3 et 4	0.05 ,0.1, 0.15	0
2	Incliné	0 ,1 2,3 et 4	0	$\alpha=5, \alpha=10, \alpha=15, \alpha=20$
3	Excentré et Incliné		0.05 0.1 0.15	$\alpha=5, \alpha=10, \alpha=15, \alpha=20$ $\alpha=5, \alpha=10, \alpha=15, \alpha=20$ $\alpha=5, \alpha=10, \alpha=15, \alpha=20$

V.4 Résultats et discussions :

Afin d'analyser l'effet des différentes charges excentrées et inclinées sur le comportement des semelles (carrée et circulaire), un facteur de réduction de l'excentricité et d'inclinaison de la charge non dimensionnel est introduit en équations (V.1, V.2), qui est défini comme le rapport entre la charge limite d'une fondation sous une charge excentrée ou inclinée et sa charge maximale sous l'effet d'une charge centrée.

$$RF_e = \frac{q_u(\text{excentré})}{q_u(\text{centré})} \quad (\text{V.1})$$

$$RF_i = \frac{q_u(\text{incliné})}{q_u(\text{centré})} \quad (\text{V.2})$$

V.4.1 Effet de l'excentricité de la charge :

Pour pouvoir distinguer l'impact d'une charge excentrée sur la portance des semelles (circulaire et carrée) implantées sur un sable non renforcé. Une série des courbes a été tracée, comme illustrée dans la (figure V.2) qui montre une comparaison entre les valeurs de la variation du facteur de réduction (RFe) en fonction de l'excentricité de la charge e/D et e/B pour les deux types de fondation (circulaire et carrée). Cependant, on constate un décroissement considérable du coefficient RFe lorsque l'excentricité de la charge augmente dans les deux cas de la semelle. On peut noter que la capacité portante diminue avec l'augmentation de l'excentricité lorsque la fondation est soumise à une charge verticale excentrée.

Par ailleurs, il est clair d'après la même figure que dans le cas de la semelle circulaire le facteur R_{Fe} est inférieure à celui de la semelle carrée. Ces résultats présentent une convergence significative avec les études menées par Stehy et al (2019).

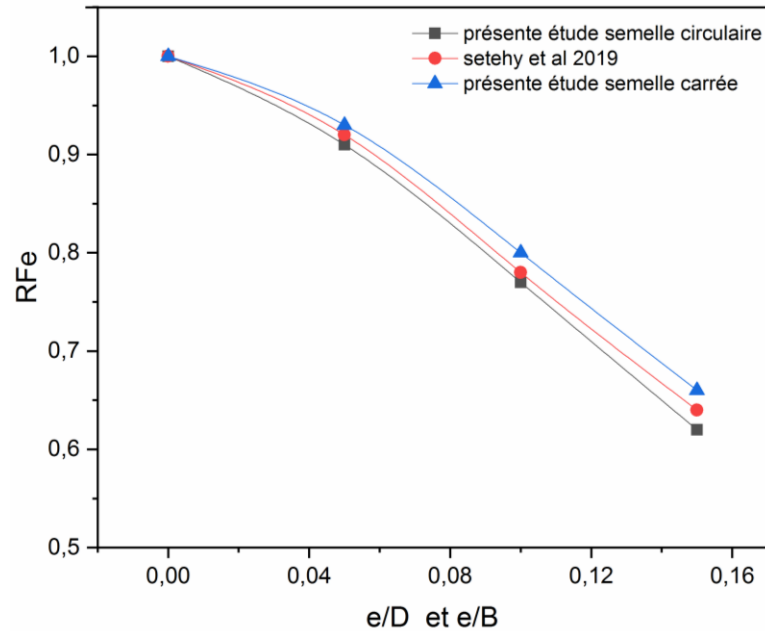


Figure.V.2 Variation du facteur de réduction R_{Fe} en fonction du e/D et e/B .

V.4.2 Effet de l'inclinaison de la charge :

La (figure V.3) présente l'effet d'une charge inclinée sur la capacité portante des deux types de semelles (circulaire et carrée), en montrant la relation entre le facteur de réduction R_{Fi} et l'angle d'inclinaison α , en prenant des valeurs d'angles allant de 0 à 20°, par incrément de 5°. Cependant, on note que quelle que soit le type de la fondation, le facteur de réduction R_{Fi} décroît avec l'accroissement de l'inclinaison de la charge (α), il atteint son maximum lorsque le chargement est vertical (c'est-à-dire pour $\alpha = 0^\circ$). De plus il est évident que les valeurs de R_{Fi} de la semelle carrée sont supérieures à celles de la semelle circulaire. Ces résultats sont identiques à ceux rapportés par Stehy et al (2019).

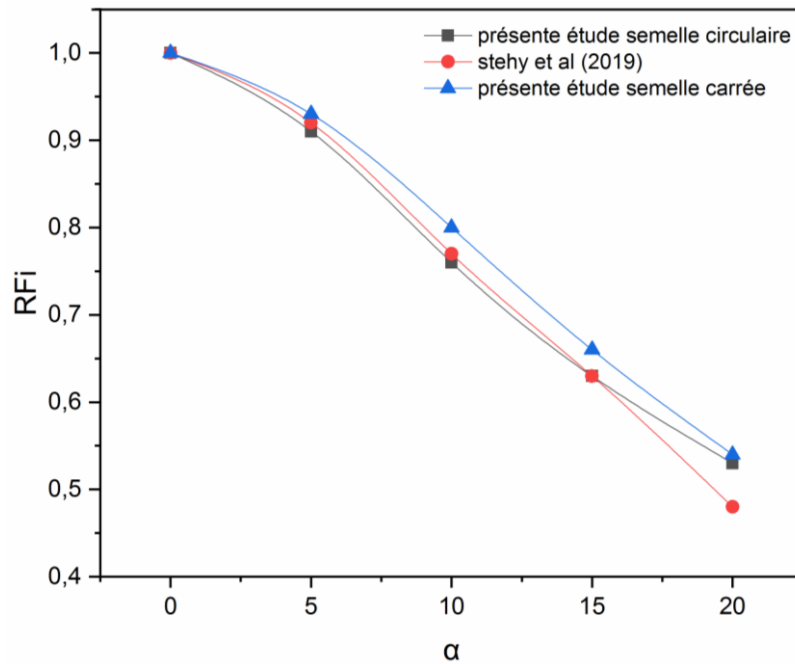


Figure.V.3 Variation du facteur de réduction RF_i en fonction d'inclinaison de la charge α

V.4.3 Effet de la charge combinée:

Afin d'étudier l'influence du chargement excentré incliné sur la charge limite des deux types de semelles (circulaire et carrée) implantées sur un sol non renforcé, une série d'analyse numérique a été menée pour les valeurs de l'excentricité e/D et e/B (0,05, 0,1 et 0,15) et en prenant les valeurs de α 0 à 20° par incrément de 5°.

Les figures (V.4 - V.6) illustrent la variation du facteur de réduction RF_i en fonction de l'angle d'inclinaison α pour les différentes valeurs d'excentricité.

A l'examen de ces graphes, on constate que la valeur du RF_i est inversement proportionnelle à l'angle d'inclinaison α pour différentes excentricités de la charge dans les deux cas de fondation. En outre, il est clair que la capacité portante de la semelle carrée est supérieure à celle de la semelle circulaire. Les résultats obtenus numériquement concordent bien avec l'étude rapportée par Stehy et al (2019).

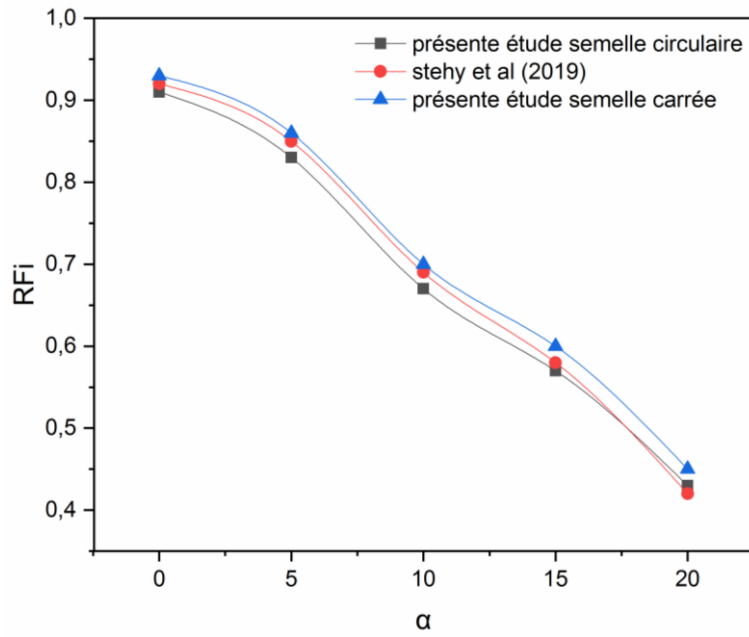


Figure.V.4 Variation du facteur de réduction RFi en fonction d'inclinaison de la charge α cas e/D et $e/B=0,05$

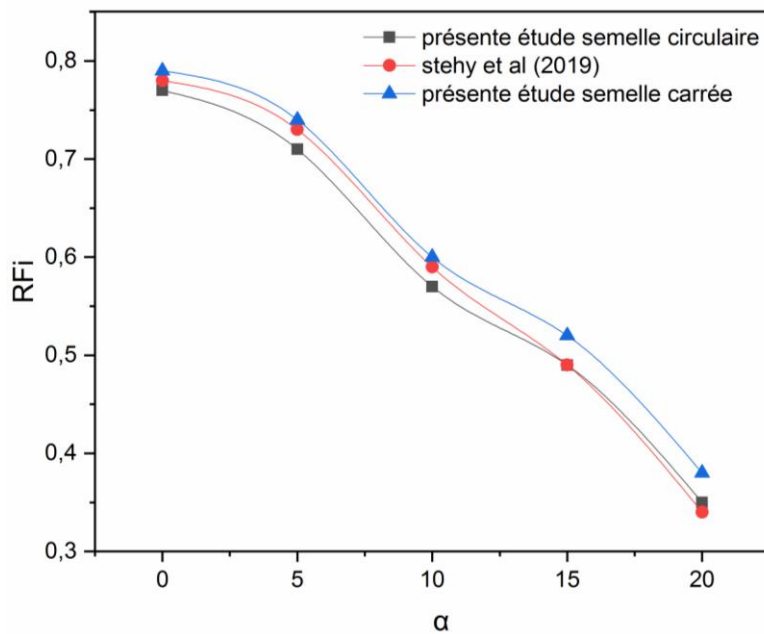


Figure.V.5 Variation du facteur de réduction RFi en fonction d'inclinaison de la charge α cas e/D et $e/B=0,1$

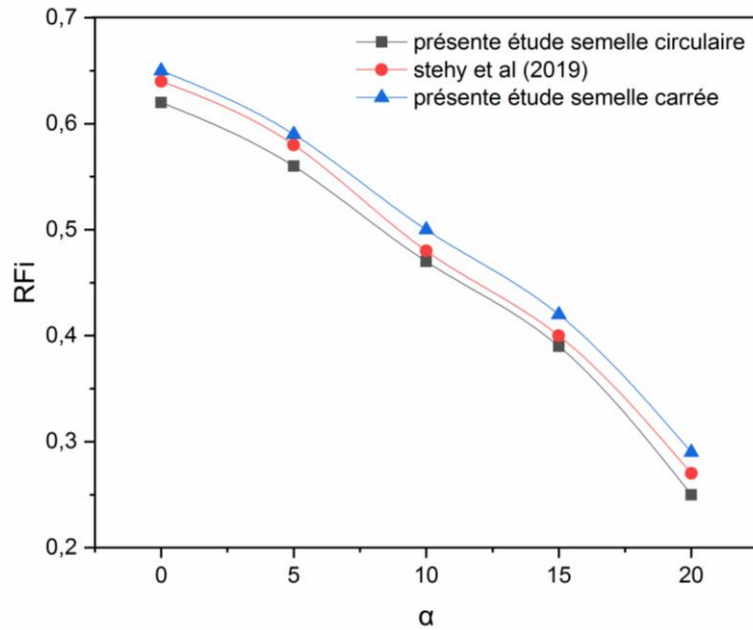


Figure.V.6 Variation du facteur de réduction RFi en fonction d'inclinaison de la charge α cas e/D et $e/B = 0,15$

D'après les figures (V.7 et V.8) qui présentent la variation du facteur de réduction (RFe) en fonction du rapport de l'excentricité de la charge e/D et e/B pour les différentes valeurs de l'inclinaison de la charge α . Il est clair que l'augmentation de l'excentricité et l'inclinaison de la charge entraîne une réduction de (RFe) pour les deux types de semelle. De plus, on remarque que la valeur maximale de RFe est obtenue lorsque l'inclinaison de la charge α est nulle. Donc, on peut déduire que la capacité portante de la semelle devient importante lorsque l'excentricité et l'inclinaison de la charge est égale à 0.

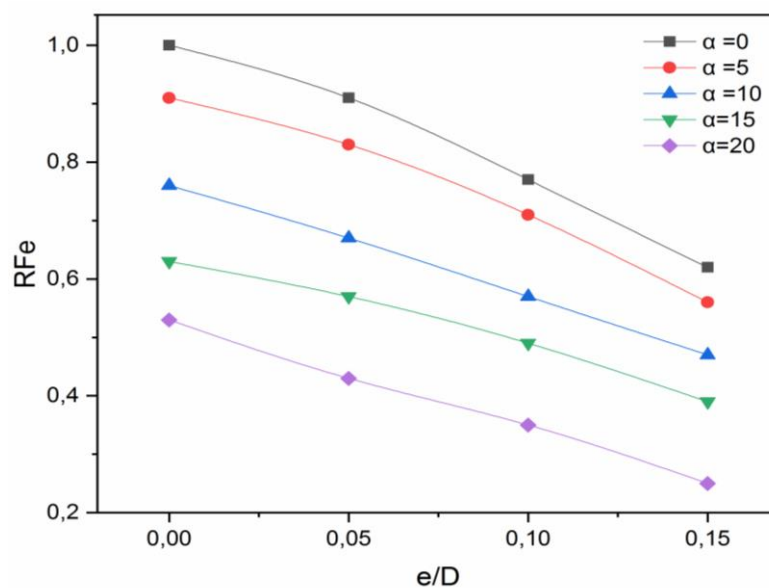


Figure.V.7 Variation du facteur de réduction RFe en fonction du e/D semelle circulaire

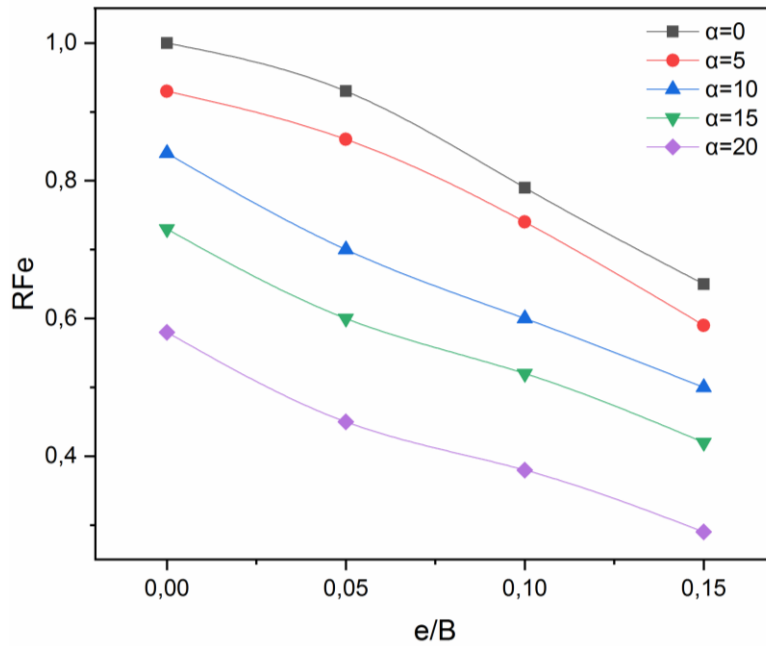


Figure.V.8 Variation du facteur de réduction RFe en fonction du e/B semelle carrée

V.4.4 Effet du nombre des couches de renforcement (N) :

Une étude numérique a été effectuée sous l'effet des différents chargements (excentrés et inclinés) pour étudier l'impact du nombre des éléments de renforcement (N) sur le comportement des deux types des fondations superficielles (circulaire et carrée) reposant sur un sol granulaire. Dans cette étude la distance verticale entre la base de la fondation et la première nappe de géogrille (u) est maintenue constante à 0.4B et 0,42B pour la fondation carrée et circulaire respectivement, et on a pris l'espacement vertical entre les couches de renforcement h est égale 0.3 pour les deux types de fondation.

Les figures (V.9 - V.12) montrent la variation du BCR en fonction du nombre des nappes de géogrille. On remarque que la valeur du facteur d'amélioration BCR augmente à mesure que le nombre des couches utilisées pour le renforcement du sol augmente jusqu'à une valeur de $N = 3$, au-delà de cette valeur le rapport de la capacité de charge BCR se stabilise, ce qui suggère que l'effet du nombre des nappes de renforcement devient négligeable. Par conséquent, le nombre optimal des couches de géogrille pour les deux types de semelle (carrée et circulaire) est $N=3$. D'après ces mêmes figures, il est clair que l'inclusion des couches de géogrille a un effet significatif sur l'amélioration de la capacité portante du sol quel que soit le type de la fondation. De plus il est évident que les valeurs du BCR des semelles circulaires sont plus importantes que celles des semelles carrées pour les différents chargements appliqués sur les fondations.

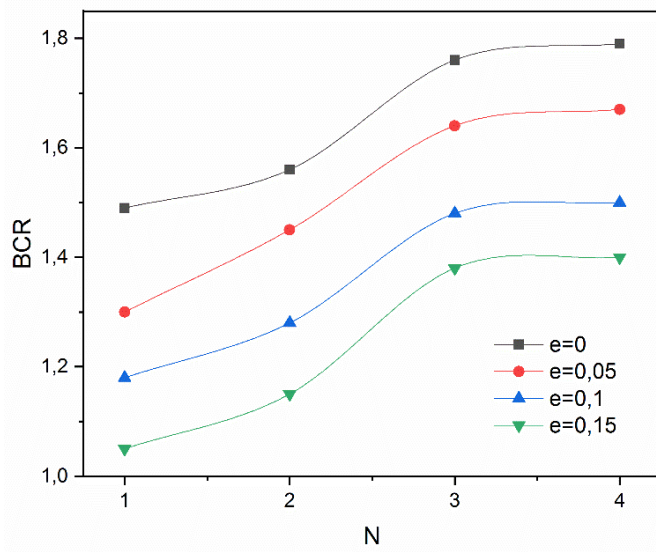


Figure.V.9 Variation du BCR en fonction du N
Pour chargement excentré (Semelle carrée)

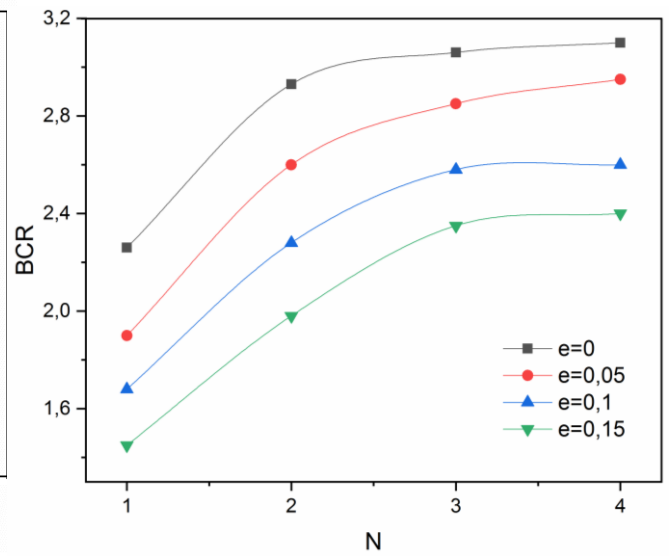


Figure.V.10 Variation du BCR en fonction du N
Pour chargement excentré (Semelle circulaire)

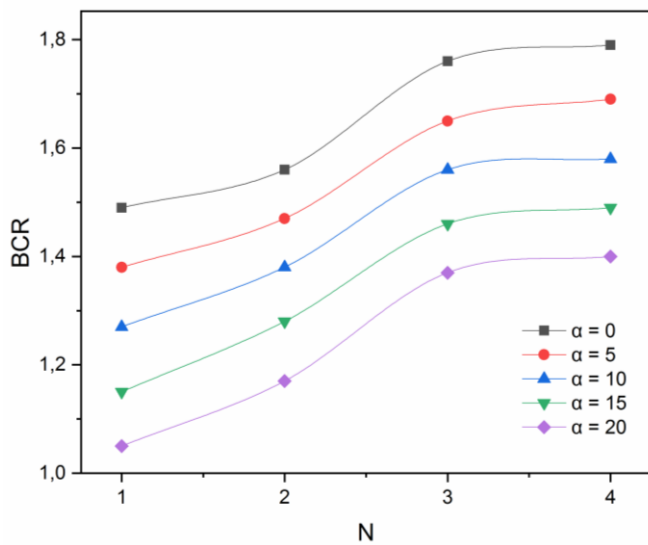


Figure.V.11 Variation du BCR en fonction du N
Pour chargement incliné (Semelle carrée)

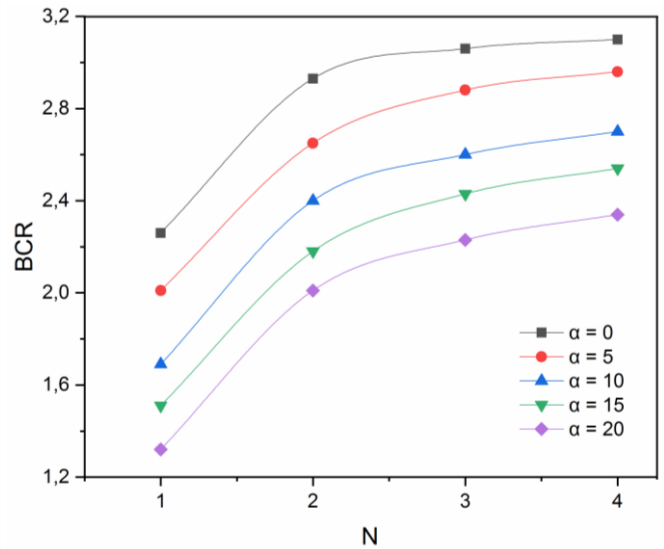


Figure.V.12 Variation du BCR en fonction du N
Pour chargement incliné (Semelle circulaire)

V.5. Conclusion :

La capacité portante des semelles superficielles (circulaire et carrée) qui ont la même surface et implantées sur un sol pulvérulent soumises à différents types de chargements est étudiée. Les conclusions suivantes ont été déduites à partir des résultats obtenus.

- La capacité portante des fondations superficielles (carrée et circulaire) implantées sur un sol sableux est diminuée lorsque l'excentricité de la charge augmente par rapport au centre de la semelle.
- L'augmentation de l'inclinaison de la charge α par rapport au centre de la fondation entraîne une réduction de la charge limite des deux types de fondations qui sont reposées sur un sable renforcé et non renforcé.
- Le taux d'augmentation de la charge limite des semelles (carrée et circulaire) est moins important quand la combinaison de la charge excentrée, inclinée est grande.
- Le rapport de la capacité de charge BCR est plus important lorsque la charge appliquée sur la fondation est centrée.
- L'introduction des nappes de géogridde entraîne une amélioration considérable sur la charge limite des fondations carrées et circulaires situées sur un sol sableux.
- Le renforcement par des nappes de géogridde a un effet important dans le cas de la semelle circulaire par rapport à la semelle carrée.
- La capacité portante d'une fondation superficielle sous l'impact des charges excentrées et inclinées augmente avec l'augmentation du nombre des nappes de géogridde.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail de cette thèse portait sur l'étude du comportement des deux types de semelles (circulaire et carrée) situées sur un sable renforcé et soumises à différents types de chargements (centré, excentré et / ou incliné). Donc pour atteindre notre objectif une simulation numérique (MEF) a été menée, qui nous ont permis d'évaluer la charge limite des fondations superficielles, les déplacements et d'étudier l'effet des différents paramètres.

Les conclusions suivantes ont été tirées à partir de cette étude.

- La capacité portante des semelles circulaires et carrées implantées sur un sable renforcé est plus élevée lorsque les nappes de renforcement sont placées à une distance optimale, au-delà de cette valeur le renforcement a un effet négligeable sur l'amélioration de la portance de la fondation.
- L'analyse montre clairement que l'impact d'utilisation d'un ancrage en grille entraîne une amélioration notable de la capacité portante comparativement à l'utilisation d'une géogridde ordinaire.
- La capacité portante du sol renforcé augmente avec l'augmentation du nombre des nappes de renforcement.
- L'amélioration de la charge limite des fondations superficielles est obtenue avec l'augmentation de la longueur des inclusions, d'où une longueur optimale a été déterminée est égale $5D$ ou $5B$ pour les deux types de renforcement.
- Le renforcement par des nappes de géogridde et d'ancrage en grille a eu un effet plus bénéfique sur la portance de la semelle circulaire que celle de la semelle carrée.
- L'augmentation de l'excentricité et l'inclinaison de la charge réduit considérablement la charge limite des deux types de fondations (circulaire et carrée).
- La capacité portante des deux types de fondations circulaires et carrées diminuée avec l'augmentation de la charge combinée excentré incliné.

- L'introduction des nappes de géogrille entraîne une amélioration significative sur la portance des fondations circulaires et carrées situées sur un sable et soumises à des charges excentrées et /ou inclinées.
- Le facteur d'amélioration de la capacité portante BCR présente une augmentation significative lorsque la charge appliquée sur la fondation est centrée.

Les perspectives

- Etude l'effet de la stratification sur la charge limite des fondations superficielles sur un sol granuleux.
- Etude l'effet de l'encastrement sur le comportement des fondations superficielles situées sur un sol renforcé.
- Etude expérimentale de la charge limite des fondations superficielles soumises à différents types de chargements.

Références Bibliographiques

- Abdi, A., Abbeche, K., Athmania, D., & Bouassida, M. (2019). Effective width rule in the analysis of footing on reinforced sand slope. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 41(1), 42-55.
- Abu-Farsakh, M., Chen, Q., & Sharma, R. (2013). An experimental evaluation of the behavior of footings on geosynthetic-reinforced sand. *Soils and Foundations*, 53(2), 335-348.
- Adams, M. T., & Collin, J. G. (1997). Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 123(1), 66-72.
- Akinmusuru, J. O., & Akinbolade, J. A. (1981). Stability of loaded footings on reinforced soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(6), 819-827.
- Alamshahi, S., & Hataf, N. (2009). Bearing capacity of strip footings on sand slopes reinforced with geogrid and grid-anchor. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(3), 217-226.
- Aria, S., Shukla, S. K., & Mohyeddin, A. (2017). Optimum burial depth of geosynthetic reinforcement within sand bed based on numerical investigation. *International Journal of Geotechnical Engineering*.
- Atalar, C., Patra, C. R., Das, B. M., & Sivakugan, N. (2013). Bearing capacity of shallow foundation under eccentrically inclined load, 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, France, 2nd -6th September.
- Badakhshan, E., & Noorzad, A. (2017). Effect of footing shape and load eccentricity on behavior of geosynthetic reinforced sand bed. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(2), 58-67.
- Bhowmik, R., Shahu, J. T., & Datta, M. (2019). Experimental studies on inclined pullout behaviour of geosynthetic sheet Vis-À-Vis geogrid-Effect of type of anchor and sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 47(6), 767-779.
- Bildik, S., & Laman, M. (2020). Effect of geogrid reinforcement on soil-structure-pipe interaction in terms of bearing capacity, settlement and stress distribution. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(6), 844-853.
- Binquet, J., & Lee, K. L. (1975). Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs. *Journal of the geotechnical Engineering Division*, 101(12), 1257-1276.
- Binquet, J., & Lee, K. L. (1975). Bearing capacity tests on reinforced earth slabs. *Journal of the geotechnical Engineering Division*, 101(12), 1241-1255.

- Boushehrian, A. H., Hataf, N., & Ghahramani, A. (2009). Numerical study of cyclic behavior of shallow foundations on sand reinforced with geogrid and grid-anchor. *International Journal of Civil and Environmental Engineering*, 3(10), 390-393.
- Boushehrian, A. H., Hataf, N., & Ghahramani, A. (2011). Modeling of the cyclic behavior of shallow foundations resting on geomesh and grid-anchor reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 29(3), 242-248.
- Boushehrian, J. H., & Hataf, N. (2003). Experimental and numerical investigation of the bearing capacity of model circular and ring footings on reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 21(4), 241-256.
- Boushehrian, J. H., & Hataf, N. (2003). Experimental and numerical investigation of the bearing capacity of model circular and ring footings on reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 21(4), 241-256.
- Bowles, J. E. (1988). *Foundation analysis and design*.
- Caquot, A. (1934). *Équilibre des massifs à frottement interne : stabilité des terres, pulvérulentes ou cohérentes*. Gauthier-Villars.
- Caquot, A. (1953). Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent. In *Proc. 3rd ICSMFE (Vol. 1, pp. 336-337)*.
- Caquot, A. I., & Kérisel, J. L. (1948). *Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations*. Gautier-Villars.
- Caquot, A., & Kerisel, J. (1956). *Traité de mécanique des sols*. Gauthier-Villars.
- Chakraborty, M., & Kumar, J. (2014). Bearing capacity of circular foundations reinforced with geogrid sheets. *Soils and Foundations*, 54(4), 820-832.
- Cicek, E., Guler, E., & Yetimoglu, T. (2015). Effect of reinforcement length for different geosynthetic reinforcements on strip footing on sand soil. *Soils and Foundations*, 55(4), 661-677.
- Das, B. M., & Omar, M. T. (1994). The effects of foundation width on model tests for the bearing capacity of sand with geogrid reinforcement. *Geotechnical & Geological Engineering*, 12, 133-141.
- Dash, S. K., Sireesh, S., & Sitharam, T. G. (2003). Behaviour of geocell-reinforced sand beds under circular footing. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 7(3), 111-115.
- Durga Prasad, B., Hariprasad, C., & Umashankar, B. (2016). Load-settlement response of square footing on geogrid reinforced layered granular beds. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 2, 1-10.
- Engineering News-Record*, 95(3), 874-878.
- Frank, R., Cuira, F., & Burlon, S. (1999). *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Techniques de l'Ingénieur.

- Frontard, J. (1936). Calculations on the stability of earth dams. In Transactions of the 2nd Congress on Large Dams (Vol. 4, pp. 288-293). cohérentes. Gauthier-Villars.
- Ganesh, R., Khuntia, S., & Sahoo, J. P. (2016). Bearing Capacity of Shallow Strip Foundations in Sand under Eccentric and Oblique Loads. *International Journal of Geomechanics*, 17(4),
- Guido, V. A., Biesiadecki, G. L., & Sullivan, M. J. (1985). Bearing capacity of a geotextile-reinforced foundation. In International conference on soil mechanics and foundation engineering. 11(pp. 1777-1780).
- Guido, V. A., Chang, D. K., & Sweeney, M. A. (1986). Comparison of geogrid and geotextile reinforced earth slabs. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(4), 435-440.
- Gupta, S., & Mital, A. (2021). Behaviour of eccentrically inclined loaded rectangular foundation on reinforced sand. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 43(2), 74-89.
- Gvozdev, A. A. (1938). Détermination des charges de rupture pour des systèmes subissant des déformations plastiques (en russe). *Trudy Konferentsii po plasticheskim deformatsiyam*, Izdat. AN SSSR.). *Prikl. Mat. Mech*, 9, 339-350.
- Hajitaheriha, M. M., Akbarimehr, D., Hasani Motlagh, A., & Damerchilou, H. (2021). Bearing capacity improvement of shallow foundations using a trench filled with granular materials and reinforced with geogrids. *Arabian Journal of Geosciences*, 14, 1-14.
- Hansen, J. B. (1961). The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. *Bulletin 12*, Danish Geotech. Institute, 1-9.
- Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity.
- Hegde, A., & Sitharam, T. G. (2015). 3-Dimensional numerical modelling of geocell reinforced sand beds. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(2), 171-181.
- Huang C. C., & Tatsuoka, F. (1988). Prediction of bearing capacity in level sandy ground reinforced with strip reinforcement. In International geotechnical symposium on theory and practice of earth reinforcement (pp. 191-196).
- Huang, C. C., & Menq, F. Y. (1997). Deep-footing and wide-slab effects in reinforced sandy ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(1), 30-36.
- Huang, C. C., & Tatsuoka, F. (1990). Bearing capacity of reinforced horizontal sandy ground. *Geotextiles and Geomembranes*, 9(1), 51-82.
- Kézdi, Á., & Rétháti, L. (1988). Soil mechanics of earthworks, foundations, and highway engineering (Vol. 3). Elsevier.
- Kirtimayee, B., & Samadhiya, N. K. (2022). Behavior of Vertically Confined Square Footing on Reinforced Sand under Centric Inclined Loading. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 44(3), 224-238.
- Latha, G. M., & Somwanshi, A. (2009). Bearing capacity of square footings on geosynthetic reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(4), 281-294.

- Lavasan, A. A., & Ghazavi, M. (2012). Behavior of closely spaced square and circular footings on reinforced sand. *Soils and Foundations*, 52(1), 160-167.
- Lazizi, A., Trouzine, H., Asroun, A., & Belabdelouhab, F. (2014). Numerical simulation of tire reinforced sand behind retaining wall under earthquake excitation. *Engineering, Technology & Applied Science Research*, 4(2), 605-611.
- Lee, K. M., & Manjunath, V. R. (2000). Experimental and numerical studies of geosynthetic-reinforced sand slopes loaded with a footing. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(4), 828-842.
- Lee, K. M., Manjunath, V. R., & Dewaikar, D. M. (1999). Numerical and model studies of strip footing supported by a reinforced granular fill-soft soil system. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(5), 793-806.
- Loukidis, D., Chakraborty, T., & Salgado, R. (2008). Bearing capacity of strip footings on purely frictional soil under eccentric and inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(6), 768-787.
- Lu, L., Wang, Z. J., & Arai, K. (2014). Numerical and experimental analyses for bearing capacity of rigid strip footing subjected to eccentric load. *Journal of Central South University*, 21(10), 3983-3992.
- Lundgren, H. (1953). Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand. In 3rd Int. Conf. Soil Mech. (Vol. 1, pp. 409-412).
- Magnan, J. P., & Droniuc, N. (2000). Stability analyses in geotechnical engineering: recent developments. In Proceedings. In 4 th International Geotechnical Engineering Conference (pp. 57-90).
- Makkar, F. M., Chandrakaran, S., & Sankar, N. (2017). Behaviour of model square footing resting on sand reinforced with three-dimensional geogrid. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 3, 1-10.
- Mansouri, T., & Abbeche, K. (2019). Experimental bearing capacity of eccentrically loaded foundation near a slope. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 41(1), 33-41.
- Mazouz, B., Mansouri, T., Baazouzi, M., & Abbeche, K. (2022). Assessing the Effect of Underground Void on Strip Footing Sitting on a Reinforced Sand Slope with Numerical Modeling. *Engineering, Technology & Applied Science Research*, 12(4), 9005-9011.
- Meyerhof, G. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In Proc. Of 3rd ICSMFE (Vol. 1, pp. 440-445).
- Meyerhof, G. G. (1951). The ultimate bearing capacity of foudations. *Geotechnique*, 2(4), 301-332.
- Meyerhof, G. G. (1961). Discussion on «Foundations other than piled foundations». In Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris (Vol. 3, p. 193).

- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian geotechnical journal*, 1(1), 16-26.
- Michalowski, R. L. (2004). Limit loads on reinforced foundation soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 130(4), 381-390.
- Michalowski, R. L., & You, L. (1998). Effective width rule in calculations of bearing capacity of shallow footings. *Computers and Geotechnics*, 23(4), 237-253.
- Mir, B. A., & Ashraf, S. (2019). Evaluation of load-settlement behaviour of square model footings resting on geogrid reinforced granular soils. In *Advanced Research on Shallow Foundations: Proceedings of the 2nd GeoMEast International Congress and Exhibition on Sustainable Civil Infrastructures, Egypt 2018–The Official International Congress of the Soil-Structure Interaction Group in Egypt (SSIGE)* (pp. 103-126). Springer International Publishing.
- Mosallanezhad, M., Alfaro, M. C., Hataf, N., & Taghavi, S. S. (2016). Performance of the new reinforcement system in the increase of shear strength of typical geogrid interface with soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 44(3), 457-462.
- Naderi, E., & Hataf, N. (2014). Model testing and numerical investigation of interference effect of closely spaced ring and circular footings on reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(3), 191-200.
- Nasr, A. M., & Azzam, W. R. (2016). Behaviour of eccentrically loaded strip footings resting on sand. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 17(3), 177-194.
- Noorzad, R., & Manavirad, E. (2014). Bearing capacity of two close strip footings on soft clay reinforced with geotextile. *Arabian Journal of Geosciences*, 7, 623-639.
- Patra, C. R., Das, B. M., & Atalar, C. (2005). Bearing capacity of embedded strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 23(5), 454-462.
- Patra, C. R., Das, B. M., Bhoi, M., & Shin, E. C. (2006). Eccentrically loaded strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(4), 254-259.
- Phanikumar, B. R., Prasad, R., & Singh, A. (2009). Compressive load response of geogrid-reinforced fine, medium and coarse sands. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(3), 183-186.
- Prandtl, L. (1920). Über die harte plastischer körper. *Nachr. Ges. Wissensch, Gottingen, math. - phys. Klasse*, 1920, 74-85.
- Prandtl, L. (1921). Über die Eindringungsfähigkeit Plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. *Z. Angw. Math. Mech.*, Basel, Switzerland, 1(1).
- Purkayastha, R. D., & Char, R. A. (1977). Stability analysis for eccentrically loaded footings. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(6), 647-651.
- Rankine, W. J. M. (1857). II. On the stability of loose earth. *Philosophical transactions of the Royal Society of London*, (147), 9-27.

- Reissner, H. (1924). Zum erddruckproblem. In Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics (pp. 295-311). Delft.
- Roy, S. S., & Deb, K. (2020). Effect of aspect ratio of footing on behavior of two closely-spaced footings on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(4), 443-453.
- Sahu, R., Patra, C. R., Das, B. M., & Sivakugan, N. (2016). Bearing capacity of shallow strip foundation on geogrid-reinforced sand subjected to inclined load. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(2), 183-189.
- Sahu, R., Patra, C. R., Sivakugan, N., & Das, B. M. (2020). Behavior of Inclined Loaded Strip Footings Resting on Geogrid-Reinforced Sand. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38, 5245-5256
- Sethy, B. P., Patra, C. R., Das, B. M., & Sobhan, K. (2019). Behavior of circular foundation on sand layer of limited thickness subjected to eccentrically inclined load. *Soils and Foundations*, 60(1), 13-27.
- Sethy, B. P., Patra, C., Das, B. M., & Sobhan, K. (2020). Bearing Capacity of Circular Foundation on a Sand Layer of Limited Thickness Under Eccentrically Inclined Loading. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 57, 452-457.
- Sitharam, T. G., & Sireesh, S. (2004). Model studies of embedded circular footing on geogrid-reinforced sand beds. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 8(2), 69-75.
- Tafreshi, S. M., & Dawson, A. R. (2010). Comparison of bearing capacity of a strip footing on sand with geocell and with planar forms of geotextile reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), 72-84.
- Tafreshi, S. M., Shaghghi, T., Mehrjardi, G. T., Dawson, A. R., & Ghadrddan, M. (2015). A simplified method for predicting the settlement of circular footings on multi-layered geocell-reinforced non-cohesive soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(4), 332-344.
- Terzaghi K (1925) Principles of soil mechanics, IV—Settlement and consolidation of clay.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics* John Wiley and Sons Inc. New York, 314.
- Touahmia, M. (2017). Performance of Geosynthetic-Reinforced Soils Under Static and Cyclic Loading. *Engineering, Technology & Applied Science Research*, 7(2), 1523-1527.
- Useche-Infante, D., Aiassa Martinez, G., Arrúa, P., & Eberhardt, M. (2019). Experimental study of behaviour of circular footing on geogrid-reinforced sand. *Geomechanics and Geoengineering*, 17(1), 45-63.
- Vesic, A. B. (1963). Bearing capacity of deep foundations in sand. *Highway research record*, (39).
- Vesić, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(1), 45-73.

Wang, J. Q., Zhang, L. L., Tang, Y., & Huang, S. B. (2021). Influence of reinforcement-arrangements on dynamic response of geogrid-reinforced foundation under repeated loading. *Construction and Building Materials*, 274, 122093.

Wayne, M. H., Han, J., & Akins, K. (1998, October). The design of geosynthetic reinforced foundations. In *Geosynthetics in foundation reinforcement and erosion control systems* (pp. 1-18). ASCE.

Yetimoglu, T., Wu, J. T., & Saglamer, A. (1994). Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(12), 2083-2099.

Zidan, A. F. (2012). Numerical study of behavior of circular footing on geogrid-reinforced sand under static and dynamic loading. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(2), 499-510.